CHƯƠNG I. MỘT SỐ VẤN ĐỀ CƠ BẢN TRONG THIẾT KẾ NỀN MÓNG

§1. CÁC KHÁI NIỆM CƠ BẢN

1.1. Móng

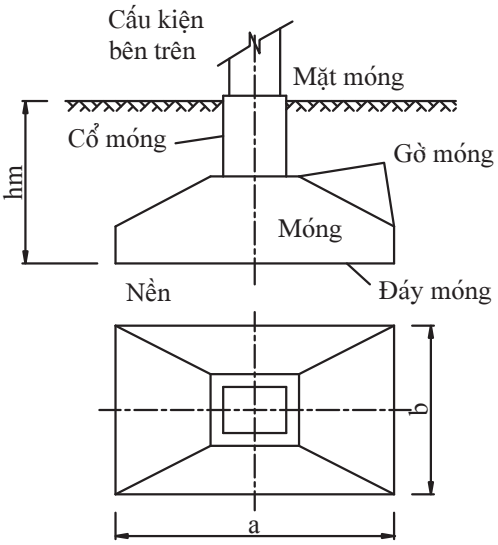
Móng là bộ phận chịu lực đặt thấp nhất, là kết cấu cuối cùng của nhà hoặc công trình. Nó tiếp thu tải trọng công trình và truyền tải trọng đó lên nền đất dưới đáy móng.

1.2. Mặt móng

Bề mặt móng tiếp xúc với công trình bên trên (chân cột, chân tường) gọi là mặt móng. Mặt móng thường rộng hơn kết cấu bên trên một chút để tạo điều kiện cho việc thi công cấu kiện bên trên một cách dễ dàng.

1.3. Gờ móng

Phần nhô ra của móng gọi là gờ móng, gờ móng được cấu tạo để đề phòng sai lệch vị trí có thể xảy ra khi thi công các cấu kiện bên trên, lúc này có thể xê dịch cho đúng thiết kế.



Hình 1.1 Nền và móng

1.4. Đáy móng

Bề mặt móng tiếp xúc với nền đất gọi là đáy móng. Đáy móng thường rộng hơn nhiều so với kết cấu bên trên. Sở dĩ như vậy bởi vì chênh lệch độ bền tại mặt tiếp xúc móng - đất rất lớn (từ 100 - 150 lần), nên mở rộng đáy móng để phân bố lại ứng suất đáy móng trên diện rộng, giảm được ứng suất tác dụng lên nền đất.

** Khái niệm về áp lực đáy móng:*

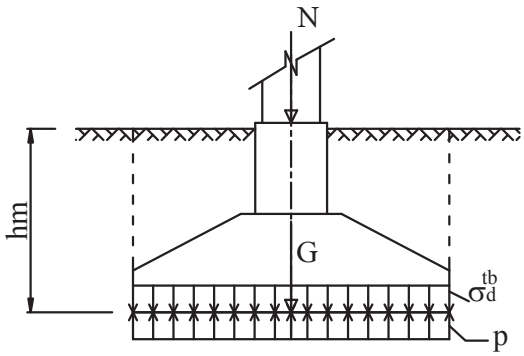
Áp lực do toàn bộ tải trọng công trình (bao gồm cả trọng lượng bản thân móng và phần đất trên móng), thông qua móng truyền xuống đất nền gọi là áp lực đáy móng.

Công thức: $$\sigma_{đ}^{tb} = \frac{N + G}{axb} \qquad (1.1)$$

Trong đó:

N - Tổng tải trọng thẳng đứng tính đến mặt đỉnh móng.

G - Trọng lượng của vật liệu móng và phần đất nằm trên móng.



Hình 1.2: Áp lực đáy móng và phản lực nền

** Khái niệm về phản lực nền:*

Khi chịu tác dụng của áp lực đáy móng, nền đất dưới đáy móng cứng xuất hiện phản lực nền, có cùng trị số nhưng ngược chiều với áp lực đáy móng.

Công thức: $$p = \sigma_{đ}^{tb} = \frac{N + G}{axb} \qquad (1.2)$$

Việc tính toán phản lực nền có ý nghĩa rất lớn cho việc tính toán độ bền, ổn định của móng sau này.

share-connect.blogspot.com

1.5. Nền

Nền là phần đất nằm dưới đáy móng, tiếp thu tải trọng từ móng truyền xuống. Người ta phân nền làm hai loại:

+ Nền thiên nhiên: Là nền khi xây dựng công trình, không cần biện pháp nào để xử lý về mặt vật lý và cơ học của đất.

+ Nền nhân tạo: Là loại nền khi xây dựng cần dùng các biện pháp nào đó để cải thiện, làm tăng cường khả năng chịu tải của đất nền.

1.6. Ý nghĩa của công tác thiết kế nền móng

Khi tính toán thiết kế và xây dựng công trình, cần chú ý và cố gắng làm sao đảm bảo thoã mãn ba yêu cầu sau:

1- Bảo đảm sự làm việc bình thường của công trình trong quá trình sử dụng.

2- Bảo đảm cường độ của từng bộ phận và toàn bộ công trình.

3- Bảo đảm thời gian xây dựng ngắn nhất và giá thành rẻ nhất.

Với yêu cầu thứ nhất thì nếu công trình có độ lún, hoặc lún lệch, hoặc chuyển vị ngang quá lớn thì công trình không thể làm việc bình thường, ngay cả khi nó chưa bị phá huỷ.

Với yêu cầu thứ hai: Cường độ công trình ngoài việc phụ thuộc vào cường độ bản thân kết cấu, móng, còn phụ thuộc rất lớn vào cường độ của đất nền dưới đáy công trình. Do vậy công tác khảo sát, thiết kế và tính toán nền phải chặt chẽ và chính xác để đảm bảo an toàn cho công trình.

Với yêu cầu thứ ba: thì việc tính toán, thiết kế và chọn biện pháp thi công hợp lý có ảnh hưởng rất lớn đến thời gian thi công công trình. Thông thường việc thi công nền móng thường mất nhiều thời gian, do vậy yêu cầu này cần được thể hiện tính hợp lý và chặt chẽ.

Giá thành xây dựng nền móng thường chiếm 20-30% giá thành công trình (đối với công trình dân dụng). Với công trình cầu, thuỷ lợi tỷ lệ đó có thể đên 40-50%.

Kinh nghiệm thực tiễn cho thấy hầu hết các công trình bị sự cố đều do giải quyết chưa tốt các vấn đề về thiết kế nền móng Do vậy, việc nghiên cứu, tính toán, thiết kế nền và móng một cách toàn diện có ý nghĩa rất quan trọng đối với người kỹ sư thiết kế nền móng.

§2. PHÂN LOẠI MÓNG VÀ PHẠM VI SỬ DỤNG

2.1. Phân loại theo vật liệu:

Thông thường sử dụng các loại vật liệu để làm móng như sau: Gạch, đá hộc, đá, bê tông, bê tông cốt thép …

+ Móng gạch: Sử dụng cho các loại móng mà công trình có tải trọng nhỏ, nền đất tốt, sử dụng ở nơi có mực nước ngầm sâu.

+ Móng đá hộc: Loại lóng này có cường độ lớn, sử dụng ở những vùng có sẵn vật liệu.

+ Móng gỗ: Cường độ nhỏ, tuổi thọ ít, ít được sử dụng, thường sử dụng cho các công trình tạm thời, hoặc dùng để xử lý nền đất yếu.

+ Móng thép: Ít được sử dụng để làm móng vì thép dễ bị gỉ do nước trong đất và nước ngầm xâm thực.

share-connect.blogspot.com

+ Móng bê tông và bê tông cốt thép: Cường độ cao, tuổi thọ lâu, được sử dụng rộng rãi trong xây dựng công trình. Với loại móng này yêu cầu bê tông Mác ≥ 200.

2.2. Phân loại theo cách chế tạo móng:

Theo cách chế tạo móng người ta phân ra hai loại: móng đổ toàn khối và móng lắp ghép.

+ Móng đổ toàn khối: Thường sử dụng vật liệu là bê tông đá hộc, bê tông và bê tông cốt thép, loại móng này được sử dụng nhiều.

+ Móng lắp ghép: Các cấu kiện móng được chế tạo sẵn, sau đó mang đến công trường để lắp ghép. Loại móng này được cơ giới hoá, chất lượng tốt tuy nhiên ít được sử dụng vì việc vận chuyển khó khăn.

2.3. Phân loại theo đặc tính tác dụng của tải trọng:

Theo đặc tính tác dụng của tải trọng người ta phân thành móng chịu tải trọng tĩnh và móng chịu tải trọng động:

+ Móng chịu tải trọng tĩnh: Móng nhà, công trình chịu tải trọng tĩnh.

+ Móng chịu tải trọng động: Móng công trình cầu, móng máy, móng cầu trục…

2.4. Phân loại theo phương pháp thi công:

Theo phương pháp thi công người ta phân thành móng nông và móng sâu:

**** Móng nông:*** Là móng xây trên hố móng đào trần, sau đó lấp lại, độ sâu chôn móng từ $1.2 \div 3.5$m.

Móng nông sử dụng cho các công trình chịu tải trọng nhỏ và trung bình, đặt trên nền đất tương đối tốt (nền đất yếu thì có thể xử lý nền). Thuộc loại móng nông người ta phân ra các loại sau:

+ Móng đơn: Sử dụng dưới chân cột nhà, cột điện, mố trụ cầu…

+ Móng băng: Sử dụng dưới các tường chịu lực, tường phụ hoặc các hàng cột, móng các công trình tường chắn.

+ Móng bản (móng bè): Thường sử dụng khi nền đất yếu, tải trọng công trình lớn, hoặc công trình có tầng hầm.

**** Móng sâu:*** Là loại móng khi thi công không cần đào hố móng hoặc chỉ đào một phần rồi dùng phương pháp nào đó hạ, đưa móng xuống độ sâu thiết kế. Thường sử dụng cho các công trình có tải trọng lớn mà lớp đất tốt nằm ở tầng sâu.

Móng sâu gồm có các loại sau:

+ Móng giếng chìm: là kết cấu rỗng bên trong, vỏ ngoài có nhiêm vụ chống đỡ áp lực đất và áp lực nước trong qúa trình hạ và tạo trọng lượng thắng ma sát. Sau khi hạ đến độ sâu thiết kế thì người ta lấp đầy (hoặc một phần) bê tông và phần rỗng. Sơ đồ thi công móng giếng chìm tự trọng như hình vẽ (1.3).

Việc lấy đất dưới đáy giếng có thể bằng nhân công để đào đất và đưa lên trên, ngoài ra có thể dùng vòi xói áp lực lớn để xói đất và hút cả đất và nước ra ngoài, hạ giếng xuống cao độ thiết kế.

** Ưu điểm:*

- Móng có kích thước lớn, khả năng chịu tải rất lớn.
- Thi công thiết bị đơn giản.

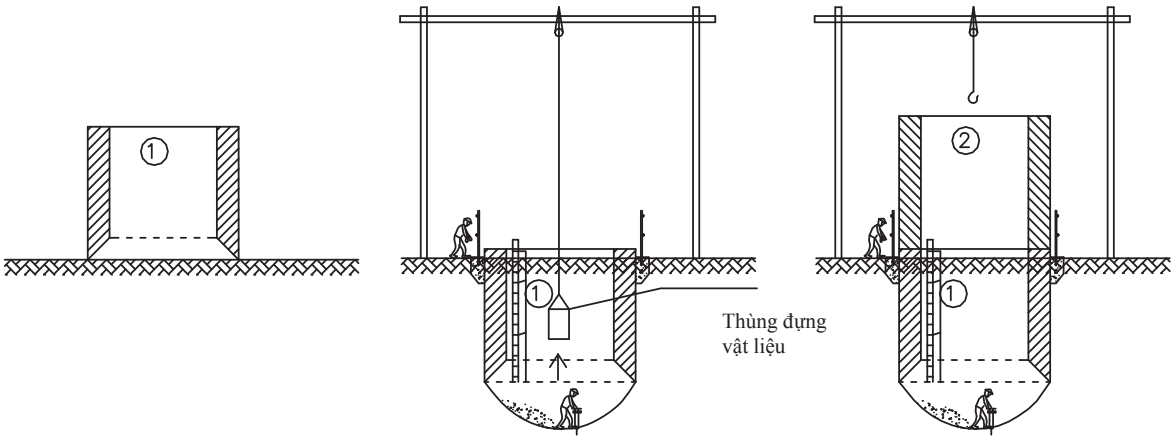
** Nhược điểm:*

- Không phù hợp khi nước ngầm lớn hoặc có nước mặt.
- Năng suất không cao.

share-connect.blogspot.com

-Thời gian thi công lâu.

Nhận xét: Móng giếng chìm phù hợp khi xây dựng móng cầu lớn và điều kiện thi công phù hợp. Tuy nhiên cần cân nhắc giữa các phương án móng sâu để đáp ứng yêu cầu về tiến độ thi công và năng suất lao động.



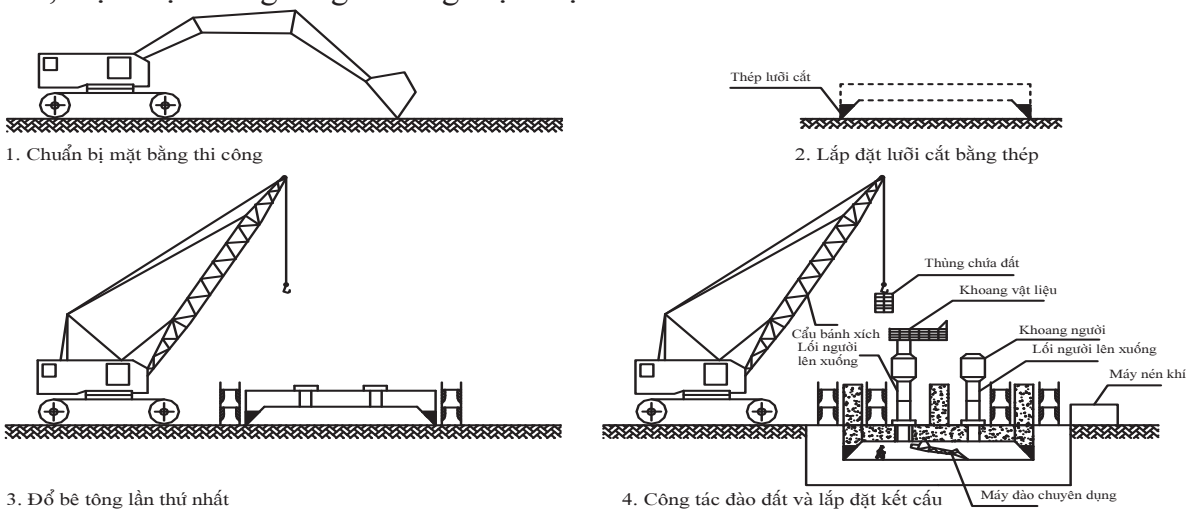
1. Đúc đốt đầu tiên ***2. Đào hạ giếng*** ***3. Đúc đốt thứ 2***

Hình 1.3. Sơ đồ hạ giếng chìm

+ Móng giếng chìm hơi ép:

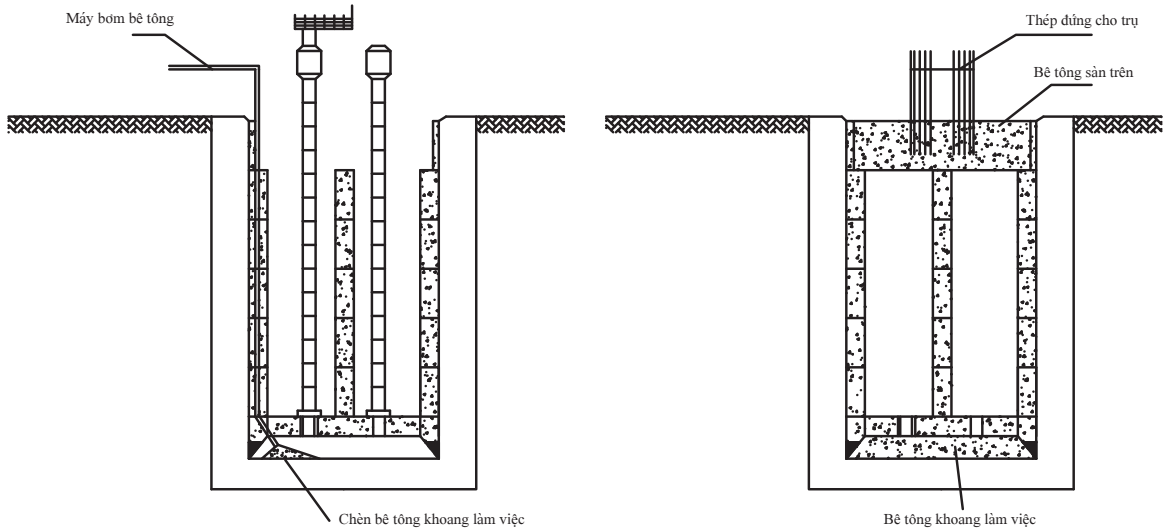
Khi gặp điều kiện địa chất thuỷ văn phức tạp người ta thay móng giếng chìm bằng móng giếng chìm hơi ép. Nguyên tắc làm việc của nó là dùng khí nén vào buồng kín của giếng để nhờ sức ép của khí đó mà nước bị đẩy ra ngoài tao điều kiện khô ráo để công nhân đào đất. Sơ đồ thi công Giếng chìm hơi ép như trên hình (1.4).

Sau khi hoàn thành công tác tạo mặt bằng thi công, lưỡi cắt bằng thép được lắp trực tiếp trên nền và đúng vị trí. Phần trong của lưỡi cắt được đổ đầy cát và công tác đổ bê tông khoang làm việc được thực hiện. Việc lắp đặt các thiết bị và đổ bê tông tường cho Giếng cùng với công tác đào đất được thực hiện đồng thời. Sau khi hoàn thành công việc thi công tường giếng, nắp Giếng (sàn trên) được xây dựng và phía trong khoang làm việc được bơm đầy bê tông. Khả năng chịu tải của đất đá trực tiếp dưới đáy của Giếng được khẳng định bằng thí nghiệm kiểm tra khả năng chịu tải bằng tấm nén, thực hiện trong lòng khoang thực hiện.



1. Chuẩn bị mặt bằng thi công
2. Lắp đặt lưỡi cắt bằng thép
3. Đổ bê tông lần thứ nhất
4. Công tác đào đất và lắp đặt kết cấu

share-connect.blogspot.com



5. Đổ bê tông khoang làm việc 6. Bê tông sàn trên

Hình 1.4 Trình tự hạ móng Giếng chìm hơi ép

Đánh giá ưu – nhược điểm:

** Ưu điểm:*

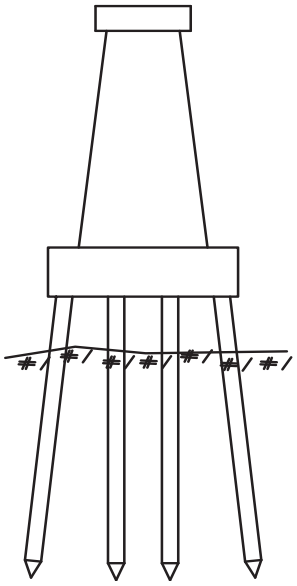
- Vững chắc, chịu tải lớn
- Ít ảnh hưởng đến môi trường.
- Hiệu quả kinh tế cao.
- Thời gian thi công ngắn.
- Độ tin cậy cao.

** Nhược điểm:*

Việc thi công móng ảnh hưởng nhiều đến sức khoẻ của công nhân khi đào giếng trong điều kiện áp suất cao. Cần nghiên cứu để phát huy những ưu nhược điểm và hạn chế thấp nhất ảnh hưởng đến sức khỏe người lao động, có thể chế tạo robot đạo trong giếng là hợp lý nhất, vừa hiệu quả vừa không ảnh hưởng đến sức khỏe con người.

Nhận xét: Với những ưu khuyết điểm như trên, móng giếng chìm hơi ép phù hợp khi làm móng cho các công trình cầu lớn, các trụ tháp cầu dây văng, cầu treo dây văng nhịp lớn, đóng các mố neo cầu treo chịu lực nhổ lớn … Tuy nhiên cần khắc phục ảnh hưởng đến sức khỏe người lao động như đã nêu.

+ *Móng cọc:* Gồm các cọc riêng rẽ, hạ xuống đất và nối với nhau bằng đài cọc.



Hình 1.5: Móng cọc trong trụ cầu

Móng cọc sử dụng các loại vật liệu như: Gỗ, thép, bê tông và bê tông cốt thép.

Thường sử dụng cho các công trình chịu tải trọng lớn, công trình trên nền đất yếu như mố trụ cầu, cầu cảng, bờ kè…

Thuộc loại móng cọc có nhiều loại, ở đây dựa vào phương pháp thi công ta chia thành các loại sau: (Đối với cọc bê tông cốt thép)

- **C**ọc bê tông cốt thép đúc sẵn: Loại cọc này được chế tạo

share-connect.blogspot.com

sẵn trên các bãi đúc, tiết diện từ 20x20cm đến 40x40cm,sau đó hạ cọc bằng phương pháp đóng hoặc ép.

- Cọc bê tông cốt thép đổ tại chỗ (cọc khoan nhồi): Dùng máy khoan để tạo lỗ sau đó đưa lồng thép vào và nhồi bê tông vào lỗ. Cọc có đường kính nhỏ nhất d=60cm, lớn nhất có thể đạt d=2.5m.Chiều sâu hạ cọc đến hơn 100m.

§3. KHÁI NIỆM VỀ TÍNH TOÁN NỀN MÓNG THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

3.1. Khái niệm về trạng thái giới hạn:

Trạng thái giới hạn là trạng thái ứng với khi công trình không ở điều kiện sử dụng bình thường (võng quá lớn, biến dạng lớn, nứt quá phạm vi cho phép, mất ổn định) hoặc bị phá hoàn toàn.

Theo quy phạm mới, việc tính toán nền móng theo 3 trạng thái giới hạn (TTGH)

+ Trạng thái giới hạn1: Tính toán về cường độ ổn định của nền và móng.

+ Trạng thaí giới hạn 2: Tính toán về biến dạng,lún của nền móng.

+ Trạng thái giới hạn 3: Tính toán về sự hình thành và phát triển khe nứt (chỉ sử dụng cho tính toán kết cấu móng).

3.2. Khái niệm về tính toán móng theo TTGH:

Như mọi kết cấu chịu lực khác, kết cấu móng có thể phải tính toán thiết kế theo ba trạng thái giới hạn: trạng thái giới hạn thứ nhất, thứ hai và thứ ba.

Ngoài ra, vì móng làm việc chung với nền cho nên có thể xảy ra một dạng phá hỏng khác là móng bị lật đổ hoặc trượt trên nền. Khi bị mất ổn định như thế, móng không còn làm việc được nữa,công trình bị bị hỏng mặt dù bản thân móng không đạt tới TTGH nào trong 3 TTGH kể trên. Do vậy khác với kết cấu chịu lực khác, ngoài 3 TTGH thông thường, móng còn có thể tính theo TTGH về ổn định (lật đổ và trượt) trên nền.

- Những móng chịu tải trọng ngang lớn mà lực thẳng đứng nhỏ (Như các tường chắn đất, móng neo…) thì phải tính theo TTGH về ổn định trên nền.

- Móng bản đáy của các bể chứa vật liệu lỏng, móng đặt trong môi trường có tính ăn mòn mạnh phải tính theo TTGH3.

- Những móng dạng tấm mỏng, biến dạng lớn thì phải tính theo TTGH2.

- Tất cả các loại móng đều phải tính toán theo TTGH1. Đối với móng của hầu hết các nhà Dân dụng và Công nghiệp thì chỉ cần thiết kế và tính toán theo TTGH1 mà thôi.

3.3. Khái niệm về tính toán nền theo TTGH

Không như những kết cấu chịu lực làm bằng những vật liệu khác, nền đất chỉ có hai TTGH: Trạng thái giới hạn thứ nhất (về cường độ) và TTGH thứ hai (về biến dạng). TTGH thứ ba về sự hình thành và phát triển khe nứt) không có ý nghĩa đối với nền đất.

3.3.1. Tính toán nền theo TTGH1:

Theo TCXD 45-70, đối với các loại nền sau:

- Các nền đất sét rất cứng, cát rất chặt, đất nửa đá và đá.(1)

share-connect.blogspot.com

- Các nền đặt móng thường xuyên chịu tải trọng ngang với trị số lớn (Tường chắn, đê chắn…)

- Các nền trong phạm vi mái dốc (Ở trên hay ngay dưới mái dốc) hoặc lớp đất mềm phân bố rất dốc thì phải tính toán thiết kế theo TTGH1.

- Các nền đất thuộc loại sét yếu bão hòa nước và than bùn.

Các nền đất (1) chỉ biến dạng rất nhỏ dưới tác dụng của tải trọng công trình, ngay cả khi tải trọng đạt đến tải trọng cực hạn phá hỏng nền đất thì biến dạng vẫn còn bé. Do vậy những loại nền này khi chịu tác dụng của tải trọng, sẽ dẫn tới TTGH1 trước khi xuất hiện TTGH2.

Công thức kiểm tra:

$$N \le \frac{\Phi}{K_{at}} \qquad (1.3)$$

Trong đó: N - Tải trọng ngoài tác dụng lên nền trong trường hợp bất lợi nhất.

Φ - Sức chịu tải của nền theo phương của lực tác dụng.

K_{at} – Hệ số an toàn, phụ thuộc loại nền và tính chất của tải trọng, công trình, do cơ quan thiết kế quy định.

3.3.2. Tính toán nền theo TTGH2

Việc tính toán nền theo TTGH2 được áp dụng cho tất cả các loại nền trừ các loại nền nêu ở (1). Mục đích của việc tính toán là khống chế biến dạng tuyệt đối và chuyển vị ngang của nền không vượt quá giới hạn cho phép, đảm bảo điều kiện làm việc bình thường của công trình.

Các điều kiện:
$$\begin{aligned} S &< [S] \\ \Delta S &< [\Delta S] \\ U &< [U] \end{aligned} \qquad (1.4)$$

Trong đó: S, ΔS, U - chuyển vị lún, lún lệch và chuyển vị ngang do tải trọng gây ra.

[S], [ΔS],[U] - chuyển vị lún, lún lệch và chuyển vị ngang giới hạn.

3.4. Các loại tải trọng và tổ hợp tải trọng

3.4.1. Các loại tải trọng

3.4.1.1. Tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời

Tải trọng thường xuyên: Là tải trọng tác dụng trong suốt thời gian thi công và sử dụng công trình: Trọng lượng bản thân kết cấu, áp lực đất, áp lực nước…

Tải trọng tạm thời: Chỉ xuất hiện trong một thời kỳ nào đó trong thi công hoặc sử dụng công trình, sau đó giảm dần hoặc mất hẳn.

Tuỳ theo thời gian tồn tại, người ta phân tải trọng tạm thời thành:

+ Tải trọng tạm thời tác dụng lâu dài (dài hạn): Trọng lượng thiết bị, vật liệu chứa…

+ Tải trọng tạm thời tác dụng ngắn hạn: Trọng lượng người, xe máy thi công, tải trọng gió, áp lực sóng…

+ Tải trọng tạm thời đặc biệt: Xuất hiện trong trường hợp rất đặc biệt khi thi công hoặc khi sử dụng công trình (động đất, sự cố công trình…)

3.4.1.2. Tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán

Tải trọng tác dụng lên công trình được phân thành tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán:

share-connect.blogspot.com

+ Tải trọng tiêu chuẩn: Là tải trọng lớn nhất, không gây trở ngại, làm hư hỏng và không làm ảnh hưởng đến sự làm việc bình thường khi sử dụng cũng như khi sữa chữa công trình.

+ Tải trọng tính toán: Tải trọng đã xét đến khả năng có thể xảy ra sự khác nhau giữa tải trọng thực và tải trọng tiêu chuẩn về phía không có lợi cho sự làm việc bình thường của công trình.

Tải trọng tính toán được xác định bằng cách nhân tải trọng tiêu chuẩn với hệ số vượt tải tương ứng:

$$N^{tt} = n.\ N^{tc} \qquad (1.5)$$

Với n là hệ số vượt tải, lấy như sau:

Trọng lượng bản thân các loại vật liệu: n=1,1.

Trọng lượng các lớp đất đắp, lớp cách âm cách nhiệt … n=1,2.

Trọng lượng các thiết bị kỹ thuật (kể cả trọng lượng vật liệu chứa trong thiết bị khi nó hoạt động) lấy n=1,2.

Trọng lượng thiết bị vận chuyển:n=1,3.

3.4.2. Các tổ hợp tải trọng

Khi tính toán cần xét các tổ hợp tải trọng sau:

+ Tổ hợp tải trọng chính: (tổ hợp cơ bản): Bao gồm các tải trọng thường xuyên, các tải trọng tạm thời dài hạn và một trong các tải trọng tạm thời ngắn hạn.

+ Tổ hợp tải trọng phụ: (Tổ hợp bổ sung): Bao gồm các tải trọng thường xuyên, các tải trọng tạm thời dài hạn và hai hoặc nhiều hơn hai tải trọng tạm thời ngắn hạn.

+ Tổ hợp tải trọng đặc biệt: Bao gồm các tải trọng thường xuyên, các tải trọng tạm thời dài hạn, một số tải trọng tạm thời ngắn hạn và tải trọng đặc biệt.

* Việc tính toán nền móng theo biến dạng tiến hành với tổ hợp chính (tổ hợp cơ bản) của các tải trọng tiêu chuẩn.

* Việc tính toán nền móng theo cường độ và ổn định tiến hành với tổ hợp chính, tổ hợp phụ hoặc tổ hợp đặc biệt của các tải trọng tính toán.

3.5. Các hệ số tính toán

Khi tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn, người ta thường dùng các hệ số sau đây:

+ Hệ số vượt tải n: Dùng để xét tới sự sai khác có thể xảy ra của tải trọng trong quá trình thi công và sử dụng công trình. Tuỳ loại công trình mà người ta quy định hệ số vượt tải là bao nhiêu. Tuỳ theo tính chất tác dụng của tải trọng tác động lên công trình mà n có thể lớn hơn hoặc bé hơn 1.

+ Hệ số đồng nhất K: Dùng để xét tới khả năng phân tán cường độ của đất tại các điểm khác nhau trong nền do tính chất phân tán về các chỉ tiêu cơ học gây ra. Vì đất có tính đồng nhất kém nên K thường bé hơn 1.

+ Hệ số điều kiện làm việc m: Dùng để xét tới điều kiện làm việc thực tế của nền đất. Tuỳ điều kiện cụ thể mà m có thể lớn hơn hoặc bé hơn 1. Hệ số điều kiện làm việc xác định theo các số liệu thực nghiệm.

share-connect.blogspot.com

§4. CÁC TÀI LIỆU CẦN THIẾT ĐỂ THIẾT KẾ NỀN MÓNG

Trước khi thiết kế nền móng của công trình nào đó, người thiết kế phải có các tài liệu cơ bản sau đây:

4.1. Các tài liệu về địa chất công trình và địa chất thuỷ văn

Nội dung của các tài liệu này bao gồm:

- Bản đồ địa hình, địa mạo nơi xây dựng công trình, quy mô, vị trí các công trình đã xây trước để làm cơ sở để chọn phương án móng hoặc xử lý nếu có.
- Các tài liệu khoan địa chất, hình trụ lỗ khoan, mặt cắt địa chất, cấu trúc địa tầng, nguồn gốc, chiều cao mực nước ngầm, kết quả khảo sát biến động của nước ngầm
- Kết quả thí nghiệm đánh giá các tính chất của nước ngầm, để tránh tác động xấu đến nền móng sau này.

Kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ học, vật lý của các lớp đất: Thành phần hạt, dung trọng, tỷ trọng, độ ẩm giới hạn chảy, độ ẩm giới hạn dẻo, hệ số thấm, góc nội ma sát, lực dính, các kết quả thí nghiệm cắt, nén, kết quả thí nghiệm xuyên động SPT, kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT, cắt cánh, CBR .v.v. để làm cơ sở, nền tảng quyết định phương án móng.

4.2. Các số liệu về công trình và tải trọng

- Hình dáng, kích thước đáy công trình.
- Đặc điểm cấu tạo của công trình (công trình có tầng hầm hay không, có bố trí hệ thống ống nước, ống cáp, đường hầm nối giữa các công trình lân cận hay không).
- Các tài liệu về chi tiết các công trình bên trên và các tải trọng tác dụng, cụ thể như sau:

+ Trọng lượng bản thân: Tính từ kích thước hình học của các kết cấu truyền xuống.
+ Trọng lượng các thiết bị chứa hoặc thiết bị thi công.
+ Áp lực đất, áp lực nước.
+ Áp lực gió, cường độ, hướng gió.
+ Áp lực sóng.
+ Áp lực thấm.
+ Lực va của tàu bè.
+ Tải trọng chấn động và cấp động đất của từng vùng nếu có.

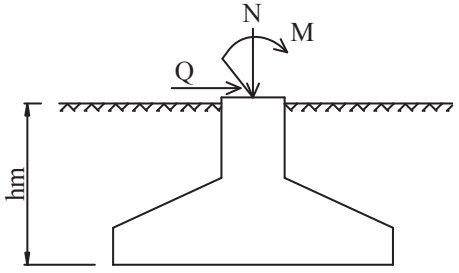
§5 ĐỀ XUẤT SO SÁNH VÀ CHỌN PHƯƠNG ÁN MÓNG

5.1. Chọn chiều sâu chôn móng

Việc chọn chiều sâu chôn móng là khâu cơ bản nhất trong công tác thiết kế nền móng.

Độ sâu h_m kể từ mặt đất thiên nhiên tới đáy móng gọi là độ sâu chôn móng

Việc lựa chọn chiều sâu chôn móng sao cho hợp lý nó phụ thuộc vào các yếu tố cơ bản sau:



Hình 1.6: Chiều sâu chôn móng

5.1.1. Điều kiện địa chất và địa chất thuỷ văn

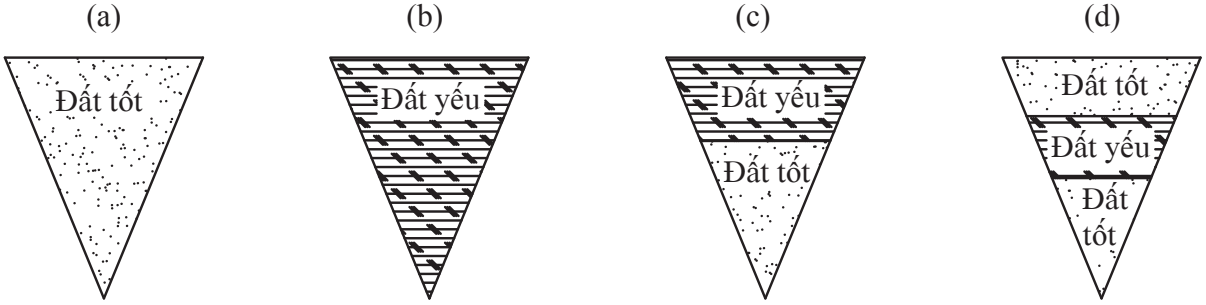
Đây là yếu tố ảnh hưởng nhiều nhất đến

share-connect.blogspot.com

việc chọn chiều sâu chôn móng, trong đó xác định vị trí lớp đất chịu lực là quan trọng nhất. Lớp đất chịu lực là lớp đất tốt tiếp xúc trực tiếp với đáy móng.

Theo Gs Berezantex, những lớp đất sau đây không nên dùng làm lớp đất chịu lực: Đất cát rời, đất sét nhão, sét chứa nhiều hữu cơ hoặc sét có hệ số rỗng e> 1,1; á sét có e>1,0; hoặc á cát có e>0,7.

Để xét ảnh hưởng của điều kiện địa chất nơi xây dựng, ta xét một vài sơ đồ điển hình như sau:



Hình 1.7: Các sơ đồ điển hình của nền đất khi chọn độ sâu chôn móng

- Sơ đồ a: Trường hợp này chiều sâu chôn móng chủ yếu do tính toán quyết định, tuy nhiên không đặt móng trong lớp đất trồng trọt và nên đặt đỉnh móng thấp hơn mặt đất tự nhiên 25 - 30cm để tránh va chạm.

- Sơ đồ b: Trường hợp này độ sâu chôn móng phụ thuộc chủ yếu vào phương pháp xử lý nền.

- Sơ đồ c: Nếu lớp đất yếu mỏng thì đặt móng vào lớp đất tốt 25 - 30 cm còn nếu lớp đất yếu dày thì trở lại sơ đồ b.

- Sơ đồ d: Nếu lớp đất tốt dày thì có thể đặt móng, nhưng phải đảm bảo chiều sâu đất tốt dưới đáy móng, nếu lớp đất tốt mỏng thì trở lại sơ đồ b hoặc c.

** Chú ý:* Khi chọn chiều sâu chôn móng theo các điều kiện địa chất thuỷ văn phải tuân theo các quy tắc sau đây:

1- Chọn lớp đất chịu lực của nền phụ thuộc vào vị trí các lớp đất, trạng thái vật lý của chúng, phương pháp xây dựng móng, trị số độ lún giới hạn và sự ổn định của nền.

2- Phải đặt đáy móng vào lớp đất tốt chịu lực từ 15-20cm.

3- Không nên để dưới đáy móng có một lớp đất mỏng nếu tính nén lún của lớp đất đó lớn hơn nhiều so với tính nén lún của lớp đất nằm dưới.

4- Nên đặt móng cao hơn mực nước ngầm để giữ nguyên kết cấu của đất và không phải tháo nước khi thi công.

5- Khi chiều sâu chôn móng thấp hơn mực nước ngầm (có kể đến sự lên xuống của nó) thì phải giải quyết giữ nguyên kết cấu đất trong nền khi đào hố móng và xây móng.

5.1.2. Ảnh hưởng của trị số và đặc tính của tải trọng

Nếu tải trọng công trình lớn thì nên tăng chiều sâu chôn móng để móng tựa lên các lớp đất chặt hơn nằm ở dưới và giảm độ lún.

share-connect.blogspot.com

Khi móng chịu tải trọng nhổ (hướng lên) hoặc tải trọng ngang, momen lớn (lệch tâm lớn) thì yêu cầu phải ngàm sâu móng đến độ sau thích hợp để đảm bảo ổn định cho móng.

5.1.3. Ảnh hưởng của đặc điểm cấu tạo công trình

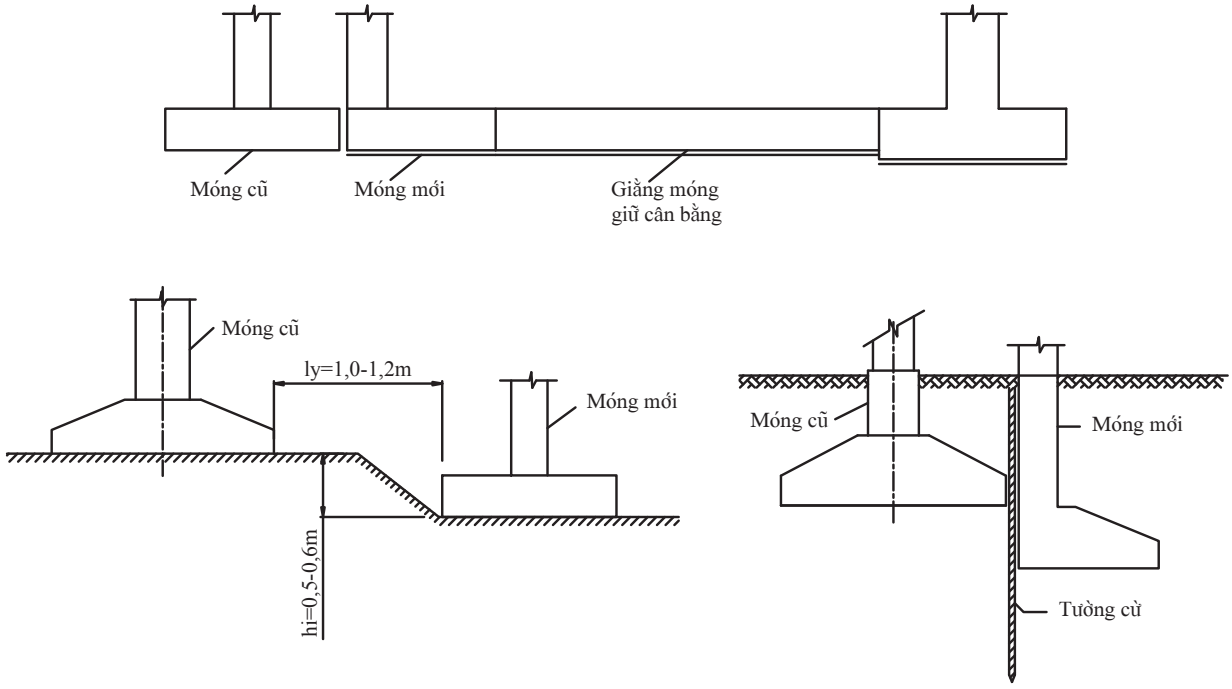
Khi chọn chiều sâu chôn móng, cần phải kể đến đặc điểm của nhà và công trình (nhà có tầng hầm, có hào, hố, có đường liên lạc ngầm…) cũng cần chú ý đến việc đặt ống dẫn nước ở bên trong cũng như gần nhà và công trình.

5.1.4. Ảnh hưởng của móng các công trình lân cận

Thông thường người ta chọn chiều sâu chôn móng ngang với cao trình đáy của các móng chính của nhà và công trình lân cận. Chỉ được phép đặt cao hơn khi đảm bảo giữ được kết cấu của đất nằm trên chiều sâu chôn móng của nhà hoặc công trình lân cận.

Nguyên tắc chung của các giải pháp kỹ thuật nhằm khắc phục những tác động xấu của móng mới tác động lên móng nhà hoặc công trình cũ là hạn chế đến mức thấp nhất các áp lực từ móng nhà mới tác dụng lên móng nhà cũ kề bên.

Một số giải pháp đặt móng:



Hình 1.8: Một số giải pháp đặt móng khi có móng công trình lân cận

5.1.6. Ảnh hưởng của biện pháp thi công móng

Tuỳ theo phương pháp thi công mà kết cấu của đất nền có thể bị phá hoại. Nếu biện pháp thi công không đảm bảo giữ nguyên được kết cấu đất nền khi đào hố móng dưới mực nước ngầm thì phải lấy chiều sâu chôn móng tối thiểu cho phép và diện tích đáy móng tăng đến trị số lớn nhất.

Khi biện pháp thi công đảm bảo giữ nguyên được kết cấu đất nền (hút nước tầng sâu, dùng giếng chìm hơi ép…) thì cho phép móng có diện tích đáy móng bé nhất, đặt ở độ sâu tương đối lớn.

share-connect.blogspot.com

5.2. Đề xuất, so sánh và chọn phương án móng.

Cũng như đối với nhiều công trình khác, khi thiết kế nền móng, nhiệm vụ của người thiết kế phải chọn phương án tốt nhất cả về kinh tế và kỹ thuật.

Thông thường với nhiệm vụ thiết kế đã cho, với các tài liệu về địa chất công trình, địa chất thuỷ văn, tải trọng, ... người thiết kế có thể đề ra nhiều phương án nền móng khác nhau như :

- Phương án làm nông trên nền thiên nhiên.
- Phương án móng nông trên nền nhân tạo.
- Phương án móng cọc.
- Phương án móng giếng chìm, ...

Mỗi phương án lớn có thể đề xuất nhiều phương án nhỏ ví dụ phương án móng nông có thể là: móng đơn, móng băng hay móng bè; phương án móng cọc có thể là : cọc dài, ngắn, cọc đóng, cọc ép, cọc nhồi, ... và mỗi phương án nhỏ cũng có thể có nhiều phương án nhỏ hơn, khác nhau về hình dáng, kích thước và cách bố trí.

Tuy nhiên tuỳ loại công trình, đặc điểm, qui mô và tính chất và do kinh nghiệm của người thiết kế mà người ta có thể đề xuất ra một vài phương án hợp lý để so sánh và lựa chọn phương án phù hợp nhất.

Khi thiết kế sơ bộ để so sánh phương án người ta dựa vào chỉ tiêu kinh tế để quyết định (dùng tổng giá thành xây dựng nền móng).

Khi thiết kế kỹ thuật thì người ta kết hợp cả hai chỉ tiêu kinh tế và kỹ thuật đồng thời với điều kiện và thời gian thi công để quyết định phương án.

Việc so sánh lựa chọn phương án nền móng là một công việc khó khăn và quan trọng. Muốn giải quyết tốt công việc này, người thiết kế phải nắm vững những lý thuyết tính toán trong Cơ học đất và Nền móng kết hợp với kinh nghiệm tích luỹ trong quá trình thiết kế và thi công để đề xuất và lựa chọn phương án tối ưu nhất về nền móng của công trình xây dựng.

share-connect.blogspot.com

CHƯƠNG II: MÓNG NÔNG TRÊN NỀN THIÊN NHIÊN

§ 1. KHÁI NIỆM CHUNG

1.1. Định nghĩa

Móng nông là những móng xây trên hố đào trần, sau đó lấp lại, chiều sâu chôn móng khoảng dưới 2÷3m, trong trường hợp đặc biệt có thể sâu đến 5m.

So với các loại móng sâu, móng nông có những ưu điểm:

+ Thi công đơn giản, không đòi hỏi các thiết bị thi công phức tạp. Việc thi công móng nông có thể dùng nhân công để đào móng, một số trường hợp với số lượng móng nhiều, hoặc chiều sâu khá lớn có thể dùng các máy móc để tăng năng suất và giảm thời gian xây dựng nền móng.

+ Móng nông được sử dụng rộng rãi trong các công trình xây dựng vừa và nhỏ, giá thành xây dựng nền móng ít hơn móng sâu.

+ Trong quá trình tính toán bỏ qua sự làm việc của đất từ đáy móng trở lên.

1.2. Phân loại móng nông

1.2.1. Dựa vào đặc điểm của tải trọng

Dựa vào tình hình tác dụng của tải trọng người ta phân thành :

+ Móng chịu tải trọng đúng tâm.

+ Móng chịu tải trọng lệch tâm.

+ Móng các công trình cao (tháp nước, ống khói,...).

+ Móng thường chịu lực ngang lớn (tường chắn, đập nước, ...).

+ Móng chủ yếu chịu tải trọng thẳng đứng, mô men nhỏ.

1.2.2. Dựa vào độ cứng của móng

+ Móng tuyệt đối cứng: Móng có độ cứng rất lớn (xem như bằng vô cùng) và biến dạng rất bé (xem như gần bằng 0), thuộc loại này có móng gạch, đá, bê tông.

+ Móng mềm: Móng có khả năng biến dạng cùng cấp với đất nền (biến dạng lớn, chịu uốn nhiều), móng BTCT có tỷ lệ cạnh dài/ngắn > 8 lần thuộc loại móng mềm.

+ Móng cứng hữu hạn: Móng Bê tông cốt thép có tỷ lệ cạnh dài/cạnh ngắn < 8 lần. Việc tính toán mỗi loại móng khác nhau, với móng mềm thì tính toán phức tạp hơn.

1.2.3. Dựa vào cách chế tạo

Dựa vào cách chế tạo, người ta phân thành móng toàn khối và móng lắp ghép.

+ Móng toàn khối: Móng được làm bằng các vật liệu khác nhau, chế tạo ngay tại vị trí xây dựng (móng đổ tại chỗ).

+ Móng lắp ghép: Móng do nhiều khối lắp ghép chế tạo sắn ghép lại với nhau khi thi công móng công trình.

1.2.4. Dựa vào đặc điểm làm việc

Theo đặc điểm làm việc, có các loại móng nông cơ bản sau :

+ Móng đơn: dưới dạng cột hoặc dạng bản, được dùng dưới cột hoặc tường kết hợp với dầm móng.

+ Móng băng dưới cột chịu áp lực từ hàng cột truyền xuống, khi hàng cột phân bố theo hai hướng thì dùng máy đóng băng giao thoa.

+ Móng băng dưới tường: là phần kéo dài xuống đất của tường chịu lực và tường không chịu lực.

share-connect.blogspot.com

+ Móng bản, móng bè : móng dạng bản BTCT nằm dưới một phần hay toàn bộ công trình.

+ Móng khối: là các móng cứng dạng khối đơn nằm dưới toàn bộ công trình.

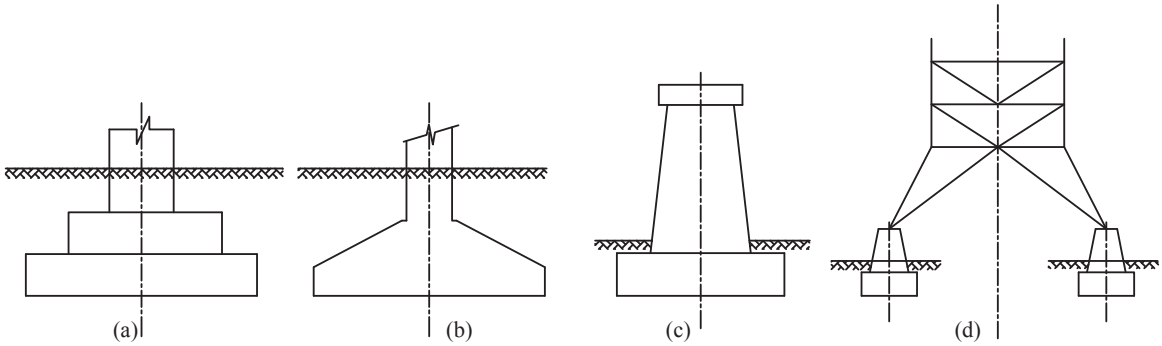
Theo cách phân loại này ta sẽ nghiên cứu cấu tạo chi tiết của một số loại thường gặp.

§2. CẤU TẠO CÁC LOẠI MÓNG NÔNG THƯỜNG GẶP

2.1. Móng đơn.

Móng đơn được chế tạo, kiến thiết dưới chân cột nhà dân dụng nhà công nghiệp, dưới trụ đỡ dầm tường, móng mố trụ cầu, móng trụ điện, tháp ăng ten, ...

Móng đơn có kích thước không lớn lắm, móng thường có đáy hình vuông, chữ nhật, tròn, ... trong đó dạng chữ nhật được sử dụng rộng rãi nhất.



Hình 2.1: Một số loại móng đơn

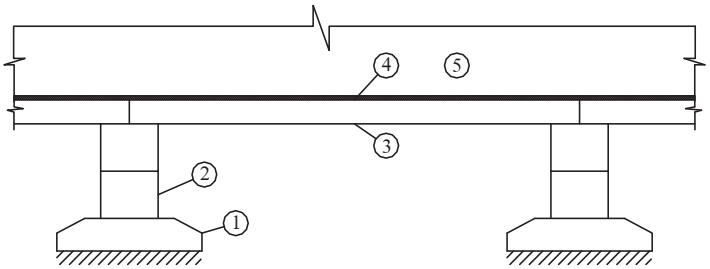
a. Móng đơn dưới cột nhà: gạch, đá xây, bê tông, ...
b. Móng đơn dưới cột: bê tông hoặc bê tông cốt thép.
c. Móng đơn dưới trụ cầu.
d. Móng đơn dưới chân trụ điện, tháp ăng ten.

Thuộc loại móng đơn, ta xét cấu tạo chi tiết các loại sau

2.1.1. Móng đơn dưới tường

Móng đơn dưới tường được áp dụng hợp lý khi áp lực do tường truyền xuống có trị số nhỏ hoặc khi nền đất tốt và có tính nén lún bé.

Các móng này đặt cách nhau từ 3÷6m dọc theo tường và đặt dưới các tường góc nhà, tại các tường ngăn chịu lực và tại các chỗ có tải trọng tập trung trên các móng đơn, người ta đặt các dầm móng (dầm giằng).



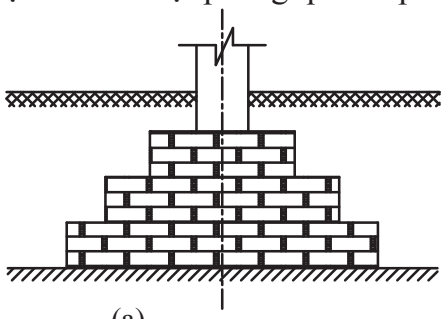
Hình 2.2: Cấu tạo móng đơn dưới tường
1. Bản móng, đệm móng;2. Cột truyền lực bằng bê tông; 3. Dầm móng; 4. Lớp lót tường; 5. Tường nhà.

2.1.2. Móng đơn dưới cột và dưới trụ

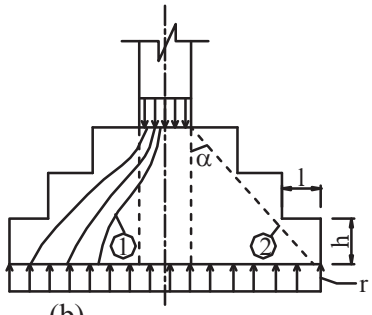
Móng đơn dưới cột làm bằng đá hộc như hình (2.3a). Móng bê tông và bê tông đá hộc cũng có dạng tương tự. Nếu trên móng bê tông hoặc móng đá hộc là cột thép hoặc bê tông cốt thép thì cần phải cấu tạo bộ phận để đặt cột, bộ phận này được tính toán theo cường độ của vật liệu xây móng.

share-connect.blogspot.com

Các móng đơn làm bằng gạch đá xây loại này, khi chịu tác dụng của tải trọng (Hình 2.3b) tại đáy móng xuất hiện phản lực nền, phản lực này tác dụng lên đáy móng, và phần móng chìa ra khỏi chân cột hoặc bậc bị uốn như dầm công xôn, đồng thời móng có thể bị cắt theo mặt phẳng qua mép cột.



Hình 2.3a: Cấu tạo móng đơn bằng đá hộc



Hình 2.3b: Sơ đồ làm việc của móng
1. Đường truyền ứng suất; 2. Góc mở α

Do vậy tỷ số h/l (giữa chiều cao và rộng của bậc móng) phải lớn khi phản lực nền r lớn và cường độ vật liệu nhỏ. Mặt biên của móng phải nằm ngoài hệ thống đường truyền ứng suất trong khối móng. Do vậy để quy định móng cứng hay móng mềm, người ta dựa vào góc α.

Đối với móng cứng α phải bé hơn α_{max} nào đó, nghĩa là tỷ số h/l không được nhỏ hơn các trị số sau :

Loại móng	Áp lực trung bình dưới đáy móng			
	$P \le 1,5kG/cm^2$		$P > 1,5kG/cm^2$	
	Mác Bê tông			
	< 100	≥ 100	< 100	≥ 100
Móng băng Móng đơn	1,5 1,65	1,35 1,5	1,75 2,0	1,5 1,65
Móng đá hộc & BT đá hộc khi mác vữa	Áp lực trung bình dưới đáy móng			
	$P \le 2,5kG/cm^2$		$P > 2,5kG/cm^2$	
50 ÷ 100 10 ÷ 35 4	1,25 1,5 1,75		1,5 1,75 2,00	

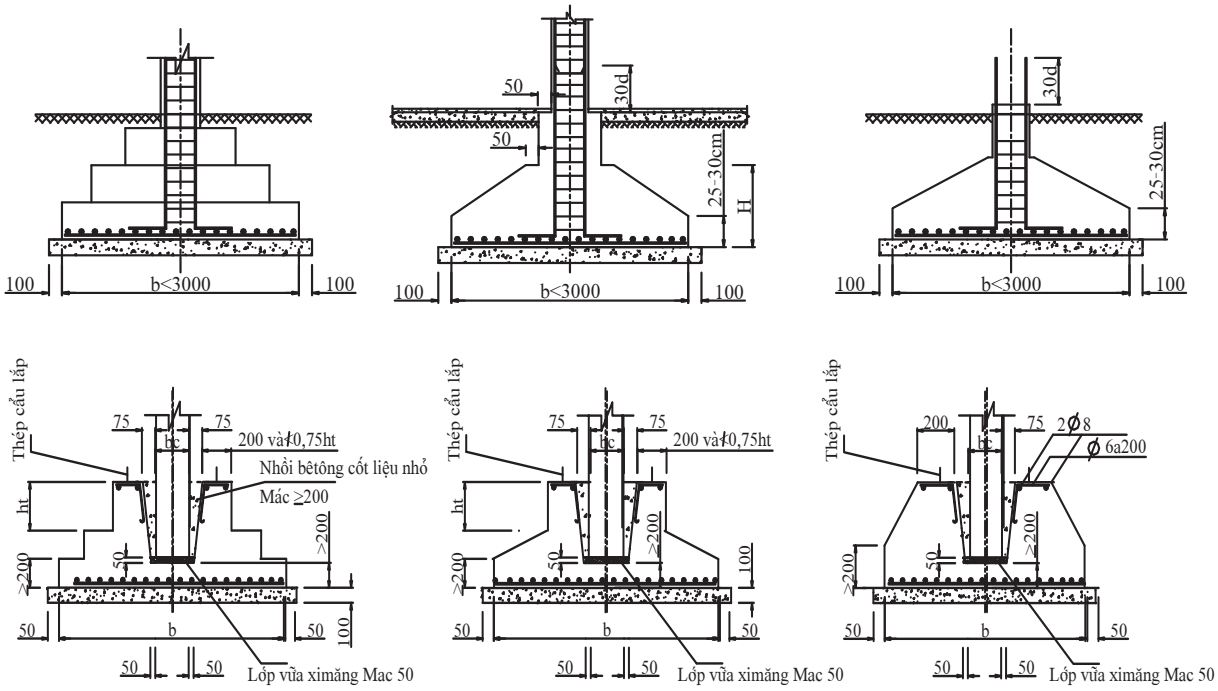
Trường hợp đặt cốt thép ở bậc cuối cùng thì tỷ số h/l của các bậc phía trên phải <1 (tức $\alpha_{max} = 45^0$).

Chiều cao bậc móng: Móng bê tông đá hộc $h_b \ge 30$, móng gạch đá xây thì $h_b = 35 \div 60$ cm.

* Với móng đơn bê tông cốt thép thì không cần khống chế tỷ số h/l mà căn cứ vào kết quả tính toán để xác định chiều cao, kích thước hợp lý của móng và cốt thép.

share-connect.blogspot.com

Thuộc loại móng đơn bê tông cốt thép có thể người ta dùng móng đơn BTCT đỗ tại chỗ khi mà dùng kết cấu lắp ghép không hợp lý hoặc khi cột truyền tải trọng lớn. Móng bê tông cốt thép đổ tại chỗ có thể được cấu tạo nhiều bậc vát móng.

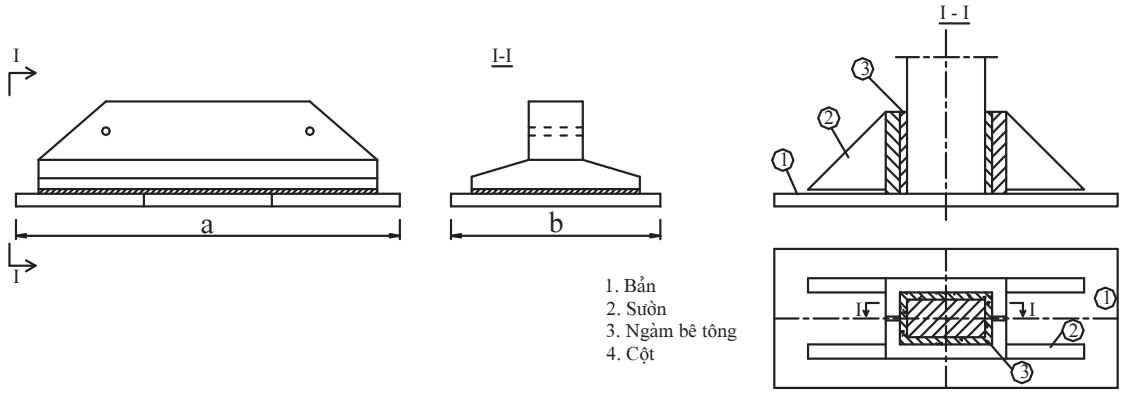


Hình 2.4 Cấu tạo một số móng đơn BTCT đổ tại chỗ

Dưới các móng bê tông cốt thép, thường người ta làm một lớp đệm sỏi có tưới các chất dính kết đen hoặc vữa xi măng, hoặc bằng bê tông mác thấp hoặc bê tông gạch vỡ. Lớp đệm này có các tác dụng sau:

+ Tránh hồ xi măng thấm vào đất khi đổ bê tông.
+ Giữ cốt thép và cốt pha ở vị trí xác định, tạo mặt bằng thi công.
+ Tránh khả năng bê tông lẫn với đất khi thi công bê tông.

- Móng đơn bê tông cốt thép lắp ghép dưới cột được cấu tạo bằng một hoặc nhiều khối, để giảm trọng lượng, người ta làm các khối rỗng hoặc khối có sườn để việc cấu lắp thi công dễ dàng.



Hình 2.5: Cấu tạo móng lắp ghép

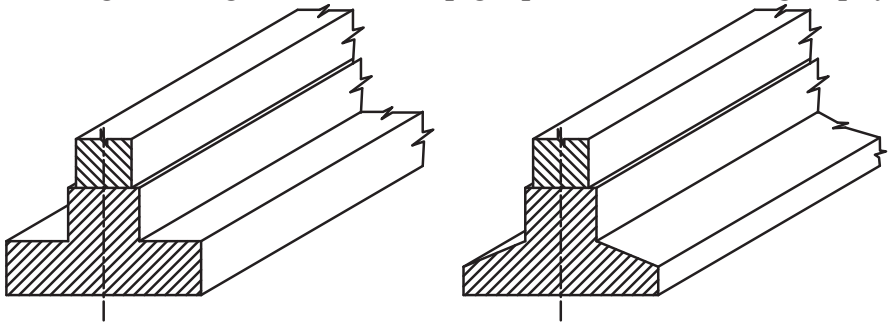
2.2. Móng băng và móng băng giao thoa

share-connect.blogspot.com

Móng băng là loại móng có chiều dài rất lớn so với chiều rộng, móng băng còn được gọi là móng dầm, được kiến thiết dưới tường nhà, móng tường chắn, dưới dãy cột.

2.2.1. Móng băng dưới tường

Móng băng dưới tường được chế tạo tại chỗ bằng khối xây đá hộc, bê tông đá hộc hoặc bê tông hoặc bằng cách lắp ghép các khối lớn và các panen bê tông cốt thép. Móng tại chỗ tại dùng ở những nơi mà việc lắp ghép các khối là không hợp lý.



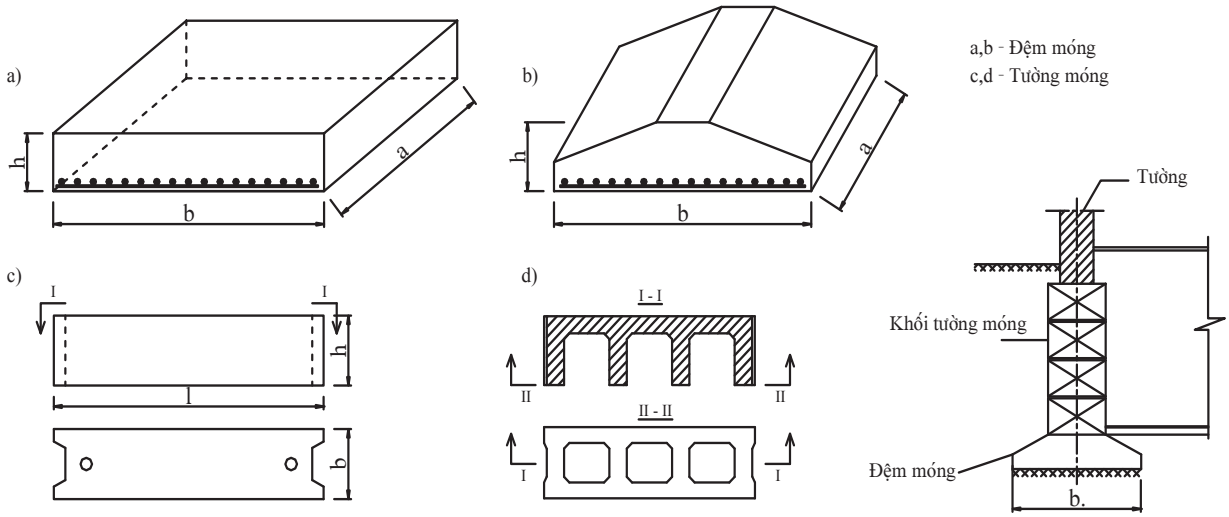
Hình 2.6: Cấu tạo móng băng dưới tường bằng đá xây hoặc BTCT

Móng băng dưới tường lắp ghép:

Cấu tạo gồm hai phần chính: Đệm và tường.

Đệm móng bao gồm các khối đệm, các khối này thường không làm rỗng và được thiết kế định hình sẵn. Các khối đệm được đặt liền nhau hoặc với nhau gọi là đệm không liên tục. Khi dùng các khối đệm không liên tục sẽ làm giảm được số lượng các khối định hình nhưng sẽ làm trị số áp lực tiêu chuẩn tác dụng lên nền đất tăng lên một ít.

Tường móng được cấu tạo bằng các khối tường rỗng hoặc không rỗng và được thiết kế định hình sẵn.



Hình 2.7: Cấu tạo móng băng lắp ghép

2.2.2. Móng băng dưới cột

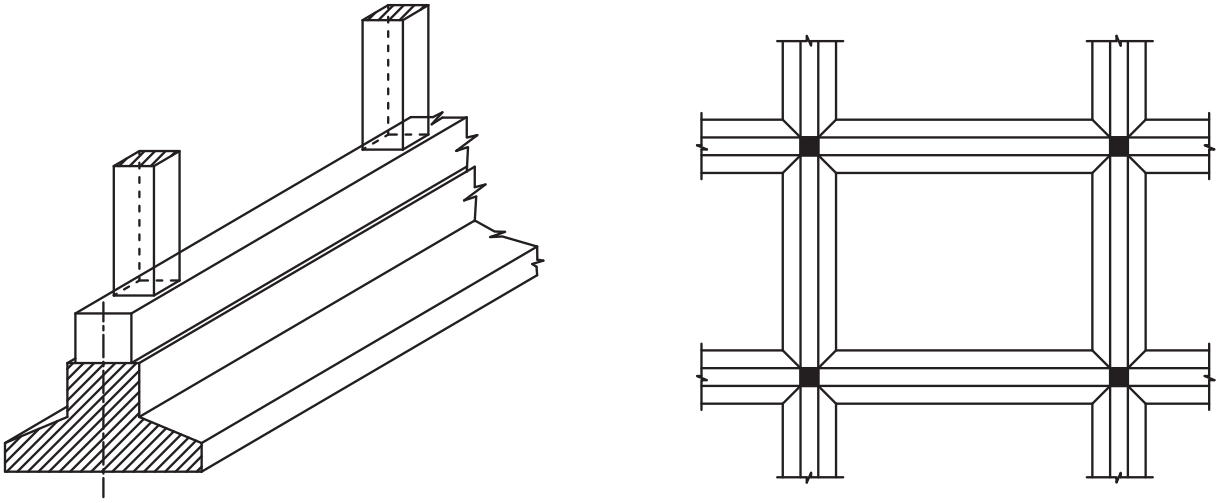
share-connect.blogspot.com

Móng băng dưới cột được dùng khi tải trọng lớn, các cột đặt ở gần nhau nếu dùng móng đơn thì đất nền không đủ khả năng chịu lực hoặc biến dạng vượt quá trị số cho phép.

Dùng móng băng bê tông cốt thép đặt dưới hàng cột nhằm mục đích cân bằng độ lún lệch có thể xảy ra của các cột dọc theo hàng cột đó.

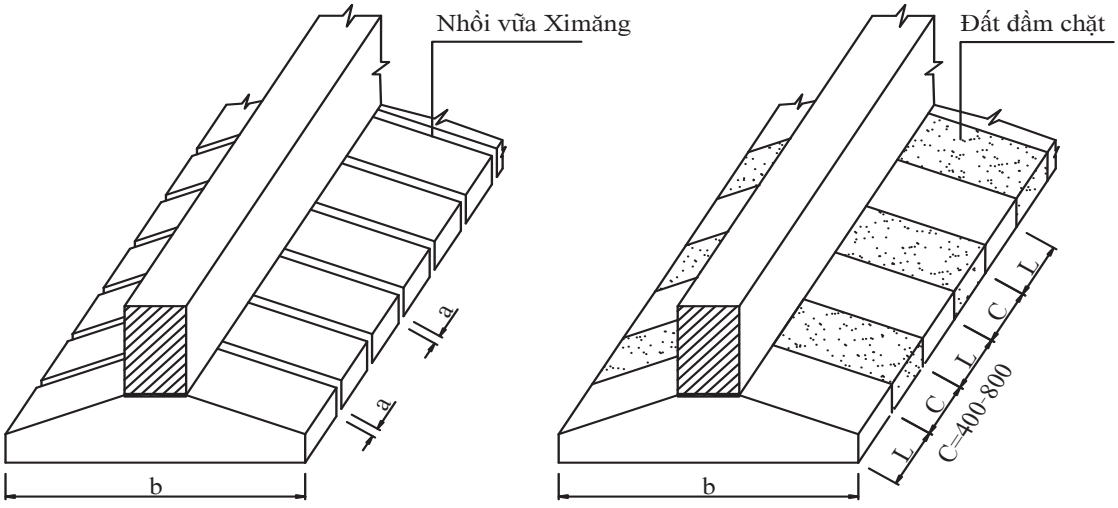
Khi dùng móng băng dưới cột không đảm bảo điều kiện biến dạng hoặc sức chịu tải của nền không đủ thì người ta dùng móng băng giao thoa nhau để cân bằng độ lún theo hai hướng và tăng diện chịu tải của móng, giảm áp lực xuống nền đất.

Trong các vùng có động đất nên dùng móng băng dưới cột để tăng sự ổn định và độ cứng chung được tăng lên. Móng băng dưới cột được đổ tại chỗ. Việc tính toán móng băng dưới cột tiến hành như tính toán dầm trên nền đàn hồi.



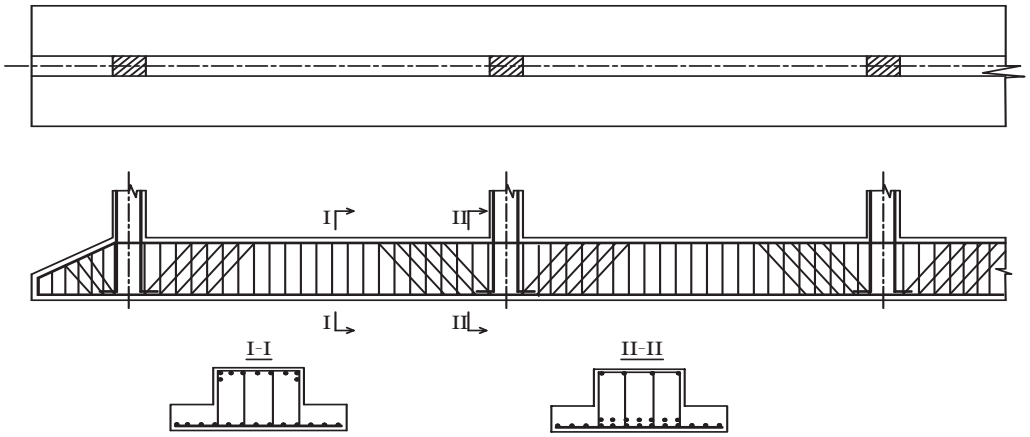
a. Móng băng dưới cột b. Móng băng giao thoa

Hình 2.8: Móng băng dưới cột và móng băng giao thoa



Hình 2.9: Móng băng lắp ghép

share-connect.blogspot.com



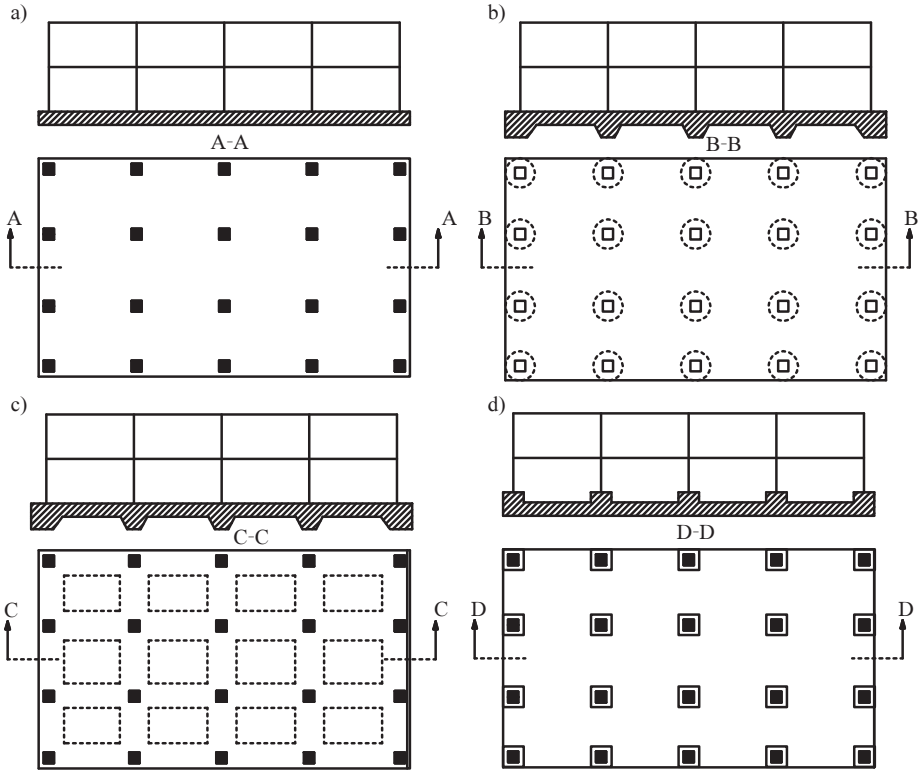
Hình 2.10: Cấu tạo chi tiết móng băng BTCT

2.3. Móng bè

Là móng bê tông cốt thép đổ liền khối, có kích thước lớn, dưới toàn bộ công trình hoặc dưới đơn nguyên đã được cắt ra bằng khe lún.

Móng bè được dùng cho nhà khung, nhà tường chịu lực khi tải trọng lớn hoặc trên đất yếu nếu dùng phương án móng băng hoặc móng băng giao thoa vẫn không đảm bảo yêu cầu kỹ thuật. Móng bè hay được dùng cho móng nhà, tháp nước, xilô, bunke bể nước, bể bơi...

Khi mực nước ngầm cao,để chống thấm cho tầng hầm ta có thể dùng phương án móng bè,lúc đó móng bè làm theo nhiệm vụ ngăn nước và chống lại áp lực nước ngầm. Móng bè có thể làm dạng bản phẳng hoặc bản sườn.



***Hình 2.11:** a) Móng bè bản phẳng; b) Móng bè bản phẳng có gia cường mũ cột; c) Móng bè bản sườn dưới ; d) Móng bè bản sườn trên*

share-connect.blogspot.com

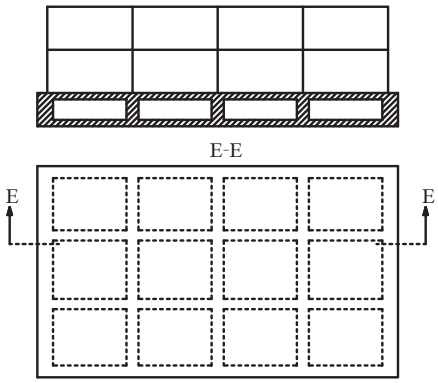
Loại móng bản có thể dùng khi bước cột không quá 9m, tải trọng tác dụng xuống mỗi cột không quá 100T, bề dày bảng lấy khoảng 1/6 bước cột.

Khi tải trọng lớn và bước cột lớn hơn 9m thì dùng bản có sườn để tăng độ cứng của móng, bề dày lấy khoảng 1/8-1/10 bước cột, sườn chỉ nên làm theo trục các dãy cột .

Móng bè sử dụng có khả năng giảm lún và lún không đều, phân phối lại ứng suất đều trên nền đất, thường dùng khi nền đất yếu và tải trọng lớn.

Việc tính toán móng bản (móng bè) được tính như bản trên nền đàn hồi. Các móng Bê tông cốt thép dạng hộp dùng dưới nhà nhiều tầng cũng thuộc loại móng này.

Các móng này gồm hai bản (trên và dưới) và các sườn tường giao nhau nối các bản đó lại thành một kết cấu thống nhất



Hình 2.12: Móng hộp

2.4. Móng vỏ:

Móng vỏ được nghiên cứu và áp dụng cho các công trình như bể chứa các loại chất lỏng (dầu, hoá chất...), nhà tường chịu lực..

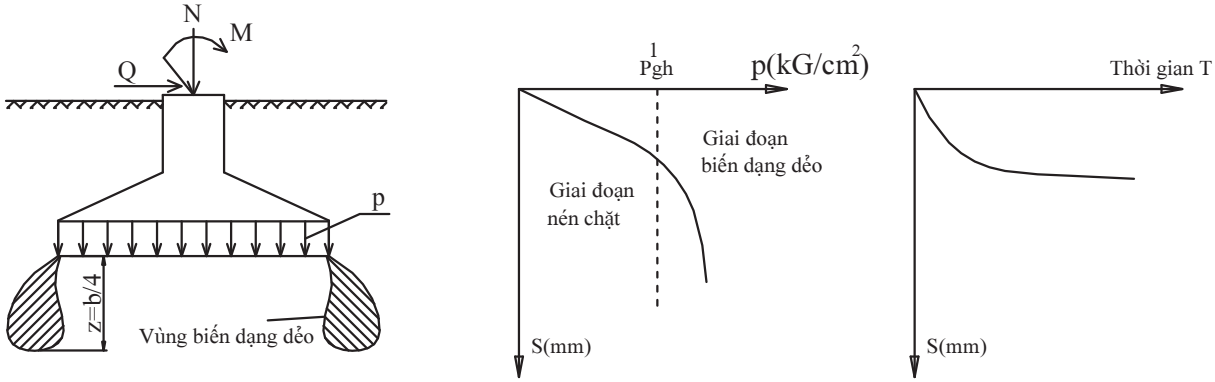
Móng vỏ là loại móng kinh tế với chi phí vật liệu tối thiểu, có thể chịu được tải trọng lớn, tuy nhiên việc tính toán khá phức tạp.

§3 XÁC ĐỊNH KÍCH THƯỚC ĐÁY MÓNG THEO ĐIỀU KIỆN ÁP LỰC TIÊU CHUẨN CỦA NỀN ĐẤT

3.1. Xác định áp lực tiêu chuẩn của nền đất

Như ta đã biết trong lý thuyết Cơ học đất: Nếu tải trọng tác dụng trên nền nhỏ hơn một giới hạn xác định (P^1_{gh}) thì biến dạng của nền đất chỉ là biến dạng nén chặt, tức là sự giảm thể tích lỗ rỗng khi bị nén chặt, tắt dần theo thời gian và những kết quả thực nghiệm cho thấy giữa ứng suất và biến dạng có quan hệ bậc nhất với nhau.

Nếu tải trọng tác dụng lên nền tiếp tục tăng vượt qua trị số P^1_{gh} thì trong nền đất hình thành các vùng biến dạng dẻo do các hạt đất trượt lên nhau, thể tích đất không đổi và không nén chặt thêm. Lúc này quan hệ giữa ứng suất và biến dạng chuyển sang quan hệ phi tuyến.



Hình 2.13

share-connect.blogspot.com

Để thiết kế nền theo trạng thái giới hạn về biến dạng thì trước hết phải khống chế tải trọng đặt lên nền không được lớn quá một trị số quy định P^1_{gh} để đảm bảo mối quan hệ bậc nhất giữa ứng suất và biến dạng, từ đó mới xác định được biến dạng của nền vì tất cả các phương pháp tính lún đều dựa vào giả thiết nền biến dạng tuyến tính.

Tải trọng quy định giới hạn (P_{gh}^1) đó gọi là tải trọng tiêu chuẩn, hay áp lực tiêu chuẩn của nền hay còn gọi là áp lực tính toán quy ước của nền.

Khi thiết kế nền móng hay cụ thể là xác định kích thước đáy móng thì người thiết kế phải chọn diện tích đáy móng đủ rộng và sao cho ứng suất dưới đáy móng bằng hoặc nhỏ hơn trị số áp lực tiêu chuẩn.

Việc xác định áp lực tiêu chuẩn của nền đất là công việc đầu tiên khi thiết kế nền móng, có thể xác định áp lực tiêu chuẩn theo hai cách sau đây.

3.1.1. Xác định áp lực tiêu chuẩn theo kinh nghiệm

Tuỳ theo từng loại đất và trạng thái của nó, theo kinh nghiệm người ta cho sẵn trị số áp lực tiêu chuẩn R^{tc} của nền như trong bảng sau:

Bảng 2.1:Trị số áp lực tiêu chuẩn R^{tc} của nền theo kinh nghiệm

Tên đất	R^{tc}(kG/cm^2)		Tên đất	R^{tc}(kG/cm^2) ở trạng thái		
Đất mảnh lớn						
1. Đất dá to có cát nhồi trong kẻ hở	6,0		Đất loại sét	Hệ số	Độ sệt B	
2.Cuội sỏi là mảnh vỡ đá kết tinh	5,0		(dính)	rỗng e	B=0	B=1
3. Dăm, mảnh vỡ đã trầm tích	3,0		8.Á cát	0,5	3,0	3,0
Đất cát	R^{tc}(kG/cm^2) ở trạng thái			0,7	2,5	2,0
			9. Á sét	0,5	3,0	2,0
Đất mảnh lớn	Chặt	Chặt vừa		0,7	2,5	1,8
4. Cát thô không phụ thuộc độ ẩm	4,5	3,5		1,0	2,0	1,0
5. Cát vừa, không phụ thuộc độ ẩm	3,5	2,5	10. Sét	0,5	6,0	4,0
6. Cát nhỏ:				0,6	5,0	3,0
a. Ít ẩm	3,0	2,0		0,8	3,0	2,0
b. Rất ẩm	2,5	1,5		1,1	2,5	1,0
7. Cát bụi						
a. Ít ẩm	2,5	2,0				
b. Rất ẩm	2,0	1,5				
c. Bão hòa nước	1,5	1,0				

**** Ghi chú:*** với các trị số e, B trung gian, xác định R^{tc} bằng cách nội suy. Các trị số trong bảng ứng với bề rộng móng b=1m, hm=1,5 - 2m. Nếu b # 1m và hm b # 1,5m thì phải hiệu chỉnh:

$$R^{tc} = R.m.n \qquad (2.1)$$

Trong đó: R - Trị số áp lực tiêu chuẩn tra theo bảng trên.

m - Hệ số hiệu chỉnh bề rộng móng.

Khi b ≥ 5m thì m = 1,5 cho đất cát, m = 1,2 cho đất loại sét.

Khi 1 < b < 5m thì:

share-connect.blogspot.com

$$m = \frac{(b-1)}{4}.\alpha + 1 \qquad (2.2)$$

α = 0,5 cho đất cát.

α = 0,2 cho đất sét.

n - Hệ số điều chỉnh độ sâu đặt móng.

n = 0,5 + 0,0033.h (khi h < 1,5m)

$$n = 1 + \frac{\gamma}{m.R}.k(h-200) \qquad \text{(khi h > 2m)} \qquad (2.3)$$

γ - Dung trọng của đất (tính ra kG/cm^3), h - Chiều sâu chôn móng (cm), k = 1,5 cho đất sét, k = 2,5 cho đất cát, và k = 2,0 cho đất á sét và á cát.

* Ngoài ra, đối với các loại đất đắp dùng làm nền công trình, loại đất này tuy có nhược điểm là biến dạng lớn và tính không đồng nhất cao, nhưng ở một điều kiện thích hợp nó vẫn dùng làm nền công trình tốt. Theo quy phạm, đối với nền đất đắp đã ổn định, trị số áp lực tiêu chuẩn của một số loại đất như sau:

Bảng 2.2 Áp lực tiêu chuẩn trên nền đất đắp đã ổn định

Đất đắp	R^{tc} (kG/cm^2)			
	Xỉ hạt to, cát vừa và cát nhỏ		Cát xỉ, xỉ nhỏ, đất loại nhỏ	
	Độ bão hoà nước G			
	G ≤ 0,5	G ≥ 0,8	G ≤ 0,5	G ≥ 0,8
1. Đất san lấp theo quy hoạch, có đầm chặt	2,5	2,0	1,8	1,5
2. Đất thải bã công nghiệp có đầm chặt	2,5	2,0	1,8	1,5
3. Đất thải bã công nghiệp không đầm chặt	1,8	1,5	1,2	1,0
4. Đất đổ, bã thải công nghiệp có đầm chặt.	1,5	1,2	1,2	1,0
4. Đất đổ, bã thải công nghiệp không đầm chặt.	1,2	1,0	1,0	0,8

* *Ghi chú :* Trị số R^{tc} trong bảng dùng cho móng có chiều sâu chôn móng h_1 > 2m, khi h_1 < 2m thì trị số R^{tc} phải giảm xuống bằng cách nhân với hệ số K:

$$K = \frac{h + h_1}{2h_1} \qquad (2.4)$$

Đối với đất đổ, bã thải công nghiệp chưa ổn định thì R^{tc} nhân với hệ số 0,8

Trị số R^{tc} trung gian của độ bão hoà G thì nội suy.

2.1.2. Xác định bằng cách tính theo quy phạm

Theo TCXD 45 - 70 và 45 - 78 cho phép tính toán trị số áp lực tiêu chuẩn của nền đất khi vùng biến dạng dẻo phát sinh đến độ sâu bằng 1/4 bề rộng móng b.

Biểu thức tính toán R^{tc} theo TCXD 45 - 70:

$$R^{tc} = m[(Ab + Bh)\gamma + D.c^{tc}] \qquad (2.5)$$

Biểu thức tính toán R^{tc} theo TCXD 45 - 78:

$$R^{tc} = \frac{m_1.m_2}{K_{tc}}[Ab\gamma + Bh\gamma' + D.c^{tc}] \qquad (2.6)$$

Trong đó: R^{tc} - Cường độ tiêu chuẩn của nền đất

m - Hệ số điều kiện làm việc của đất nền

share-connect.blogspot.com

m=0,8 Khi nền đất là đất cát nhỏ, bão hoà nước
m=0,6 - Khi nền đất là cát bụi, bão hoà nước
m=1 trong các trường hợp khác
c^{tc} - Lực dính tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng.
γ - Dung trong trung bình của đất dưới đáy móng
γ'- Dung trong trung bình của đất trên đáy móng

K_{tc} - Hệ số tin cậy, nếu các chỉ tiêu cơ lý được xác định bằng thí nghiệm trực tiếp đối với đất thì K_{tc} lấy bằng 1,0. Nếu các chỉ tiêu đó lấy theo bảng quy phạm thì K_{tc} lấy bằng 1,1.

m_1,m_2 – lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác dụng qua lại với nền, lấy theo bảng sau:

Bảng 2- 3: Trị số của m_1, m_2

Loại đất	Hệ số	Hệ số m_2 đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số giữa chiều dài	
Đất hòn lớn có chất nhớt là cát và đất sét, không kể đất phấn và bụi	1,4	≥4	≤1,5
		1,2	1,4
Cát mịn : - Khô và ít ẩm	1,3	1,1	1,3
- No nước	1,2	1,1	1,3
Cát bụi : - Khô và ít ẩm	1,2	1,0	1,2
- No nước	1,1	1,0	1,2
Đất hòn lớn có chất nhét là sét và đất sét có độ sệt B ≤ 0,5	1,2	1,0	1,1
Như trên có độ sệt B > 0,5	1,1	1,0	1,0

- A,B,D các hệ số phụ thuộc vào trị số góc nội ma sát φ^{tc} tra bảng:

Bảng 2.4 : Trị số A, B và D

Trị số tiêu chuẩn của góc (góc ma sát trong $\varphi^{tc\ (o)}$	A	B	D
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42

share-connect.blogspot.com

14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,05	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

**** Nhận xét:*** Việc xác định áp lực tiêu chuẩn theo kinh nghiệm (tra bảng) thường thiên về an toàn, các trị số nêu ra trong bảng đại diện cho một dãy các trị số dao động trong diện rộng. Trong thực tế thì các loại đất rất phong phú về loại và trạng thái nên xác định R^{tc} từ cách tra bảng thường ít chính xác và không chặt chẽ về lý thuyết. Có thể sử dụng trị số này trong thiết kế sơ bộ, hoặc cho các công trình nhỏ đặt trên nền đất tương đối đồng nhất, công trình loại IV và loại V.

Xác định R^{tc} theo TCXD 45 - 70 và 45 - 78 cũng chưa chặt chẽ lắm về mặt lý thuyết vì sự phát triển của vùng biến dạng dẻo của đất cũng khác với vật thể đàn hồi. Tuy nhiên khi vùng biến dạng dẻo còn nhỏ thì sai khác đó cũng không lớn, hiện nay trong thiết kế người ta hay sử dụng trị số này.

Trong một số nghiên cứu gần đây cho thấy có thể sử dụng cường độ tính toán của đất nền trong tính toán kích thước móng bằng cách tính toán cường độ chịu tải của đất nền theo công thức của Terzaghi hoặc Berezantev rồi chia cho hệ số an toàn (Fs = 2 - 2,5). Theo quan điểm này cho rằng lấy cường độ tính toán như vậy vừa đảm bảo điều kiện biến dạng, vừa đảm bảo điều kiện chiu tải. Tuy nhiên việc lấy trị số Fs chính xác là bao nhiêu thì cũng chưa thống nhất. Do vậy việc tính cường độ tính toán của nền đất theo phương pháp nào sao cho phù hợp với thực tế của nền đất và tính chất công trình để đảm bảo tối ưu trong thiết kế xây dựng công trình.

3.2. Xác định diện tích đáy móng trong trường hợp móng chịu tải trong đúng tâm

Xét một móng đơn chịu tải trong đúng tâm như hình vẽ (2.14):

Trong điều kiện làm việc, móng chịu tác dụng của các lực sau:

- Tải trọng công trình truyền xuống móng qua cột ở mặt đỉnh móng: N_O^{tc}
- Trọng lượng bản thân móng: N_m^{tc}

share-connect.blogspot.com

- Trọng lượng đất đắp trên móng trong phạm vi kích thước móng $N_{â}^{tc}$;

- Phản lực nền đất tác dụng lên đáy móng p^{tc}.

Biểu đồ ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng là đường cong, nhưng đối với cấu kiện móng cứng, ta lấy gần đúng theo dạng hình chữ nhật.

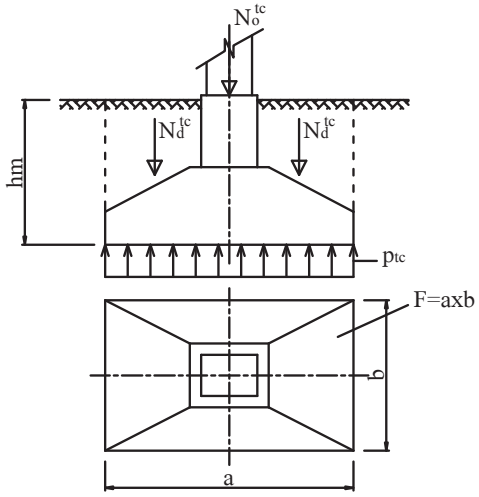
Điều kiện cân bằng tĩnh học:

$$N_O^{tc} + N_m^{tc} + N_{â}^{tc} = p_{tc}.F \qquad (2.7)$$

Trong đó: F - Diện tích đáy móng

Trọng lượng của móng và đất đắp trên móng có thể lấy bằng trọng lượng của khối nằm trong mặt cắt từ đáy móng:

$$N_m^{tc} + N_{â}^{tc} = F.h_m.\gamma_{tb} \qquad (2.8)$$



Hình 2.14

Trong đó: γ_{tb} - Dung trọng trung bình của vật liệu móng và đất đắp trên móng, lấy bằng 2 - 2,2 (g/cm^3) hoặc 2 - 2,2 (T/m^3).

h_m - Độ sâu chôn móng.

Từ (2.7) và (2.8) ta có:

$$N_0^{tc} + F.h_m.\gamma_{tb} = p^{tc}.F$$

Suy ra:

$$F = \frac{N_o^{tc}}{p^{tc} - \gamma_{tb}.h_m} \qquad (2.9)$$

Để đảm bảo điều kiện nền biến dạng tuyến tính thì áp lực do tải trong tiêu chuẩn của công trình gây ra phải thoã điều kiện:

$$p^{tc} \le R^{tc} \qquad (2.10)$$

Do đó:
$$F \ge \frac{N_o^{tc}}{R^{tc} - \gamma_{tb}.h_m} \qquad (2.11)$$

Công thức (2.11) cho phép xác định được diện tích đáy móng F khi biết tải trọng ngoài tác dụng N_o^{tc}, áp lực tiêu chuẩn R^{tc} và chiều sâu chôn móng h_m. Ở đây cần chú ý rằng trị số R^{tc} lấy theo kinh nghiệm thì xác định được sơ bộ diện tích đáy móng F, còn nếu R^{tc} xác định theo công thức (2.6) và (2.7) thì tham số bề rộng móng b phải giả thiết trước, sau khi có được diện tích đáy móng F, chọn tỷ số $\alpha = \frac{a}{b}$ để tìm được cạnh a và kiểm tra lại điều kiện $F^* = axb \ge F$.

**** Xác định kích thước hợp lý của móng đơn***

Việc chọn kích thước hợp lý của móng đơn ở đây ta cần tìm bề rộng b của móng và từ tỷ số $a = \alpha.b$ để tìm được cạnh dài a và so sánh với diện tích yêu cầu. Phương pháp này xuất phát từ điều kiện:

$$p_{tb}^{tc} = R^{tc} \qquad (2.12)$$

Với : R^{tc} - Cường độ tiêu chuẩn của nền đất

share-connect.blogspot.com

p_{tb}^{tc} - Cường độ áp lực trung bình tiêu chuẩn do tải trọng công trình gây ra tại đáy móng.

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N_o^{tc} + G}{axb} \quad (2.13)$$

G - Trọng lượng của móng và đất đắp trên móng

hoặc $$p_{tb}^{tc} = \frac{N_o^{tc}}{\alpha.b^2} + \gamma_{tb}.h_m \quad (2.14)$$

Trong đó: $\alpha = \frac{a}{b}$

Thay (2.6) và (2.14) vào (2.12) biến đổi ta được phương trình bậc ba để xác định bề rộng móng như sau:

$$b^3 + K_1.b^2 - K_2 = 0 \quad (2.15)$$

Trong đó: $$K_1 = M_1.h_m + \frac{M_2.c_{tc}}{\gamma} - M_3.\frac{\gamma_{tb}.h_m}{\gamma} \quad (2.16)$$

$$K_2 = M_3.\frac{N_o^{tc}}{m.\alpha.\gamma} \quad (2.17)$$

Với : M_1, M_2, M_3 - Các hệ số phụ thuộc vào góc nội ma sát φ^{tc} của đất nền, tra bảng (2.5).

m - Hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1.

γ - Dung trọng của đất nền dưới đáy móng.

Giải phương trình (2.15) tìm được trị số b - bề rộng của móng, từ đó xác định a dựa vào điều kiện a = αb và có được diện tích đáy móng.

**** Xác định kích thước hợp lý của móng băng***

Đối với móng băng có chiều dài lớn hơn nhiều lần so với bề rộng, khi tính toán người ta cắt ra 1m dài để tính toán, do vậy trị số áp lực trung bình tiêu chuẩn tại đáy móng sẽ là:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N_o^{tc}}{b} + \gamma_{tb}.h_m \quad (2.18)$$

Thay (2.6) và (2.18) vào (2.12) biến đổi ta được phương trình bậc hai để xác định bề rộng móng băng như sau:

$$b^2 + L_1.b - L_2 = 0 \quad (2.19)$$

Trong đó: $$L_1 = M_1.h_m + \frac{M_2.c_{tc}}{\gamma} - M_3.\frac{\gamma_{tb}.h_m}{m.\gamma}$$

$$L_2 = -M_3.\frac{N_o^{tc}}{m.\gamma}$$

M_1, M_2, M_3 - Các hệ số phụ thuộc vào góc nội ma sát φ^{tc} của đất nền, tra bảng (2.5).

Giải phương trình (2.19) tìm được bề rộng hợp lý của móng băng theo điều kiện áp lực tiêu chuẩn. Việc xác định kích thước móng từ việc giải phương trình (2.15) và (2.19) thì không cần kiểm tra lại điều kiện (2.12).

share-connect.blogspot.com

Bảng 2.5: Các Trị số M_1, M_2, M_3

φ^{tc}(độ)	M_1	M_2	M_3	φ^{tc}(độ)	M_1	M_2	M_3
1	74,97	229,2	70,79	23	5,51	9,12	1,511
2	38,51	114,6	34,51	24	5,39	8,88	1,393
3	26,36	76,3	22,36	25	5,29	8,58	1,287
4	20,30	57,2	16,30	26	5,19	8,20	1,188
5	16,66	45,7	12,66	27	5,10	7,85	1,099
6	14,25	38,1	10,25	28	5,02	7,52	1,017
7	12,52	32,6	8,52	29	4,94	7,21	0,944
8	11,24	28,5	7,24	30	4,87	6,93	0,872
9	10,24	25,3	6,24	31	4,82	6,66	0,808
10	9,44	22,7	5,44	32	4,75	6,40	0,749
11	8,80	20,6	4,80	33	4,69	6,16	0,694
12	8,26	18,82	4,26	34	4,64	5,93	0,643
13	7,8	17,32	3,80	35	4,60	5,71	0,596
14	7,42	16,04	3,42	36	4,55	5,51	0,552
15	7,08	14,93	3,08	37	4,52	5,31	0,512
16	6,08	13,95	2,80	38	4,47	5,12	0,474
17	6,54	13,08	2,54	39	4,44	4,94	0,439
18	6,32	12,31	2,32	40	4,41	4,77	0,406
19	6,12	11,62	2,12	41	4,38	4,60	0,376
20	5,91	10,99	1,942	42	4,35	4,44	0,347
21	5,78	10,42	1,783	43	4,32	4,29	0,321
22	5,64	9,90	1,640	44	4,30	4,14	0,296
				45	4,27	4,00	0,273

**** Một số cách gần đúng xác định diện tích đáy móng F***

+ Xác định R^{tc} theo các bảng (2.2) hoặc (2.3) tuỳ thuộc vào tình hình cụ thể của đất nền hoặc theo giá trị R^{tc} do thí nghiệm cung cấp. Thay trị số R^{tc} vào công thức (2.11) xác định được diện tích đáy móng F, từ đó chọn các kích thước chi tiết cho phù hợp.

Với móng vông hoặc chữ nhật: $F^* = axb$

Với móng hình tròn : $F^* = \pi.R^2$

+ Xác định kích thước móng theo kinh nghiệm: Chọn trước một trị số kích thước đáy móng axb nào đó, từ đó kết hợp với điều kiện đất nền tính ra R^{tc} và sau đó kiểm tra lại điều kiện: $p_{tb}^{tc} \le R^{tc}$, nếu chưa thoã mãn thì chọn lại và kiểm tra cho đến khi đạt yêu cầu, thông thường chọn kiểm tra đến lần thứ hai hoặc ba là đạt.

3.3. Trường hợp tải trọng lệch tâm

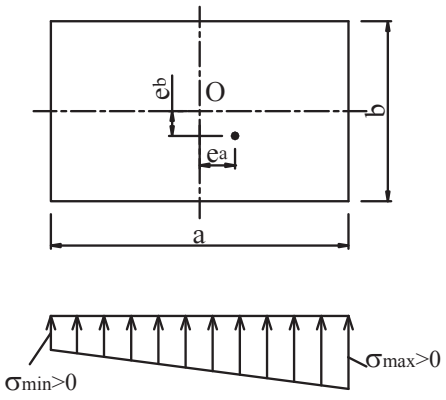
share-connect.blogspot.com

Móng chịu tải lệch tâm là móng có điểm đặt của tổng hợp lực không đi qua trọng tâm diện tích đáy móng. Thường là móng các công trình chịu momen và tải trọng ngang. Độ lệch tâm e được tính như sau:

$$e = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} \qquad (2.22)$$

Trong đó: M^{tc} - Giá trị momen tiêu chuẩn ứng với trọng tâm diện tích đáy móng.

N^{tc} - Tổng tải trọng thẳng đứng tiêu chuẩn tác dụng lên móng.



Hình 2.15: Móng chịu tải lệch tâm

3.3.1. Trường hợp lệch tâm bé

Trường hợp này độ lệch tâm e < a/6, biểu đồ ứng suất đáy móng như hình vẽ (Hình 2.15).

Việc xác định kích thước đáy móng trong trường hợp này giống như đối với móng chịu tải trong đúng tâm, sau đó tăng diện tích đã tính lên để chịu mo men và lực ngang bằng cách nhân với hệ số K (K= 1,0 - 1,5), khi momen và lực ngang bé thì lấy K bé và ngược lại.

$$F_{\text{lệch tâm}} = K.F_{\text{đúng tâm}} \qquad (2.23)$$

Sau khi chọn được kích thước đáy móng cần kiểm tra lại điều kiện áp lực:

$$\sigma^{tc}_{\max} \le 1{,}2R^{tc}$$

$$\sigma^{tc}_{tb} \le R^{tc} \qquad (2.24)$$

Với: $$\sigma^{tc}_{\max,\min} = \frac{N^{tc}_o}{F} \pm \frac{M^{tc}_o}{W_x} \pm \frac{M^{tc}_o}{W_y} + \gamma_{tb}.h_m \qquad (2.25)$$

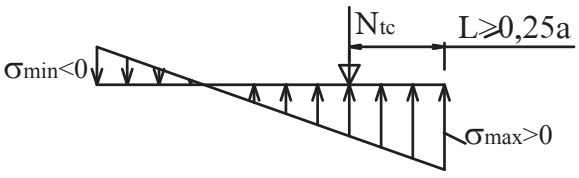
hay: $$\sigma^{tc}_{\max,\min} = \frac{N^{tc}_o}{axb}\left(1 \pm \frac{6e_a}{a} \pm \frac{6e_b}{b}\right) + \gamma_{tb}.h_m \qquad (2.26)$$

$$\sigma^{tc}_{tb} = \frac{\sigma^{tc}_{\max} + \sigma^{tc}_{\min}}{2} = \frac{N^{tc}_o}{axb} + \gamma_{tb}.h_m$$

3.3.2. Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm lớn

Dạng biểu đồ ứng suất trong trường hợp này như hình vẽ và $\sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0$, trường hợp này sau khi chọn diện tích đáy móng cần kiểm tra lại theo điều kiện lệch tâm.

Lưu ý: Tổng tải trọng tiêu chuẩn đặt cách mép móng một đoạn L ≥ 0,25a để phần cạnh móng không bị tách khỏi mặt nền quá 25%.

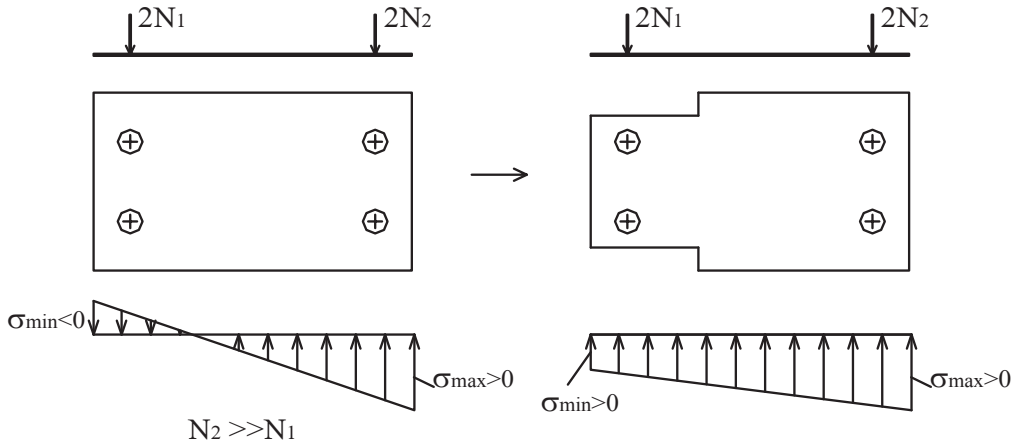


Hình 2.16: Móng chịu tải lệch tâm lớn

share-connect.blogspot.com

3.4. Một số biện pháp làm giảm hoặc triệt tiêu phần biểu đồ ứng suất âm dưới đáy móng

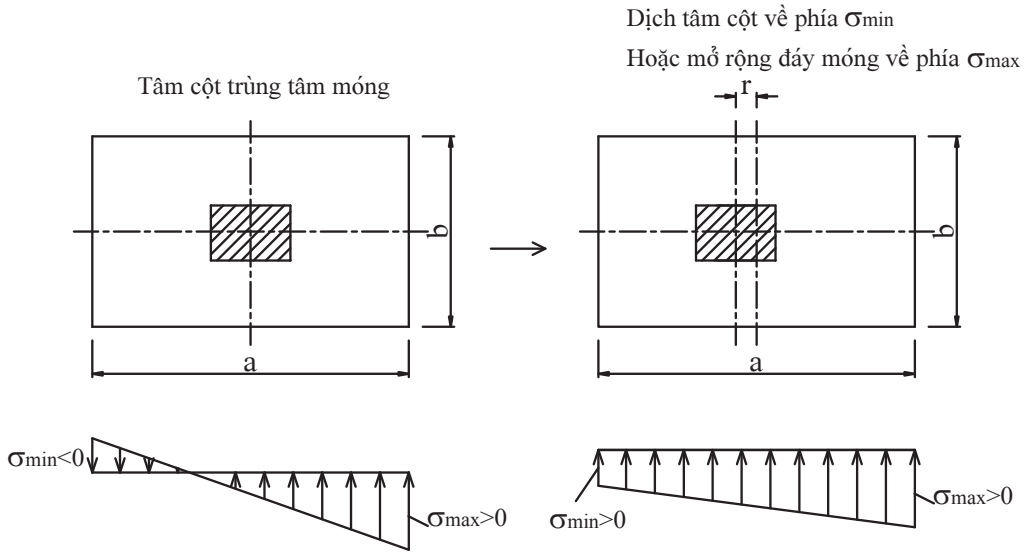
+ Thay đổi kích thước, hình dáng móng



Hình 2.17

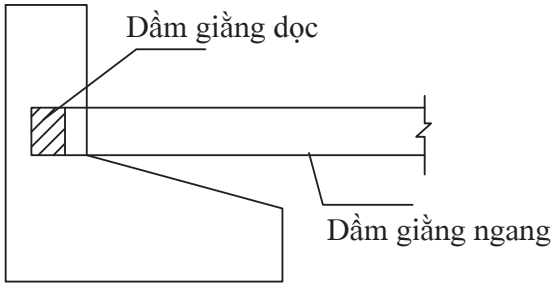
.

+ Thay đổi trọng tâm móng



Hình 2.18

+ Cấu tạo hệ thống dầm, giằng móng để chịu momen.



Hình 2.19: Dầm và giằng móng để triệt tiêu ứng suất do lệch tâm gây ra

share-connect.blogspot.com

3.5. Ví dụ mẫu:

Ví dụ II-1: Xác định sơ bộ kích thước đáy móng dưới cột hình chữ nhật kích thước 30x40cm với tổ hợp tải trọng chính tại mặt móng là: N=90,0T, M=2,40Tm, Q=1,20T. Nền đất gồm hai lớp có các chỉ tiêu cơ lý cơ bản như sau:

Lớp trên: á sét dẻo cứng có: γ=1.95T/m^3, $\varphi = 20^0$, c=1,8 T/m^2

Lớp dưới: á cát dẻo có: γ=1.95T/m^3, $\varphi = 22^0$, c=2,0 T/m^2

Giải :

+ Xác định tải trọng tiêu chuẩn của tổ hợp tải trọng chính :

$N_o^{tc} = N/1{,}2 = 75{,}0T,\ M_o^{tc} = M/1{,}2 = 2{,}0T,\ Q_o^{tc} = Q/1{,}2 = 1{,}0T$

+ Vật liệu làm móng được chọn là Bêtông cốt thép.

+ Chọn chiều sâu chôn móng là $h_m = 2m$.

+ Xác định kích thước đáy móng :

Do móng chịu tải trọng lệch tâm nên kích thước đáy móng phải thỏa mãn hai điều kiện sau đây:

- Ứng suất trung bình tại đáy móng phải nhỏ hơn hoặc bằng cường độ áp lực tiêu chuẩn của nền đất.

- Trị số ứng suất lớn nhất tại đáy móng phải nhỏ hơn hoặc bằng 1,2 lần cường độ áp lực tiêu chuẩn của nền đất.

$$\begin{cases} \sigma_{TB}^{d} \le R^{tc} & (1) \\ \sigma_{max}^{d} \le 1{,}2\,R^{tc} & (2) \end{cases}$$

Kích thước hợp lý nhất của đáy móng được xác định từ điều kiện (1) trong trường hợp xảy ra phương trình.

Từ đó ta có phương trình để xác định bề rộng móng như sau:

$$b^3 + K_1.b^2 - K_2 = 0$$

Trong đó: $K_1 = M_1.h + M_2.\dfrac{c}{\gamma} - M_3.\dfrac{\gamma_{tb}.h}{\gamma}$

$$K_2 = M_3 .\frac{N_o^{tc}}{m.\gamma.\alpha}$$

- Với $\varphi^{tc} = 20^0$ tra bảng (2.5) ta được:

$M_1 = 5{,}91;\ M_2 = 10{,}99;\ M_3 = 1{,}942$

- Hệ số điều kiện làm việc, m = 1

- Chiều sâu chôn móng $h_m = 2m$

- c = 0,18 kG/cm^2 = 1,8 T/m^2

- γ_{tb} là dung trọng trung bình của đất ngay đáy móng và vật liệu làm móng, lấy $\gamma_{tb} = 2{,}2$ (T/m^3)

- γ : là dung trọng của lớp 1, γ =1,95 (T/m^3)

- Chọn $\alpha = 1{,}4 = \dfrac{a}{b}$

$$\Rightarrow \quad K_1 = 5{,}91\ .\ 2 + 10{,}99.\frac{1{,}8}{1{,}95} - 1{,}942.\ \frac{2{,}2.2}{1{,}95} = 17{,}58$$

share-connect.blogspot.com

$$K_2 = 1{,}942.\ \frac{75{,}0}{1.1{,}95.1{,}4} = 53{,}35$$

Thay vào phương trình trên ta có phương trình sau:

$$b^3 + 17{,}58.b^2 - 53{,}35 = 0$$

Giải phương trình này bằng phương pháp thử dần nghiệm

$\Rightarrow$ $b \cong 1{,}663$ (m), chọn b = 1,7 (m)

Do tỷ số $\alpha = 1{,}4 = \frac{a}{b} \Rightarrow a = 1{,}4.1{,}7 = 2{,}38$, chọn a = 2,4 (m)

Vậy kích thước sơ bộ đáy móng được chọn là : b = 1,7m, a = 2,4 m

+ Tính Cường độ tiêu chuẩn R^{tc} của nền đất

Cường độ tiêu chuẩn R^{tc} của nền đất được xác định theo công thức sau:

$$R^{tc} = m.\ [(A.b + B.h_m).\ \gamma + D.c\ ]$$

Với: m=1 ; b=1,7m ; h_m=2m ; γ=1,95(T/m^3) ; c = 0,18 KG/cm^2= 1,8 T/m^2, $\varphi = 20^0$ Tra bảng (2.4) ta có: A = 0,51, B = 3,06, D = 5,66.

Suy ra:

$$R^{tc} = (0{,}51.1{,}7 + 3{,}06.2\ )\ 1{,}95 + 5{,}66.1{,}8 = 23{,}8\ (T/m^2)$$

+ Xác định ứng suất dưới đáy móng :

$$\sigma^{tc}_{Max,Min} = \frac{N^{tc}_d}{a.b}\left(1 \pm \frac{6e_a}{a} \pm \frac{6e_b}{b}\right)$$

Trong đó: $N^{tc}_d = N^{tc}_o + \gamma_{tb}.F.h = 75{,}0 + 2{,}2.1{,}7.2{,}4.2 = 92{,}952\ (T)$

$$e_b = 0;\ e_a = \frac{M^{tc}_o + Q^{tc}_o.h_m}{N^{tc}} = \frac{2{,}0 + 1{,}0.2}{75{,}0} = 0{,}0533\ \text{m}$$

$$\Rightarrow \quad \left|\sigma^{tc}_{Max,Min}\right| = \frac{92{,}952}{1{,}7.2{,}4}\left(1 \pm \frac{6.0{,}0533}{2{,}4}\right) = \begin{vmatrix} 25{,}82\,(T/m^2) \\ 19{,}75\,(T/m^2) \end{vmatrix}$$

$$\sigma^{tc}_{tb} = \gamma_{tb}.h + \frac{N^{tc}_o}{F} = 2{,}2.2 + \frac{75{,}0}{1{,}7.2{,}4} = 22{,}78\ \ (T/m^2)$$

Kiểm tra điều kiện

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma^{tc}_{tb} = 22{,}78 (T/m^2) < R^{tc} = 23{,}8\ (T/m^2) \\ \sigma^{tc}_{\max} = 25{,}82\ < 1{,}2.R^{tc} = 1{,}2.23{,}8 = 28{,}56 (T/m^2) \end{cases}$$

Hai điều kiện (1) và (2) được thỏa mãn, vậy kích thước đáy móng đã chọn ở trên là chấp nhận được.

Ví dụ II-2: Xác định sơ bộ kích thước đáy móng dưới cột hình chữ nhật kích thước 30x40cm với tải trọng của tổ hợp tải trọng chính (TH cơ bản) tại mặt móng là: N^{tt}_o=80,15T, M^{tt}_o=2,25Tm, Q^{tt}_o=1,4T. Nền đất gồm hai lớp có các chỉ tiêu cơ lý cơ bản như sau:

Lớp trên: đất lấp dày 0,8m, γ=1.8T/m^3

Lớp dưới: á cát dẻo có: γ=1.94T/m^3, $\varphi = 22^0$, c=1,9 T/m^2

Giải :

+ Chọn vật liệu : móng bê tông cốt thép

+ Chọn độ sâu chôn móng : h_m = 1,5m

share-connect.blogspot.com

+ Chọn kích thước ban đầu: bề rộng móng b=1,6m
+ Xác định R^{tc} theo TCXD 45-78:

$$R^{tc} = \frac{m_1.m_2}{K_{tc}}[Ab\gamma + Bh\gamma' + D.c^{tc}]$$

Với $\varphi = 22^0$ tra bảng (2.4) ta có : A=0,61 ; B=3,44 ; D=6,04

$m_1 = 1,0$; $m_1 = 1,4$; $K_{tc} = 1,1$; $\gamma' = (1,8+1,94)/2 = 1,87T/m^3$

Thay vào có: $R^{tc} = \frac{1.1,4}{1,1}[0,61.1,6.1,94 + 3,44.1,5.1,87 + 6,04.1,9] = 29,3T/m^2$

+ Diện tích đáy móng yêu cầu:

$$F \geq \frac{N_o^{tc}}{R^{tc} - \gamma_{tb}.h_m} = \frac{80,15/1,2}{29,3 - 2.1,5} = 2,54m^2$$

Móng chịu tải trọng lệch tâm, ta tăng kích thước móng lên bằng cách nhân với hệ số K=1,2

$$F^* = K.F = 1,2.2,54 = 3,05m^2$$

Vậy cạnh dài của móng là: a=F*/b=3,05/1,6=1,905m; ta chọn a=2m

+ Xác định ứng suất dưới đáy móng :

$$\sigma^{tc}_{max,min} = \frac{N^{tc}_o}{axb}(1 \pm \frac{6e_a}{a} \pm \frac{6e_b}{b}) + \gamma_{tb}.h_m$$

Với : $e_a = \frac{M_o^{tc} + Q_o^{tc}.h_m}{N_o^{tc}} = \frac{2,25/1,2 + 1,5.1,4/1,2}{80,15/1,2} = 0,054m$, $e_b = 0$

Vậy : $\sigma^{tc}_{max} = \frac{N_o^{tc}}{axb}(1 + \frac{6e_a}{a}) + \gamma_{tb}.h_m = \frac{80,15/1,2}{2.1,6}(1 + \frac{6.0,054}{2}) + 2.1,5 = 27,27T/m^2$

$$\sigma^{tc}_{min} = \frac{N_o^{tc}}{axb}(1 - \frac{6e_a}{a}) + \gamma_{tb}.h_m = \frac{80,15/1,2}{2.1,6}(1 - \frac{6.0,054}{2}) + 2.1,5 = 20,47T/m^2$$

$$\sigma^{tc}_{tb} = \frac{N_o^{tc}}{axb} + \gamma_{tb}.h_m = \frac{80,15/1,2}{2.1,6} + 2.1,5 = 23,87T/m^2$$

Kiểm tra điều kiện:

$$\sigma^{tc}_{max} = 27,27T/m^2 \leq 1,2R^{tc} = 1,2.29,3 = 35,16T/m^2$$

$$\sigma^{tc}_{tb} = 23,87T/m^2 \leq R^{tc} = 29,3T/m^2$$

Đạt yêu cầu, vậy kích thước móng đã chọn F=axb = 2x1,6m là hợp lý.

Ví dụ II-3: Xác định sơ bộ kích thước móng băng dưới tường dày 20cm với tổ hợp tải trọng chính tại mặt móng là: N=30T/m, M=2,5Tm/m. Nền đất gồm hai lớp có các chỉ tiêu cơ lý như ở ví dụ 2.

Giải:

+ Chọn vật liệu : móng bê tông cốt thép
+ Chọn độ sâu chôn móng : $h_m = 1,2m$
+ Chọn kích thước ban đầu: bề rộng móng b=1,5m
+ Xác định ứng suất dưới đáy móng (với móng băng ta cắt ra 1m dài để tính toán):

share-connect.blogspot.com

$$\sigma^{tc}_{max,min} = \frac{N^{tc}_o}{1xb}(1 \pm \frac{6e_b}{b}) + \gamma_{tb}.h_m$$

Với : $e_b = \frac{M^{tc}_o}{N^{tc}_o} = \frac{2,5/1,2}{30/1,2} = 0,083m$, $e_a = 0$

Vậy : $\sigma^{tc}_{max} = \frac{N^{tc}_o}{1xb}(1 + \frac{6e_b}{b}) + \gamma_{tb}.h_m = \frac{30/1,2}{1.1,5}(1 + \frac{6.0,083}{1.5}) + 2.1,5 = 25,22T/m^2$

$$\sigma^{tc}_{min} = \frac{N^{tc}_o}{1xb}(1 - \frac{6e_b}{b}) + \gamma_{tb}.h_m = \frac{30/1,2}{1.1,5}(1 - \frac{6.0,083}{1,5}) + 2.1,5 = 14,13T/m^2$$

$$\sigma^{tc}_{tb} = \frac{N^{tc}_o}{axb} + \gamma_{tb}.h_m = \frac{30/1,2}{1.1,5} + 2.1,5 = 19,67T/m^2$$

+ Xác định R^{tc} theo TCXD 45-78 như ở ví dụ 2 ta được: $R^{tc} = 29,15T/m^2$

+ Kiểm tra điều kiện:

$\sigma^{tc}_{max} = 25,22T/m^2 \le 1,2R^{tc} = 1,2.29,15 = 34,98T/m^2$

$\sigma^{tc}_{tb} = 19,67,2T/m^2 \le R^{tc} = 29,15T/m^2$

Đạt yêu cầu, vậy bề rộng móng băng đã chọn b = 1,5m là hợp lý.

§4 TÍNH TOÁN NỀN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VỀ BIẾN DẠNG (TTGH II)

4.1. Khái niệm:

Sau khi đã xác định được kích thước đáy móng theo điều kiện áp lực tiêu chuẩn, ta phải kiểm tra lại nền theo trạng thái giới hạn về biến dạng, hay còn gọi là TTGH II.

Nội dung của phần tính toán này nhằm để khống chế biến dạng của nền, không cho biến dạng của nền lớn tới mức làm nứt nẻ, hư hỏng công trình bên trên hoặc làm cho công trình bên trên nghiêng lệch lớn, không thoã mãn điều kiện sử dụng. Để đảm bảo yêu cầu trên thì độ lún của nền phải thoã điều kiện:

$$S_{tt} \le [S_{gh}] \qquad (2.27)$$

Trong đó: S_{tt} - Độ lún tính toán của công trình thiết kế

$[S_{gh}]$ - Trị số giới hạn về biến dạng của công trình, trị số này phụ thuộc vào:

+ Đặc tính của công trình bên trên: Vật liệu, hình thức kết cấu, độ cứng không gian và tính nhạy cảm với biến dạng của nền...

+ Phụ thuộc vào đặc tính của nền: Loại đất, trạng thái và tính biến dạng của đất, phân bố các lớp đất trong nền...

+ Phụ thuộc vào phương pháp thi công.

Trị số độ lún giới hạn $[S_{gh}]$ theo TCXD quy định tuỳ thuộc vào tình hình cụ thể của công trình, lấy theo bảng sau:

Bảng 2.6 Trị số giới hạn về độ lún của móng

Kết cấu nhà và kiểu móng	Trị số $[S_{gh}]$ (cm)	
	Trung bình	Tuyệt đối

share-connect.blogspot.com

1. Nhà Panen lớn, nhà Blốc không có khung	8	-
2. Nhà bằng tường gạch, tường Blốc lớn, móng đơn có:		
L:H ≥ 2,5 (L chiều dài tường, H chiều cao	8	-
L:H ≤ 1,5	10	-
3. Nhà tường gạch, tường Blốc lớn có giằng BTCT hoặc gạch, cốt thép.	15	-
5. Nhà khung trên toàn bộ sơ đồ	10	-
5. Móng BTCT kín khắp của lò nung, ống khói, tháp nước.	30	-
6. Móng nhà công nghiệp một tầng và nhà có kết cấu tương tự khi bước cột là:		
6m	-	8
12m	-	10

Ngoài ra ta cần đặc biệt chú ý đến độ chênh lệch lún hay lún không đều của các móng trong cùng một công trình. Nếu trị số này lớn sẽ gây ra sự phân bố lại nội lực trong kết cấu bên trên, làm nứt gãy kết cấu. Độ chênh lệch lún được đánh giá qua các đại lượng:

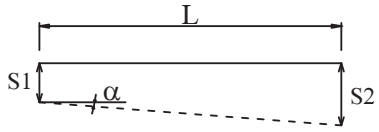
- Độ lún lệch tuyệt đối:

$$\Delta S = S_2 - S_1 \le [\Delta S_{gh}] \qquad (2.28)$$

- Độ nghiêng của móng hoặc công trình: Là tỷ số giữa độ lún của các điểm bên ngoài của móng (hoặc công trình) với kích thước (chiều dài, chiều rộng) qua điểm ấy:

$$\text{tg}\alpha = \frac{S_2 - S_1}{L} \qquad (2.29)$$

Góc nghiêng: $\alpha = \text{arctg}\frac{S_2 - S_1}{L}$ (2.30)



Hình 2.20

Trị số góc nghiêng này phải bé hơn trị số góc nghiêng giới hạn, quy định theo quy trình.

4.2. Tính toán độ lún của móng

Hiện nay có nhiều phương pháp khác nhau để tính toán độ lún của nền móng, một số phương pháp đã được trình bày kỹ trong giáo trình Cơ học đất. Trong nội dung này chỉ giới thiệu những bước cơ bản của phương pháp cộng lún từng lớp. Đây là một trong những phương pháp được chú ý nhất và cho kết quả gần sát với thực tế nhất.

Nội dung của phương pháp cộng lún từng lớp:

1. Chia nền đất dưới đáy móng thành nhiều lớp có chiều dày $h_i \le (0,2 - 0,4)b$ hoặc $h_i \le 1/10$ Ha, với b là bề rộng móng, Ha là chiều sâu vùng nén ép.

2. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân đất:

$$\sigma_{zi}^{bt} = \gamma_i h_i \qquad (2.31)$$

3. Xác định áp lực gây lún: σ^{gl}

$$\sigma^{gl} = \sigma_{tb}^{đ} - \gamma.h_m \qquad (2.32)$$

Trong đó: σ_{tb}^{d} - Áp lực trung bình tại đáy móng do tải trọng công trình và trọng lượng móng, đất đắp trên móng gây ra:

share-connect.blogspot.com

$$\sigma_{tb}^{đ} = \frac{N_o^{tc} + G}{axb} \quad (2.33)$$

γ - Dung trọng của lớp đất đặt móng

h_m - Chiều sâu chôn móng

4. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất do ứng suất gây lún gây ra:

$$\sigma_{zi} = K_{oi}.\sigma^{gl} \quad (3.34)$$

Với K_{oi} =f(a/b,2z/b) tra bảng trong sách Cơ học đất.

5. Xác định chiều sâu vùng ảnh hưởng Ha, theo TCXD 45-70, Xác định Ha dựa vào điều kiện ở nơi có : $\sigma_{zi}^{bt} =\leq 0{,}2.\sigma_{zi}^{gl}$

6.Tính toán độ lún của các lớp đất phân tố S_i theo các công thức:

$$S_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}}.h_i$$

$$S_i = \frac{a_i}{1 + e_{1i}}.p_i.h_i \quad (2.35)$$

$$S_i = a_{oi}.p_i.h_i$$

$$S_i = \frac{\beta}{E_{oi}}.p_i.h_i$$

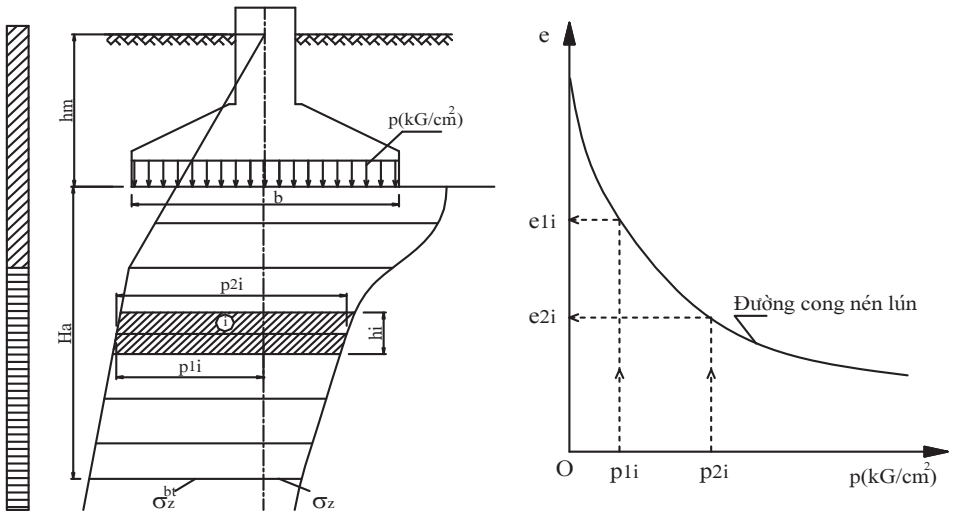
7. Tính toán độ lún cuối cùng của móng:

$$S = \sum_{i=1}^{n} S_i \quad (2.36)$$

Xác định e_{1i} và e_{2i} tương ứng với các trị số p_{1i} và p_{2i} với

$$p_{1i} = \frac{\sigma_{bt}^{zi-1} + \sigma_{bt}^{zi}}{2} \quad (2.37)$$

$$p_{2i} = p_{1i} + \frac{\sigma_{gl}^{zi-1} + \sigma_{gl}^{zi}}{2} \quad (2.38)$$



Hình 2.21: Sơ đồ chia lớp đất và đường cong nén lún

§5. TÍNH TOÁN NỀN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VỀ CƯỜNG ĐỘ (TTGH I)

share-connect.blogspot.com

5.1. Khái niệm

Khi tải trọng ngoài vượt quá khả năng chịu lực của nền đất, nền bị phá hỏng về mặt cường độ, ổn định, lúc này nền được xem là đã đạt đến trạng thái giới hạn thứ nhất.

Đối với nền đá, khi đạt đến TTGH1 thì nền không còn đủ khả năng chịu tải nữa và nền bị phá hoại.

Đối với nền đất, khi đạt đến TTGH1 thì xảy ra hiện tượng lún đột ngột, làm phá hỏng công trình bên trên.

Phạm vi sử dụng để tính toán nền theo TTGH1:

+ Nền đá.
+ Nền sét rất cứng, cát rất chặt, đất nửa đá.
+ Nền sét yếu, bão hòa nước và đất than bùn.
+ Nền đặt móng thường xuyên chịu tải trọng ngang.
+ Nền của công trình trên mái dốc.

Tải trọng tính toán: Dùng tải trọng tính toán và tổ hợp bổ sung.

Điều kiện kiểm tra: Muốn cho nền đất không bị phá hỏng, mất ổn định (trượt, trồi) thì tải trọng truyền lên móng công trình tác dụng lên nền đất phải có cường độ nhỏ hơn cường độ giới hạn của nền đất ấy.

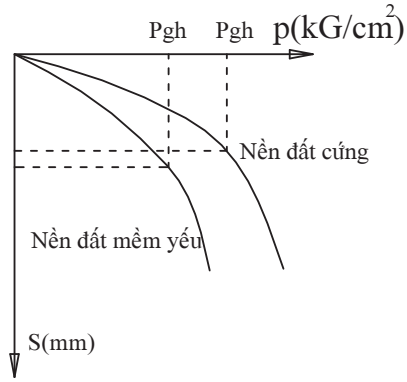
$$N \le \frac{\Phi}{K_{at}} \qquad (2.39)$$

Trong đó:

N - Tải trong công trình tác dụng lên móng

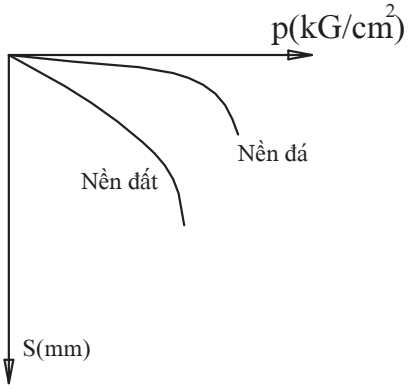
Φ - Khả năng chịu tải của nền theo phương tác dụng của tải trọng

K_{at} - Hệ số an toàn, do cơ quan thiết kế quy định, hệ số này phụ thuộc vào cấp nhà, cấp công trình, ý nghĩa và hậu quả của việc nền mất khả năng chịu tải, mức độ nghiên cứu các điều kiện của nền đất, thường chọn >1.



Hình 2.22: Quan hệ P-S

Khi tính toán nền theo TTGH1, lúc này tải trọng khi gần đạt đến TTGH1 là rất lớn, tại nhiều vùng trong nền đất quan hệ ứng suất biến dạng không còn bậc nhất nữa, lúc này không thể giải quyết bài toán theo kết quả của lý thuyết đàn hồi nữa mà phải giải quyết theo hai hướng sẽ trình bày ở các mục sau.



Hình 2.23

5.2. Sức chịu tải của nền đá

Đối với nền đá, tính nén lún của nó rất bé, không đáng kể, modun biến dạng của đá có thể lớn hơn modun biến dạng của đất hàng ngìn lần. Có khi ứng suất tác dụng lên nền đá gần đạt đến trị số phá hoại mà biến dạng của nó còn rất bé. Vì vậy người ta không cần kiểm tra biến dạng của nền đá mà chỉ cần tính toán và kiểm tra nền theo TTGH1 về cường độ.

share-connect.blogspot.com

Sức chịu tải tính toán R của nền đá được xác định theo biểu thức:

$$R = k.m.R_n \qquad (2.40)$$

Trong đó:

R_n - Cường độ phá hoại của mẫu đá khi bị nén một trục ở trạng thái bão hoà nước.

k - Hệ số đồng nhất

m - Hệ số điều kiện làm việc

Đối với các trường hợp cụ thể, cần tiến hành thí nghiệm để xác định các trị số cấn thiết. Khi không có đủ số liệu, người ta thường lấy k.m = 0,5.

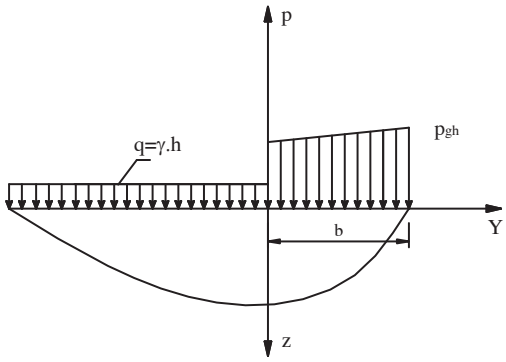
5.3. Sức chịu tải của nền đất

5.3.1. Phương pháp giải tích

Việc tính toán sức chịu tải của nền đất đã được giới thiệu kỹ trong Cơ học đất . Ở đây chỉ giới thiệu lại một số biểu thức tính toán sức chịu tải cơ bản:

5.3.1.1. Phương pháp của Xocolovski

a: nền đất chịu tải trọng thẳng đứng, lệch tâm (Hình 2 - 24)



Hình 2.24

Tải trọng giới hạn trong trường hợp này được tính theo công thức sau:

$$p_{gh} = p_T .(c + q.tg\varphi) + q \qquad (2.41)$$

Trong đó:

p_T : hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào Y_T và φ, tra bảng (2-7)

$$Y_T = \frac{\gamma}{q.tg\varphi + c}.\ y \quad \text{Với:} \quad 0 \le y \le b \qquad (2.42)$$

Từ công thức (2-41), ta suy ra các trường hợp đặc biệt sau:

+ Khi móng đặt trên mặt đất dính (h=0, c≠0) thì:

$$p_{gh} = p_t .c \qquad (2.43)$$

Trong đó: p_T phụ thuộc vào $Y_T = \frac{\gamma}{c}.y$

Khi móng đặt trên đất cát (c=0, q≠ 0, h/b< 0.5)

$$p_{gh} = q(p_T .tg\varphi + 1) \qquad (2.44)$$

Trong đó: $p_T = \frac{\gamma}{q.tg\varphi}.\ y$

Bảng 2- 7: Trị số của p_T.

share-connect.blogspot.com

Y_T \ φ(độ)	5	10	15	20	25	30	35	40
0	6,49	8,34	11,0	14,8	20,7	30,1	46,1	75,3
0,5	7,73	0,02	12,5	17,9	27,0	43,0	73,8	139
1,0	6,95	9,64	13,8	20,6	32,3	53,9	97,1	193
1,5	7,17	10,20	15,1	20,1	37,3	64,0	119	243
2,0	7,38	10,80	16,2	25,4	41,9	73,6	140	292
2,5	7,56	11,30	17,3	27,7	46,4	82,9	160	339
9,0	7,77	11,80	18,4	29,8	50,8	91,8	179	386
3,5	7,96	12,30	19,4	31,9	55,0	101,0	199	432
4,0	8,15	12,80	20,5	34,0	59,2	109	218	478
4,5	8,33	13,20	21,4	36,0	63,8	118	237	523
5,0	8,50	13,70	22,4	38,0	67,3	127	256	568
5,5	8,67	14,10	23,3	39,9	71,3	135	275	613
6,0	8,84	14,50	24,3	41,8	75,3	143	293	658

b. Nền đất chịu tải trọng nghiêng, lệch tâm (hình 2 - 25):

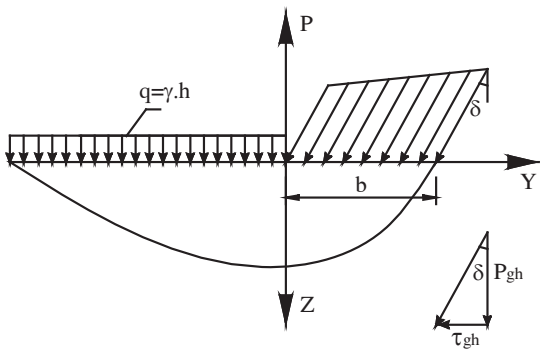
Thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn (p_{gh}) trong trường hợp này được xác định như sau:

$$p_{gh} = N_\gamma.\gamma.y + N_q.\gamma.h + N_c.c \qquad (2.45)$$

Trong đó: N_γ, N_q, N_c- các hệ số sức chịu tải của đất phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất và góc nghiêng δ của tải trọng, lấy theo bảng (2.8).

Thành phần nằm ngang τ_{gh} của tải trọng giới hạn xác định theo công thức:

$$\tau_{gh} = p_{gh} . tg\delta \qquad (2 .46)$$



Hình 2-25

Biểu đồ tải trọng tính theo công thức (2.45) có dạng hình thang, các trị số của p_{gh} tại điểm y = 0 và y = b được tính như sau (b: chiều rộng của móng hình băng)

$$\left.\begin{aligned} p_{gh_{(y=0)}} &= N_q.\gamma.h + N_c.c \\ p_{gh_{(y=b)}} &= p_{gh_{(y=0)}} + N_\gamma.\gamma.b \end{aligned}\right\} \qquad (2.47)$$

Hai thành phần thẳng đứng và nằm ngang của tổng hợp lực tải trọng giới hạn xác định theo các công thức sau đây:

share-connect.blogspot.com

$$\left.\begin{aligned} p_{gh} &= \frac{1}{2}.(p_{gh(y=0)} + p_{gh(y=b)}).b \\ \tau_{gh} &= p_{gh}.tg\delta \end{aligned}\right\} \qquad (2.48)$$

Đối với trường hợp tải trọng lệch tâm như ở trên (cả hai trường hợp a và b) thực ra nếu muốn tính toán sức chịu tải của nền cho chặt chẽ thì không những chỉ kiểm tra trị số p_{gh} và p, mà còn phải kiểm tra cả điểm đặt của tải trọng nữa (điểm đặt của p_{gh} phải trùng với điểm đặt của p do tải trọng ngoài tác dụng. Nhưng theo lời giải của V.V.Xôcolovxki thì tải trọng giới hạn p_{gh} chỉ có một điểm đặt nhất định với độ lệch tâm e_{gh}:

$$e_{gh} = \frac{b}{3} \cdot \left[\frac{2.p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}}{p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}} - \frac{3}{2}\right] \qquad (2.49)$$

Bảng 2-8: Trị số của N_q, N_c và N_γ

φ / δ		5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_q	1,57	2,47	3,94	6,40	10,70	18,4	33,30	64,20	134,50
	N_c	6,49	8,34	11,0	14,90	20,7	30,2	46,20	75,30	133,50
	N_γ	0,17	0,56	1,4	3,16	6,92	15,32	35,16	86,46	236,30
5	N_q	1,24	2,46	3,44	5,56	9,17	15,60	27,90	52,70	96,40
	N_c	2,72	6,56	9,12	12,52	17,50	25,40	38,40	61,60	95,40
	N_γ	0,09	0,38	0,99	2,31	5,02	11,10	24,38	61,38	163,30
10	N_q		1,50	2,84	4,65	7,65	12,90	22,80	42,40	85,10
	N_c		2,84	6,88	10,00	14,30	20,60	31,10	49,30	84,10
	N_γ		0,17	0,62	1,51	3,42	7,64	17,40	41,78	109,50
15	N_q			1,77	3,64	6,13	10,40	18,10	33,30	65,40
	N_c			2,94	7,27	11,00	16,20	24,50	38,50	64,40
	N_γ			0,25	0,89	2,15	4,93	11,34	27,61	70,58
20	N_q				2,09	4,58	7,97	13,90	25,40	49,20
	N_c				3,00	7,68	21,10	18,50	29,10	48,20
	N_γ				0,32	1,19	2,92	6,91	16,41	43,00
25	N_q					2,41	5,67	10,20	18,70	26,75
	N_c					3,03	8,09	13,20	21,10	35,75
	N_γ					0,38	1,50	3,84	9,58	24,86
30	N_q						2,75	8,94	13,10	25,40
	N_c						3,02	8,49	14,40	24,40
	N_γ						0,43	1,84	4,96	13,31
35	N_q							3,08	8,43	16,72
	N_c							2,97	8,86	15,72
	N_γ							0,47	2,21	6,41
40	N_q								3,42	10,15
	N_c								2,88	9,15
	N_γ								0,49	2,60
45	N_q									3,78

share-connect.blogspot.com

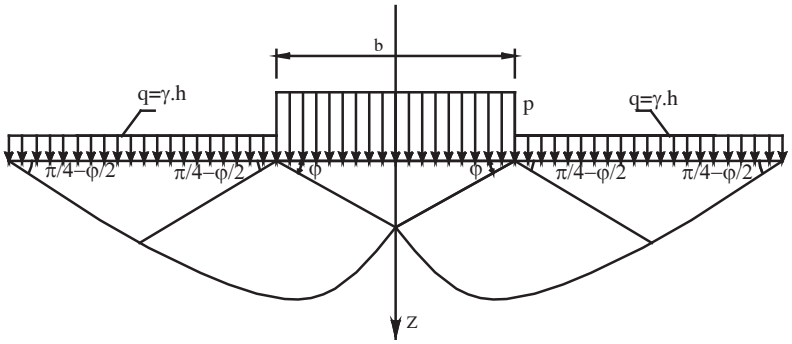
	N_c N_γ									2,70 0,50

5.3.1.2. Phương pháp của Terzaghi

K.Terzaghi đã đưa ra công thức tính tải trọng giới hạn ở trường hợp bài toán phẳng như sau:

$$p_{gh} = N_\gamma . \frac{\gamma.b}{2} + N_q . \gamma.h + N_c . c \quad (2.50)$$

Trong đó: N_γ, N_q và N_c - Các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào góc ma sát φ và tính theo biểu đồ (hình 2.27).



Hình 2-26: Sơ đồ tính toán đối với bài toán phẳng của K.Terzaghi

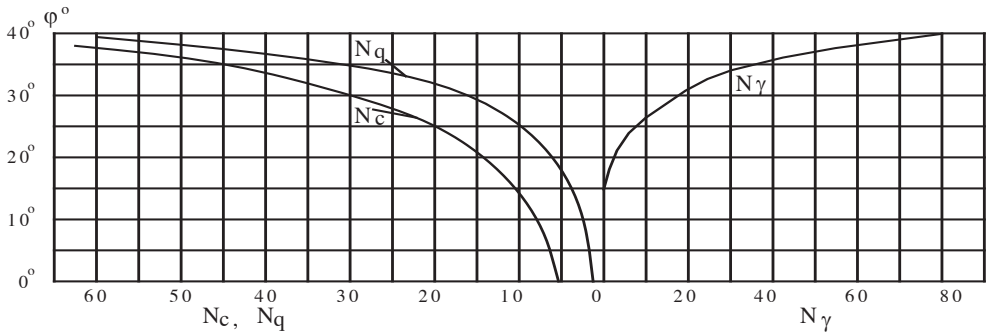
Ngoài ra K.Terzaghi còn đưa ra các hệ số kinh nghiệm vào công thức (2-50) để tính tải trọng giới hạn trong trường hợp bài toán không gian.

- Đối với móng vuông có cạnh là b:

$$p_{gh} = 0,4.N_\gamma.\gamma.b + N_q.\gamma.h + 1,3N_c.c \quad (2.51)$$

- Đối với móng tròn có bán kính R:

$$p_{gh} = 0,6.N_\gamma.\gamma.R + N_q.\gamma h + 1,3.N_c.c \quad (2.52)$$



Hình 2-27: Biểu đồ để tra N_γ, N_q và N_c

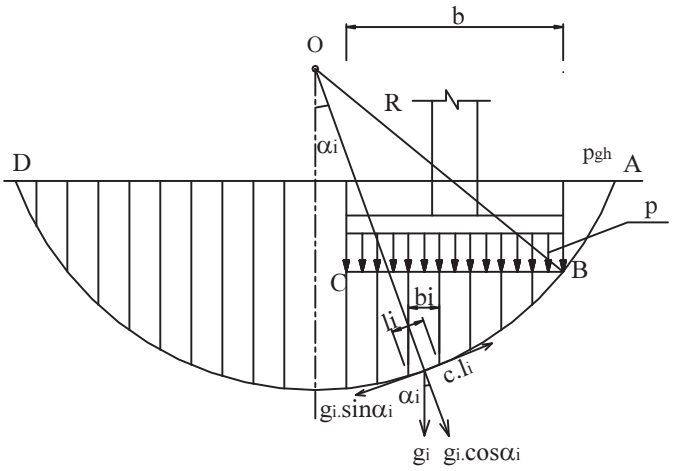
5.3.2. Phương pháp đồ gải xác định khả năng chịu tải của đất

Trong trường hợp không thể dùng phương pháp giải tích để xác định khả năng chịu tải của nền được, lúc này ta phải sử dụng phương pháp đồ giải. Một số trường hợp hay gặp là:

- Nền đất không đồng nhất, gồm hai hoặc ba lớp đất có chỉ tiêu cơ lý khác nhau
- Phụ tải hai bên móng chênh lệch nhau quá 25%
- Móng đặt trên mái dốc, mặt dưới mái dốc hoặc móng đặt trên một tầng đất phân bố rất dốc.

share-connect.blogspot.com

Trong những trường hợp trên ta dùng phương pháp đồ giải với giả thiết mặt trượt là mặt trụ tròn. Theo phương pháp này, người ta tính theo sơ đồ bài toán phẳng: Cắt ra một đoạn dài 1 đơn vị để tính toán. Với những móng băng, tường chắn đất, nền đường có chiều dài lớn mới phù hợp với bài toán phẳng. Nhưng với móng hình chữ nhật người ta vẫn tính theo sơ đồ bài toán phẳng để thuận tiện và thiên về an toàn.



Hình 2.28

Nội dungcủa phương pháp như sau:

+ Giả thiết mặt trượt là một cung tròn đi qua mép móng tâm O1, bán kính R1. Chia lăng thể trượt thành nhiều mảnh bằng các mặt cắt thẳng đứng (Hình2.28)

+ Ta xét mảnh thứ i:

- Tổng các lực tác dụng lên mảnh i:

$G_i = p_i + q_i$ (2.53)

Trong đó: $q_i = \Delta F_i.\gamma$

$p_i = p.\Delta b_i$

Với ΔF_i - Diện tích mảnh thứ i

γ - Dung trọng của đất

p – Cường độ ứng suất tính toán tại đáy móng.

Δb_i – bề rộng mảnh thứ i

Đối với những mảnh nằm ngoài phạm vi đáy móng thì không có p_i

Lực gây trượt mảnh thứ i: $g_i.\sin\alpha_i$

Lực giữ mảnh thứ i: Lực ma sát: $g_i.\cos\alpha_i.tg\varphi_i$

Lực dính: $c_i.\Delta l_i$

Trong đó: α_i – góc nghiêng của bán kính vớI tâm trượt i

Δl_i – Chiều dài cung trượt

c_i, φ_i – trị số lực dính và góc nội ma sát trong đoạn cung trượt thứ i

Hệ số ổn định K_i cho mảnh trượt i:

$$K_i = \frac{M_{gi}}{M_{gtri}} = \frac{R(g_i \cos\alpha_i tg\varphi_i + c_i\Delta l_i)}{R.g_i \sin\alpha_i} \quad (2.54)$$

Xét toàn bộ lăng thể trượt gồm n mảnh, ta có hệ số ổn định:

$$K_i = \frac{M_g}{M_{gtr}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} R(g_i \cos\alpha_i tg\varphi_i + c_i\Delta l_i)}{\sum_{i=1}^{n} R.g_i \sin\alpha_i} \quad (2.55)$$

Trong đó: M_g, M_{gtr} là mo men giữ và momen gây trượt của lăng thể trượt

share-connect.blogspot.com

Sau khi xác định được các trị số K đối với mỗi cung trượt, ta chọn trị số nhỏ nhất K_{min} để xét độ ổn định của nền. Muốn nền ổn định phải thõa mãn điều kiện sau:

$$K_{min} > |K| \qquad (2.56)$$

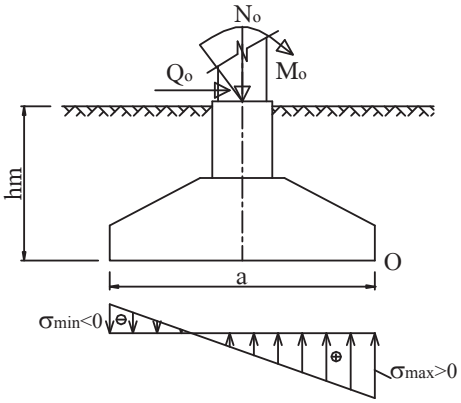
Trong đó $|K|$ - hệ số ổn định cho phép, lấy từ 1,2-1,5.

5.4. Kiểm tra lật và trượt cho móng

5.4.1. Kiểm tra ổn định lật

Trong quá trình chịu lực, nếu dưới đáy móng xuất hiện biểu đồ ứng suất âm, tức $\sigma_{min} < 0$ thì móng có khả năng bị lật, do vậy cần phải kiểm tra ổn định lật của móng.

Việc kiểm tra ổn định lật đổ được tiến hành so với trục đi qua mép ngoài của đáy móng (điểm O) dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng tính toán bất lợi nhất.



Hình 2.29

Điều kiện kiểm tra:

$$K = \frac{\sum M_{gi}}{\sum M_{gl}} \geq [K_l] \qquad (2.56)$$

Trong đó: $\sum M_{gi}$ - Tổng momen giữ để móng không bị lật, lấy với mép móng.

$\sum M_{gl}$ - Tổng momen gây lật cho móng, lấy với mép móng.

$[K_l]$ - Hệ số ổn định lật cho phép, thông thường lấy ≥ 1,5.

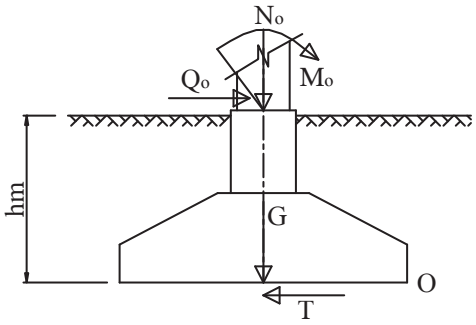
Nếu công trình được thiết kế nằm trên nhiều móng và tổng hợp lực không nằm ngoài lõi của diện tích đáy móng có liên kết cứng với nhau bằng các kết cấu chịu lực thì công trình có thể không bị lật đổ.

5.4.2. Kiểm tra ổn định trượt

Dưới tác dụng của tải trọng ngang Q sẽ làm cho móng có xu hướng bị trượt ở mặt phẳng đáy móng.

Để đảm bảo móng không bị trượt thì phải thõa mãn điều kiện sau:

$$\sum N^{tt}.f.n_o \geq n.Q \qquad (2.57)$$



Hình 2.30

Trong đó: $\sum N^{tt}$ - Tổng tải trọng thẳng đứng tính toán tính tại đáy móng

$$\sum N^{tt} = N_o^{tt} + G$$

với: $G = \gamma_{tb}.F.h_m$

n_o – hệ số vượt tải của tải trọng thẳng đứng (lấy < 1).

n – Hệ số vượt tải của tải trọng ngang (lấy >1).

Q – tổng tải trọng ngang tác dụng lên móng.

f – Hệ số ma sat giữa đất và nền phụ thuộc vào độ nhám của đáy móng và loại đất. Trị số f của đá hoặc bê tông với các loại đất khác nhau lấy theo bảng sau:

Bảng 2.9: Trị số của f

share-connect.blogspot.com

Loại đất dưới đáy móng	Trị số f
1. Đất sét và nham thạch có bề mặt bị bào mòn	0,25
2. Đất sét ở trạng thái cứng	0,3
3. Đất sét ở trạng thái dẻo	0,2
4. Cát ẩm ít	0,55
5. Cát ẩm	0,45
6. Á sét ở trạng thái cứng	0,45
7. Á sét ở trạng thái dẻo	0,25
8. Á cát ở trạng thái cứng	0,5
9. Á cát ở trạng thái dẻo	0,35
10. Đất đá	0,75

Trong thực tế đối với các móng của các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp, các điều kiện lật và trượt đều thõa mãn. Điều kiện này cần được kiểm tra chặt chẽ đối với các công trình có diện tích đáy móng hẹp, chiều cao lớn, chịu tải trọng ngang, tải trọng nhổ lớn như tháp ăngten, tháp nước, trụ điện…

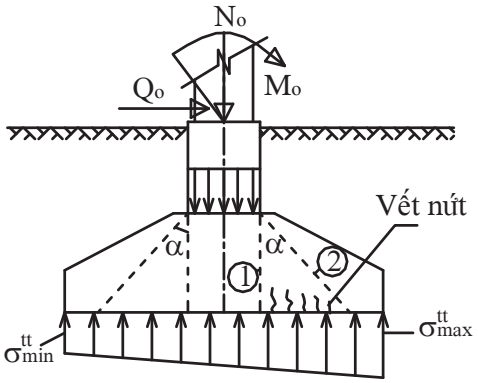
§6. TÍNH TOÁN MÓNG THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN I

6.1. Sơ đồ tính toán

Ta xét trạng thái chịu lực của một móng đơn như hình vẽ. Bỏ qua lực ngang và ma sát trên mặt bên của móng. Vật thể móng chịu tác dụng của các lực sau:

- Lực tác dụng do tải trọng công trình tác dụng trên toàn diện tích đáy móng trên một diện tích hẹp (chân cột hoặc chân tường chịu lực).
- Phản lực nền tác dụng trên toàn diện tích đáy móng, có chiều ngược lại.

Trong điều kiện chịu lực như vậy, móng có khả năng bị phá hỏng theo các kiểu sau:



Hình 2.31: Các hình thức phá hoại của móng khi chịu tải

1. Móng bị chọc thủng bởi ứng suất cắt trực tiếp trên tiết diện xung quanh chân cột hoặc chân tường (đường 1 trên hình vẽ).
2. Móng bị chọc thủng do tác dụng của ứng suất kéo chính, lúc này mặt phá hỏng là mặt nghiêng 45^o so với phương thẳng đứng. (đường 2 trên hình vẽ).
3. Móng bị nứt gãy do tác dụng của momen uốn. Trong phạm vi chân cột hoặc chân tường, độ cứng của kết cấu móng rất lớn, nên có thể xem móng bị ngàm tại đó, phần móng chìa ra ngoài chân cột (hoặc chân tường) bị uốn như dầm công xôn.

Tính toán móng theo trạng thái giới hạn I, hay nói cách khác là tính toán độ bền của móng. Nội dung chính là xác định kích thước của móng và cấu tạo cho hợp lý, đảm bảo cho móng không bị phá hỏng theo những kiểu đã nêu trên. Việc tính toán gồm hai nội dung chính sau đây:

- Tính toán chiều cao của móng, bậc móng.

share-connect.blogspot.com

- Tính toán và bố trí cốt thép đối với móng bê tông cốt thép

Khi tính toán móng theo TTGH I dùng tải trọng tính toán, tổ hợp bổ sung.

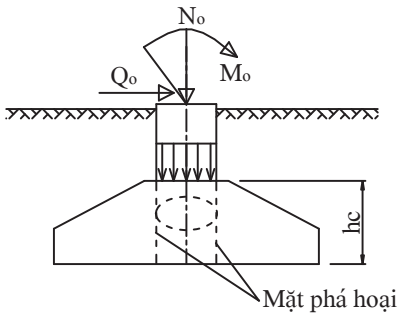
6.2. Xác định chiều cao của móng cứng

6.2.1. Xác định chiều cao móng cứng theo điều kiện cắt trực tiếp

Xét sơ đồ móng cứng chịu tác dụng của tải trọng như hình vẽ:

Điều kiện bền của móng:

$$\tau = \frac{N_o^{tt}}{u.h_c} \le R_c \qquad (2.58)$$



Hình 2.32: Dạng phá hoại thứ nhất

Trong đó: τ - ứng suất cắt do tải trọng công trình gây ra

N_o^{tt}-tổng tải trọng thẳng đứng tính toán của công trình tác dụng lên móng tại mặt đỉnh móng.

u- chu vi tiết diện ngang của cột hay tường đặt lên móng

h_c – chiều cao của móng tính theo điều kiện độ bền chống cắt

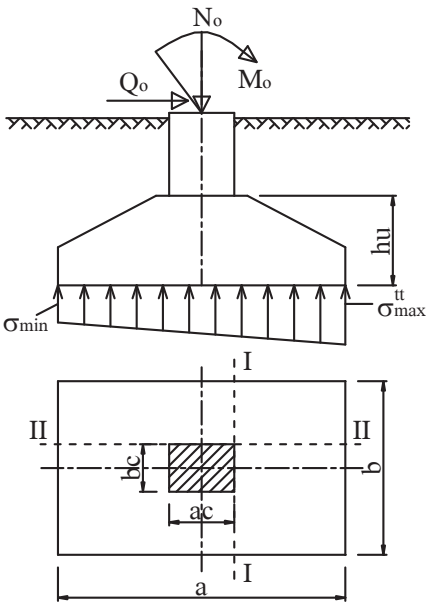
Từ điều kiện bền ta có:

$$h_c \ge \frac{N_o^{tt}}{u.R_c} \qquad (2.59)$$

Theo kinh nghiệm cho thấy nếu móng có cấu tạo hợp lý thì điều kiện phá hoại này luôn thõa mãn. Trong thiết kế móng có thể tính toán chiều cao móng từ công thức (2.59) hoặc chọn một giá trị rồi kiểm tra lại theo công thức (2.58).

6.2.2. Xác định chiều cao móng theo điều kiện độ bền chống uốn

Xét một móng chịu uốn như hình vẽ (2.33). Khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài (N,M,Q), dưới đáy móng phát sinh phản lực nền, phản lực này gây ra momen uốn ở phần chìa ra của móng (phần này làm việc như dầm công xôn) nên có thể gây ra nứt gãy móng.



Hình 2.33

Điều kiện bền:

$$\frac{M}{W} \le R_{ku} \qquad (2.60)$$

Trong đó:

M – momen uốn do phản lực nền gây ra tại tiết diện tính toán (I-I) và (II-II)

$$M^{I-I} = \sigma_{tt}^{\max}.b.\frac{a-a_c}{2}.\frac{a-a_c}{4} = 0{,}125\sigma_{tt}^{\max}.b.(a-a_c)^2$$

$$M^{II-II} = \sigma_{tt}^{\max}.a.\frac{b-b_c}{2}.\frac{b-b_c}{4} = 0{,}125\sigma_{tt}^{\max}.a.(b-b_c)^2$$

(Lưu ý: ở đây thiên về an toàn ta sử dụng $\sigma_{tt}^{\max}$ để tính toán momnen tại tiết diện)

W – momen chống uốn của tiết diện tính toán:

share-connect.blogspot.com

$$W^{I-I} = \frac{b.h_u^2}{6}$$

$$W^{II-II} = \frac{a.h_u^2}{6}$$

R_{ku} – cường độ chịu kéo khi uốn của vật liệu móng

Từ đó thay vào (2.60) ta tính được chiều cao của móng theo điều điện bền chịu momen uốn như sau:

$$h_u^I \geq 0{,}87(a - a_c)\sqrt{\frac{\sigma_{tt}^{\max}}{R_{ku}}} \qquad (2.61)$$

$$h_u^I \geq 0{,}87(b - b_c)\sqrt{\frac{\sigma_{tt}^{\max}}{R_{ku}}} \qquad (2.62)$$

Chiều cao móng chọn: $h_u = \max(h_u^I, h_u^{II})$

Lưu ý: khi tính toán móng bê tông chịu uốn, dùng điều kiện (2.60) khi xác định momnen chống uốn W, có kể đến tính không đàn hồi của vật liệu. Theo TCXD 41-70 cho phép tính gần đúng như sau:

$$W = \frac{b.h_u^2}{3{,}5}$$

Từ đó kết hợp với điều kiện (2.60) ta rút ra:

$$h_u^I \geq 0{,}66(a - a_c)\sqrt{\frac{\sigma_{tt}^{\max}}{R_{ku}}} \qquad (2.63)$$

$$h_u^I \geq 0{,}66(b - b_c)\sqrt{\frac{\sigma_{tt}^{\max}}{R_{ku}}} \qquad (2.64)$$

6.2.3. Xác định chiều cao móng theo điều kiện chống chọc thủng trên mặt phẳng nghiêng

Theo điều kiện này người ta cho rằng nếu móng bị chọc thủng thì sự chọc thủng xảy ra theo bề mặt hình chóp cụt có các mặt bên xuất phát từ chân cột, và nghiêng một góc 45^o so với phương thẳng đứng.

Để móng không bị chọc thủng thì sức chống chọc thủng của thân móng phải lớn hơn lực gây ra chọc thủng.

Điều kiện bền:

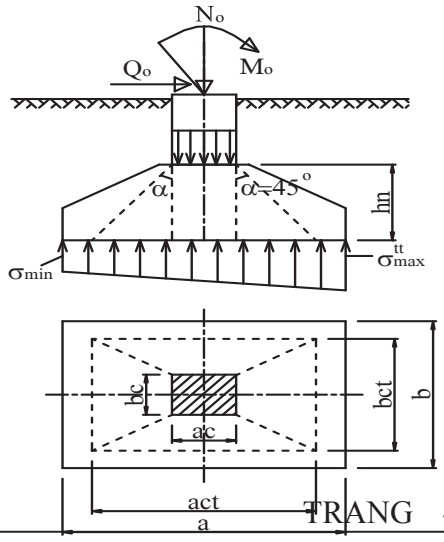
$$P_{ct}^{tt} \leq 0{,}75.R_k.U_{tb}.h_n \qquad (2.65)$$

Trong đó: P_{ct}^{tt} - Lực chọc thủng tính toán, được tính bằng hiệu số giữa lực dọc tính toán N_o^{tt} và phản lực nền trong phạm vi đáy tháp chọc thủng.

$$P_{ct}^{tt} = N_o^{tt} - \sigma_{tb}^{tt}.F_{ct}$$

với: $\sigma_{tb}^{tt} = \dfrac{\sigma_{max}^{tt} + \sigma_{min}^{tt}}{2} = \dfrac{N_o^{tt}}{a.b}$

F_{ct} – diện tích đáy tháp chọc thủng



Hình 2. 34

share-connect.blogspot.com

$F_{ct} = a_{ct}.b_{ct}$, với : $a_{ct} = a_c + 2h_n tg\alpha$, $b_{ct} = b_c + 2h_n tg\alpha$; a_c, b_c –cạnh dài và rộng của cột.

0,75 –hệ số thực nghiệm, kể đến sự giảm cường độ chọc thủng của bê tông so với cường độ chịu kéo.

U_{tb} – Chu vi trung bình của tháp chọc thủng

$$U_{tb} = \frac{U_t + U_d}{2}$$

Với $U_t = 2(a_c + b_c)$, $U_d = 2(a_{ct} + b_{ct}) = 2(a_c + b_c + 4h_n tg\alpha)$

$\Rightarrow U_{tb} = 2(a_c + b_c + 2h_n)$ (với $\alpha = 45^o$, $tg\alpha = 1$)

h_n – chiều cao móng tính theo điều kiện chống chọc thủng

R_k – cường độ chịu kéo tính toán của bê tông

Thay các giá trị tìm được vào (2.65) và giải phương trình bậc hai, tìm được giá trị của h_n, hoặc có thể chọn trước giá trị của h_n rồi thay vào (2.65) để kiểm tra cho thõa điều kiện bền.

Chiều cao móng chọn cuối cùng $h=\max(h_c, h_u, h_n)$

Ví dụ II-4: Xác định chiều cao móng của móng đã lựa chọn kích thước trong ví dụ 1

Giải:

Các thông số sơ bộ: axb= 2,4x1,7m, h_m=2m, N^{tt} = 120,3T, M^{tt}=3,2Tm

Vật liệu móng: Bê tông đổ tại chổ mac 200, cường độ tính toán: R_n=900T/m^2, R_{ku}=65T/m^2

Ứng suất tính toán tại đáy móng: $\sigma^{tt}_{max} = 33{,}68\text{T}/\text{m}^2$, $\sigma^{tt}_{min} = 25{,}28\text{T}/\text{m}^2$, $\sigma^{tt}_{tb} = \text{r} = 29{,}48\text{T}/\text{m}^2$.

+ Chiều cao móng xác định theo điều kiện độ bền chống uốn:

$$h_m^{I-I} \geq 0{,}66.(a - a_c)\sqrt{\frac{r}{R_K}} = 0{,}66(2{,}4 - 0{,}65)\sqrt{\frac{29{,}48}{65}} = 0{,}77\,(m)$$

$$h_m^{II-II} \geq 0{,}66.(b - b_c)\sqrt{\frac{r}{R_K}} = 0{,}66(1{,}7 - 0{,}30)\sqrt{\frac{29{,}48}{65}} = 0{,}62\,(m)$$

Vì móng thiết kế là móng Bê tông cốt thép, toàn bộ ứng suất kéo do momen uốn gây ra do cốt thép tiếp thu nên ta chọn chiều cao móng h_m = 0,7m.

+ Chiều cao móng bảo đảm độ bền chống chọc thủng

Điều kiện bền: $P_{ct}^{tt} \leq 0{,}75.R_k.U_{tb}.h_n$

Với: - $P^{ct} = N^{TT} - r\,(a_c + 2h_n)\,.\,(b_c + 2h_n)$

$\Rightarrow P^{ct} = 120{,}3 - 29{,}48.\,(0{,}65 + 2h_n)\,.\,(0{,}30 + 2h_n)$

- $U_t = 2(a_c + b_c)$, $U_d = 2(a_{ct} + b_{ct}) = 2(a_c + b_c + 4h_n tg\alpha)$

$\Rightarrow U_{tb} = 2(a_c + b_c + 2h_n) = 2(0{,}95 + 2h_n)$

$h_n = h_o$ – Chiều cao làm việc của móng

Thay vào điều kiện bền, ta có bất phương trình sau:

$120{,}3 - 29{,}48\,(0{,}65 + 2h_o)\,.\,(0{,}30 + 2h_o) \leq 0{,}75.65.\,2\,.\,(0{,}95 + 2h_o).h_o$

Giả sử chọn h_o = 0,65 (m), thay vào bất phương trinh ta có:

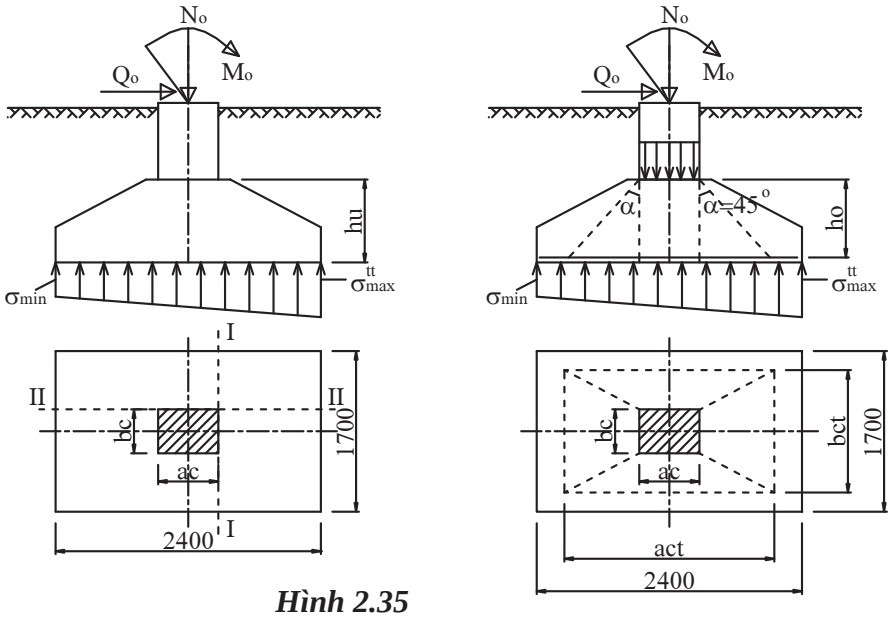
$120{,}3 - 29{,}48\,(0{,}65 + 2.0{,}65)\,.\,(0{,}30 + 2.\,0{,}65) \leq 0{,}75.\,65.\,2\,.\,(0{,}95 + 2.0{,}65).0{,}65$

$\Leftrightarrow$ $28{,}32 < 142{,}6 \Rightarrow$ thỏa mãn

Vậy ta chọn chiều cao móng $h_m = h_o + 0{,}05 = 0{,}65 + 0{,}05 = 0{,}7$ (m)

share-connect.blogspot.com

Sơ đồ tính toán chịu uốn và chọc thủng như hình vẽ:

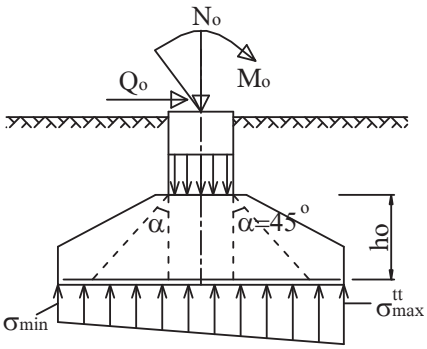


Hình 2.35

6.3. Tính độ bền của móng bê tông cốt thép

6.3.1. Xác định chiều cao của móng Bêtông cốt thép

Chiều cao của móng bêtông cốt thép phải được tính toán và kiểm tra theo điều kiện chọc thủng (2.65) và chú ý thay chiều cao h_n bằng chiều cao h_o. Sở dĩ vậy là vì mặc dù là móng bêtông cốt thép nhưng người ta vẫn đặt ra yêu cầu là móng đủ độ bền chống chọc thủng mà không có cốt thép.



Hình 2.36

6.3.2. Tính độ bền chịu uốn của móng BTCT

Tính độ bền chịu uốn của móng BTCT tức là tính toán xác định hàm lượng cốt thép cần đặt trong móng để chịu momen uốn. Khi tính toán cốt thép trong móng người ta dựa vào hai giả thiết sau:

- Toàn bộ ứng suất kéo do cốt thép tiếp thu.
- Cánh tay đòn ngẫu lực lấy bằng $0,9h_o$ với h_o là chiều cao làm việc của móng: h_o= h-c, với c là chiều dày lớp bêtông bảo vệ.

Diện tích cốt thép trong móng tính theo biểu thức:

$$F_a = \frac{M_{td}^{tt}}{0,9.h_o.m_a.R_a} \qquad (2.66)$$

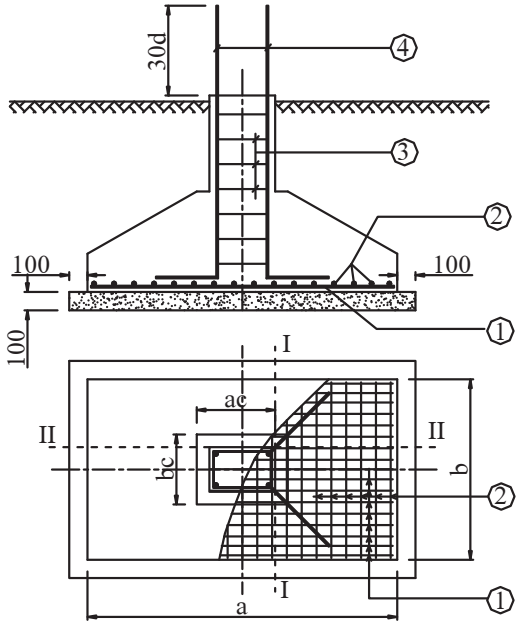
Trong đó: R_a – Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép

m_a –Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép trong móng lấy từ 0,85-0,95.

M_{td}^{tt} - Momen tại các tiết diện tính toán (M^{I-I}, M^{II-II}).

Sau khi xác định được hàm lượng cốt thép, chọn đường kính cốt thép, tính toán số thanh và bố trí cốt thép cho móng.

share-connect.blogspot.com



Cốt thép số 1: Chịu lực do mo men tại mặt ngàm I-I
Cốt thép số 2: Chịu lực do mo men tại mặt ngàm II-II
Yê cầu: Cốt thép có ϕ >10 mm, khoảng cách a = 10-25cm
Cốt thép 3- Cốt thép chịu lực của cột, bố trí đoạn chờ trên cọt một đoạn L = 30d (d - đường kính cốt thép)
Cốt thép 4 - Cốt thép đai, ϕ6 –ϕ8 , a = 20cm

Hình 2.37: Bố trí cốt thép cho móng

Ví dụ II-5: Tính toán và bố trí cốt thép cho móng đã xác định kích thước như ở ví dụ II-4:

Giải:

Chọn sử dụng thép móng loại AII có R_a=26000T/m^2

Tính mômen uốn lớn nhất

- Theo phương cạnh dài

$$M_{Max}^{I-I} = 0{,}125 \,.\, r \,.\, b \,.\, (a - a_c)^2 = 0{,}125 \,.\, 29{,}48 \,.\, 1{,}7 \,.\, (2{,}4 - 0{,}65)^2 = 19{,}19 \ (Tm)$$

- Theo phương cạnh ngắn

$$M_{Max}^{II-II} = 0{,}125 \,.\, r \,.\, a \,.\, (b - b_c)^2 = 0{,}125 \,.\, 29{,}48 \,.\, 2{,}4 \,.\, (1{,}7 - 0{,}3)^2 = 17{,}33 \ (Tm)$$

Tính và bố trí cốt thép

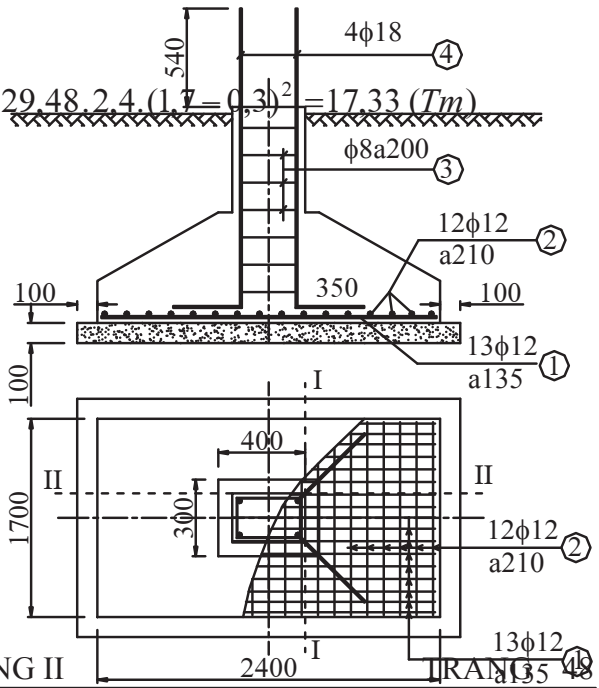
Theo phương cạnh dài

$$F_a^I = \frac{M_{Max}^{I-I}}{0{,}9 \,.\, h_0 \,.\, R_{ct}} = \frac{19{,}19 \,.\, 10^5}{0{,}9 \,.\, 0{,}65 \,.\, 26000} = 12{,}6 cm^2$$

$\Rightarrow$ Chọn 13 ϕ 12 có F_a = 14,69 cm^2

$\Rightarrow$ Bước cốt thép theo phương cạnh dài là:

$$a = \frac{170 - 2 \,.\, 3{,}5}{12} = 13{,}58 \text{ cm}$$



Hình 2.38

share-connect.blogspot.com

$\Rightarrow$ chọn a = 13,5cm=135mm

Theo phương cạnh ngắn

$$F_a^{II} = \frac{M_{Max}^{II-II}}{0,9.h_0.R_{ct}} = \frac{17,33}{0,9.0,65.26000} = 11,39\,cm^2$$

$\Rightarrow$ Chọn 12 ϕ 12 có F_a = 13,56 cm^2

$\Rightarrow$ Bước cốt thép theo phương cạnh ngắn là:

$$a = \frac{240 - 2.3,5}{11} = 21,18\ cm$$

$\Rightarrow$ chọn a = 21cm=210mm

Bố trí cốt thép như hình vẽ bên.

§ 7. TÍNH TOÁN MÓNG MỀM

7.1. Khái niệm về móng mềm và mô hình nền

7.1.1. Khái niệm

Tính toán móng mềm thuộc phần "Tính toán dầm trên nền đàn hồi" một bộ phận của cơ học công trình. Bộ phận cơ học này xét đến việc tính toán các loai kết cấu như: móng băng, móng băng giao thoa, móng bản, móng hộp, móng đập thủy điện, tấm trên đường ô tô, tấm sân bay…

Hiện nay, các công trình nhà cao tầng, tải trọng lớn được xây dựng ngày càng nhiều, nhiều khi phải xây dựng trên nền đất yếu. Do vậy các loại móng băng, móng băng giao thoa, móng bè, mómg hộp được sử dụng nhiều. Do vậy việc nghiên cứu tính toán lọai móng này là công việc hết sức cần thiết để phục vụ công tác thiết kế nền móng. Đảm bảo nền móng công trình đủ điều kiện chịu lực và biến dạng.

Khác với móng cứng, móng mềm có khả năng bị uốn đáng kể dưới tác dụng của tải trọng công trình, Biến dạng uốn này có ảnh hưởng nhiều đến sự phân bố lại ứng suất tiếp xúc (phản lực nền) dưới đáy móng. Do vậy khi tính toán ta không thể bỏ qua biến dạng uốn của bản thân kết cấu móng, hay nói cách khác là cần phải xét đến độ cứng của móng. Tuy nhiên để đơn giản trong tính toán, người ta chỉ xét đến độ cứng của móng trong những trường hợp móng có biến dạng uốn lớn đến một mức độ nào đó. Theo QP 20-64 những móng thõa điều kiện sau:

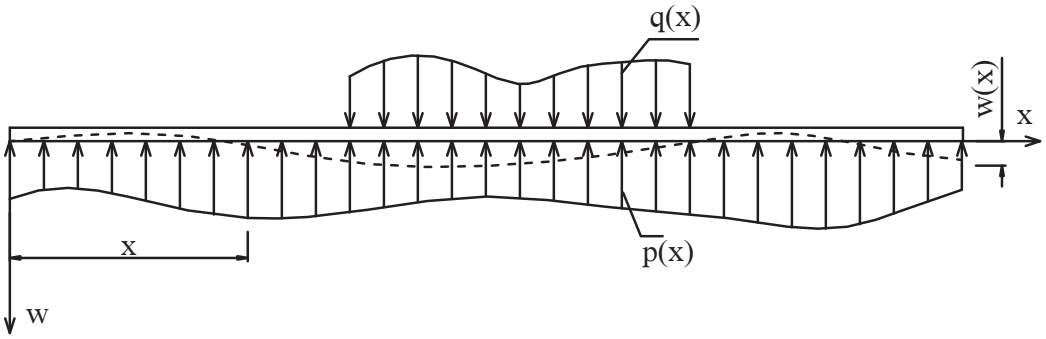
$$t = 10\frac{E_0}{E}.\frac{l^3}{h^3} > 10 \qquad (2.67)$$

thì cần xét tới độ cứng của móng. Trong đó: E_o – Mođun biến dạng của đất nền, E – Mođun đàn hồi của vật liệu làm móng, h – chiều dày của móng, móng có t $\geq$10 được xem là móng mềm, móng có tỷ số hai cạnh l/b $\geq$ 7 coi như móng dầm, l/b<7 coi như móng bản.

Trong phạm vi phần này, ta nghiên cứu việc xác định phản lực nền và độ lún (độ võng) của móng. Khi biết được tải trọng ngoài và biểu đồ phân bố phản lực nền thì có thể tính toán kết cấu móng theo các phương pháp tính dầm và bản thông thường.

Để đặt vấn đề ta xét một móng dầm đặt trên nền đất như sau:

share-connect.blogspot.com



Hình 2.39: Sơ đồ tính dầm trên nền đàn hồi

Dưới tác dụng của ngoại lực q(x) và phản lực nền p(x), móng dầm bị uốn, trục võng của dầm được xác định theo phương trình vi phân sau:

$$EJ\frac{d^4w(x)}{dx^4} = [q(x) - p(x)].b \qquad (2.68)$$

Trong đó: b – bề rộng dầm

W(x) – chuyển vị đứng (độ võng) của móng

EJ – Độ cứng chịu uốn của móng

Dưới tác dụng của áp lực đáy móng (bằng nhưng ngược chiều với phản lực nền p(x)) mặt nền bị lún xuống. Gọi S(x) là độ lún của nền thì điều kiện tiếp xúc giữa móng và nền sau khi lún là:

$$W(x) = S(x) \qquad (2.69)$$

Như vậy ta có hai đại lượng chưa biết là W(x) hay S(x) và p(x) mà chỉ có một phương trình (2.68) để gải thì chưa đủ. Do vậy dể giả được bài toán cần phải thiết lập thêm một phương trình thứ hai thể hiện quan hệ giữa độ lún của nền và áp lực đáy móng, nghĩa là:

$$S(x) = F_1[p(x)] \qquad (2.70)$$

Hoặc $$p(x) = F_2[S(x)] \qquad (2.71)$$

Mối quan hệ này thể hiện cơ chế làm việc của nền dưới tác dụng của ngoại lực mà người ta còn gọi là mô hình nền. Nghĩa là nền đất được mô hình sao cho gần sát với thực tế nhất đảm bảo sự làm việc của móng trong nền đất gần giống với mô hình.

7.1.2. Các loại mô hình nền

7.1.2.1. Mô hình nền biến dạng cục bộ (Winkler)

Mô hình này cho rằng độ lún của nền, móng chỉ xảy ra trong phạm vi gia tải.

Giả thiết của loại mô hình nền này là mối quan hệ bậc nhất giữa áp lực và độ lún (mô hình này do giáo sư người Đức Winkler đề xuất năm 1867)

Cơ chế của mô hình này được biểu diễn bằng quan hệ:

$$P(x) = C.S(x) \qquad (2.72)$$

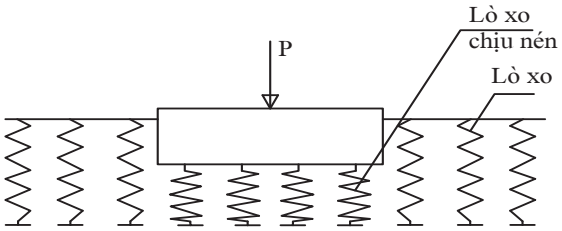
Trong đó: C là hệ số tỷ lệ, còn gọi là hệ số nền, thứ nguyên là lực/thể tích (T/m^3, kN/m^3, N/cm^3…) và được coi là không thay đổi cho từng loại đất, có thể tra bảng theo các tài liệu tham khảo hoặc tính toán từ kết quả thí nghiệm.

S(x) – độ lún của đất trong phạm vi gia tải

Quan hệ (2.72) nghĩa là cường độ phản lực của đất nền tại mỗi điểm tỷ lệ bậc nhất với độ lún đàn hồi tại điểm đó.

share-connect.blogspot.com

Mô hình nền Winkler được biểu diễn bằng một hệ thống lò xo đặt thẳng đứng, dài bằng nhau và làm việc độc lập với nhau (Hình 2.40). Biến dạng của lò xo (đặc trưng cho độ lún của nền) tỷ lệ bậc nhất với áp lực tác dụng lên lò xo. Theo mô hình này chỉ những lò xo nằm trong phạm vi phân bố của tải trọng mới có biến dạng. Do vậy mô hình này còn gọi là mô hình nền biến dạng cục bộ.



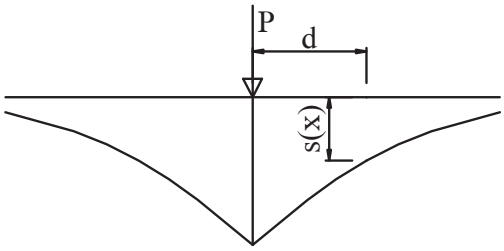
Hình 2.40: Cơ chế mô hình nền Winkler

Mô hình này có nhược điểm như sau: Quan niệm cho rằng độ lún chỉ xảy ra trong phạm vi diện gia tải chưa phù hợp với thực tế, dưới tác dụng của tải trọng biến dạng xảy ra cả trong và ngoài phạm vi gia tải.

Tuy nhiên phương pháp này tính toán đơn giản, khi móng có kích thước lớn, cũng như khi móng trên nền đất yếu cho kết quả khá phù hợp với thực tế nên được sử dụng nhiều.

7.1.2.2. Mô hình nửa không gian biến dạng tuyến tính

Theo mô hình này nền đất được xem như một nửa không gian đàn hồi với những đặc trưng là modun biến dạng $E_o$và hệ số poisson μ_o. Vì đất không phải là vật thể đàn hồi tuyệt đối nên thay cho modun đàn hồi, người ta dùng modun biến dạng E_o – là tỷ số giữa ứng suất và biến dạng toàn phần của đất (bao gồm cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư).



Hình 2.41a

Dùng kết quả của lý thuyết đàn hồi, ta có phương trình liên hệ giữa tải trọng P và độ lún S(x) của nền như sau:

Trường hợp bài toán không gian (Hình 2.41), theo lời giải của J.Bossinesq ta có:

$$S(x) = \frac{P(1-\mu_0^{\,2})}{\pi.E_o.d} \qquad (2.73a)$$

Trong đó: E_o, μ_o – Modun biến dạng và hệ số poisson của nền

P – tải trọng tác dụng

d –khoảng cách từ điểm đang xét đến điểm đặt lực tác dụng

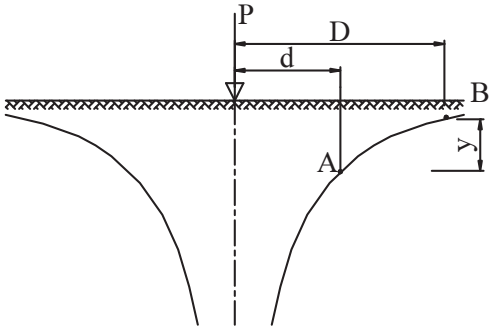
S(x) – độ lún của nền.

Trường hợp bài toán phẳng, theo lời giải của Flamant, độ lún của điểm A so với điểm B là:

$$y = P\frac{2.(1-\mu_0^{\,2})}{\pi.E_o}\ln\frac{D}{d} \qquad (2.73b)$$

Trong đó: A, B – hai điểm đang xét (h.2.41b)

Nhận xét: Mô hình nền nửa không gian biến dạng đàn hồi đã xét đến tính phân phối của đất (tức



Hình 2.41b

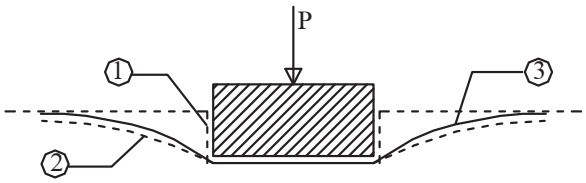
share-connect.blogspot.com

biến dạng của nền xảy ra cả ở ngoài điểm đặt tải) vì vậy mô hình này còn gọi là mô hình nền đàn hồi biến dạng tổng quát.

Tuy nhiên mô hình này đã đánh giá quá cao tính phân phối của đất. Theo mô hình này những điểm nằm ở xa vô cùng mới hết lún. Trong thực tế đất không phải là vật liệu đàn hồi nên tính phân phốicủa nó kém. Kết quả thí nghiệm cho thấy là tuy ngoài phạm vi đặt tải có lún nhưng chỉ trong phạm vi nhỏ mà thôi.

Hình vẽ bên so sánh kết quả biến dạng của hai mô hình vừa nêu và kết quả thí nghiệm thực tế.

Mô hình này đánh giá quá cao tính phân phối của đất nên trị số nội lực trong kết cấu rất lớn, thiếu chính xác.



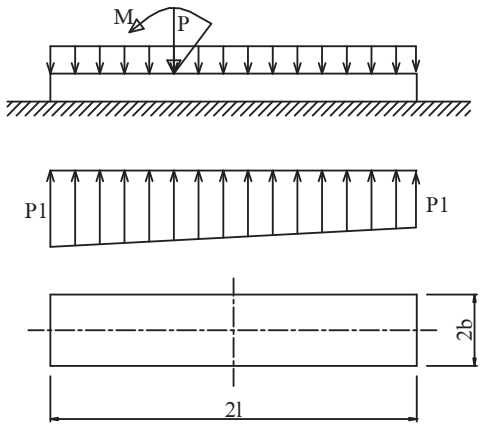
Hình 2.42: 1 – Theo mô hình nền Winkler; 2- Theo mô hình nửa không gian biến dạng tổng thể; 3 – Theo thí nghiệm thực tế.

7.2. Xác định kích thước đáy móng và kích thước sơ bộ của móng mềm

Kích thước sơ bộ của móng được xác định theo mục 2.2, sau khi chọn kích thước cần kiểm tra lại theo điều theo điều kiện biến dạng và ổn định, sức chịu tải (nếu cần) để đảm bảo sự làm việc hợp lý của móng theo điều kiện biến dạng.

Khi tính toán móng ta cần biết độ cứng EJ của tiết diện dầm, dải hoặc độ cứng trụ D của bản, bởi độ cứng này tham gia vào các biểu thức tính toán. Muốn biết độ cứng ta phải xác định các kích thước của tiết diện. Kích thước móng ta xác định như trên, còn các kích thước của tiết diện như chiều rộng, cao của dầm, cánh, sườn thì người thiết kế có thể tự chon theo điều kiện cấu tạo của kết cấu BTCT, sau đó kiểm tra lại.

Cách khác: Kích thước sơ bộ của tiết diện tính toán dựa theo giả thiết sơ bộ là phản lực đất nền phân bố theo quy luật đường thẳng. Ta xét dầm trên nền đàn hồi như hình vẽ:



Hình 2.43

Với giả thiết trên thì ta xác định ứng suất dưới đáy móng như sau:

$$p_{1,2} = \frac{N}{F} \pm \frac{6M_o}{bl^2} = q + \frac{\sum p}{lb} \pm \frac{6M_o}{bl^2} \quad (2.74)$$

Trong đó: b, l là chiều rộng và chiều dài của dầm;

N – tổng các lực thẳng đứng tác dụng lên dầm;

M – momen của tất cả các lực ứng với trọng tâm đáy dầm;

F – Diện tích đáy dầm;

Với một tiết diện bất kỳ, ta xác định trị số momen và lực cắt. Theo trị số M_{max}, ta xác định momen chống uốn của dầm theo điều kiện bền:

$$Wx = \frac{Mx_{\max}}{\sigma} \quad (2.75)$$

Với σ - ứng suất cho phép của vật liệu làm dầm.

share-connect.blogspot.com

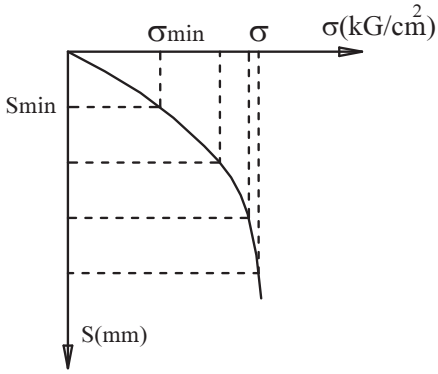
7.3. Phương pháp xác định hệ số nền

Để tính toán kết cấu dầm, bản trên nền đàn hồi theo mô hình nền Winkler, việc xác định hệ số nền C là hết sức quan trọng. Ở đây ta xét một số cách xác định sau

7.3.1. Phương pháp thí nghiệm

Trong nhiều phương pháp xác định hệ số nền, phương pháp thí nghiệm ngoài hiện trường cho kết quả chính xác nhất.

Dùng một bàn nén vuông kích thước 1mx1m, chất tải trọng nén và tìm quan hệ giữa ứng suất và độ lún của nền.



Hình 2.44

Hệ số nền xác định bằng công thức:

$$C = \frac{\sigma_{min}}{S_{min}} (kG/cm^3) \qquad (2.76)$$

Trong đó: σ_{min} - Ứng suất gây lún ở giai đoạn nén đàn hồi (kG/cm^2) ứng với độ lún bằng 1/4 - 1/5 độ lún cho phép.

S_{min}- Độ lún trong giai đoạn nén đàn hồi, ứng với ứng suất $\sigma_{min.}$

7.3.2. Phương pháp tra bảng

a. Dựa vào phân loại đất và độ chặt của lớp đất dưới đáy móng

Bảng 2.10

Đặc tính chung nền	Tên đất	C (kG/cm^3)
1. Đất ít chặt	Đất chảy, cát mới lấp, sét ướt	0,1-0,5
2. Đất chặt vừa	Cát đắp, sỏi đắp, sét ẩm	0,5-5
3. Đất chặt	Cát đắp chặt, sỏi đắp chặt, cuội, sét ít ẩm	5-10
4. Đất rất chặt	Cát, sét được nén chặt, sét cứng	10-20
5. Đất cứng	Đá mềm, nứt nẻ, đá vôi, sa thạch	20-100
6. Đất đá	Đá cứng, tốt	100-1500
7. Nền nhân tạo	Nền cọc	5-15

b. Dựa vào phân loại đất, thành phần hạt, hệ số rỗng, độ sệt

Bảng 2.11

Đặc tính của nền	Tên đất, trạng thái	C (kG/cm^3)
1. Đất không cứng	- Sét và á sét chảy dẻo	0,6-0,7
2. Đất ít cứng	- Sét và á sét dẻo mềm (0,5<B<0,75)	0,8
	- Á cát dẻo (0,5<B<0,1)	1,0
	- Cát bụi no nước, xốp, độ chặt D>0,8	1,2
3. Đất cứng vừa	- Sét và á sét dẻo quánh (0,25<B<0,5)	2,0
	- Á cát dẻo (0,25<B≤0,5)	1,6
	- Cát bụi chặt vừa D<0,8	1,4
	- Cát nhỏ, thô vừa và thô, không phụ thuộc D,W	1,8
4. Đất cứng	- Sét và á sét cứng B<0	3,0

share-connect.blogspot.com

	- Đất á cát cứng B<0	2,2
	- Đá dăm, sỏi, đá sạn	2,6

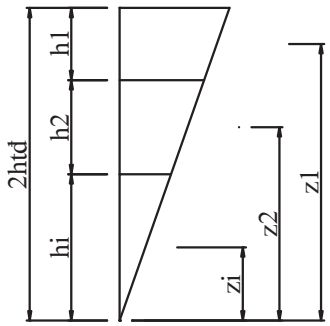
c. Phương pháp thực hành xác định hệ số nền.

Phương pháp tra bảng được nhiều người đề cập đến, tuy nhiên, kết quae của nó không được chính xác, bởi vì chỉ dựa vào phân loại đất và một số chỉ tiêu cơ lý của đất đặt móng là chưa hợp lý, mặt khác phạm vi tra bảng lại rất rộng nên khó chọn lực đúng trị số C. Do vậy ta có thể sử dụng phương pháp thực hành sau để xác định hệ số nền.

** Cơ sở lý thuyết:*

Dựa và cách tính lún theo phương pháp:

$$S = a_o.\sigma.h_{td} \qquad (2.77)$$



Hình 2.45

Trong đó: S- độ lún của móng (cm);

σ - Ứng suất gây lún (kG/cm^2);

h_{td} – Chiều dày của lớp tương đương;

a_o – Hệ số nén lún tương đối (cm^2/kG);

$$a_0 = \frac{\beta}{E_0} \qquad (2.78)$$

$$\beta = 1 - \frac{2.\mu^2}{1-\mu} \qquad (2.79)$$

Với μ - Hệ số nở hông của đất, phụ thuộc vào loại đất, tra bảng.

Bảng 2.12: Bảng trị số μ, β, A của các loại đất

Loại đất	μ	β	A
1. Đất bùn	0,25	0,83	1,125
2. Đất cát	0,3	0,74	1,225
3. Đất á cát, á sét	0,35	0,62	1,408
4. Sét	0,42	0,39	2,103

E – Mođun biến dạng tiêu chuẩn (kG/cm^2), được xác định theo số liệu thí nghiệm, nếu không có số liệu thí nghiệm thì căn cứ vào loại đất trạng thái để tra bảng.

Bảng 2.13: Trị số E_{tc} của nền đất rời

Loại đất	E_{tc} (kG/cm^2) ứng với Hệ số rỗng e			
	0,41-0,5	0,51-0,6	0,61-0,7	0,71-0,8
1. Sỏi cát to, chặt vừa	500	400	300	-
2. Cát nhỏ	480	380	280	180
3. Cát bụi	390	280	180	110

Bảng 2.14: Trị số E_{tc} của nền đất sét

Loại đất	B	E_{tc} (kG/cm^2) ứng với Hệ số rỗng e						
		0,41-0,51	0,51-0,6	0,61-0,7	0,71-0,8	0,81-0,9	0,91-1,0	1,01-1,1
1. Á cát	0-1	320	240	160	100	70	-	-
	0-0,25	340	270	220	170	140	110	-
2. Á sét	0,25-0,5	320	250	190	140	110	80	-

share-connect.blogspot.com

3. Sét	0,5-0,1	-	-	170	120	80	60	50
	0-0,25	-	280	240	210	180	150	120
	0,25-0,5	-	-	210	180	150	120	90
	0,5-1	-	-	-	150	120	90	70

Nếu trong phạm vi $2h_{tđ}$ có nhiều lớp đất, công thức (2.77) được viết:

$$S = a_o^{tb}.\sigma.h_{tđ} \qquad (2.80)$$

Trong đó: $a_o^{tb} = \dfrac{\sum a_{oi} z_i h_i}{2h_{tđ}^2}$ (2.81)

Với h_i – Chiều dày của lớp đất thứ i (cm);

Z_i – Khoảng cách từ trọng tâm lớp đất thứi đến đỉnh tam giác ứng suất gây lún ở độ sâu $2h_{tđ}$.

** Phương pháp xác định hệ số nền C*

Theo phương pháp lớp tương đương:

$$h_{tđ} = A\omega b \qquad (2.82)$$

Trong đó: $A = \dfrac{(1-\mu)^2}{1-2\mu}$ (2.83)

ω - hệ số ứng với độ lún trung bình, phụ thuộc vào tỷ số hai cạnh của móng, với móng hình vuông, cạnh b, ta có ω = 0,95, lúc này công thức (2.82) trở thành:

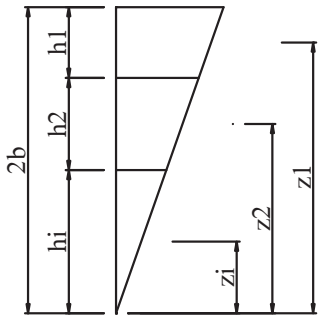
$$h_{tđ} = 0{,}95Ab \qquad (2.84)$$

Thay (2.78), (2.84) vào (2.77) ta được:

$$S = 0{,}95\frac{\beta}{E}A.\sigma.b \qquad (2.85)$$

Thay trị số β và A trong bảng (2.11) vào (2.85) ta được:

- Với đất bùn: $S = \dfrac{0{,}89}{E}.\sigma.b$ (2.86)
- Với đất cát: $S = \dfrac{0{,}863}{E}.\sigma.b$ (2.87)
- Với đất á cát, á sét: $S = \dfrac{0{,}83}{E}.\sigma.b$ (2.88)
- Với đất sét: $S = \dfrac{0{,}782}{E}.\sigma.b$ (2.89)



Hình 2.46

Từ (2.86) – (2.89) có thể tính độ lún của móng vuông các loại đất xấp xỉ bằng:

$$S = \frac{\sigma.b}{E} \qquad (2.90)$$

Từ công thức (2.76) ta có công thức xác định hệ số nền C với $\sigma_{min} = \dfrac{\sigma}{2}$, và $S_{min} = S/4$

Ta có: $C = \dfrac{2E}{b}$ (2.91)

Nếu trong phạm vi chiều sâu 2b (3b với đất sét pha, 4b với đất sét) có nhiều lớp đất thì:

$$C = \frac{2E_{tb}}{b} \qquad (2.92)$$

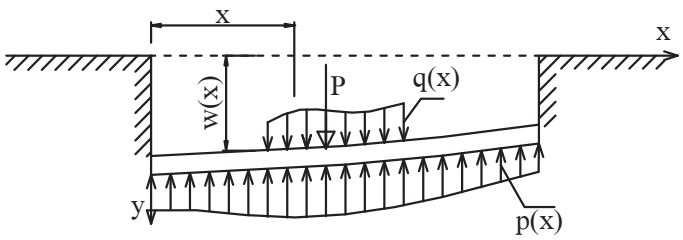
share-connect.blogspot.com

Với $$E_{tb} = \frac{\sum E_i h_i z_i}{2b^2} \quad (2.93)$$

7.4. Tính toán móng mềm theo phương pháp hệ số nền

7.4.1. Phương trình cơ bản

Xét một dầm đặt trên nền đàn hồi như hình vẽ (Hình 2.47). Dầm có chiều dài 2l>> bề rộng b và chiều cao h. Giả thiết rằng tiết diện ngang của dầm luôn phẳng và có độ cứng chống uốn EJ. Gọi tải trọng ngoài tác dụng lên dầm (quy về đường trục dầm) là q(x), P_o, M_o và phản lực nền tương ứng (quy về đường trục dầm) là r(x).



Hình 2.47: Sơ đồ tính dầm trên nền đàn hồi

Theo mô hình nền Winkler phản lực nền tại mỗi điểm tỷ lệ thuận với độ lún đàn hồi tại điểm đó, nghĩa là:

$$r(x) = c.b.w(x) \quad (2.94)$$

Với: c – Hệ số nền của nền đất

Phản lực nền r(x) có thể coi là tải trọng liên tục, không đồng đều và hướng lên trên, trong khi w(x) hướng xuống dưới.

Để dầm không bị tách khỏi nền thì độ võng của dầm tại điểm xét phải bằng độ lún của nền tại điểm đó, nghĩa là w(x) = y(x).

Phương trình vi phân của trục dầm bị uốn:

$$EJ\frac{d^4y(x)}{dx^4} = q(x) - c.b.y(x) \quad (2.95)$$

hay $$EJ\frac{d^4y(x)}{dx^4} + c.b.y(x) = q(x) \quad (2.96)$$

Đặt $$a = \sqrt[4]{\frac{c.b}{4EJ}} \quad (1/m) \quad (2.97)$$

a - Đặc trưng của dầm trên nền đàn hồi, phụ thuộc vào độ cứng của dầm và tính chất đàn hồi của nền.

chia phương trình (2.96) cho EJ ta được:

$$\frac{d^4y(x)}{dx^4} + 4a^4y(x) = \frac{q(x)}{EJ} \quad (2.98)$$

Phương trình (2.98) là phương trình vi phân cơ bản để tính toán dầm trên nền đàn hồi.

** Trường hợp tải trọng ngoài q(x)=0*

Nếu dầm không chịu tác dụng của lực phân bố tức q(x)=0 thì ta được phương trình thuần nhất:

$$\frac{d^4y(x)}{dx^4} + 4a^4y(x) = 0 \quad (2.99)$$

Phương trình đặc trưng:

$$K^4 + 4a^4 = 0$$

Giải ra có: K = ±a và K= ± ia

share-connect.blogspot.com

Nghiệm tổng quát của phương trình (2.99) có dạng:

$$y(x) = C_1 e^{ax}\cos ax + C_2 e^{ax}\sin ax + C_3 e^{-ax}\cos ax + C_4 e^{-ax}\sin ax \qquad (2.100)$$

Trong đó: C_i –là các hằng số xác định từ điều kiện biên cụ thể của từng bài toán.

7.4.2. Trường hợp dầm dài vô hạn chịu tải trọng tập trung thẳng đứng tại một điểm.

Chọn gốc tọa độ ở điểm đặt tải trọng, bài toán đối xứng qua gốc tọa độ. Các điều kiện biên sau nghiệm đúng:

* Tại x = ∞, y=0

Thay x = ∞ vào (2.100) ta có:

$y(x) = C_1 e^{ax}\cos ax + C_2 e^{ax}\sin ax = 0$ hay $C_1 = C_2 = 0$, nghiệm tổng quát (2.100) viết lại thành:

$$y(x) = C_3 e^{-ax}\cos ax + C_4 e^{-ax}\sin ax \qquad (2.101)$$

Phương trình (2.101) biểu diễn độ võng của dầm dài vô hạn.

* Tại x = 0, góc xoay φ = y' = 0

Ta có:

$$y'(x) = C_3\{-ae^{-ax}\cos ax + ae^{-ax}(-\sin ax)\} + C_4\{-ae^{-ax}\sin ax + ae^{-ax}\cos ax\}$$

$$y'(x) = -ae^{-ax}C_3(\cos ax + \sin ax) + ae^{-ax}C_4(-\sin ax + \cos ax)$$

thay x = 0, ta có:

$y'(x=0) = a(C_4 - C_3) = 0 \Rightarrow C_3 = C_4 = C$

Phương trình (2.101) trở thành:

$$y(x) = e^{-ax}C(\cos ax + \sin ax) \qquad (2.102)$$

* Tại $x = 0^+$, lực cắt $Q(x) = -EJy'''(x) = -\frac{P_0}{2}$

$$y'(x) = -ae^{-ax}C(\cos ax + \sin ax) + ae^{-ax}C(-\sin ax + \cos ax)$$

$$y'(x) = -2ae^{-ax}C\sin ax$$

$$y''(x) = 2a^2e^{-ax}C\sin ax + [-2ae^{-ax}C(a\cos ax)]$$

$$y''(x) = 2a^2e^{-ax}C[\sin ax - \cos ax]$$

$$y'''(x) = -2a^3e^{-ax}C[\sin ax - \cos ax] + 2a^2e^{-ax}C[a\cos ax + a\sin ax]$$

$$y'''(x) = 4a^3e^{-ax}C\cos ax$$

$$y'''(x=0) = 4a^3C = \frac{P_0}{2EJ} \Rightarrow C = \frac{P_0}{8a^3EJ}$$

Vậy độ võng của dầm dài vô hạn chịu tải trọng tập trung thẳng đứng tại một điểm có phương trình:

$$y(x) = \frac{P_o}{8a^3EJ}e^{-ax}(\cos ax + \sin ax) \qquad (2.103)$$

Do đó: $r(x) = b.c.y(x) = \frac{P_o a}{2}e^{-ax}(\cos ax + \sin ax)$ (2.104)

$$Q(x) = -\frac{P_o}{2}e^{-ax}\cos ax \qquad (2.105)$$

share-connect.blogspot.com

$$M(x) = \frac{P_o}{4a} e^{-ax}(\cos ax - \sin ax) \quad (2.106)$$

Đặt : $\eta_1 = e^{-ax}(\cos ax + \sin ax)$

$\eta_2 = e^{-ax}(\cos ax - \sin ax)$

$\eta_3 = e^{-ax}\cos ax$

Ta được:

$$y(x) = \frac{P_o}{8a^3 EJ}.\eta_1 \quad (2.107)$$

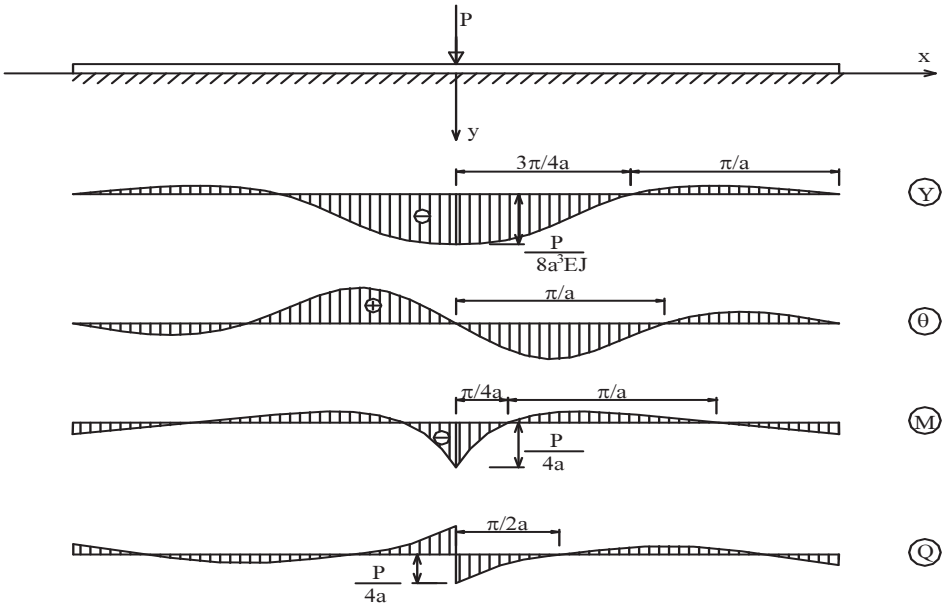
$$r(x) = \frac{P_o a}{2}\eta_1 \quad (2.108)$$

$$Q(x) = -\frac{P_o a}{2}.\eta_3 \quad (2.109)$$

$$M(x) = \frac{P_o}{4a}.\eta_2 \quad (2.110)$$

Các hệ số η_1, η_2, η_3 - phụ thuộc và hệ số ax, có thể tính toán hoặc tra bảng (bảng 3.15) (học viên có thể lập hàm trong exel để lập bảng tra và nội suy).

Khảo sát biến thiên các hàm nội lực dầm theo x ta thấy đồ thị hàm số có dạng song tắt dần với bước al = 2π, có biên độ giảm nhanh (xem hình vẽ). Cách điểm đặt lực khoảng 2π/a độ võng của dầm xấp xỉ 0,2% độ võng tại điểm đặt lực (al = 0). Do vậy dầm được coi là dài vô hạn nếu đầu mút cách điểm đặt lực lớn hơn một khoảng $l_m \geq 2\pi/a$.

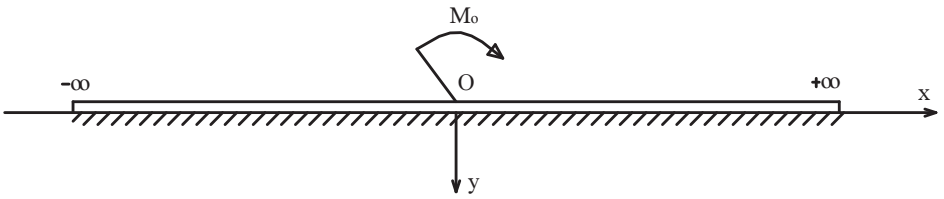


Hình 2.48: Các biểu đồ chuyển vị, góc xoay, momen, lực cắt của dầm trên nền đàn hồi chịu tải trọng tập trung

7.4.3. Dầm dài vô hạn chịu momen tập trung tại một điểm.

Gốc tọa độ chọn như hình vẽ, chuyển vị trục dầm phản đối xứng

share-connect.blogspot.com



Hình 2.49: Sơ đồ dầm trên nền đàn hồi chịu momen tập trung

* Tại x = 0, y = 0, thay x = 0 vào (2.101) ta có:

y(x=0) = $C_3 = 0$ hay

$$y(x) = C_4 e^{-ax} \sin ax \tag{2.111}$$

* Tại x = 0, momen $M(x) = -EJy''(x) = \frac{M_o}{2}$

$$y'(x) = -ae^{-ax}C_4 \sin ax + ae^{-ax}C_4 \cos ax = ae^{-ax}C_4(\cos ax - \sin ax)$$

$$y''(x) = -a^2e^{-ax}C_4(\cos ax - \sin ax) + -a^2e^{-ax}C_4(\sin ax + \cos ax) = -2a^2e^{-ax}C_4 \cos ax$$

$$M(x=0) = -2a^2C_4EJ \Rightarrow C_4 = \frac{M_0}{4a^2EJ}$$

Vậy đường trục võng dầm có phương trình:

$$y(x) = \frac{M_0}{4a^2EJ}.e^{-ax}.\sin ax \tag{2.112}$$

Tương tự ta có:

$$r(x) = a^2M_0.e^{-ax}.\sin ax \tag{2.113}$$

$$Q(x) = -\frac{aM_0}{2}.e^{-ax}(\cos ax + \sin ax) \tag{2.114}$$

$$M(x) = \frac{M_0}{2}.e^{-ax}\cos ax \tag{2.115}$$

Đặt $\eta_4 = e^{-ax}.\sin ax$ (2.116)

Ta có: $y(x) = \frac{M_0}{4a^2EJ}.\eta_4$ (2.117)

$$r(x) = a^2M_0.\eta_4 \tag{2.118}$$

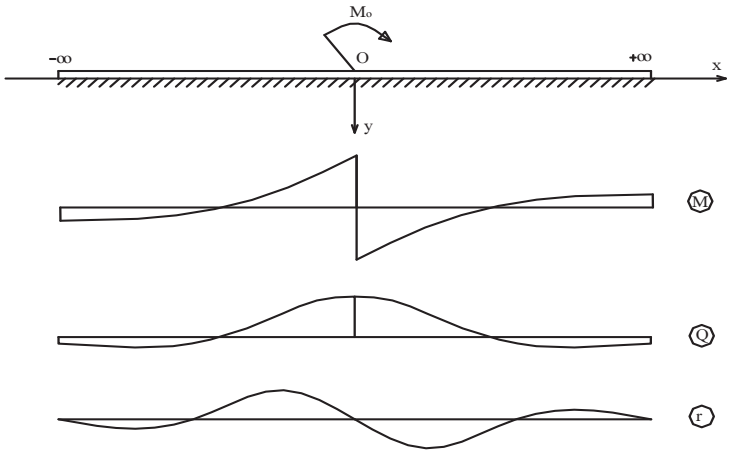
$$Q(x) = -\frac{aM_0}{2}.\eta_1 \tag{2.119}$$

$$M(x) = \frac{M_0}{2}.\eta_3 \tag{2.120}$$

Các hệ số $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4$ - Phụ thuộc và hệ số ax, tra bảng (2.15)

Các biểu đồ phản lực nền r, momen M, lực cắt Q của dầm dài vô hạn chịu tác dụng của momen tập trung thể hiện như hình vẽ sau:

share-connect.blogspot.com



Hình 2.50: Các biểu đồ momen, lực cắt và phản lực nền của dầm trên nền đàn hồi chịu tác dụng của momen tập trung

Bảng 2.15: Trị số η để tính dầm móng dài vô hạn

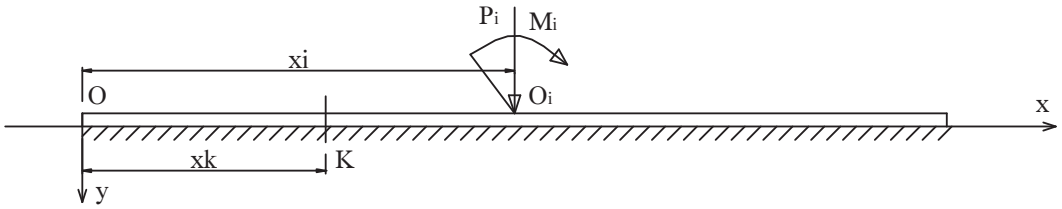
ax	η_1	η_2	η_3	η_4		ax	η_1	η_2	η_3	η_4
0	1	1	1	0		3.6	-0.0366	-0.0124	-0.0245	-0.0121
0.1	0.9907	0.81	0.9003	0.0903		3.7	-0.0341	-0.0079	-0.021	-0.0131
0.2	0.9651	0.6398	0.8024	0.1627		3.8	-0.0314	-0.004	-0.0177	-0.0137
0.3	0.9267	0.4888	0.7077	0.2189		3.9	-0.0286	-0.0008	-0.0147	-0.0139
0.4	0.8784	0.3564	0.6174	0.261		4	-0.0258	0.0019	-0.012	-0.0139
0.5	0.8231	0.2415	0.5323	0.2908		4.1	-0.0231	0.004	-0.0095	-0.0136
0.6	0.7628	0.1431	0.453	0.3099		4.2	-0.0204	0.0057	-0.0074	-0.0131
0.7	0.6997	0.0599	0.3798	0.3199		4.3	-0.0179	0.007	-0.0054	-0.0124
0.8	0.6354	-0.0093	0.3131	0.3223		4.4	-0.0155	0.0079	-0.0038	-0.0117
0.9	0.5712	-0.0657	0.2527	0.3185		4.5	-0.0132	0.0085	-0.0023	-0.0109
1	0.5083	-0.1108	0.1988	0.3096		4.6	-0.0111	0.0089	-0.0011	-0.01
1.1	0.4476	-0.1457	0.151	0.2967		4.7	-0.0092	0.009	-0.0001	-0.0091
1.2	0.3899	-0.1716	0.1091	0.2807		4.8	-0.0075	0.0089	0.0007	-0.0082
1.3	0.3355	-0.1897	0.0729	0.2626		4.9	-0.0059	0.0087	0.0014	-0.0073
1.4	0.2849	-0.2011	0.0419	0.243		5	-0.0045	0.0084	0.0019	-0.0065
1.5	0.2384	-0.2068	0.0158	0.2226		5.1	-0.0033	0.0079	0.0023	-0.0056
1.6	0.1959	-0.2077	-0.0059	0.2018		5.2	-0.0023	0.0075	0.0026	-0.0049
1.7	0.1576	-0.2047	-0.0235	0.1812		5.3	-0.0014	0.0069	0.0028	-0.0042
1.8	0.1234	-0.1985	-0.0376	0.161		5.4	-0.0006	0.0064	0.0029	-0.0035
1.9	0.0932	-0.1899	-0.0484	0.1415		5.5	0	0.0058	0.0029	-0.0029
2	0.0667	-0.1794	-0.0563	0.1231		5.6	0.0005	0.0052	0.0029	-0.0023
2.1	0.0439	-0.1675	-0.0618	0.1057		5.7	0.001	0.0046	0.0028	-0.0018
2.2	0.0244	-0.1548	-0.0652	0.0896		5.8	0.0013	0.0041	0.0027	-0.0014
2.3	0.008	-0.1416	-0.0668	0.0748		5.9	0.0015	0.0036	0.0025	-0.001
2.4	-0.0056	-0.1282	-0.0669	0.0613		6	0.0017	0.0031	0.0024	-0.0007
2.5	-0.0166	-0.1149	-0.0658	0.0491		6.1	0.0018	0.0026	0.0022	-0.0004
2.6	-0.0254	-0.1019	-0.0636	0.0383		6.2	0.0019	0.0022	0.002	-0.0002
2.7	-0.032	-0.0895	-0.0608	0.0287		6.3	0.0019	0.0018	0.0018	0
2.8	-0.0369	-0.0777	-0.0573	0.0204		6.4	0.0018	0.0015	0.0017	0.0002
2.9	-0.0403	-0.0666	-0.0534	0.0132		6.5	0.0018	0.0011	0.0015	0.0003
3	-0.0423	-0.0563	-0.0493	0.007		6.6	0.0017	0.0009	0.0013	0.0004
3.1	-0.0431	-0.0469	-0.045	0.0019		6.7	0.0016	0.0006	0.0011	0.0005
3.2	-0.0431	-0.0383	-0.0407	-0.0024		6.8	0.0015	0.0004	0.001	0.0006
3.3	-0.0422	-0.0306	-0.0364	-0.0058		6.9	0.0014	0.0002	0.0008	0.0006
3.4	-0.0408	-0.0237	-0.0323	-0.0085		7	0.0013	0.0001	0.0007	0.0006

share-connect.blogspot.com

3.5	-0.0389	-0.0177	-0.0283	-0.0106							

7.4.4. Dầm đồng thời chịu nhiều tải trọng tập trung

Trường hợp dầm chịu đồng thời nhiều tải trọng tập trung, nội lực trong dầm được xác định theo nguyên lý cộng tác dụng, tức là nội lực tại một tiết diện bất kỳ do tất cả các tải trọng gây ra bằng tổng nội lực tại tiết diện đó do các tải trọng riêng rẽ gây ra.



Hình 2.51: Sơ đồ dầm dài vô hạn chịu tác dụng đồng thời của nhiều tải trọng

Gốc tọa độ chọn như hình vẽ, tọa độ tiết diện cần xác định nội lực K là x_k, tọa độ điểm đặt lực thứ i là x_i.

Chuyển vị đứng tại K là y_{ki} do tải trọng đặt tại x_i xác định theo công thức:

$$y_{ki} = \frac{P_i}{8a^3EJ}.e^{-a\delta_i}[\cos a\delta_i + \sin a\delta_i] + \frac{M_i}{4a^2EJ}.e^{-a\delta_i}.\sin a\delta_i \qquad (2.121)$$

Trong đó: $\delta_{ki} = (x_i - x_k)$

Chuyển vị đứng tại K do tất cả các tải trọng gây ra là:

$$y(x_k) = \sum_{i=1}^{n} y_{ki} \qquad (2.122)$$

Hay:
$$y(x_k) = \sum_{i=1}^{n} \frac{P_i}{8a^3EJ}.e^{-a\delta_i}[\cos a\delta_i + \sin a\delta_i] + \sum_{i=1}^{n} \frac{M_i}{4a^2EJ}.e^{-a\delta_i}.\sin a\delta_i \qquad (2.123)$$

Lực cắt và mo men:

$$Q(x_k) = -\sum_{i=1}^{n} \frac{P_i}{2}.e^{-a\delta_i}\cos a\delta_i - \sum_{i=1}^{n} \frac{aM_i}{2}.e^{-a\delta_i}.[\cos a\delta_i + \sin a\delta_i] \qquad (2.124)$$

$$M(x_k) = \sum_{i=1}^{n} \frac{P_i}{4a}.e^{-a\delta_i}[\cos a\delta_i - \sin a\delta_i] + \sum_{i=1}^{n} \frac{M_i}{2}.e^{-a\delta_i}.\cos a\delta_i \qquad (2.125)$$

7.4.5. Dầm dài nửa vô hạn trên nền đàn hồi chịu lực tập trung P và mo men M_o.

Xét một dầm trên nền đàn hồi chịu tác dụng của lực P_o và momen M_o tại đầu mút trái, còn đầu kia dài vô hạn (hình 2.50). Dầm như trên gọi là dầm dài nửa vô hạn.

Lấy gốc tọa độ tại O – điểm đặt tải trọng. Dùng các điều kiện biên:

$M_{x=0} = M_o$

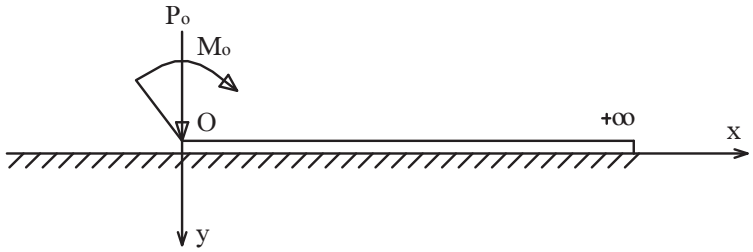
$Q_{x=0} = -P_o$

Ta tìm được:

$$C_4 = \frac{M_o}{2EJa^2}$$

$$C_3 = \frac{P_o - aM_o}{2EJa^3}$$

Do đó ta tìm được:



Hình 2.52: Dầm dài nửa vô hạn chịu lực tập trung và momen

share-connect.blogspot.com

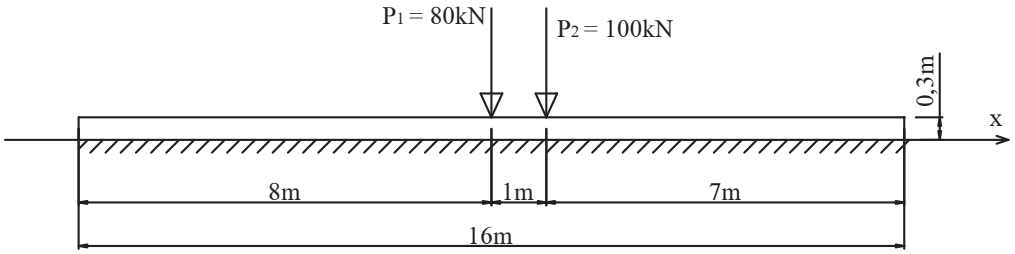
$$y = \frac{1}{2EJa^3}(P\eta_3 - aM_o\eta_2) \quad (3.126)$$

$$M = \frac{1}{a}(-P\eta_4 + aM_o\eta_1) \quad (3.127)$$

$$Q = -(P\eta_1 + 2aM_o\eta_4) \quad (2.128)$$

Các hệ số η_1, η_2, η_3, η_4 phụ thuộc ax – Tra bảng (2.12).

Ví dụ II-6: Tính dầm dài 20m, rộng 1m, cao 0,3m, chịu hai lực P_1 = 80kN và P_2 = 100kN. Lực P_1 đặt tại giữa dầm, lực P_2 đặt cách P_1 một khoảng 1,0m. Dầm đặt trên nền đất có hệ số nền C=50000kN/m^3.



Hình 2.53: Sơ đồ bài toán

Giải:

Momen quán tính của tiết diện dầm:

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{1.0,3^3}{12} = 0,00225m^4$$

Chọn bê tông mác 200 có R_n = 9000kN/m^2; thép AII, cường độ tính toán R_a = 260000 kN/m^2; F_a = 10cm^2=10^{-3}m^2, mođun đàn hồi bê tông E_b=21000000 kN/m^2.

E_b.J=21000000.0,00225=47250 kN/m^2

K=c.b=50000.1=50000 kN/m^2

$$a = \sqrt[4]{\frac{K}{4E_b.J}} = \sqrt[4]{\frac{50000}{4.47250}} = 0,717$$

Xét điều kiện: $1 \geq \frac{2.\pi}{a} = \frac{2.3,14}{0,717} = 8,76$ m

Ở đây P_1 đặt cách đầu dầm 10m, P_2 đặt cách đầu dầm 9m đều lớn hơn 8,76m nên dầm được coi như dài vô hạn.

Mo men ở giữa dầm do P_1 và P_2 gây ra:

$M = M_1 + M_2$

Ta có: $M(x) = \frac{P_i}{4a}.\eta_2$

Đối với lực P_1 thì x=0, ax=0, η_2 = 1

$$\Rightarrow M_1 = \frac{P_1}{4a}.\eta_2 = \frac{80}{4.0,717}.1 = 27,894kNm$$

Đối với lực P_2 thì x=1m, ax=0,717.1=0,717, η_2 = 0,0472

$$\Rightarrow M_2 = \frac{P_2}{4a}.\eta_2 = \frac{100}{4.0,717}.0,0472 = 1,64kNm$$

share-connect.blogspot.com

$\Rightarrow M = M_1 + M_2 = 27,894+1,64=29,534kNm$

Kiểm tra tiết diện:

Điều kiện: $M \le R_b.b.x(h_o - x)$

$$x = \frac{R_a.F_a}{R_b.b} = \frac{260000.0,001}{9000.1} = 0,029m$$

$h_o = 0,3-0,029=0,271m$

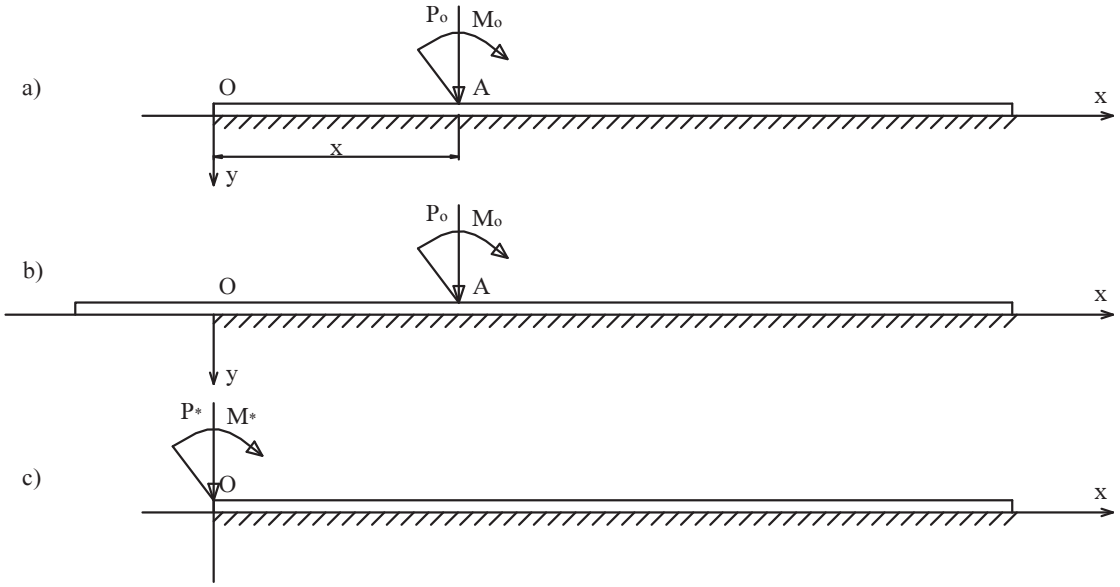
$R_b.b.x(h_o - x) = 9000.1.0,029(0,271 - 0,5.0,029) = 66,95kNm > M = 29,534kNm$

Như vậy dầm đảm bảo điều kiện bền khi chịu momen do lực P_1 và P_2 gây ra.

7.4.6. Dầm chịu tải trọng gần đầu mút – Phương pháp bù tải trọng.

Xét dầm chịu tải trọng tập trung (P_o, M_o) tại điểm A cách đầu mút một đoạn về bên trái và không vượt ra ngoài yêu cầu dầm dài vô hạn: $ax \le \pi/2$ như hình vẽ. Chuyển vị và nội lực trong dầm được xác định theo phương pháp bù tải trọng như sau:

Ta biết rằng, với tải trọng đang xét, tại đầu mút trái dầm có chuyển vị, nội lực trong dầm bằng không. Giả sử ta kéo dầm về phía trái để trở thành dầm vô hạn, nội lực tại O tồn tại khác không. Chọn một dầm dài vô hạn có các đặc trưng tương tự, chịu tải trọng (P*, M*) tại O sao cho tổng nội lực tại O trong hai trường hợp triệt tiêu thì tải trọng (P*, M*) được gọi là tải trọng bù của (P_o, M_o) và nội lực bài toán ban đầu là tổng của hai bài toán dầm dài vô hạn chịu tải trọng (P_o, M_o) tại A và (P*, M*) tại O.



Hình 2.54: a) Sơ đồ bài toán dầm bán vô hạn chịu tải trọng gần đầu mút; b) Sơ đồ bài toán 1: dầm dài vô hạn chịu tải trọng ban đầu; c) Sơ đồ bài toán 2: dầm bán vô hạn chịu tải trọng bù.

Xác định giá trị của P* và M*:

- Gọi momen và lực cắt tại O do bài toán 1 gây ra là Q_1 và M_1:

$$Q_1 = -\frac{P_o}{2}.e^{-ax}\cos ax - \frac{aM_o}{2}.e^{-ax}.[\cos ax + \sin ax] \quad (2.129)$$

$$M_1 = \frac{P_o}{4a}.e^{-ax}[\cos ax - \sin ax] + \frac{M_o}{2}.e^{-ax}.\cos ax \quad (2.130)$$

- Mo men và lực cắt tại O do bài toán 2 gây ra:

share-connect.blogspot.com

$$Q_2 = -\frac{P^*}{2} - \frac{aM^*}{2} \quad (2.131)$$

$$M_2 = \frac{P^*}{4a} + \frac{M^*}{2} \quad (2.132)$$

Tổng nội lực tại O phải bằng 0:

$Q_1 + Q_2 = 0$

$M_1 + M_2 = 0$

- Giải ra ta được tải trọng bù P* và M*:

$$M^* = \frac{-2Q_1 - 4aM_1}{a} = -\frac{2Q_1}{a} - 4M_1 \quad (2.133)$$

$$P^* = 4Q_1 + 4aM_1 \quad (2.134)$$

- Nội lực do riêng tải trọng bù gây ra xác định theo biểu thức:

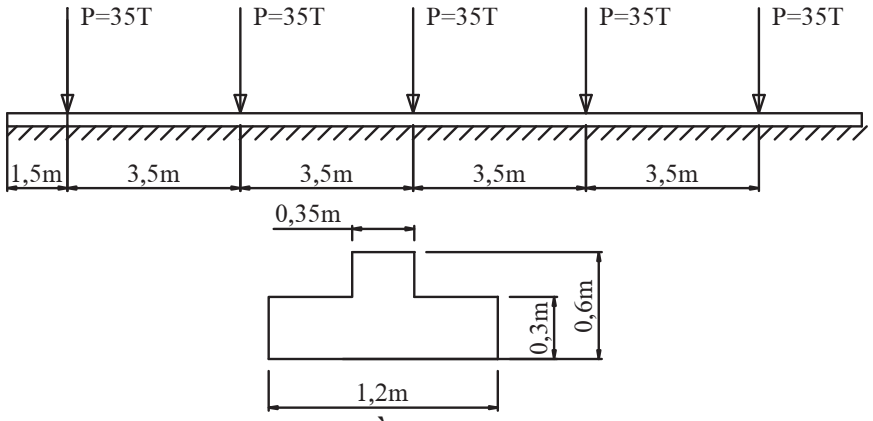
$$Q_{bù} = -\frac{P^*}{2}.\eta_3 - \frac{aM^*}{2}.\eta_1 \quad (2.135)$$

$$M_{bù} = \frac{P^*}{4a}.\eta_2 + \frac{M^*}{2}.\eta_3 \quad (2.136)$$

- Tổng momen tại một tiết diện bất kỳ xác định theo công thức:

$$M_x = M_{bù} + \sum_{i=1}^{n} \frac{N_i}{4a}.\eta_2 \quad (2.137)$$

Ví dụ II-7: Tính toán nội lực trong móng băng dưới dãy cột, kích thước móng băng và tải trọng cho như hình vẽ 2.55, cho hệ số nền c=0,5kG/cm^3.



Hình 2.55: Sơ đồ bài toán của ví dụ 2.7

Giải:

Xác định hệ số biến dạng a của móng: $a = \sqrt[4]{\frac{b.c}{4EJ}}$

Với: b = 1,2m, c=0,5kG/cm^2 = 500000kG/m^3 = 500T/m^3

b.c = 600T/m^2

E = 2,1.10^{6}T/m^2

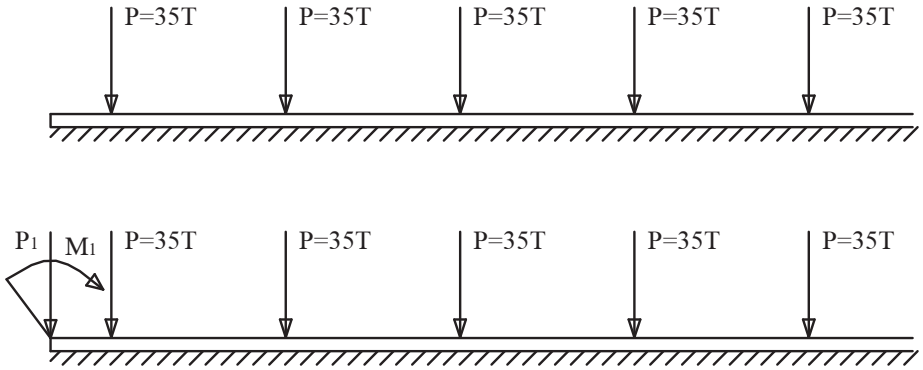
$$J \approx \frac{1}{2}.\frac{bh^3}{12} = 0,5.\frac{1,2.0,6^3}{12} = 1,08.10^{-2}\,m^4$$

EJ = 2,268.10^4 Tm^2

share-connect.blogspot.com

$$\Rightarrow \qquad a = \sqrt[4]{\frac{600}{4.2,268.10^4}} = 0,285m^{-1}$$

Chiều dài tới hạn: $L_{th} = \frac{\pi}{a} = \frac{3,14}{0,285} = 11,01m$ nên ba tải trọng đầu tiên phải xét đến ảnh hưởng không vô hạn bằng tải trọng bù, các tải trọng còn lại xem như tải trọng lên dầm vô hạn, sơ đồ phân tích đưa về sơ đồ tương đương như sau:



Hình 2.56

Xác định tải trọng bù:

Ta chọn gốc tọa độ ở mút trái dầm, tọa độ các điểm đặt lực là $x_i = 1,5+3,5(i-1)$; tọa độ tương đối: $ax = 0,4275+0,998(i-1)$.

Mo men và lực cắt do các tải trọng gây ra ở mút trái (theo sơ đồ vô hạn) lần lượt là:

$$M_1 = \sum_{i=1}^{n} \frac{N_i}{4a}.\eta_{2i} = 30,7\sum_{i=1}^{n} \eta_{2i}$$

$$Q_1 = \sum_{i=1}^{n} -\frac{N_i}{2}.\eta_{3i} = -17,5\sum_{i=1}^{n} \eta_{3i}$$

Với n=3, ta có:

$M_1 = 30,7.(0,3231-0,2031-0,1252)=-0,2Tm$

$Q_1 = -17,5.(0,5934+0,0348-0,0668)=-9,82T$

Tải trọng bù tại mút trái :

$$M^* = -\frac{2Q_1}{a} - 4M_1 = -\frac{2.(-9,82)}{0,285} - 4.(-0,2) = 69,71Tm$$

$$P^* = 4Q_1 + 4aM_1 = 4.(-9,82) + 4.0,285.(-0,2) = -39,508T$$

Biểu thức momen do riêng tải trọng bù gây ra xác định theo biểu thức :

$$M_{bù} = \frac{P^*}{4a}.\eta_2 + \frac{M^*}{2}.\eta_3 = \frac{-39,508}{4.0,285}.\eta_2(ax) + \frac{69,71}{2}.\eta_3(ax) = -34,66.\eta_2(ax) + 34,85.\eta_3(ax)$$

Tổng momen tại tiết diện bất kỳ xác định theo công thức:

$$M = M_{bù} + 30,7.\sum_{i=1}^{n} \eta_{2i}$$

Trong đó: $\eta_{2i} = \eta_2(a(x - x_i)$

* Tại x=0: ax = 0, $\eta_2(0)=1$, $\eta_3(0)=1$

Momen bù: $M_{bù}$ = -34,66+34,85=0,195Tm

share-connect.blogspot.com

x_i	1,5	5,0	8,5	12,0
$a(x_i - x)$	0,4275	1,425	2,4225	3,42
η_{2i}	0,3231	-0,2031	-0,1252	-0,0225
30,7. η_{2i}	9,92	-6,235	-3,844	-0,691

Tổng momen: M=0,195+9,92-6,235-3,884-0,691=-0,695Tm

* Tại x = 1,65: ax =0,4275; η_2(0,4275)=0,3231, η_3(0,4275)=0,5934

Momen bù: $M_{bù}$ = -34,66.0,3231 + 34,85.0,5934 = 9,48Tm

x_i	1,5	5,0	8,5	12,0
$a(x_i - x)$	0	0,9975	1,995	2,9925
η_{2i}	1	-0,11	-0,18	-0,057
30,7. η_{2i}	30,7	-3,377	-5,526	-1,75

Tổng momen: M = 9,48 + 30,7 -3,377 – 5,526 – 1,75 = 29,53Tm.

* Chú ý: Những dạng bài toán tính dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp hệ số nền, để tính toán nhanh và cho kết quả chính xác, học viên có thể lập chương trình trên máy tính trên cơ sở các công thức trên. Ngoài ra có thể sử dụng chương trình tính toán kết cấu Sap2000 để mô hình hóa dầm liên kết với nền bằng các lò xo có độ cứng K = c.b.l_i rồi tính toán.

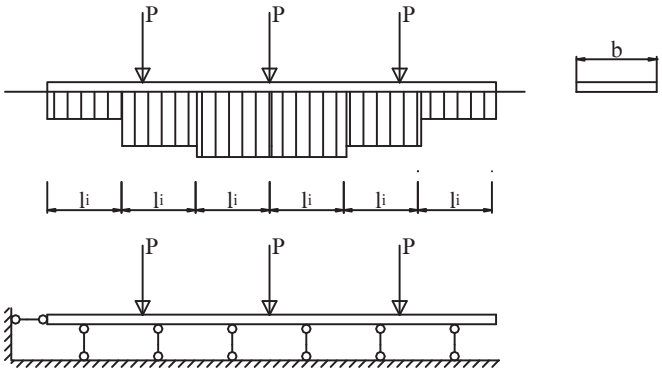
7.5. Tính toán móng băng theo phương pháp của B.N. Jemoskin

7.5.1. Cơ sở và sơ đồ tính toán

Phương pháp dựa trên giả thiết nền là nửa không gian biến dạng tuyến tính đã trình bày ở mục (7.1.2.2).

Ta chia dầm thành n đoạn bằng nhau và bằng l_i sao cho phản lực nền trong mỗi đoạn phân bố đều.

Sự tiếp xúc giữa dầm và nền trên diện tích l_i.b (b – bề rộng dầm) được thay thế bằng các liên kết gối tựa trên những thanh cứng, những thanh cứng đặt tại giữa mỗi đoạn l_i và chịu tải trọng do dầm truyền xuống rồi truyền tải trọng đó lên nền.

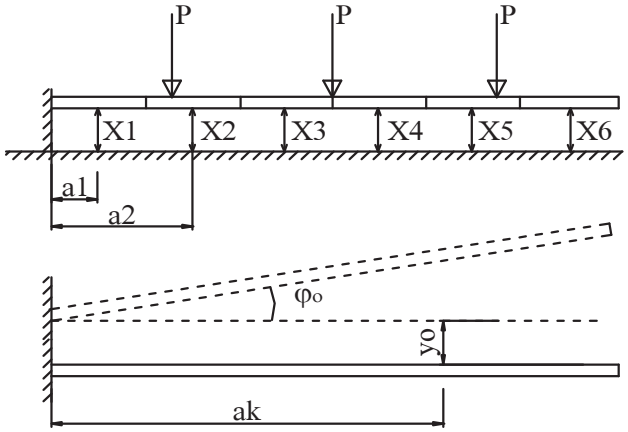


Hình 2.57

Để hệ không biến hình ta đặt thêm thanh ngang để chống chuyển vị ngang.

Hệ tìm được gồm dầm chịu tải đặt trên các gối tựa cứng (Hình 2.57).

Điều kiện để thiết lập phương trình là: Độ võng của dầm y_i và độ lún của nền W_i tại điểm đặt thanh tựa bằng nhau: $y_i = W_i$. Hệ trên hình (2.57) là hệ siêu tĩnh thông thường, để gải ta sử



Hình 2.58

share-connect.blogspot.com

dụng phương pháp hỗn hợp. Ta chọn hệ cơ bản bằng cách đưa ngàm quy ước vào đầu dầm, loại bỏ các thanh tựa và thay vào bằng các phản lực thẳng đứng.

Gọi X1, X2, X3,… lần lượt là nội lực trong các thanh đứng ta được hệ cơ bản như hình (2.58).

Ẩn số của hệ này gồm X1, X2, X3,…, y_0 và φ_0.

Trong đó: y_0 – độ võng của dầm tại tiết diện đặt ngàm quy ước;

φ_0 – góc xoay tại tiết diện đó.

Phương trình chính tắc như sau:

$$\begin{aligned}
&\delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\delta_{13}X_3+...+\delta_{1i}X_i+...+y_o+a_1\varphi_o+\Delta_{1p}=0\\
&\delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\delta_{23}X_3+...+\delta_{2i}X_i+...+y_o+a_2\varphi_o+\Delta_{2p}=0\\
&.....\\
&\delta_{n1}X_1+\delta_{n2}X_2+\delta_{n3}X_3+...+\delta_{ni}X_i+...+y_o+a_n\varphi_o+\Delta_{np}=0\\
&X_1+X_2+X_3+...+X_i+...=\sum P_i\\
&a_1X_1+a_2X_2+a_3X_3+...+a_iX_i+...=\sum M_p
\end{aligned} \qquad (2.138)$$

Trong đó: Δ_{kp} – chuyển vị tại điểm k do các ngoại lực P gây ra, là số hạng tự do của k

δ_{ki} – chuyển vị tại k khi cho lực X_i =1 đặt tại i gây ra

a_1, a_2, a_3,… a_n – khoảng cách từ ngàm quy ước đến các thanh tựa

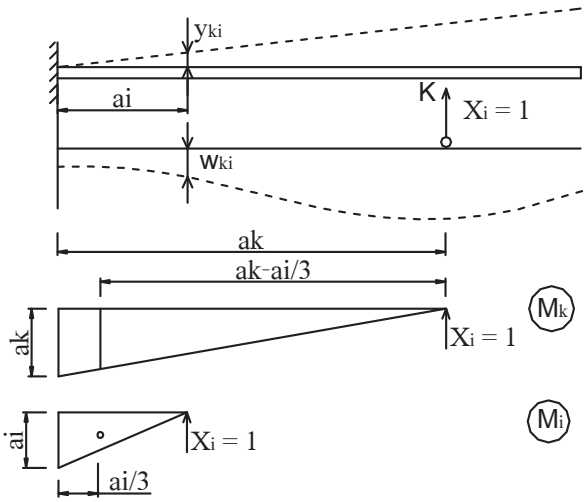
+ Xác định chuyển vị đơn vị δ_{ki}: δ_{ki} gồm hai thành phần: độ võng của dầm y_{ki} và độ lún của nền W_i.

$$\delta_{ki} = y_{ki} + W_i \qquad (2.139)$$

- Độ võng của dầm y_{ki} được xác định theo công thức của Maxwell – Mohr

$$y_{ki} = \int \frac{M_i.M_k}{EJ}dx \qquad (2.140)$$

Để đơn giản, xem các lực tác dụng lên dầm không phải là phân bố đều mà là lực tập trung. Vẽ các biểu đồ M_i và M_k do các lực đơn vị gây ra như hình vẽ (2.59).



Hình 2.59

Nếu $a_k > a_i$:

$$y_{ik} = \frac{a_i^2}{2}(a_k - \frac{a_i}{3}).\frac{1}{EJ} = \frac{a_i^2(3a_k - a_i)}{6EJ}$$

Nếu $a_i > a_k$ thì hoán vị a_k và a_i trong công thức trên

Đặt: $$y^*_{ki} = (\frac{a_i}{l_i})^2.(\frac{3a_k}{l_i} - \frac{a_i}{l_i})$$

Ta được: $$y_{ik} = \frac{l_i^3}{6E_bJ}.y^*_{ki} \qquad (2.141)$$

y^*_{ki} - phụ thuộc a_i/l_i và a_k/l_i tra bảng (2.17).

- Độ lún của nền W_{ki} được xác định như sau:

+ Trường hợp bài toán không gian:

share-connect.blogspot.com

$$W_{ki} = \frac{1-\mu_o^2}{\pi E_o l_i}.F_{ki} \quad (2.142)$$

Trong đó: F_{ki} là hàm phụ thuộc vào b/l_i và x/l_i tra bảng (2.16).

Với x- khoảng cách từ k đến i

Vậy chuyển vị đơn vị δ_{ki} được xác định theo công thức:

$$\delta_{ki} = F_{ki} + \alpha_{kz}.y^*_{ki} \quad (2.143)$$

Với: $$\alpha_{kz} = \frac{\pi E_0 l_i^4}{6E_b J(1-\mu_o^2)} \quad (2.144)$$

+ Trường hợp bài toán phẳng:

$$\delta_{ki} = F_{ki} + \alpha_f.y^*_{ki} \quad (2.145)$$

Với: $$\alpha_f = \frac{\pi E_0 l_i^3}{6E_b J}\frac{(1-\mu_b^2)}{(1-\mu_o^2)} \quad (2.146)$$

+ Chú ý: chiều dài mỗi đoạn chia nên lấy $\frac{b}{2} \le l_i \le 2b$

7.5.2. Trình tự tính toán

1. Thiết lập sơ đồ tính toán;
2. Lập hệ cơ bản, tính hệ số α;
3. Tính các hệ số Δ_{ki}, δ_{ki} và lập phương trình chính tắc;
4. Giải phương trình chính tắc;
5. Tính nội lực;
6. Vẽ các biểu đồ nội lực.

Bảng 2.16. Trị số F_{ki} theo khoảng cách từ k tới i theo b/l_i

x/l_i	0,5	0,7	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
0	5	4,27	3,53	2,9	2,42	2,08	1,87	1,7	1,54	1,43	1,32
1	1,077	1,062	1,032	0,986	0,94	0,894	0,848	0,802	0,756	0,71	0,664
2	0,519	0,515	0,508	0,498	0,488	0,477	0,467	0,456	0,446	0,436	0,425
3	0,342	0,34	0,338	0,335	0,331	0,328	0,324	0,321	0,317	0,314	0,31
4	0,253	0,252	0,251	0,25	0,249	0,248	0,246	0,245	0,244	0,242	0,241
5	0,202	0,202	0,201	0,2	0,199	0,199	0,198	0,197	0,196	0,195	0,194
6	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,165	0,165	0,165	0,165
7	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
8	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,12	0,12	0,12	0,12
9	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
10	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Bảng 2.17. Trị số y^*_{ki} - phụ thuộc a_i/l_i và a_k/l_i

	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9	9.5	10
0.5	0.25	0.63	1	1.38	1.75	2.125	2.5	2.875	3.25	3.625	4	4.375	4.75	5.125	5.5	5.875	6.25	6.625	7	7.375
1		2	3.5	5	6.5	8	9.5	11	12.5	14	15.5	17	18.5	20	21.5	23	24.5	26	27.5	29
1.5			6.75	10.1	13.5	16.88	20.25	23.63	27	30.38	33.75	37.13	40.5	43.875	47.25	50.63	54	57.375	60.75	64.125
2				16	22	28	34	40	46	52	58	64	70	76	82	88	94	100	106	112
2.5					31.3	40.63	50	59.38	68.75	78.13	87.5	96.88	106.3	115.63	125	134.4	143.75	153.13	162.5	171.88

share-connect.blogspot.com

3						54	67.5	81	94.5	108	121.5	135	148.5	162	175.5	189	202.5	216	229.5	243
3.5							85.75	104.1	122.5	140.9	159.3	177.6	196	214.38	232.8	251.1	269.5	287.88	306.25	324.63
4								128	152	176	200	224	248	272	296	320	344	368	392	416
4.5									182.3	212.6	243	273.4	303.8	334.13	364.5	394.9	425.25	455.63	486	516.38
5										250	287.5	325	362.5	400	437.5	475	512.5	550	587.5	625
5.5											332.8	378.1	423.5	468.88	514.3	559.6	605	650.38	695.75	741.13
6												432	486	540	594	648	702	756	810	864
6.5													549.3	612.63	676	739.4	802.75	866.13	929.5	992.88
7														686	759.5	833	906.5	980	1053.5	1127
7.5															843.8	928.1	1012.5	1096.9	1181.3	1265.6
8																1024	1120	1216	1312	1408
8.5																	1228.3	1336.6	1445	1553.4
9																		1458	1579.5	1701
9.5																			1714.8	1850.1
10																				2000

7.6.Tính toán móng bè

7.6.1. Phương pháp móng tuyệt đối cứng

Do móng bè có kích thước lớn theo bề ngang cũng như chiều dày, do vậy có thể xem là móng tuyệt đối cứng.

Xác định độ cứng của bản từ độ mảnh λ theo công thức của Hetenyi (1946) :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{c.B_m}{4E_cI}} \qquad (2.147)$$

Trong đó: c - Hệ số nền

B_m – Bề rộng của móng bè

E_c- Mođun đàn hồi của vật liệu móng

I – Momen quán tính của tiết diện móng

Trình tự tính toán:

1. Tính tổng các lực thẳng đứng $\sum N$ do các cột truyền xuống

$$\sum N = N_1 + N_2 + N_3 + ... + N_i$$

2. Xác định vị trí trọng tâm của các lực, tức là vị trí của tổng lực $\sum N$

3. Lựa chọn kích thước L_m và B_m của móng bè, xác định độ lệch tâm e_B, e_L.

4. Tính phản lực nền theo công thức của Sức bền vật liệu:

$$\sigma_đ = \frac{\sum N}{B_m.L_m} \pm \frac{M_x.y}{J_y} \pm \frac{M_y.x}{J_x} \qquad (148)$$

Trong đó:

$J_y = \frac{B_m.L_m^3}{12}$ - momen quán tính của tiết diện móng với trục x

share-connect.blogspot.com

$J_x = \frac{B_m^3.L_m}{12}$ - quán tính của tiết diện móng với trục y

$M_x = \sum N.e_L$ - momen quanh trục x

$M_y = \sum N.e_B$ - momen quanh trục y

+ Kiểm tra sức chịu tải của nền đất dưới đáy móng bè

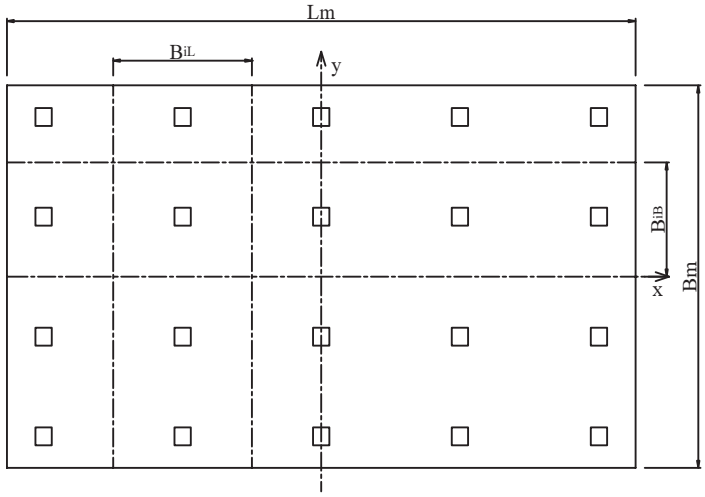
5. Chia móng bè thành từng dải theo phương x hay phương y bằng các đường trung bình giữa các cột

6. Tính áp lực truyền xuống một dải móng i :

$$\sum N_i = \sigma_{tb}.B_{iB}.L_m$$

Hay : $p_i = \sigma_{tb}.B_{iB}.L_m$ (2.149)

Với : $\sigma_{tb} = \frac{\sum N}{B_m.L_m}$ (2.150)



Hình 2.60: Sơ đồ chia dải tính móng bè

7. Hiệu chỉnh áp lực :

Tổng áp lực $\sum N_đ$ lấy trực tiếp từ các cột trên dải i sẽ không bằng với $\sum N_i$, do các lực cắt bên hông dải không được đưa vào tính toán. Do vậy phản lực này phải được hiệu chỉnh bằng tổng lực bình quân :

$$\sum N_{tb} = \frac{\sum N_i + \sum N_đ}{2} \quad (2.151)$$

Áp lực trung bình được hiệu chỉnh :

$$\sigma^*_{tb} = \frac{\sum N_{tb}}{B_{iB}.L_m} \quad \text{hay} \quad \sigma^*_{tb} = \frac{\sum N_{tb}}{B_{iL}.B_m} \quad (2.152)$$

Hệ số áp lực được hiệu chỉnh :

$$F = \frac{\sum N_{tb}}{\sum N_i} \quad (2.153)$$

Hệ số này nhân cho các lực N_i tác dụng trên dải i ($F.N_i$) và dùng trị số này để tính toán.

8. Tính toán nội lực M, Q trong móng

9. Tính độ bền của móng :

- Kiểm tra điều kiện chọc thủng trên mặt phẳng nghiêng tại vị trí chân cột :

Điều kiện bền :

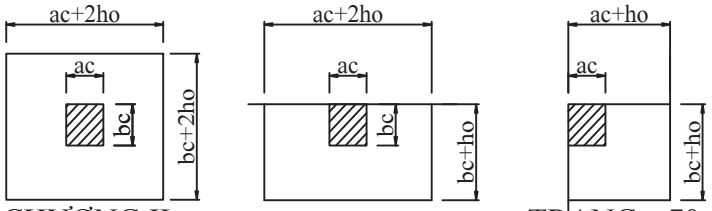
$$N_{max} \le 0{,}75R_k.u_{tb}.h_0 \quad (2.154)$$

Với N_{max} - Lực chọc thủng lớn nhất;

R_k - Cường độ chịu kéo của Bê tông;

h_o - Chiều cao làm việc của móng ;

u_{tb} – Chu vi trung bình của tháp chọc thủng, tùy vào vị trí của cột u_{tb} sẽ khác nhau :



Hình 2.61

share-connect.blogspot.com

Cột ở giữa : $u_{tb} = u_c + 4h_o$
Cột ở cạnh : $u_{tb} = u_c + 3h_o$
Cột ở góc : $u_{tb} = u_c + 2h_o$

- Tính cốt thép chịu uốn : Cốt thép được tính từ các giá trị nội lực trong bài toán tính móng băng.

7.6.2 Phương pháp tính như tấm trên nền đàn hồi

Phương pháp này tính toán nội lực trong móng bè theo cách gần đúng, xem móng bè như tấm trên nền đàn hồi.

Nội dung phương pháp gồm các bước sau :

1. Xác định các kích thước cơ bản của móng và chiều dày h của móng bè
2. Xác định hệ số nền c của nền đất
3. Tính độ cứng D của móng :

$$D = \frac{E.h^3}{12(1-\mu^2)} \qquad (2.154)$$

Trong đó : E – modun đàn hồi của bêtông
μ - hệ số poisson của vật liệu bêtông

4. Xác định bán kính độ cứng hữu hiệu L

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{c}} \qquad (2.155)$$

Bán kính ảnh hưởng của mỗi cột là 4L

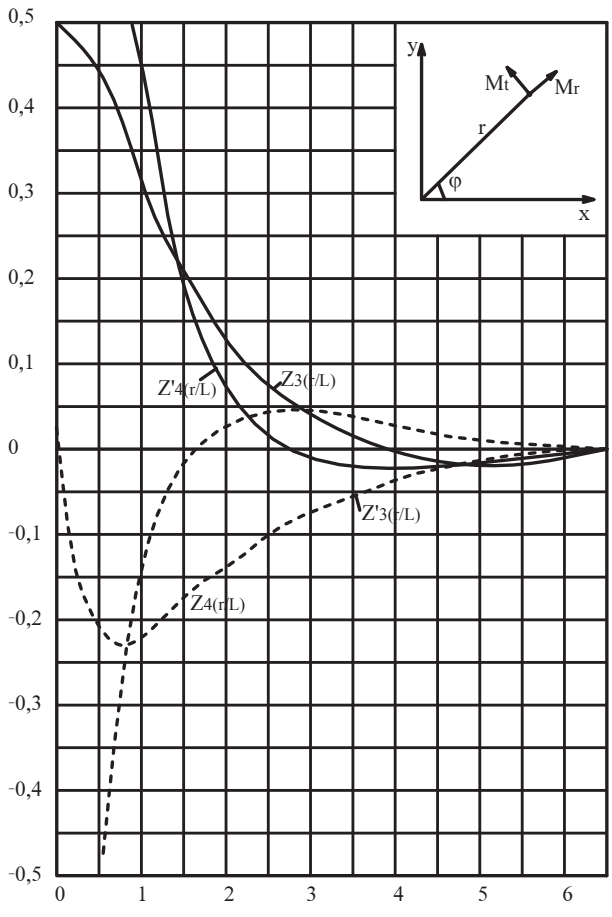
5. Xác định momen theo tọa độ cực (r,φ): Gồm momen hướng tâm M_r và momen tiếp tuyến M_t (trên một đơn vị bề rộng bản) và biến dạng w tại điểm bất kỳ :

$$M_r = \left[Z_4(\frac{r}{L}) - (1-\mu)\frac{Z_3'(\frac{r}{L})}{(\frac{r}{L})} \right] \qquad (2.156)$$

$$M_t = \left[\mu Z_4(\frac{r}{L}) + (1-\mu)\frac{Z_3'(\frac{r}{L})}{(\frac{r}{L})} \right] \qquad (2.157)$$

$$w = \frac{PL^2}{4D} Z_3(\frac{r}{L}) \qquad (2.158)$$

Trong đó : P – tải trọng trên cột, r khoảng cách từ cột tác dụng tải trọng đến điểm đang xét, Z_3 , Z_3', Z_4 là các hệ số xác định từ các hàm hyperolic (Hetenyi, 1946) được thiết lập thành toán đồ tra theo tỷ số $x = \frac{r}{L}$ như hình (2.62).



Hình 2.62

6. Chuyển momen hướng tâm và momen

share-connect.blogspot.com

tiếp tuyến quan hệ tọa độ vuông góc:

$$M_x = M_r \cos^2 \varphi + M_t \sin^2 \varphi \quad (2.159)$$

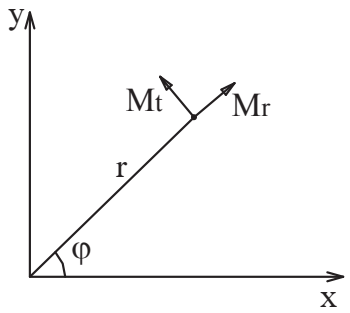
$$M_y = M_r \sin^2 \varphi + M_t \cos^2 \varphi \quad (2.160)$$

7. Với góc φ được định nghĩa như hình vẽ (2.63). Tính lực cắt Q cho mỗi đơn vị bề rộng bản

$$Q = -\frac{P}{4L} Z_4'(\frac{r}{L}) \quad (2.161)$$

Z_4' - tra toán đồ (2.62).

8. Tính toán độ bền của móng.



Hình 2.63

share-connect.blogspot.com

CHƯƠNG III: MÓNG CỌC

§1. CÁC KHÁI NIỆM VÀ PHÂN LOẠI

1.1. Khái niệm.

1.1.1.Lịch sử phát triển.

Móng cọc là một trong những loại móng được sử dụng rộng rãi nhất hiện nay. Người ta có thể đóng, hạ những cây cọc lớn xuống các tầng đất sâu, nhờ đó làm tăng khả năng chịu tải trọng lớn cho móng.

Móng cọc đã được sử dụng từ rất sớm khoảng 1200 năm trước, những người dân của thời kỳ đồ đá mới của Thụy Sĩ đã biết sử dụng các cọc gỗ cắm xuống các hồ nông để xây dựng nhà trên các hồ cạn (Sower 1979), cũng trong thời kỳ này, người ta đóng các cọc gỗ xuống các vùng đầm lầy để chống quân xâm lược, người ta đóng các cọc gỗ để làm đê quai chắn đất, người ta dùng thân cây, cành cây để làm móng nhà .v.v.

Ngày nay, cùng với sự tiến bộ về khoa học kỹ thuật nói chung, móng cọc ngày càng được cải tiến, hoàn thiện, đa dạng về chủng loại cũng như phương pháp thi công, phù hợp với yêu cầu cho từng loại công trình xây dựng.

1.1.2. Một số ưu điểm và phạm vi sử dụng.

Móng cọc sử dụng hợp lý đối với các công trình chịu tải trọng lớn mà lớp đất tốt nằm dưới sâu, giảm được biến dạng lún và lún không đều.

Khi dùng móng cọc làm tăng tính ổn định cho các công trình có chiều cao lớn, tải trọng ngang lớn như các nhà cao tầng, nhà tháp, ...

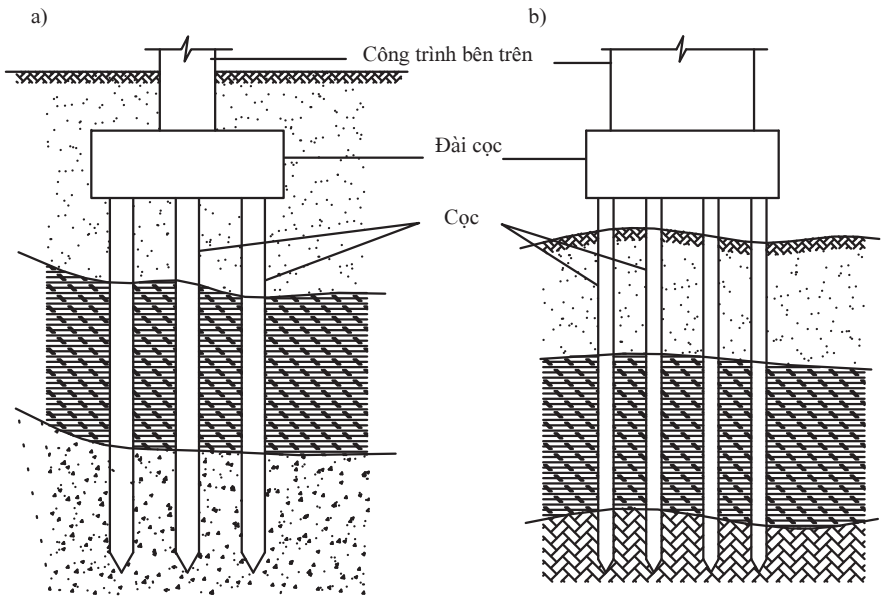
Móng cọc với nhiều phương pháp thi công đa dạng như : Cọc đóng, cọc ép, cọc khoan nhồi .v.v. nên có thể sử dụng làm móng cho các công trình có điều kiện địa chất, địa hình phức tạp mà các loại móng nông không đáp ứng được như vùng có đất yếu hoặc công trình trên sông ...

Móng cọc sử dụng rộng rãi trong các ngành xây dựng dân dụng và công nghiệp, cầu đường, thuỷ lợi - thuỷ điện.

1.1.3. Các bộ phận chính của móng cọc.

Móng cọc gồm hai bộ phận chính là cọc và đài cọc.

- *Cọc* : Là kết cấu có chiều dài lớn so với bề rộng tiết diện ngang, được đóng hay thi công tại chỗ vào lòng đất, đá, để truyền tải trọng công trình xuống các tầng đất, đá sâu hơn nhằm cho công trình trình bên trên đạt các yêu cầu của trạng thái giới hạn



Hình 3.1: a) Móng cọc đài thấp; b) Móng cọc đài cao

share-connect.blogspot.com

quy định.

- *Đài cọc* : Là kết cấu dùng để liên kết các cọc lại với nhau và phân bố tải trọng của công trình lên các cọc.

Nhiệm vụ chủ yếu của móng cọc là truyền tải trọng từ công trình xuống các lớp đất dưới và xung quanh nó.

1.1.4. Một số định nghĩa và thuật ngữ.

- *Cọc chiếm chỗ:* Là loại cọc được đưa vào lòng đất bằng cách đẩy đất ra xung quanh. Bao gồm các loại cọc được chế tạo trước, được đưa xuống độ sâu thiết kế bằng phương pháp đóng, ép, rung hay cọc nhồi đổ tại chỗ mà lỗ tạo bằng phương pháp đóng.
- *Cọc thay thế:* Là loại cọc được thi công bằng cách khoan tạo lỗ, và sau đó lấp vào bằng vật liệu khác (như bê tông, bê tông cốt thép) hoặc đưa các cọc chế tạo sẵn vào.
- *Cọc thí nghiệm:* Là cọc được dùng để đánh giá sức chịu tải hoặc kiểm tra chất lượng cọc (siêu âm, kiểm tra chất lượng bê tông).
- *Nhóm cọc:* Gồm một số cọc được bố trí gần nhau và cùng chung một đài.
- *Băng cọc:* Gồm những cọc được bố trị theo 1-3 hàng dưới các móng băng.
- *Bè cọc:* Gồm nhiều cọc, có chung một đài lớn với kích thước lớn hơn 10x10m.
- *Cọc chống:* Là cọc có sức chịu tải chủ yếu do lực chống của đất, đá tại mũi cọc.
- *Cọc ma sát:* Là cọc có sức chịu tải chủ yếu do ma sát mặt bên của cọc và đất và phản lực của đất nền tại mũi cọc.
- *Lực ma sát âm:* Là giá trị lực do đất tác dụng lên thân cọc, có chiều cùng với chiều của tải trọng công trình tác dụng lên cọc khi chuyển dịch của đất xung quanh cọc lớn hơn chuyển dịch của cọc.
- *Sức chịu tải cho phép của cọc:* Là giá trị tải trọng mà cọc có khả năng mang được bằng cách chia sức chịu tải cực hạn cho hệ số an toàn quy định.
- *Sức chịu tải cực hạn:* Là giá trị sức chịu tải lớn nhất của cọc trước thời điểm xảy ra phá hoại, xác định bằng tính toán hoặc thí nghiệm.
- *Tải trọng thiết kế của cọc:* Là giá trị tải trọng dự tính tác dụng lên cọc.
- *Móng cọc đài thấp:* Là móng cọc có đài cọc nằm dưới mặt đất thiên nhiên, sự làm việc của móng này với giả thiết toàn bộ tải trọng ngang do đất từ đáy đài trở lên chịu.
- *Móng cọc đài cao:* Là móng cọc có đài cọc nằm cao hơn mặt đất tự nhiên, lúc này toàn bộ tải trọng đứng và ngang đều do các cọc trong móng chịu. Thường gặp ở móng cọc các mố trụ cầu, cầu cảng, .v.v.

Sự làm việc của móng cọc đài cao và móng cọc đài thấp khác nhau nên tính toán cũng khác nhau.

1.2. Phân loại cọc, móng cọc

1.2.1. Dựa vào vật liệu chế tạo cọc, người ta phân thành các loại :

Cọc gỗ: Vật liệu sử dụng là gỗ, chiều dài từ $5 \div 7$m, đường kính $20 - 30$cm .

Cọc tre: Sử dụng các loại tre gốc, đặc chắc.

Cọc bê tông: Vật liệu là bê tông, sử dụng cho cọc chịu nén.

Cọc Bê tông cốt thép: Loại cọc này được sử dụng nhiều nhất.

share-connect.blogspot.com

Cọc thép: Vật liệu thép I, H, C, loại cọc này dễ bị gỉ khi tiếp xúc với nước, đặc biệt là nước mặn.

Ngoài ra còn có các loại cọc thép bê tông, cọc liên hợp, tuy nhiên các loại cọc này ít được sử dụng.

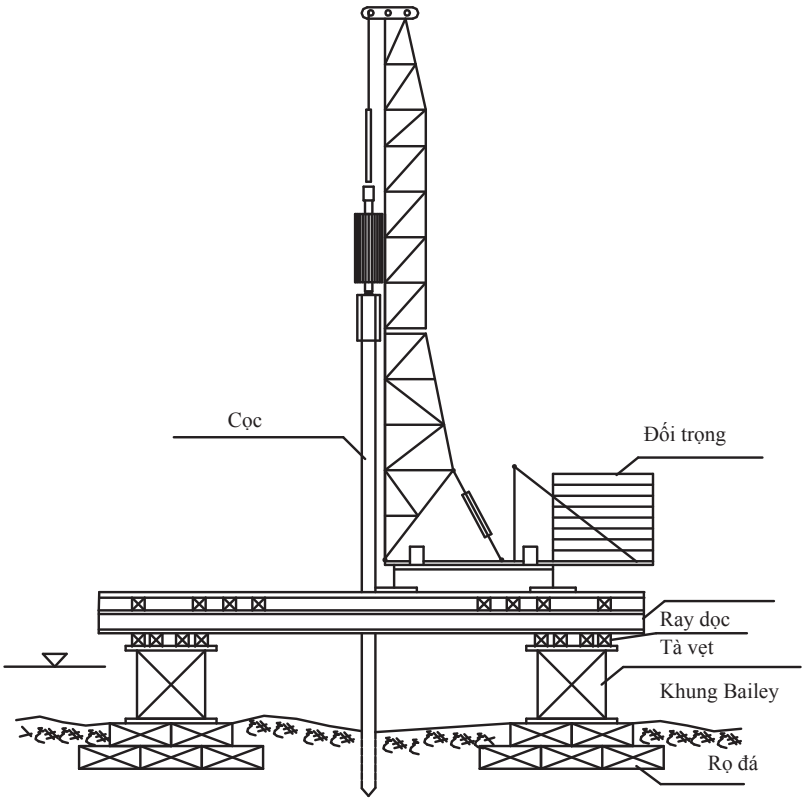
1.2.2. Dựa vào đặc điểm làm việc của cọc.

Dựa vào đặc điểm làm việc của cọc trong nền đất người ta phân thành cọc chống và cọc ma sát. Định nghĩa các loại cọc này đã trình bày ở mục (1.1.4).

1.2.3. Dựa vào phương pháp thi công.

Tuỳ theo phương pháp thi công để hạ cọc đến độ sâu thiết kế mà người ta phân ra các loại cọc sau đây:

a. Cọc hạ bằng búa: là cọc chế tạo sẵn, được hạ xuống bằng búa treo hoặc búa Diezel hoặc hạ xuống bằng búa máy rung, ép hoặc xoắn có thể khoan dẫn hoặc không. Thuộc loại cọc này gồm cọc gỗ, cọc bê tông cốt thép chế tạo sẵn, cọc nối, cọc tháp, cọc nêm, cọc xoắn, cọc nạng, cọc ống bê tông cốt thép, cọc cột, cọc thép, ...



Hình 3.2: Sơ đồ thi công cọc đóng BTCT

** Một số ưu điểm và phạm vi sử dụng.*

- Móng cọc loại này có thể hạ sâu 30 – 35m trong nền đất cát hoặc cát pha. Tiết diện cọc từ 20x20 – 40x40, nếu cọc có chiều dài lớn thì đúc thành từng đốt rồi hạ xuống độ sâu thiết kế.
- Thi công dễ dàng và cơ giới hóa hoàn toàn trong thi công hạ cọc.
- Chi phí xây dựng móng không cao.
- Chất lượng cọc đảm bảo.

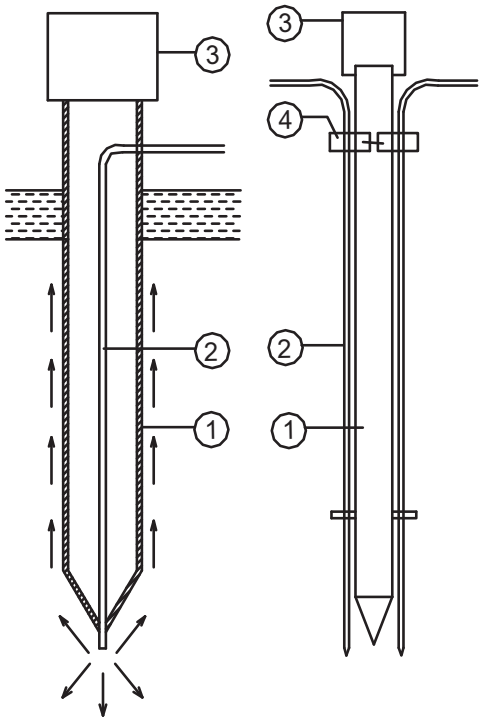
b. Cọc hạ bằng phương pháp xói nước.

Thường gặp đối với các cọc có tiết diện lớn, cọc hạ qua các lớp đất cứng, biện pháp hạ cọc gặp khó khăn khi dùng phương pháp thông thường.

Đặc điểm của phương pháp thi công này là dùng tia nước có áp lực cao, xói đất dưới mũi cọc, đồng thời vì có áp suất lớn, nước còn theo dọc thân cọc lên trên làm giảm ma sát xung quanh cọc, kết quả là cọc sẽ tụt xuống khi dùng búa đóng nhẹ lên đầu cọc.

share-connect.blogspot.com

Với tia nước xói đất có thể dùng để hạ cọc trong các loại đất rời, dễ xói như cát, á cát, sỏi, hỗ trợ trong các công nghệ hạ cọc khác như đóng cọc, rung cọc, cọc ống có đường kính lớn, khi đóng cọc bằng búa trên đất cát chặt, lực cản sẽ rất lớn, búa không đủ năng lực sẽ không giải quyết nổi, đóng mãi sẽ vỡ cọc. Do vậy nếu dùng kết hợp với xói nước trong phạm vi mũi cọc thì sẽ loại trừ bớt những trở lực chính, giúp cho búa đóng hạ cọc dễ dàng hơn. Để đảm bảo khả năng chịu lực của cọc thi khi còn cách độ sâu thiết kế $1 \div 2$m thì kết thúc xói nước và dùng búa đóng nốt xuống độ sâu thiết kế.



Hình 3.3: Sơ đồ hạ cọc bằng phương pháp xói nước
1-Cọc; 2-ống xói nước;
3- Búa đóng; 4- Đai giữ

** Ưu điểm của loại cọc này :*

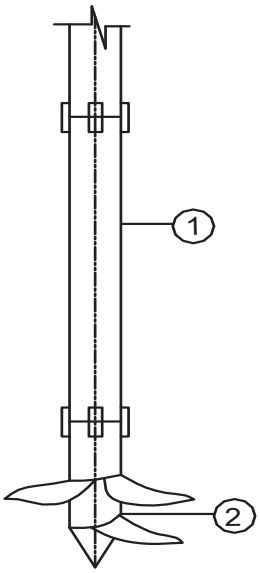
- Năng suất hạ cọc cao.
- Ít gây hư hỏng như gãy mũi cọc, hỏng đầu, nứt, gãy cọc, ...
- Dễ vượt qua chướng ngại vật trong đất.
- Thiết bị và kết cấu phụ trợ không đòi hỏi nhiều.
- Công nghệ không phức tạp.

c. Cọc xoắn.

Cọc xoắn bao gồm hai bộ phận là thân cọc bằng bê tông cốt thép hay ống thép và để bằng kim loại đúc hay hàn với 1,25 vòng xoắn. Đường kính vòng vít xoắn bằng $3 \div 8{,}5$ đường kính thân cọc.

Cọc được hạ xuống đất nhờ thiết bị quay đặc biệt quay bằng động cơ điện và nhờ hệ thống bánh răng truyền động làm cho cọc bị xoay và xuyên vào đất. Loại cọc này được sử dụng cho các công trình cầu cảng, cột điện, cao thế...

Ưu điểm của loại cọc xoắn là việc hạ cọc xoắn được êm thuận, không có rung động. Thuận lợi khi xây dựng công trình gồm các công trình cũ trong thành phố. Cọc xoắn chịu tải trọng dọc trục rất lớn vì có đáy mở rộng, đặc biệt khả năng chống nhổ của cọc xoắn cũng rất lớn. Tuy nhiên sử dụng cọc xoắn thì thiết bị thi công phức tạp và chỉ sử dụng cho các loại đất nền mềm yếu, không thể dùng với các loại đất lẫn nhiều sỏi đá hoặc sét quá cứng.



Hình 3.4: Cọc xoắn
1-Cọc; 2-Vòng xoắn

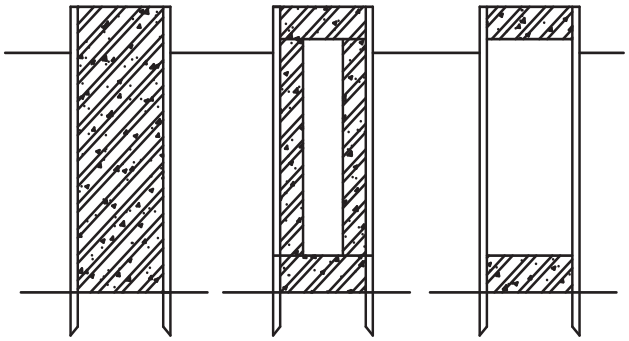
share-connect.blogspot.com

d. Loại cọc hạ bằng máy chấn động :

Loại cọc hạ bằng phương pháp này chủ yếu là cọc ống bê-tông cốt thép, hạ vào đất nhờ tác dụng rung của máy chấn động. Bằng phương pháp này cọc ống có thể hạ được vào chiều sâu khá lớn trong nền đất, do vậy sức chịu tải của cọc lớn. Đường kính cọc thường từ $0,6 \div 3$m.

So với các loại móng sâu, cọc ống có các ưu điểm sau :

- Có thể áp dụng các phương pháp công nghiệp hoá trong xây dựng và cơ giới hoá trong toàn bộ các công tác thi công.
- Tốn ít vật liệu vì không cần phải lấp đầy bê-tông vào lòng ống.
- Sử dụng tới mức cao nhất khả năng làm việc của vật liệu móng.
- Có thể hạ cọc đến sâu rất lớn mà không cần đến móng giếng chìm hoặc giếng chìm hơi ép ảnh hưởng sức khoẻ công nhân.



Hình 3.5: Cọc ống và lấp đầy bê tông trong cọc

- Có thể sử dụng với bất kỳ tình hình địa chất thủy văn.
- Có thể thi công quanh năm và toàn bộ công tác thực hiện trên mặt nước, do vậy nâng cao được năng suất thi công.

Cọc ống được áp dụng rộng rãi trong khoảng $20 \div 25$ năm trở lại đây. Ở nước ta móng cọc ống được sử dụng khi xây dựng lại cầu Hàm Rồng, đường kính cọc có D=1,55m.

Để dễ dàng trong việc sản xuất và vận chuyển, người ta chế tạo cọc ống thành từng đốt $5 \div 12$m và khi hạ nối lại với nhau.

e. Loại cọc đổ tại chỗ (Cọc khoan nhồi) :

Đây là loại móng sâu thịnh hành nhất trong xây dựng ở nước ta trong 10 năm trở lại đây.

Đường kính cọc từ $60 \div 300$ cm, các cọc có đường kính <76 cm được xem là cọc nhỏ, cọc có đường kính >76 cm được xem là cọc lớn. Việc tạo lỗ có nhiều cách: Có thể đào bằng thủ công, hoặc khoan bằng các tổ hợp máy khoan hiện đại. Với việc sử dụng các tổ hợp khoan hiện đại người ta có thể hạ cọc đến độ sâu rất lớn và đường kính lớn (Cầu Thuận Phước cọc khoan nhồi đường kính 2.5m, chiều sâu hạ cọc 50 – 70 mét, Cầu Mỹ Thuận: Cọc khoan nhồi đường kính 2.5m, chiều sâu hạ cọc đến hàng trăm mét…). Hiện nay một số cầu lớn đang xây dựng như cầu Rạch Miễu, cầu Cần Thơ … cũng dùng cọc khoan nhồi đường kính lớn để làm móng.

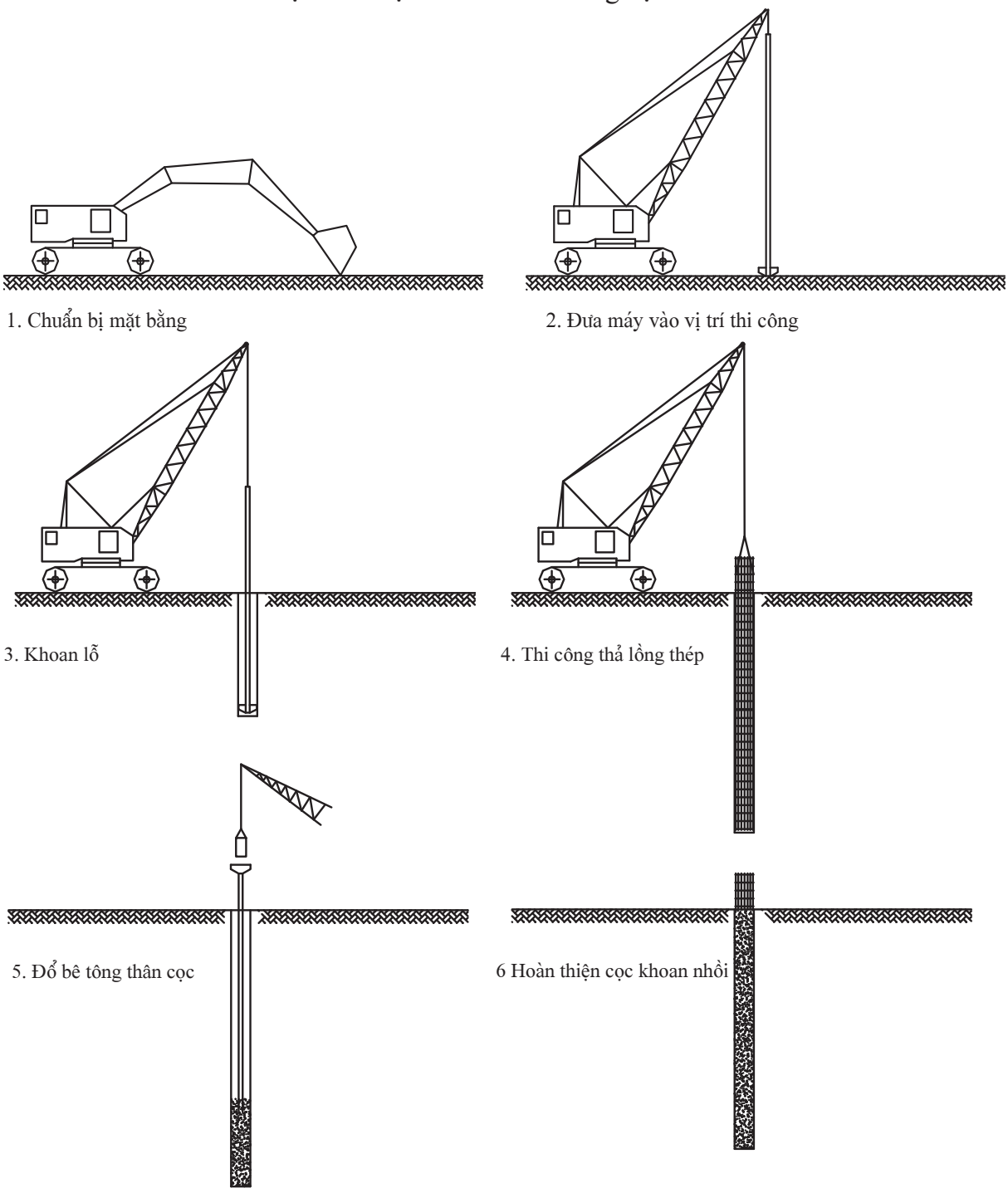
Quy trình thi công cọc khoan nhồi cho móng công trình gồm các bước chủ yếu sau:

- Chuẩn bị thi công (Preparation work);
- Khoan tạo lỗ (Drilling hole);
- Làm sạch hố khoan (Cleaning the Bored hole);
- Gia công lắp dựng lồng thép (Producing and erecting steel cage);

share-connect.blogspot.com

- Thi công đổ bê tông cọc khoan nhồi (Placing concrete for Bored Pile);
- Hoàn thiện cọc;
- Kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi;
- Đập đầu cọc;
- Thi công bệ móng.

Hình vẽ sau thể hiện trình tự các bước thi công cọc khoan nhồi:



Hình 3.6: Các giai đoạn chủ yếu khi thi công cọc khoan nhồi.

share-connect.blogspot.com

Việc giữ vách cho cọc có thể dùng ống vách hạ xuống để khoan lỗ, đến khi đổ bê tông thì rút lên, cách này đảm bảo chất lượng cọc nhưng với cọc có chiều sâu lớn thì việc hạ và rút ống vách sẽ gặp khó khăn, nhiều lúc để lại trong nền đất thì chi phí thép ống vách cũng khá lớn. Do vậy người ta hạ ống vách một đoạn 5-10m vào đất, còn độ sâu tiếp theo để giữ thành hố khoan người ta dùng dung dịch Bentonite để giữ thành hố thành hố khoan không bị sạt.

** Ưu khuyết điểm của cọc khoan nhồi:*

Ưu điểm chính :

- Rút bớt được công đoạn đúc cọc, do đó không còn các khâu xây dựng bãi đúc, lắp dựng ván khuôn ...
- Vì cọc đúc ngay tại móng nên dễ thay đổi kích thước hình học của cọc như chiều dài, đường kính ... để phù hợp với thực trạng đất nền.
- Có khả năng sử dụng trong mọi loại địa tầng khác nhau, dễ dàng vượt qua các chướng ngại vật như đá, đất cứng bằng cách sử dụng các dụng cụ như khoan choòng, máy phá đá, nổ mìn...
- Cọc khoan nhồi thường tận dụng hết khả năng làm việc của vật liệu, giảm được số cọc trong móng, có thể bố trí cốt thép phù hợp với điều kiện chịu lực của cọc.
- Không gây tiếng ồn và tác động đến môi trường, phù hợp để xây dựng các công trình lớn trong đô thị.
- Cho phép trực quan kiểm tra các lớp địa chất bằng cách lấy mẫu từ các lớp đất đào lên, để có thể đánh giá chính xác điều kiện đất nền, khả năng chịu lực của đất nền dưới đáy hố khoan.
- Cho phép chế tạo các cọc khoan nhồi đường kính lớn và độ sâu lớn, phù hợp cho các công trình cầu lớn.

Các nhược điểm :

- Sản phẩm trong suốt quá trình thi công đều nằm sâu trong lòng đất, các khuyết tật dễ xảy ra.
- Thường đỉnh cọc nhồi kết thúc trên mặt đất nên khó có thể kéo dài thân cọc lên phía trên, do đó phải làm bệ móng ngập sâu dưới mặt đất, do vậy không thuận lợi cho việc thi công các móng cọc bệ cao vì phải làm vòng vây ngăn nước tốn kém.
- Dễ xảy ra những khuyết tật ảnh hưởng đến chất lượng cọc như:

+ Hiện tượng co thắt, hẹp cục bộ thân cọc hoặc thay đổi kích thước tiết diện khi qua các lớp đất khác nhau.

+ Bê tông xung quanh thân cọc dễ bị rửa trôi lớp ximăng khi gặp mạch nước ngầm hoặc gây ra rỗ mặt thân cọc.

+ Lỗ khoan nghiêng lệch, sụt vách lỗ khoan.

+ Bê tông đổ thân cọc dễ bị không đồng nhất và phân tầng.

- Thi công phụ thuộc nhiều vào thời tiết như mùa mưa bão... Vì việc bố trí thi công thường hoàn toàn ngoài trời.
- Hiện trường thi công dễ bị lầy lội ảnh hưởng đến môi trường.
- Chi phí thí nghiệm cọc khoan nhồi quá tốn kém.

** Kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi:*

- Siêu âm kiểm tra chất lượng bê tông.

share-connect.blogspot.com

- Thí nghiệm thử động biến dạng nhỏ PIT (Pile Integrity Test) để kiểm tra độ toàn vẹn của cọc.

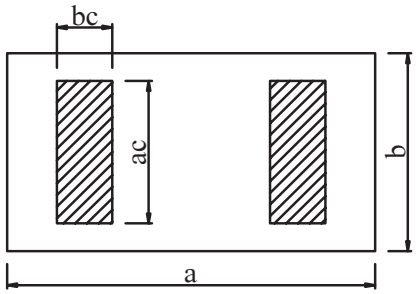
- Thí nghiệm thử động biến dạng lớn PDA (Pile Dynamic Analysis) để xác định sức chịu tải của cọc.

- Thí nghiệm nén tĩnh để xác định sức chịu tải của cọc : Đối với công trình cầu, thường sử dụng phương pháp thí nghiệm Osterberg để xác định sức chịu tải (Phương pháp này áp dụng thí nghiệm cọc ở cầu Mỹ Thuận, cầu Cần Thơ, …) tuy nhiên chi phí lớn.

** Nhận xét:* Cọc khoan nhồi thuộc một trong những công nghệ thi công móng công trình tương đối mới ở nước ta, nó có nhiều ưu điểm như đã phân tích trên. Tuy nhiên hiện nay hầu như tất cả các công trình cầu sử dụng loại móng này đều có vấn đề về chất lượng cọc, việc xử lý các sự cố rất khó khăn và tốn kém. Do vậy khi sử dụng loại móng này cần quản lý chặt chẽ trong tất cả các bước của quy trình thi công để đảm bảo chất lượng cọc.

f. Móng cọc Barét

Cọc Barét thuộc loại cọc bê tông cốt thép đổ tại chỗ như cọc khoan nhồi, tiết diện ngang thân cọc có dạng hình chữ nhật từ 1,5x2,5m đến 2,5x4m.



Hình 3.7: Móng cọc Barét

Quy trình thi công cọc Barét về cơ bản giống như thi công cọc khoan nhồi, chỉ khác là ở thiết bị thi công đào hố và hình dạng lồng thép. Thi công cọc khoan nhồi thì dung lưỡi khoan hình ống tròn, còn thi công cọc Barét thì dùng loại gàu ngoạm hình chữ nhật và lồng thép có tiết diện hình chữ nhật.

Đặc điểm và phạm vi sử dụng:

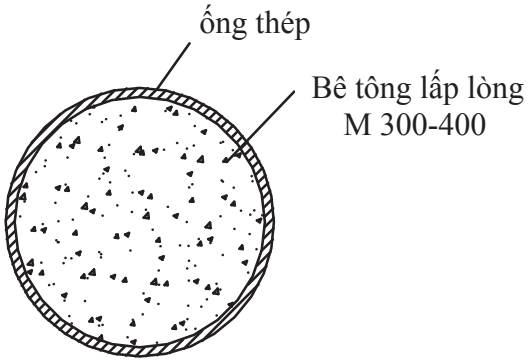
Cọc Barét cũng có các đặc điểm chung của cọc nhồi, tuy nhiên do tiết diện hình chữ nhật nên cọc Barét ổn định rất cao so với cọc khoan nhồi. Cọc Barét thường được sử sụng để làm móng cọc cho nhà cao tầng, móng công trình cầu cạn, cầu vượt trong thành phố.

g. Cọc ống thép nhồi bê tông

Móng cọc này thường sử dụng khi xây dựng móng cho các cầu dẫn, cầu trung. Đường kính cọc ống thép có thể đạt đến 0,9 -1,0m, chiều dài cọc hạ đến độ sâu 35 – 40m. Các bước thi công cọc như sau:

- Chế tạo cọc ống thép;
- Đóng cọc ống thép bịt kín mũi xuống độ sâu thiết kế;
- Đặt cốt thép vào lòng cọc;
- Đổ bê tông lấp lòng cọc;
- Kiểm tra chất lượng cọc, thử tải cọc.

Cọc được thi công theo phương pháp đóng



Hình 3.8: Mặt cắt ngang cọc ống thép nhồi bê tông

share-connect.blogspot.com

cọc bằng búa rơi tự do. Cọc ống thép được sản xuất tại nhà máy theo công nghệ hàn xoắn ốc, vật liệu làm cọc ống thép, có chiều dày 12-14mm, mũi cọc được bịt kín. Cọc được chia thành từng đoạn 15 – 20m và nối lại bằng các mặt bích khi hạ xuống.

Sau khi hạ cọc xuống cao độ thiết kế, tiến hành làm sạch, lắp đặt cốt thép và đổ bê tông Mác 300 – 400 lấp lòng cọc.

** Nhận xét:* Loại cọc này có chất lượng tốt, rất tốt về mặt chịu lực, phát huy tối đa sự làm việc của vật liệu, thép chịu kéo và bê tông chịu nén. Đề nghị nên thiết kế, so sánh và áp dụng loại cọc này ở các công trình cầu trung, cầu lớn trong các điều kiện phù hợp. Loại cọc này đã được sử dụng thi công trụ cầu Bính với 231 cọc ống thép với chiều dài mỗi cọc khoảng 40m.

h. Cọc Shin-so

Móng Shin – so là một loại móng cọc có đường kính lớn, sức chịu tải rất lớn, áp dụng phù hợp khi xây dựng các trụ cầu chịu tải trọng lớn, trụ có chiều cao lớn. Đây là một trong các công nghệ mới trong xây dựng móng sâu.

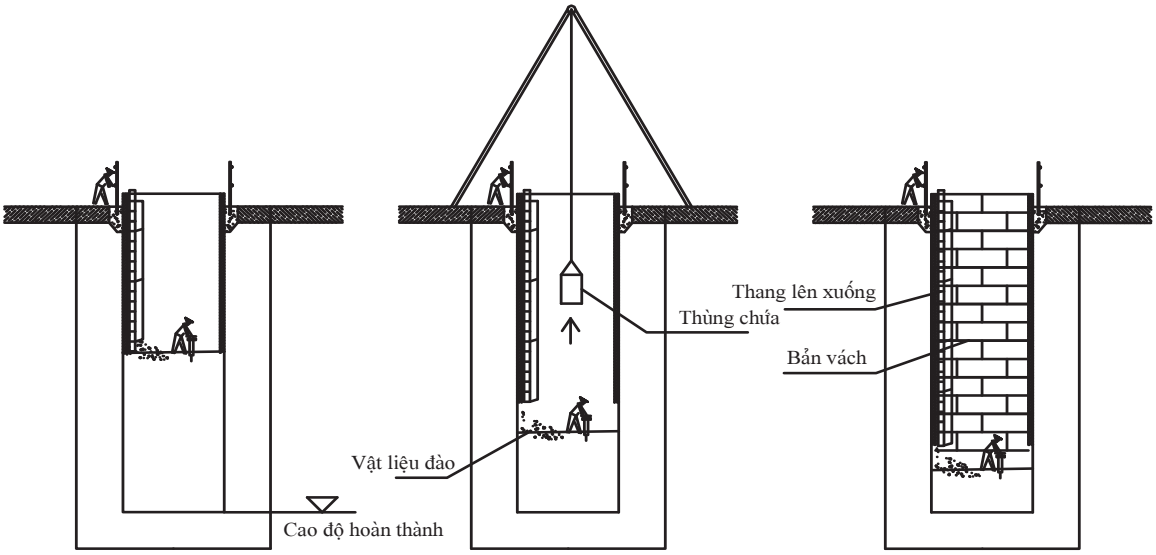
** Ưu điểm:*

- Công nghệ thi công đơn giản, không sử dụng máy móc phức tạp;
- Quá trình thi công chủ yếu sử dụng nhân công lao động phổ thông;
- Chất lượng cọc rất tốt vì quá trình thi công hố móng giữ khô và không có khả năng bị sạt vách;
- Có thể tạo ra cọc có đường kính lớn, sức chịu tải lớn;
- Ít ảnh hưởng đến sức khỏe công nhân.

** Nhược điểm:*

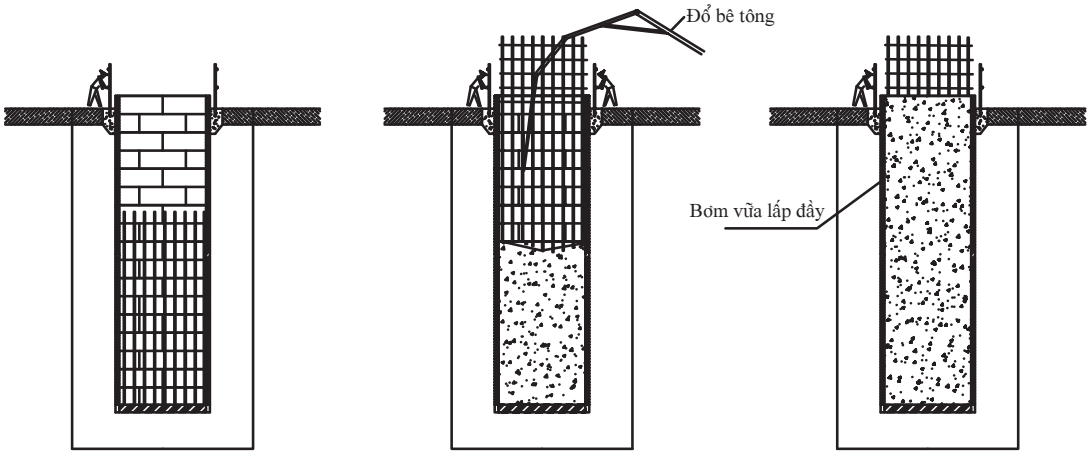
- Quá trình thi công chịu ảnh hưởng nhiều của nước ngầm, cần xử lý bơm thoát nước tốt khi đào đất;
- Thi công chịu ảnh hưởng của thời tiết;
- Khó thực hiện được khi móng nằm ở giữa song và trường hợp mực nước ngầm cao.

Quá trình thi công móng được thể hiện như sau:



1. Công tác đào đất 2. Di chuyển vật liệu đào 3. Lắp đặt bản vách chống sạt lở thành vách

share-connect.blogspot.com



4. Lắp đặt cốt thép 5. Đổ bê tông 6. Bơm vữa

Hình 3.9: Trình tự các bước thi công cọc Shin-so

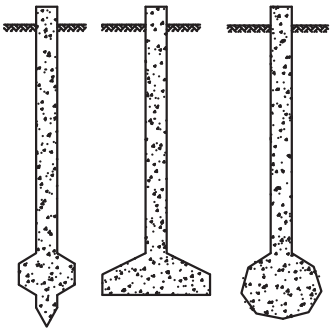
Trong các bước trên, công tác đào đất được thực hiện bằng nhân công và các thiết bị nhỏ như xẻng và khoan tay. Các bản vách bằng thép được lắp đặt xung quanh để chống áp lực ngang của đất trong suốt quá trình đào. Sau khi công tác đào được thực hiện xong, tiến hành lắp ráp cốt thép, đặt và cố định vị trí, sau đó tiến hành đổ bê tông cọc và bơm vữa lấp đáy.

** Nhận xét:* Công nghệ thi công móng Shin-so này có nhiều ưu điểm như trên, phù hợp để làm móng trong xây dựng cầu lớn ở nước ta. Cầu Bãi cháy ở Quảng Ninh, phần cầu dẫn sử dụng loại móng này.

i. Cọc mở rộng chân :

Mở rộng chân cọc là một trong những biện pháp làm tăng sức chịu tải của cọc.

Việc mở rộng chân cọc có thể thực hiện bằng nhiều phương pháp: Phương pháp nổ phá, phương pháp khoan hoặc các phương pháp cơ học khác. Trong đó có phương pháp nổ phá được sử dụng rộng rãi nhất.



Hình 3.10: Cọc mở rộng chân

share-connect.blogspot.com

§2. CẤU TẠO CỌC

Như đã giới thiệu ở §1, hiện nay có nhiều loại cọc, phụ thuộc vào từng cách phân loại. Trong khuôn khổ chương này ta đi vào xét cấu tạo chi tiết của cọc gỗ và cọc đóng bêtông cốt thép, là những loại được sử dụng rộng rãi hiện nay.

2.1. Cọc gỗ

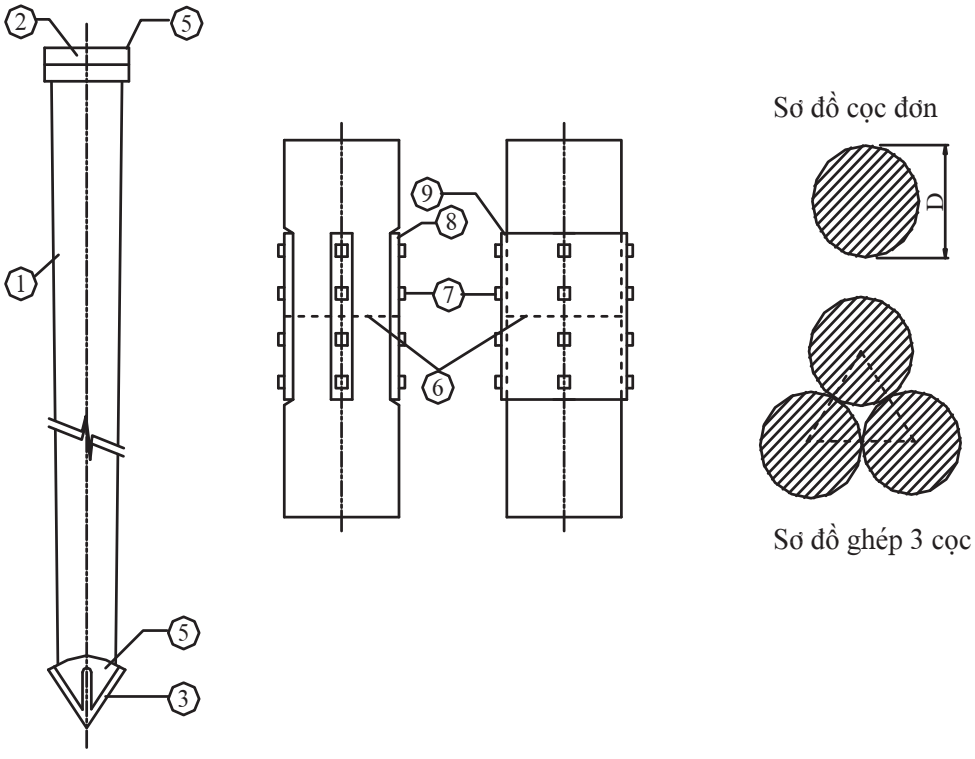
Cọc gỗ thường gặp ở các công trình phụ tạm, vì khả năng chịu tải theo vật liệu của gỗ không lớn và cọc gỗ chỉ giữ được chất lượng bền lâu trong điều kiện nằm hoàn toàn dưới mực nước thấp.

Về mặt thi công ưu điểm của cọc gỗ là nhẹ, dễ chế tạo, búa và thiết bị hạ cọc khá đơn giản.

Cọc gỗ được làm bằng các loại gỗ thông, gỗ lim .v.v., khi chế tạo cần chú ý một số điểm sau: Gỗ thân thẳng, đồng đều, cường độ cao, trục thẳng, độ cong lớn nhất không quá 1% chiều dài, không võng quá 12 cm, đường kính chênh lệch không quá 1cm trên 1m dài.

Nếu là cọc lớn đường kính thường từ $18 \div 30$cm, chiều dài từ 4,5 đến 12m, nếu ghép ba hoặc ghép bốn chiều dài có thể đến $20 \div 25$m.

Việc chế tạo tốt nhất là dùng cơ giới, rọc bỏ hết vỏ cây, cưa đầu cọc và vát mũi cọc. Đỉnh cọc phải được bảo vệ bằng đai thép để bảo vệ đầu cọc. Mũi cọc vát nhọn và bịt thép để không toè khi đóng. Khi chiều dài lớn có thể nối cọc, khi cần tiết diện lớn có thể ghép 3 hoặc 4 cây lại với nhau. Cấu tạo thể hiện ở hình vẽ sau:



Hình 3.11 Cấu tạo cọc gỗ

share-connect.blogspot.com

2.2. Cấu tạo cọc bê tông cốt thép

Cọc bê tông cốt thép đúc sẵn là loại cọc được sử dụng rộng rãi nhất trong xây dựng móng sâu và chịu lực ngang lớn.

Ưu điểm: Điều kiện áp dụng không phụ thuộc vào tình hình nước ngầm, điều kiện địa hình, chiều dài, tiết diện cọc cấu tạo tuỳ theo ý muốn, cường độ vật liệu làm cọc lớn, có thể cơ giới hoá trong thi công, chất lượng cọc đảm bảo tốt vì cọc được đúc vẫn dễ kiểm tra chất lượng.

Nhược điểm: Khi tiết diện và chiều dài lớn thì trọng lượng cọc lớn, gây khó khăn cho việc vận chuyển, đưa vào giá búa để hạ cọc. Mặt khác do trọng lượng bản thân lớn nên tốn nhiều thép để cấu tạo đảm bảo chịu lực khi vận chuyển và thi công.

Vật liệu làm cọc: Cọc bêtông cốt thép thường dùng bêtông Mác ≥ 200, tuy nhiên khi thiết kế thường dùng bêtông Mác $250 \div 300$ để đảm bảo an toàn chất lượng cọc. Còn với cọc bêtông cốt thép ứng suất trước thì sử dụng bêtông mác ≥ 400 đối với móng cọc đài cao và bêtông $M \geq 300$ đối với móng cọc đài thấp.

Chiều dài cọc bêtông cốt thép đúc sẵn có thể từ $5 \div 6\text{m} \div 25\text{m}$, có khi đạt đến $40 \div 45\text{m}$ (nếu cọc dài thì chế tạo từng đốt rồi nối lại với nhau khi đóng chiều dài đoạn từ $6 \div 8\text{m}$). Chiều dài đoạn cọc đúc sẵn phụ thuộc chủ yếu vào điều kiện thi công (thiết bị chế tạo, vận chuyển, cấu lắp, hạ cọc...) và liên quan đến tiết diện chịu lực, chẳng hạn đối với cọc tiết diện đặc thường hạn chế chiều dài như trong bảng sau :

Bảng 3.1: Chiều dài tối đa của cọc đặc bêtông cốt thép thường

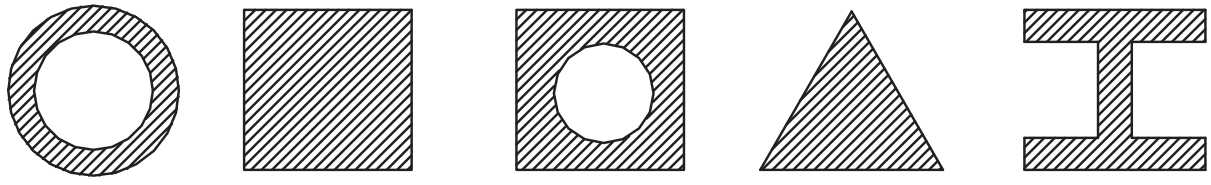
Kích thước tiết diện (cm)	20	25	30	85	40	45
Chiều dài tối đa (m)	5	12	15	18	21	25

Tỷ số giữa chiều dài (l) trên bề rộng (b) hoặc đường kính cọc (d) gọi là độ mảnh của cọc λ

$$\lambda = \frac{l}{d} \qquad (3.1)$$

Đối với cọc thi công bằng phương pháp ép bằng kích thủy lực thì độ mảnh λ không nên quá 100 trường hợp λ vượt quá 100 thì cần đảm bảo điều kiện nền đất để cho cọc xuyên qua và điều kiện thi công giữ cho cọc không bị thay đổi dạng hình học.

Tiết diện cọc: Cọc bê tông cốt thép có nhiều loại tiết diện khác nhau như: Tròn, vuông , chữ nhật, chữ T, chữ I, tam giác, đa giác hoặc vuông có lỗ tròn, trong đó loại cọc có tiết diện vuông được sử dụng nhiều nhất.



Hình vành khăn — Hình vuông — Hình vuông khoét lỗ — Hình tam giác — Hình chữ I

Hình 3.13: Các dạng tiết diện ngang thân cọc BTCT đúc sẵn

Loại cọc có tiết diện vuông được sử dụng rộng rãi hơn cả vì nó có ưu điểm chủ yếu là chế tạo đơn giản và có thể chế tạo ngay tại công trường. Kích thước tiết diện ngang của loại cọc này thường là: $20 \times 20\text{cm}$, $25 \times 25\text{cm}$, $30 \times 30\text{cm}$, $35 \times 35\text{cm}$,

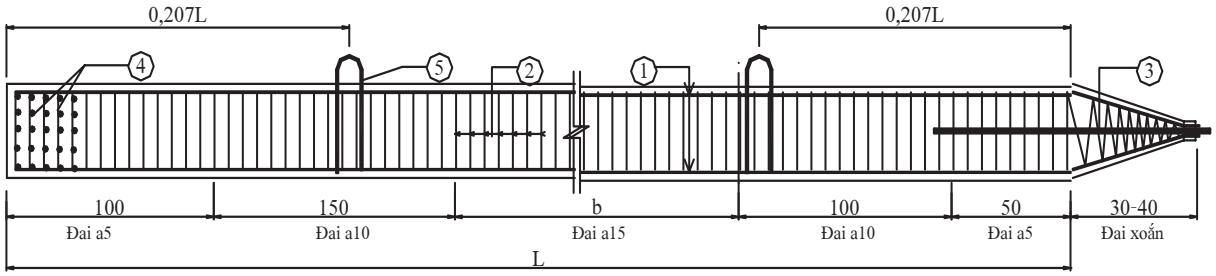
share-connect.blogspot.com

40×40cm. Chiều dài của loại cọc này không vượt quá trị số cho ở bảng (3.1), đồng thời để phù hợp khi thi công thông thường người ta chế tạo kích thước cọc như sau:

Cọc tiết diện 20×20 ÷ 30×30 cm chiều dài <10m

Cọc tiết diện 30×30 ÷ 30×30 cm chiều dài >10m

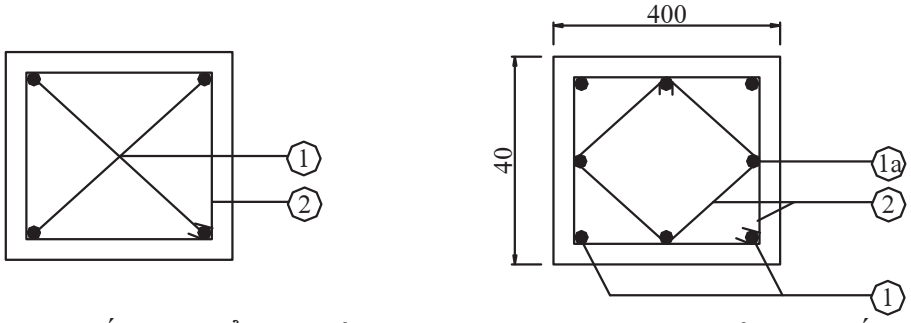
Cấu tạo cốt thép cho cọc :



Hình 3.14:Cấu tạo chi tiết cọc bê tông cốt thép, kích thước ghi cm

1. Cốt chịu lực ; 2 Cốt thép đai ; 3 Cốt thép gia cường mũi cọc ; 4 Cốt thép gia cường đầu cọc ; 5 Cốt thép vận chuyển, cẩu lắp.

- Chi tiết cốt thép chịu lực:



Khi cọc tiết diện nhỏ, chịu nén
1, 1a/ Cốt chịu lực chính;
2/ Cốt thép đai

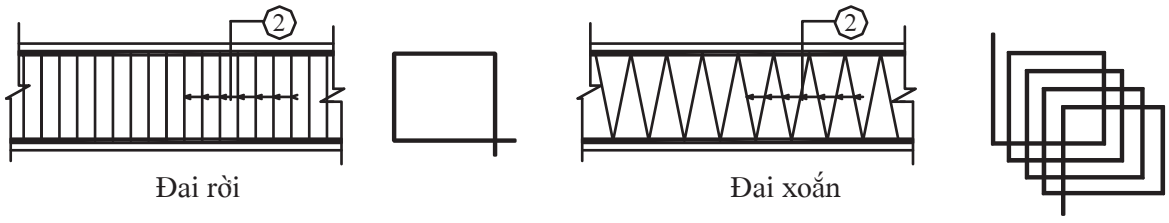
Khi cọc chịu lực lớn hoặc tiết diện lớn

Hình 3.15: Mặt cắt ngang thân cọc

- Cốt thép số 1 là cốt dọc chịu lực chính của cọc khi vận chuyển, cẩu lắp cũng như chịu lực ngang đối với móng cọc đài cao.

Qui định cốt chịu lực có đường kính $\Phi \geq 10$mm , thép CII (AII).

- Cốt thép số 2 - Cốt thép đai dùng để chịu lực cắt và định vị khung thép, cốt đai đường kính $\phi 6, \phi 8$, có thể chế tạo cốt đai theo dạng rời hoặc xoắn.



Đai rời Đai xoắn

Hình 3.16: Cấu tạo cốt thép đai cho cọc

share-connect.blogspot.com

Trong phạm vi 1m tính từ đầu cọc và 0,5m tính từ mũi cọc, bước cốt đai a=5cm để tăng cường độ cứng tại đầu mũi cọc.

- Chi tiết cốt thép mũi cọc:

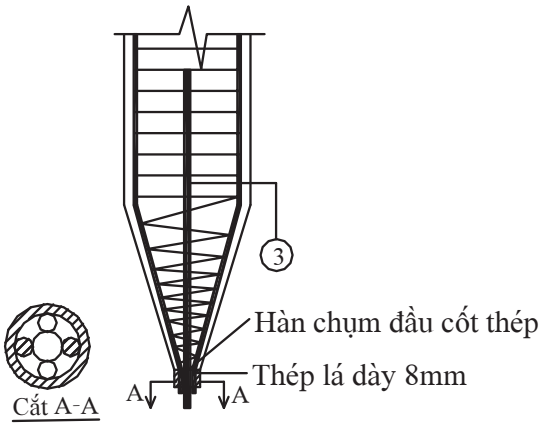
Cốt thép số 3 đường kính $\phi \geq 20\text{cm}, L = 750 \div 1000\text{mm}$, dùng để tăng độ cứng mũi cọc và định vị tim cọc.

Lưu ý : Lớp bê tông bảo vệ của cọc a có chiều dày tối thiểu là 3cm.

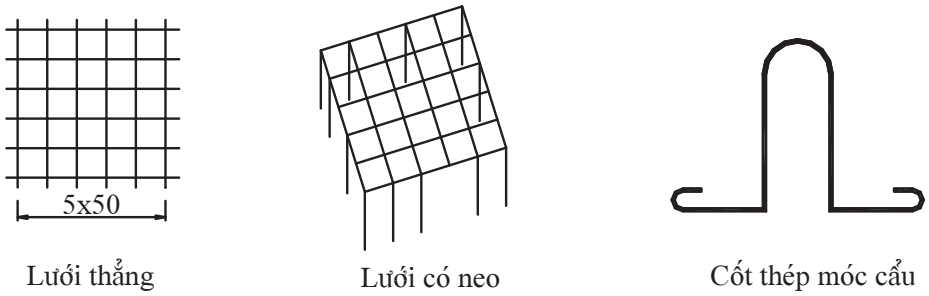
- Chi tiết lưới thép đầu cọc.

Lưới thép đầu cọc bố trí lưới $\phi 6$ a=5cm để chống ứng suất cục bộ tại đầu cọc khi đóng cọc, tránh vỡ đầu cọc khi đóng hoặc ép.

Thường bố trí $4 \div 5$ lưới cách nhau 5cm.

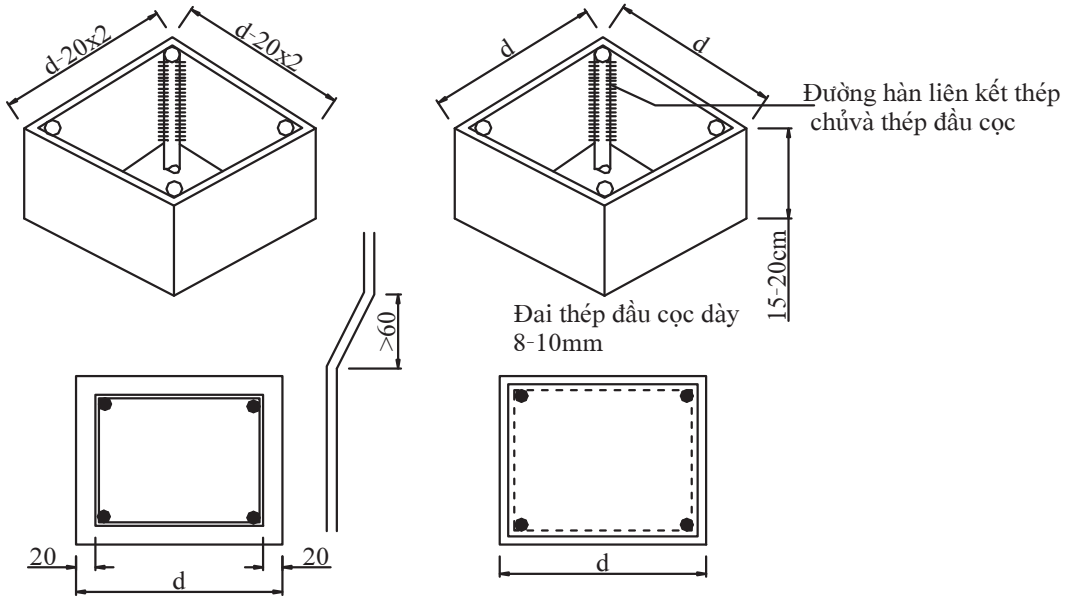


Hình 3.17: Chi tiết cốt thép mũi cọc



Hình 3.18: Lưới thép đầu cọc và cốt thép móc cẩu

- Khi cọc dài có thể nối cọc từ các đốt chế tạo sẵn, chi tiết mối nối có thể như sau:



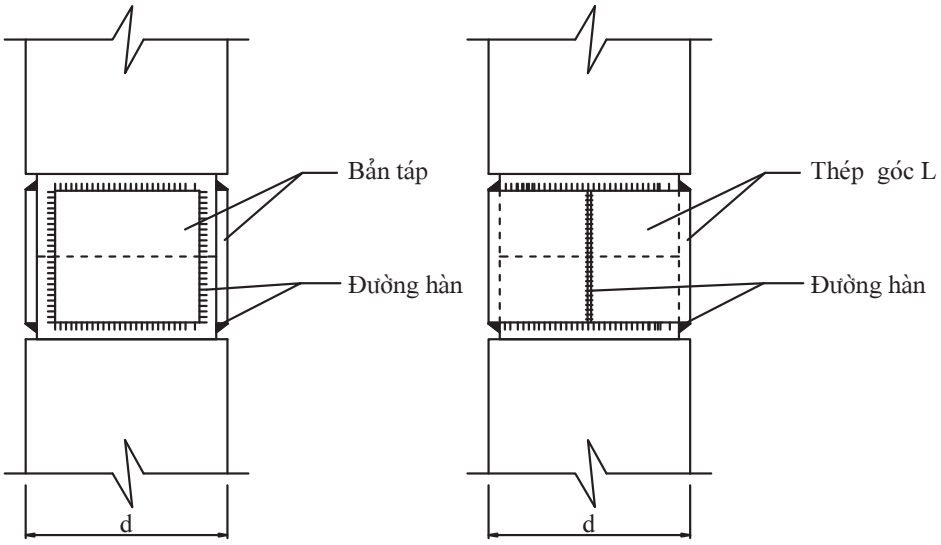
Hình 3.19: Cấu tạo thép chờ và đai thép đầu cọc khi cọc cóc mối nối

share-connect.blogspot.com

Chi tiết mối nối: Có thể sử dụng thép bản táp để liên kết hàn đầu cọc hoặc dùng thép góc L để táp vào và hàn lại.

Việc nối cọc thực hiện khi ép xong đoạn trước đó, với cọc chịu nén thì không cần kiểm tra cường độ, với cọc chịu momen thì phải kiểm tra cường độ để thép tại mối nối đủ khả năng chịu lực.

Sau khi nối cọc, cần quét một lớp bitum để bảo vệ thép không bị gỉ.



Hình 3.20: Chi tiết mối nối cọc

§3. CẤU TẠO ĐÀI CỌC

Đài cọc là kết cấu dùng để liên kết các cọc lại với nhau và phân bố tải trọng của công trình lên các cọc.

Đài cọc thường được chế tạo bằng bê tông, bê tông cốt thép và có thể đỗ tại chỗ hoặc lắp ghép trong các công trình cầu đường, thuỷ lợi, dân dụng thì phần lớn đài cọc được thi công tại chỗ. Đài cọc lắp ghép ít được sử dụng hơn, chủ yếu với công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp.

Mác bê tông không được nhỏ hơn 200 đối với đài cọc lắp ghép và không được nhỏ hơn 150 với đài cọc đúc tại chỗ. Trong thực tế thiết kế thì nên chọn mác bê tông đài cọc ≥ 200.

Hình dáng và kích thước mặt bằng của đỉnh đài phụ thuộc vào hình dáng, kích thước của đáy công trình. Hình dáng kích thước của đáy đài phụ thuộc vào diện tích cần thiết để bố trí số cọc trong móng. Theo những quy định về khoảng cách tối thiểu giữa các cọc cũng như quy định khoảng cách từ mép ngoài của hàng cọc ngoài cùng đến mép ngoài của đài.

Chiều sâu chôn đài đối với móng cọc đài thấp phụ thuộc vào điều kiện địa chất, chủ yếu là sức chịu tải của lớp đất giáp với đáy đài và phụ thuộc vào đặc tính cấu tạo của công trình như là có tầng hầm, kho chứa, ...

Nếu không có các hạng mục trên thì chiều sâu chôn đài đảm bảo khoảng cách từ đỉnh đài đến mặt đất tự nhiên từ $30 \div 40$cm để bố trí hệ thống dầm giằng, mặt sàn nhà và tránh va chạm gây ảnh hưởng xấu đến đài cọc.

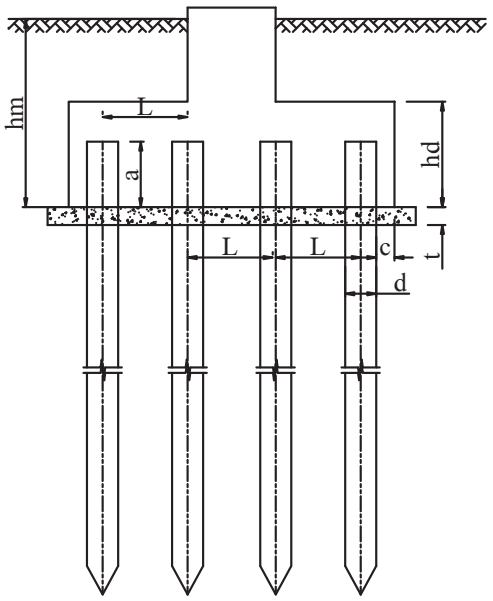
- Chiều dày của đài cọc $h_đ$ do tính toán quyết định, nhưng phải có trị số cần thiết tối thiểu để đảm bảo độ ngàm sâu của cọc trong đài.

share-connect.blogspot.com

- Độ ngàm sâu của cọc trong đài a không được sâu hơn 2d và không được nhỏ hơn 1,2m khi d > 60cm (d - đường kính hay bề rộng cọc). Trường hợp đập đầu cọc để ngàm cốt thép vào đài thì phải đảm bảo cốt thép dọc ăn sâu vào đài lớn hơn 20ϕ đối với thép có gờ và lớn hơn 30-40ϕ đối với thép không có gờ.

- Khoảng cách từ mép đài đến mép hàng cọc ngoài cùng c ≥ 25cm đối với các công trình cầu đường và thuỷ lợi và c ≥ 5cm đối với các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp.

- Khoảng cách từ tim cọc đến tim cọc gần nhau trong đài L ≥ 3d đối với cọc ma sát và L ≥ 2d đối với cọc chống (TCXD 205-1998).



Hình 3.21: Cấu tạo đài cọc

- Lớp bê tông lót móng chiều dày t=10÷20cm, có thể sử dụng bê tông gạch vỡ hoặc bê tông đá 4x6.

- Đối với cọc trong móng chịu tải trong lớn như móng cầu, cần bố trí cốt thép lưới trên đỉnh cọc, lưới thép ϕ12 cách nhau 10÷15cm hoặc quấn cốt thép ϕ6 quanh thép râu tôm.

- Các cọc nằm gần mép đài phải được tăng cường các thanh thép uốn móc câu.

- Đối với móng cọc đài cao nên tăng cường cốt thép cho đài bằng cách cấu tạo các bước thép ϕ20÷25 đặt cách nhau 20cm.

§4. SỰ LÀM VIỆC CỦA CỌC ĐƠN VÀ NHÓM CỌC

Sự làm việc của một cọc đơn và một cọc trong nhóm cọc khác nhau rất nhiều. Trong các phương pháp tính toán móng cọc hiện nay đều coi sức chịu tải của cọc trong nhóm cọc như sức chịu tải của cọc đơn, như vậy độ chính xác chưa cao, do vậy đây là vấn đề cần nghiên cứu hoàn chỉnh để đưa vào tính toán và đặc biệt cần chú ý đối với cọc ma sát ở đây ta nghiên cứu một số vấn đề tương tác giữa các cọc trong nhóm cọc.

4.1. Hiệu ứng nhóm.

Do sự tương tác giữa các cọc trong nhóm nên độ lún của nhóm cũng như sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn. Hiệu ứng này cần được xét đến khi thiết kế. Chiều sâu và vùng ảnh hưởng phần đất dưới nhóm cọc phụ thuộc vào kích thước của nhóm và độ lớn của tải trọng.

4.2. Độ lún của nhóm cọc.

Ta phân tích trạng thái ứng suất trong đất do cọc đơn và nhóm cọc gây ra khi có cùng trị số tải trọng P tác dụng lên mỗi cọc. Trạng thái ứng suất do cọc đơn và nhóm cọc gây ra như hình vẽ. Rõ ràng nếu các cọc càng gần nhau thì ứng suất σ_z do cả nhóm cọc gây ra sẽ lớn hơn rất nhiều so với ứng suất do mỗi cọc gây ra. Vì vậy độ lún

share-connect.blogspot.com

của nhóm cọc lớn hơn độ lún của cọc đơn. Độ lún của một nhóm cọc ma sát có số lượng cọc nhiều sẽ lớn hơn so với nhóm cọc có ít cọc hơn khi cùng điều kiện đất nền.

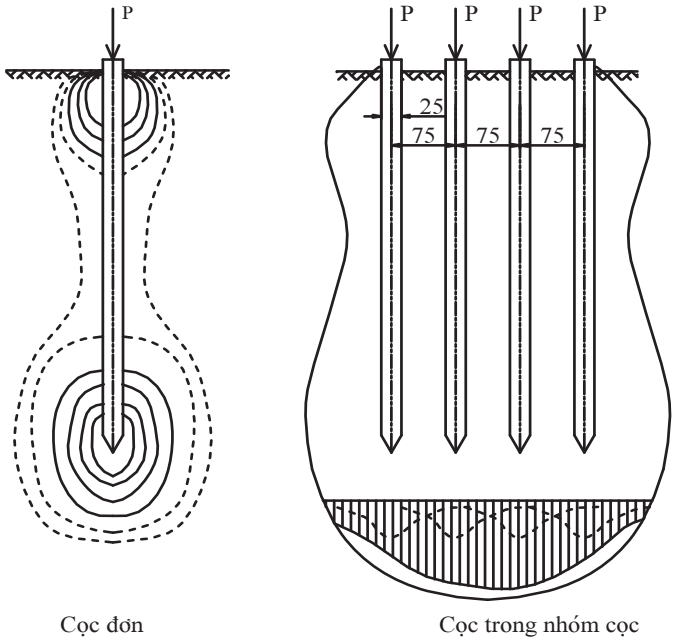
Khi khoảng cách giữa các cọc trong nhóm đạt đến một trị số nhất định nào đó thì thực tế có thể coi sự làm việc của cọc đơn và cọc trong nhóm không khác nhau. Kinh nghiệm cho thấy trị số này tối thiểu là 6d.

4.3. Khả năng chịu tải của nhóm cọc.

Trong nền đất rời quá trình hạ cọc bằng phương pháp đóng hay ép thường nén chặt đất nền, vì vậy sức chịu tải của nhóm cọc có thể lớn hơn tổng sức chịu tải của các cọc đơn trong nhóm.

Trong nền đất dính, sức chịu tải của nhóm cọc ma sát nhỏ hơn tổng sức chịu tải của các cọc đơn trong nhóm. Mức độ giảm sức chịu tải của các cọc đơn trong nhóm cọc trong trường hợp này phụ thuộc vào khoảng cách giữa các cọc trong nhóm, đặc tính của nền đất, độ cứng của đài cọc và sự tham gia truyền tải công trình xuống đài cọc và đất.

Đối với cọc chống, sức chịu tải của nhóm cọc bằng tổng sức chịu tải của các cọc đơn trong nhóm.



Hình 3.22: Phân bố ứng suất do cọc đơn và do nhóm cọc

§5. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC ĐƠN

5.1. Khái niệm chung

Một cọc khi đóng riêng rẽ (gọi là cọc đơn) và khi nằm trong nhóm cọc thì sức chịu tải của chúng sẽ khác nhau. Tuy nhiên hiện nay trong thiết kế móng cọc, người ta giả thiết rằng sức chịu tải của mỗi cọc trong nhóm cọc bằng sức chịu tải của cọc đơn.

Sức chịu tải của cọc đơn là một đại lượng rất quan trọng, được sử dụng trong suốt quá trình sử dụng móng cọc. Việc xác định chính xác đại lượng này là một công việc hết sức quan trọng và nó ảnh hưởng lớn đến sự an toàn của công trình và giá thành của công trình.

Cọc trong móng có thể bị phá hoại do một trong hai nguyên nhân sau:

- Bản thân cường độ vật liệu làm cọc bị phá hoại;
- Đất nền không đủ sức chịu đựng.

Do vậy khi thiết kế cần phải xác định cả hai trị số về sức chịu tải của cọc: Sức chịu tải của cọc theo cường độ vật liệu (P_{vl}) và sức chị tải theo cường độ đất nền ($P_{đn}$). Trị số nhỏ nhất trong hai trị số này được chọn và đưa vào để tính toán và thiết kế. Tức là $P_{chọn} = \min(P_{vl}, P_{đn})$. Tuy nhiên cần chú ý là hai trị số này không lệch nhau quá nhiều

share-connect.blogspot.com

để đảm bảo điều kiện kinh tế, và trong mọi trường hợp thì không để xảy ra $P_{vl} < P_{đn}$ vì sẽ lãng phí và có thể xảy ra nứt gãy cọc khi đóng hoặc ép.

5.2. Xác định sức chịu tải của cọc theo phương dọc trục

5.2.1. Xác định sức chịu tải của cọc theo cường độ vật liệu

Sức chịu tải của cọc theo cường độ vật liệu được xác định theo các phương pháp thông thường. Ở đây ta xét đến sức chịu tải của hai loại cọc thường dùng là cọc gỗ và cọc Bê tông cốt thép.

5.2.1.1 Xác định sức hịu tải của cọc gỗ

Sức chịu tải trong vật liệu của cọc gỗ được xác định theo công thức sau đây:

$$P = K.m.F.R_g \qquad (3.2)$$

Trong đó: P - Sức chịu tải tính toán của cọc;

K - Hệ số đồng nhất của vật liệu, lấy bằng 0,6;

F - Diện tích tiết diện ngang của cọc;

R_g - Cường độ chịu nén dọc thớ của gỗ;

m - Hệ số điều kiện làm việc, phụ thuộc vào loại đài cọc và số cọc trong móng, lấy theo bảng sau:

Bảng 3.2 Bảng xác định hệ số m

Loại đài cọc	Số lượng cọc trong móng			
	1-5	6-10	11-20	>20
Đài cao	0,8	0,85	0,9	1,00
Đài thấp	0,85	0,9	1,00	1,00

Đối với cọc có đường kính d>2m lấy m=1,00

5.2.1.2. Cọc Bê tông cốt thép tiết diện đặc

Sức chịu tải của cọc Bê tông cốt thép tiết diện đặc được xác định theo công thức:

$$P_{vl} = \varphi(R_a.F_a + R_b.F_b) \qquad (3.3)$$

Trong đó: P - Sức chịu tải tính toán của cọc theo vật liệu;

R_a,F_a - Cường độ chịu nén tính toán và diện tích cốt thép dọc trong cọc;

R_b,F_b - Cường độ chịu nén của bê tông và diện tích mặt cắt ngang của thân cọc (phần bê tông);

φ - Hệ số uốn dọc của cọc. Khi móng cọc đài thấp, cọc xuyên qua các lớp đất khác với các loại kề dưới thì φ = 1. Khi cọc xuyên qua than bùn, đất sét yếu, bùn cũng như khi móng cọc đài cao, sự uốn dọc được kể đến trong phạm vi chiều dài tự do của cọc. Chiều dài tự do (l_o) của cọc được tính từ đế đài đến bề mặt lớp đất có khả năng đảm bảo độ cứng của nền hoặc đến đáy lớp đất yếu. Trị số của φ lấy theo bảng (3.3).

Bảng 3.3: Hệ số uốn dọc φ.

l_{tt}/b	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_{tt}/d	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22	24,3	26
φ	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,66	0,64	0,59

l_{tt} - Chiều dài tính toán của cọc, thường lấy: $l_{tt} = l_o + 6d$.

Với d - Đường kính của cọc;

b - Bề rộng của cạnh cọc.

share-connect.blogspot.com

5.2.1.3. Cọc ống bê tông cốt thép chịu nén

Khi tỷ số giữa chiều dài tính toán và đường kính cọc $l_{tt}/d < 12$ thì P_{vl} tính theo công thức sau:

$$P_{vl} = \varphi(R_a.F_a + R_b.F_b + 2{,}5.R_{ax}.F_{ax}) \quad (3.4)$$

Trong đó:

F_b - diện tích tiết diện ngang của lõi bê tông (phần nằm trong cốt đai)

R_{ax} - Cường độ tính toán của cốt thép xoắn

F_{ax} - Diện tích quy đổi của cốt thép xoắn

$$F_{ax} = \frac{\pi.D_n.f_x}{t_x} \quad (3.5)$$

D_n - Đường kính vòng xoắn

f_x - Tiết diện của cốt xoắn

t_x - Khoảng cách giữa các vòng xoắn

$l_{tt}/d > 12$ thì không kể đến ảnh hưởng của cốt xoắn và sức chịu tải của cọc xác định theo công thức (3.3).

5.2.1.4. Cọc nhồi chịu nén

$$P_{vl} = \varphi(R_a.F_a + m_1.\ m_2.R_b.F_b) \quad (3.6)$$

Trong đó: φ, R_a,F_a,R_b,F_b - như ở công thức (3.3)

m_1 - Hệ số điều kiện làm việc, đối với cọc được nhồi bê tông qua ống dịch chuyển thẳng đứng thì $m_1 = 0{,}85$.

m_2 - Hệ số điều kiện làm việc kể đến ảnh hưởng của phương pháp thi công cọc. Khi thi công trong đất sét có độ sệt cho phép khoan tạo lỗ và nhồi bê tông không cần ống vách, trong thời gian thi công mực nước ngầm thấp hơn mũi cọc lấy $m_2 = 1{,}0$. Thi công trong các loại đất cần phải dùng ống chống vách và nước ngầm không xuất hiện trong lỗ (nhồi bê tông khô) thì lấy $m_2 = 0{,}9$. Thi công trong các loại đất cần dùng ống vách và đổ bê tông dưới huyền phù sét thì lấy $m_2 = 0{,}7$.

5.2.2. Xác định sức chịu tải của cọc theo đất nền

5.2.2.1. Phương pháp thí nghiệm

1. Phương pháp thí nghiệm nén tĩnh

Thí nghiệm cọc bằng phương pháp tải trọng tĩnh ép dọc trục (gọi là thí nghiệm nén tĩnh cọc) có thể được thực hiện ở giai đoạn thăm dò, thiết kế và kiểm tra chất lượng cọc.

Thí nghiệm được tiến hành bằng cách: Sau khi hạ cọc đến độ sâu nào đó,thường là độ sâu thiết kế, sau đó dùng tải trọng tĩnh nén ép dọc trục cọc theo nguyên tắc tăng dần từng cấp sao cho dưới tác dụng của lực nén, cọc lún sâu vào đất nền. Tải trọng tác dụng lên đầu cọc được thực hiện bằng kích thuỷ lực với hệ phản lực là dàn chất tải, neo hoặc kết hợp cả hai. Các số liệu về tải trọng, chuyển vị, thời gian... thu được trong quá trình thí nghiệm là cơ sở để đánh giá sức chịu tải của cọc theo đất nền.

Ưu điểm nổi bật của phương pháp này so với các phương pháp khác là có thể cho kết quả chính xác nhất, sát với điều kiện làm việc thực tế của nền đất. Tuy nhiên việc tiến hành thí nghiệm thường tốn kém.

** Thiết bị thí nghiệm:*

Thiết bị thí nghiệm gồm hệ gia tải, hệ tạo phản lực và hệ đo đạc, quan trắc.

share-connect.blogspot.com

- Hệ gia tải gồm kích thuỷ lực, bơm và hệ thống thuỷ lực, đảm bảo không rò rỉ và hoạt động an toàn dưới áp lực không nhỏ hơn 150% áp lực làm việc, và có khả năng giữ tải ở cấp lớn nhất không ít hơn 24 giờ.

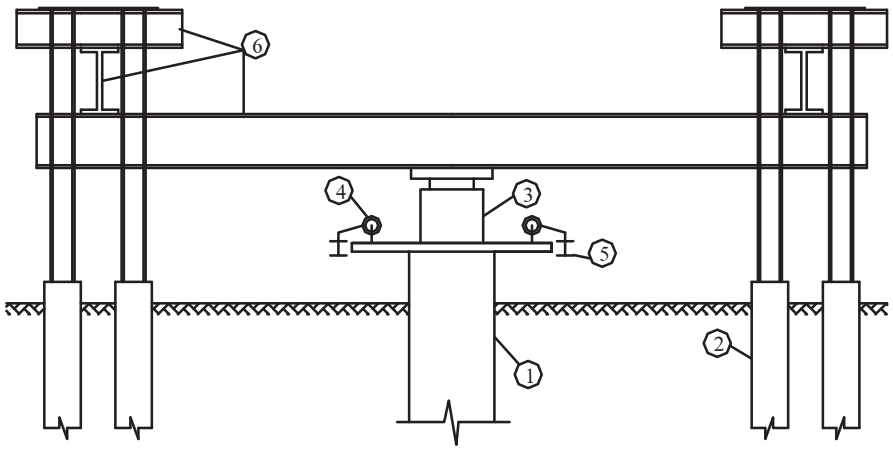
- Hệ đo đạc quan trắc bao gồm thiết bị, dụng cụ đo tải trọng tác dụng lên đầu cọc, đo chuyển vị của cọc, máy thuỷ chuẩn, dầm chuẩn và dụng cụ kẹp đầu cọc.

- Hệ tạo phản lực có thể dùng một trong ba sơ đồ sau:

+ Dùng cọc neo làm đối trọng, các cọc neo được liên kết bằng dầm thép, khoảng cách giữa các cọc neo và cọc thí nghiệm không nhỏ hơn 5 lần đường kính cọc neo.

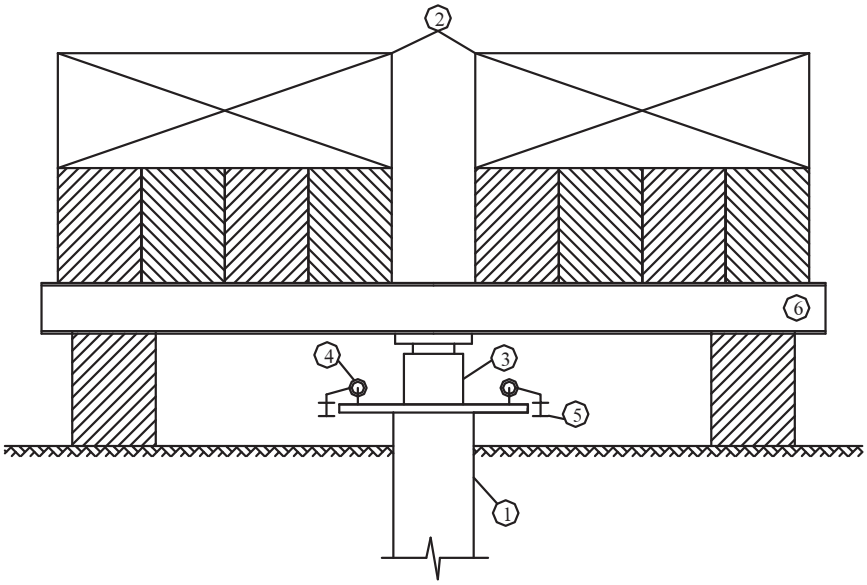
+ Dùng các khối vật liệu để làm đối trọng: thường là các khối bê tông đúc sẵn hoặc dùng phôi thép...

+ Dùng trọng lượng bản thân cọc và ma sát xung quanh cọc làm đối trọng cho kích thuỷ lực (Thí nghiệm hộp Osterberg - thường sử dụng để thử tải tĩnh cọc khoan nhồi đường kính lớn).



1/ Cọc thí nghiệm
2/ Cọc neo
3/ Kích thuỷ lực
4/ Thiên phân kế
5/ Dầm gắn TP kế
6/ Hệ dầm liên kết

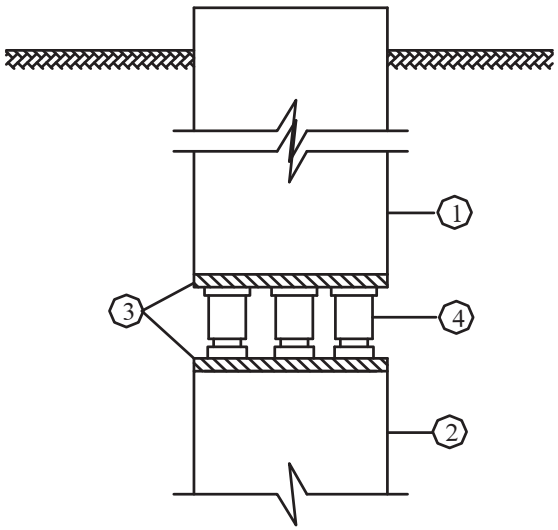
Hình 3.23: Dùng cọc neo làm đối trọng



1/ Cọc thí nghiệm
2/ Các khối bê tông làm đối trọng
3/ Kích thuỷ lực
4/ Thiên phân kế
5/ Dầm gắn TP kế
6/ Hệ dầm đỡ tải

Hình 2.24: Dùng các khối bê tông đúc sẵn là đối trọng

share-connect.blogspot.com



1/ Phần trên của cọc thí nghiệm
2/ Phần dưới của cọc thí nghiệm
3/ Các bản thép dày
4/ Hệ thống kích thuỷ lực

Hình 2.25: Dùng trọng lượng bản thân của cọc làm đối trọng

** Chuẩn bị thí nghiệm:*

- Chuẩn bị cọc thí nghiệm: Cọc thí nghiệm phải đúng các tiêu chuẩn về thi công và nghiệm thu cọc. Việc thí nghiệm chỉ thực hiện cho các cọc đã đủ thời gian phục hồi cấu trúc đất. Thời gian cọc nghỉ từ khi kết thúc thi công đến khi thí ngiệm được quy định như sau: Tối thiểu 21 ngày đối với cọc khoan nhồi và 7 ngày đối với cọc đóng hoặc ép.
- Lắp đặt hệ tạo phản lực, hệ dầm dọc, dầm ngang, đối trọng.
- Lắp đặt hệ gia tải: kích thuỷ lực, bơm dầu.
- Lắp đặt hệ thống đo chuyển vị: dụng cụ kẹp, gá đầu cọc, đồng hồ đo chuyển vị, mia, máy thuỷ bình.

** Quy trình gia tải:*

Tải trọng thí nghiệm được tác dụng theo từng cấp tăng dần, trị số mỗi cấp tải từ 10% đến 20% tải trong thiết kế.

Với mỗi cấp tải trọng cần theo dõi độ lún của cọc, khi nào ổn định về lún mới được tăng cấp tải tiếp theo. Tốc độ chuyển vị được xem là ổn định quy ước khi độ lún không quá 25mm/1giờ.

Giữ cấp tải trọng lớn nhất độ lún đầu cọc đạt ổn định quy ước hoặc trong 24 giờ.

Sau khi kết thúc gia tải nếu cọc không bị phá hoại thì giảm tải về không, mỗi cấp giảm tải bằng hai lần cấp gia tải, thời gian giữ mỗi cấp tải là 30 phút, riêng cấp tải không giữ lâu hơn nhưng không quá 6 giờ.

Tải trong thí nghiệm lớn nhất do đơn vị thiết kế quy định, thường được lấy như sau:

+ Đối với cọc thí nghiệm thăm dò: Tải trọng thí nghiệm bằng 250-300% tải trọng thiết kế.

+ Đối với cọc thí nghiệm kiểm tra: Tải trọng thí nghiệm bằng 150-200% tải trọng thiết kế.

Cọc thí nghiệm được xem là phá hoại khi:

+ Tổng chuyển vị đầu cọc vượt quá 10% bề rộng hay đường kính cọc.

share-connect.blogspot.com

+ Vật liệu cọc bị phá hoại, nứt vỡ đầu cọc.

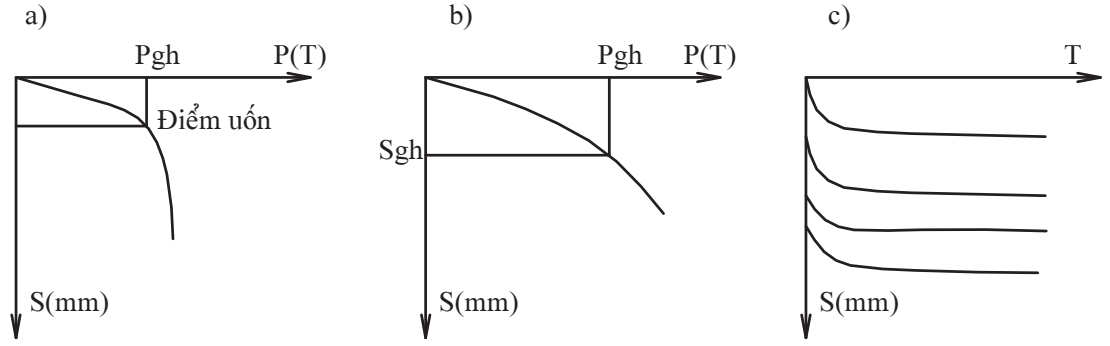
+ Độ lún của cọc tăng đột ngột và nhanh.

** Kết quả thí nghiệm:*

Từ kết quả ghi chép được, vẽ biểu đồ quan hệ tải trọng - độ lún để phân tích, đánh giá, xác định sức chịu tải của cọc đơn, việc xác định sức chịu tải giới hạn của cọc có thể dùng các phương pháp sau:

+ Trường hợp đường cong quan hệ P-S (tải trọng - độ lún) biến đổi nhanh (Hình 3.26a), thể hiện rõ sự thay đổi đột ngột của độ lún (điểm uốn), sức chịu tải giới hạn được xác định bằng tải trọng ứng với điểm có đường cong thay đổi đột ngột độ dốc.

+ Trường hợp nếu đường cong biến đổi chậm, khó xác định được điểm uốn (Hình 3.26b) thì xác định P_{gh} tương ứng với độ lún giới hạn S_{gh}, với S_{gh}=10%D hoặc $S_{gh} = 2S_{max}$ (S_{max} tương ứng với trị số $0,9P_{tk}$) hoặc S_{gh} =2,5%D đối với cọc khoan nhồi (TCXD 269-2002), hoặc $S_{gh}=\xi.[S]$ trong đó [S] là độ lún cho phép của nhà hoặc công trình, ξ là hệ số chuyển đổi kể đến sự khác nhau giữa thời gian tác dụng của tải trọng thí nghiệm và tải trọng thực tế tác dụng lên công trình, theo quy phạm lấy ξ=0,2.



Hình 3.26: Các biểu đồ quan hệ trong thí nghiệm nén tĩnh cọc

Ví dụ III-1: Kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc BTCt tiết diện 30x30cm trong bảng sau. Hãy xác định tải trọng giới hạn lên cọc và tải trọng cho phép của cọc theo TCVN. Độ lún cho phép của công trình [S] = 8cm.

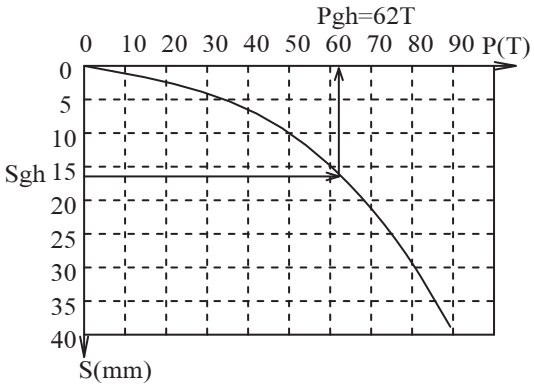
P(Tấn)	10	20	30	40	50	60	70	80	90
S(mm)	2	3,6	6,8	8,9	13,5	17,9	24,5	32,8	39,8

Giải:

Dựa vào kết quả thí nghiệm, ta xây dựng đồ thị quan hệ S = f(P) như hình vẽ (3.27), từ đồ thị, ứng với độ lún giới hạn S_{gh} = 0,2[S] =0,2.80=16mm, ta xác định tải trọng giới hạn tương ứng là P_{gh} = 62T.

Sức chịu tải cho phép của cọc:

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{62}{2,0} = 31T$$



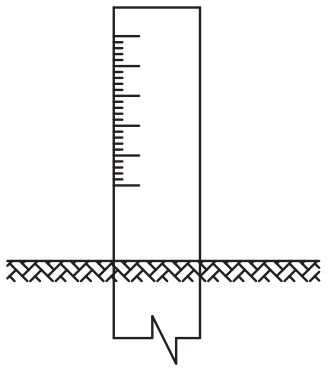
Hình 3.27: Quan hệ P-S

share-connect.blogspot.com

2. Phương pháp thí nghiệm tải trọng động

Phương pháp thí nghiệm tải trọng động dựa vào nguyên lý sự va chạm tự do của hai vật thể đàn tính, công sinh ra do sự rơi của quả búa được truyền vào cọc và làm cho cọc có một độ lún nhất định vào đất.

Nội dung phương pháp: Sau khi đã hạ cọc đến một độ sâu nào đó (thường là độ sâu thiết kế) ta dùng một loại búa có trọng lượng nhất định đóng một nhát vào cọc thì cọc sẽ bị lún xuống, trị số độ lún đó còn gọi là độ chối của cọc, ký hiệu là e.



Hình 3.28: Các vạch quan sát độ lún của cọc

Để xác định độ chối e khi thí nghiệm cần theo dõi độ lún của cọc qua các vạch đánh dấu sẵn trên thân cọc. Vì tốc độ đóng cọc tương đối nhanh nên không thể theo dõi độ lún sau từng nhát búa mà người ta thường lấy độ lún trung bình sau một số nhát búa và tính độ chối theo công thức:

$$e = \frac{s}{n} \tag{3.7}$$

Với s - Độ lún tổng cộng sau n nhát búa;

n - Số nhát búa, với các loại búa có tốc độ chậm như búa treo và búa đơn động thường lấy e là độ lún trung bình sau 10 nhát búa. Với búa Dieziel, búa song động thì lấy n là số nhát búa trong một phút đóng cọc.

Qua thực tế cho thấy, với cùng một loại búa rơi từ cùng một độ cao nhất định đóng xuống hai cọc khác nhau, nếu cọc nào có độ chối e lớn hơn thì có thể nói rằng cọc đó có sức chịu tải kém hơn.

Yêu cầu của phương pháp là tìm được mối quan hệ giữa tải trọng cực hạn của cọc và độ lún của nó: P_{gh}= f(e).

Để tìm quan hệ này nhiều tác giả đã nghiên cứu và đề xuất một số công thức trên cơ sở những giả thiết khác nhau. Hiện nay ở nước ta hay dùng công thức động của nhà bác học Liên xô N.M.Gexevanov để xác định tải trọng giới hạn của cọc thông qua độ chối e:

Công thức của N.M.Gexevanov:

$$P_{gh} = \frac{-nF}{2} + \sqrt{(\frac{nF}{2})^2 + \frac{nF}{e} QH \frac{Q + k^2 q}{Q + q}} \tag{3.8}$$

Trong đó: P_{gh} - Sức chịu tải giới hạn của cọc;

e - Độ chối của cọc khi thí nghiệm;

Q - Trọng lượng quả búa rơi;

q - Trọng lượng cọc+mũ cọc+đệm cọc+cọc dẫn (nếu có);

H - Chiều cao búa rơi;

k - Hệ số phục hồi khi va chạm, khi thép, gang va chạm với gỗ ta lấy k=0,45, k^2=0,2;

n - Hệ số phụ thuộc vào vật liệu cọc và điều kiện đóng cọc;

share-connect.blogspot.com

Bảng 3.5: Hệ số n

Vật liệu cọc và điều kiện đóng cọc	Hệ số n daN/cm^2
Cọc gỗ khi không có đệm cọc	10
Cọc gỗ có đệm cọc	8
Cọc BTCT có đệm gỗ	15
Cọc thép không có đệm	50

Sức chịu tải tính toán của cọc:

$$P_{tt} = K_o.m.P_{gh}.[\frac{-nF}{2} + \sqrt{(\frac{nF}{2})^2 + \frac{nF}{e}QH\frac{Q+k^2q}{Q+q}}] \quad (3.9)$$

Trong đó: K_o - Hệ số đồng nhất của cọc, lấy bằng 0,7;

m - Hệ số điều kiện chịu lực của cọc, phụ thuộc vào loại cọc và số lượng cọc trong móng lấy theo bảng sau:

Bảng 3.6: Bảng xác định hệ số m

Loại đài cọc	Số lượng cọc trong móng/ hệ số m			
	1-5	6-10	11-20	>20
Đài cao	0,8	0,85	0,9	1,00
Đài thấp	0,85	0,9	1,00	1,00

Công thức xác định độ chối e biến đổi từ (3.9)

$$e = \frac{K_o^2 m^2 nFQH}{P_{tt}(P_{tt}+nF)}.\frac{Q+k^2q}{Q+q} \quad (3.10)$$

Để đảm bảo cho công thức tính sức chịu tải của cọc ít sai số nên chọn búa sao cho độ chối e ≥ 2mm, nhưng cũng không quá nặng tức e ≤ 30 - 50mm.

Theo TCXD 205 - 1998 công thức xác định sức chịu tải giới hạn của cọc như sau:

$$P_{gh} = \frac{nF}{2}[\sqrt{1+\frac{4QH}{enF}\frac{Q+k^2q}{Q+q}} - 1] \quad (3.11)$$

Công thức này sử dụng khi độ chối thực tế e ≥ 2mm.

Trong trường hợp độ chối đo được e < 2mm thì phải chọn búa có năng lượng đập mạnh hơn để có e > 2mm.

Nhiều nước trên thế giới dùng các công thức đơn giản sau:

+ Công thức của Hà Lan để tính tải trong cho phép xuống cọc:

$$P_{dyn} = \frac{1}{K_1}\frac{Q^2H}{e(Q+q)} \quad (3.12)$$

K_1 - Hệ số an toàn, thường lấy bằng 6.

+ Công thức của Crandall

$$P_{dyn} = \frac{1}{K_2}\frac{QH^2}{(e+\frac{e_1}{2})(Q+q)} \quad (3.13)$$

Trong đó: e_1 – Độ chối đàn hồi;

K_2 – Hệ số an toàn, thường lấy bằng 4;

+ Công thức theo tạp chí Engineering New:

share-connect.blogspot.com

Lực cản khi đóng cọc:

$$P_{gh} = \frac{12QH}{(e+c)} \quad (3.14)$$

Tải trọng cho phép truyền xuống cọc:

$$P_{dyn} = \frac{P_{gh}}{6} = \frac{2QH}{(e+c)} \quad (3.15)$$

Trong đó: c - Hệ số, đối với búa hơi c=0,1 đối với búa rơi tự do c=1,0.

Ví dụ III-2: Tiến hành đóng thử cọc bằng búa rơi loại 3,5tấn từ độ cao 1,4m cho e = 18mm. Dự báo sức chịu tải giới hạn của cọc từ đó xác định sức chịu tải cho phép, biết cọc có tiết diện 35x35cm, dài 17m. Trọng lượng đệm đầu cọc, mũ cọc … là 500kG.

Giải:

Ta có: Q=3,5T, H=1,4m, q=0,5T; F_c = 0,1225m^2, e=0,018m ; n=15daN/cm^2 = 150T/m^2 ; k^2 = 0,2.

Thay vào công thức Gherxevanov, ta có :

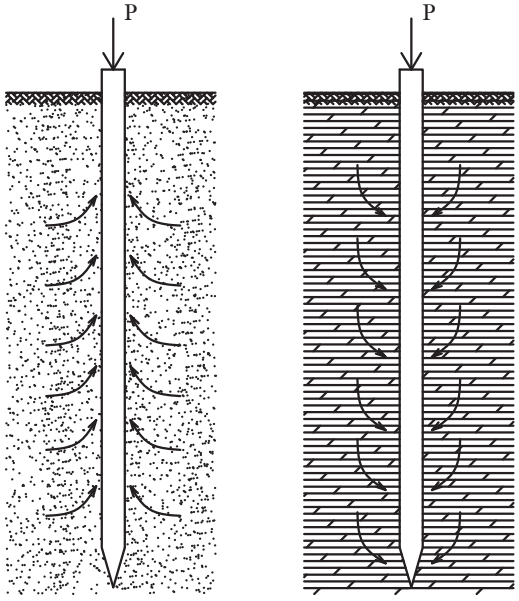
$$P_{gh} = \frac{-150.0,1225}{2} + \sqrt{(\frac{150.0,1225}{2})^2 + \frac{150.0,1225}{0,018}.3,5.1,4\frac{3,5+0,2.0,5}{3,5+0,5}} = 58,5T$$

Sức chịu tải tính toán của cọc:

$$P^{tt} = Km.P_{gh} = 0,7.0,85.58,5 = 34,8T$$

** Hiện tượng chối giả khi đóng cọc:*

Trong thực tế thử tải cọc bằng phương pháp động, nếu sau khi vừa đóng cọc xong mà tiến hành thí nghiệm tải trọng động ngay thì kết quả độ chối đo được sẽ khác với độ chối thực, có thể lớn hoặc bé hơn độ chối thực, hiện tượng này gọi là độ chối giả. Hiện tượng chối giả xảy ra trong đất cát và đất sét được giải thích như sau:



Hình 3.28: Mô hình đóng cọc trong đất rời và trong đất dính

+ Hiện tượng chối giả trong đất sét: Khi đóng cọc trong nền đất sét, do chấn động của búa và cọc làm cho đất quanh cọc bị phá hoại kết cấu, đồng thời đất xung quanh cọc bị ép chặt, nước thoát ra nhiều phía xung quanh thân cọc làm cho lực ma sát giữa đất và cọc giảm và độ chối tăng lên, còn gọi là độ chối giả trong đất dính (tức $e_{giả} > e_{thực}$). Để khắc phục thì sau khi đóng cọc phải cho cọc nghỉ một thời gian để đất phục hồi kết cấu rồi mới tiến hành thử tải động để xác định độ chối. Theo quy phạm nước ta quy định thời gian cọc nghỉ trong loại đất này là 15 đến 20 ngày.

+ Hiện tượng chối giả trong đất cát: Khi đóng cọc gây ra rung động làm cho đất cát dồn chặt vào quanh thân cọc, làm cho ma sát giữa cọc và đất tăng lên, độ chối sẽ

share-connect.blogspot.com

giảm xuống, còn gọi là độ chối giả trong đất cát (tức $e_{giả} < e_{thực}$). Do vậy phải cho cọc nghỉ 2 - 3 ngày để trạng thái của đất được phục hồi rồi mới tiến hành thử tải động.

** Chọn búa khi đóng cọc:*

Để xác định độ chối e ta phải chọn loại búa cho thích hợp, vấn đề này còn có ý nghĩa về thi công rất quan trọng để đảm bảo chất lượng và không phá vỡ đầu cọc.

Nếu dùng búa nhỏ đóng cọc, búa phải nâng cao, đồng thời phải đóng nhiều nhát, dễ làm phá hỏng vật liệu đầu cọc, còn dùng búa nặng đóng cọc thì tốt nhưng không kinh tế và di chuyển cồng kềnh, phức tạp.

+ Chọn loại búa thường tuỳ theo năng lượng xung kích, có thể lấy như sau:

$$E \geq 25.P^{tt} \qquad (3.16)$$

E - Năng lượng xung kích của búa Nm;

P^{tt} - Sức chịu tải tính toán của cọc kN;

+ Có thể chọn búa theo công thức kinh nghiệm sau:

$$K = \frac{Q+q}{E} \qquad (3.17)$$

K - Hệ số thích dụng của búa

Với búa hơi song động, Madut : $K \leq 5$;

Với búa hơi đơn động : $K \leq 3$;

Với búa treo : $K \leq 2$;

Q - Trọng lượng búa;

q - Trọng lượng của cọc, mũ cọc, đệm, cọc dẫn.v.v.

5.2.2.2. Xác định sức chịu tải của cọc theo phương pháp thống kê

Phương pháp này dựa trên cơ sở kết quả chỉnh lý nhiều số liệu thực tế về thí nghiệm tải trọng tĩnh hạ trong nhiều loại đất khác nhau, ở những độ sâu khác nhau để tìm ra mối tương quan giữa lực ma sát của đất xung quanh cọc và phản lực đất nền ở mũi cọc với một số chỉ tiêu cơ lý của đất.

Giả thiết lực ma sát quanh thân cọc phân bố đều theo chiều sâu trong phạm vi mỗi lớp đất và phản lực ở mũi cọc phân bố đều trên tiết diện ngang của cọc. Sức chịu tải của cọc đươc xác định theo công thức sau đây:

Sức chịu tải của cọc chịu nén:

$$\phi^n = m(m_r.F.R + m_f.u.\sum_{i=1}^{n} f_i.l_i) \qquad (3.18)$$

Sức chịu tải của cọc chịu kéo (nhổ):

$$\phi^n = m.m_f.u.\sum_{i=1}^{n} f_i.l_i \qquad (3.19)$$

Trong đó: m - Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy m=1;

m_r, m_f - Hệ số kể đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc đến ma sát giữa đất với cọc và sức chịu tải của đất ở mũi cọc, tra bảng (3.9);

F - Diện tích tiết diện ngang của mũi cọc (với cọc có mở rộng đáy thì lấy bằng diện tích tiết diện ngang phần mở rộng);

R - Cường độ giới hạn trung bình của lớp đất ở mũi cọc, phụ thuộc vào loại đất và chiều sâu của mũi cọc (T/m^2), tra bảng (3.7);

u - Chu vi tiết diện ngang thân cọc;

share-connect.blogspot.com

f_i - Lực ma sát đơn vị giới hạn trung bình của mỗi lớp đất mà cọc đi qua, phụ thuộc vào trạng thái và chiều sâu trung bình của mỗi lớp đất tính từ mặt đất tự nhiên hoặc mực nước thấp nhất tra bảng (3.8);

l_i - Chiều dày của lớp phân tố thứ i, trong tính toán sức chịu tải của cọc thường chia nền đất thành các lớp phân tố có chiều dày ≤ 2m;

n - Số lớp đất được chia;

Sức chịu tải tính toán (thiết kế) của cọc được xác định bằng cách lấy sức chịu tải xác định theo công thức trên chia cho hệ số tin cậy.

Đối với cọc chịu nén: $$P_n^{TK} = \frac{\phi_n}{K_n^{tc}} = \frac{\phi_n}{1,4} \quad (3.20)$$

Đối với cọc chịu nhổ: $$P_k^{TK} = \frac{\phi_k}{K_k^{tc}} = \frac{\phi_k}{2,5} \quad (3.21)$$

Trong đó: K_n^{tc} - Hệ số tin cậy của cọc chịu nén, lấy bằng 1,4;

K_k^{tc} - Hệ số tin cậy của cọc chịu kéo, lấy bằng 2,5.

** Đối với cọc chống:*

Cọc chống là cọc có mũi cọc tỳ lên các lớp đất có biến dạng rất bé và cường độ rất lớn như đá cứng, đất nửa đá .v.v. Tải trọng công trình truyền xuống nền đất thông qua mũi cọc, còn ma sát xung quanh thân cọc và đất thì bỏ qua, không kể đến.

Sức chịu tải của cọc chống xác định theo biểu thức:

$$P=m.R.F \quad (3.22)$$

Trong đó: m - Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy m=1;

F - Diện tích tiết diện ngang của thân cọc;

R - Cường độ tính toán của đất đá dưới mũi cọc, được lấy như sau:

- Đối với cọc có mũi tỳ lên đá cứng, đất cuội sỏi hoặc sét cứng, lấy R = 200T/m^2.

- Đối với cọc khoan nhồi ngàm vào đá cứng không nhỏ hơn 0,5m thì xác định R theo công thức:

$$R = \frac{R_n}{K_đ}\left(\frac{h_n}{d_n} + 1,5\right) \quad (3.23)$$

Trong đó: R_n - Cường độ chịu nén một trục của đá ở điều kiện bão hoà nước;

$K_đ$- Hệ số an toàn đối với đất lấy bằng 1,4;

h_n - Độ sâu tính toán ngàm cọc của đá;

d_n - Đường kính ngoài của phần cọc ngàm vào đá;

Đối với cọc ống tỳ lên bề mặt đá cứng mà mặt đá được phủ một lớp đất không xói lở, có chiều dày không nhỏ hơn 3 lần đường kính cọc ống, xác định R theo công thức:

$$R = \frac{R_n}{K_đ} \quad (3.24)$$

share-connect.blogspot.com

Bảng 3.7: Bảng tra R (Theo 20TCN 21-86)

Độ sâu của mũi cọc (m)	Cường độ tính toán R của đất dưới mũi cọc (T/m^2)						
	Cát có độ chặt trung bình (chặt vừa)						
	Cát sỏi	Cát thô	-	Cát vừa	Cát nhỏ	Cát bụi	-
	Đất sét có độ sệt B bằng						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750	660 400	300	310 200	200 120	110	60
4	830	680 510	380	320 250	210 160	125	70
5	880	700 620	400	340 280	220 200	130	80
7	970	730 690	430	370 330	240 220	140	85
10	1050	770 690	500	400 350	260 240	150	90
15	1170	820 750	560	440 400	290	165	100
20	1260	850	620	480	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	560	380	210	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

Bảng 3.8: Bảng tra f_i (Theo 20TCN 21-86)

Độ sâu trung bình của lớp đất	Lực ma sát giới hạn trung bình giữa cọc và đất (T/m^2)								
	Đất cát chặt vừa								
	Cát thô và cát hạt trung	Cát nhỏ	Cát bụi	-	-	-	-	-	-
	Đất sét có độ sệt B bằng								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	3,5	2	1,5	1,2	0,8	0,4	0,4	0,3	0,2
2	4,2	3	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5	0,4	0,4
3	4,8	3	2,5	2,0	1,4	0,8	0,7	0,6	0,5
4	5,3	3	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8	0,7	0,5
5	5,6	4	2,9	2,4	1,7	1,0	0,8	0,7	0,6
6	5,8	4	3,1	2,5	1,8	1,0	0,8	0,7	0,6
8	6,2	4	3,3	2,6	1,9	1,0	0,8	0,7	0,6
10	6,5	4	3,4	2,7	1,9	1,0	0,8	0,7	0,6
15	7,2	5	3,8	2,8	2,0	1,1	0,8	0,7	0,6
20	7,9	5	4,1	3,0	2,0	1,2	0,8	0,7	0,6
25	8,6	6	4,4	3,2	2,0	1,2	0,8	0,7	0,6
30	9,3	6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9	0,8	0,7
35	10,0	7	5	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

share-connect.blogspot.com

Ghi chú:

1. Trong bảng (3.7) các trị số R ghi dưới dạng phân số thì tử số ứng với đất cát còn mẫu số ứng với đất sét.
2. Trong bảng (3.7) và (3.8), độ sâu của mũi cọc là độ sâu trung bình của lớp đất khi san nền bằng phương pháp gọt bỏ hoặc đắp dày đến 3m, nên lấy từ mức địa hình tự nhiên, còn khi gọt bỏ và đắp thêm từ 3- 10m thì lấy từ cốt quy ước nằm cao hơn phần bị gọt 3m hoặc thấp hơn mức đắp 3m.

Độ sâu hạ cọc trong các lớp đất ở vùng có dòng chảy của nước nên lấy có lư ý đến khả năng bị xói trôi ở mức lũ tính toán.

Khi thiết kế cọc cho các đường vượt qua hồ rãnh thì chiều sâu mũi cọc nêu ở bảng (3.7) nên lấy từ cốt địa hình tự nhiên ở vị trí công trình.

3. Đối với các giá trị trung gian của độ sâu và độ sệt B thì xác định R và f_i từ bảng (3.7) và (3.8) bằng phương pháp nội suy.

4. Cho phép sử dụng các giá trị sức chống tính toán R theo bảng (3.7) với điều kiện độ chôn sâu của cọc trong đất không bị xói trôi hoặc gọt bỏ không nhỏ hơn:

- 4m đối với công trình thủy lợi
- 3m đối với nhà và các công trình khác.

5. Khi xác định ma sát cọc – đất f_i theo bảng (3.7) nền đất được chia thành các lớp nhỏ, đồng nhất có chiều dày không quá 2m.

6. Ma sát bên tính toán f_i của đất cát chặt nên tăng them 30% so với giá trị ghi ở bảng (3.7).

**** Sức chịu tải của cọc nhồi:***

Sức chịu tải của cọc nhồi có và không có mở rộng đáy và cọc chịu tải trọng nén đúng tâm xác định theo công thức:

$$P = m(m_r RF + u\sum m_f . f_i . l_i) \qquad (3.25)$$

Trong đó:

m – Hệ số điều kiện làm việc. Trong điều kiện tựa lên đất sét có độ no nước G< 0,85 lấy m=0,8, trong các trường hợp còn lại lấy m=1;

m_r – Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc, lấy m_r =1 trong mọi trường hợp. Với cọc có mở rộng đáy bằng cách nổ mìn thì m_r =1,3, khi thi công cọc có mở rộng đáy bằng phương pháp đổ bê tông dưới nước thì lấy m_r =0,9;

R – Cường độ chịu tải của đất dưới mũi cọc (T/m^2);

F – Diện tích mũi cọc (m^2) lấy như sau:

- Đối với cọc nhồi không mở rộng đáy và đối với cọc trụ, lấy bằng diện tích tiết diện ngang của chúng;
- Đối với cọc nhồi có mở rộng đáy và đối với cọc trụ, lấy bằng diện tích tiết diện ngang của phần mở rộng tại chỗ có đường kính lớn nhất của cọc;
- Đối với cọc ống nhồi bê tông lấy bằng diện tích tiết diện ngang của ống kể cả thành ống;
- Đối với cọc ống nhân đất (không nhồi bê tông), lấy bằng diện tích tiết diện ngang của thành ống;

m_f – Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên của cọc, phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ khoan, lấy theo bảng (3.10);

f_i – Ma sát bên của đất và thân cọc, lấy theo bảng (3.8);

share-connect.blogspot.com

Bảng 3.9: Bảng hệ số điều kiện làm việc m_r và m_f của cọc đóng (Theo 20TCN 21-86)

Phương pháp hạ cọc và loại đất	Hệ số điều kiện làm việc của đất khi xác định sức chịu tải của cọc đóng làm việc theo sơ đồ cọc ma sát	
	Dưới mũi cọc m_r	Theo mặt xung quanh cọc m_f
1. Hạ bằng cách đóng cọc đặc và rỗng bịt mũi bằng búa cơ học (búa treo), búa hơi, búa Diesel.	1,0	1,0
2. Hạ bằng cách đóng cọc vào hố khoan dẫn và đóng sâu xuống hơn 1m với đáy hố khoan có đường kính:	1,0	1,0
a. Bằng cạnh cọc tiết diện vuông	1,0	0,5
b. Nhỏ hơn 5cm so với cạnh cọc vuông	1,0	0,6
c. Nhỏ hơn 15cm so với cạnh cọc vuông hay đường kính cọc tròn (đối với trụ điện).	1,0	1,0
3. Hạ vào cát có dùng nước xói nhưng mét cuối cùng hạ không dùng xói.	1,0	0,9
4. Hạ bằng cách rung và ép rung vào đất		
a. Cát chặt vừa		
- Cát thô và cát trung	1,12	1,0
- Cát nhỏ	1,1	1,0
- Cát bụi	1,0	1,0
b. Đất sét có độ sệt B = 0,5		
- Á cát	0,9	0,9
- Á sét	0,8	0,9
- Sét	0,7	0,9
c. Đất sét với độ sệt B ≤ 0	1,0	1,0
5. Hạ cọc rỗng mũi hở bằng loại búa bất kỳ:		
a. Khi đường kính lòng ống không quá 40cm	1,0	1,0
b. Khi đường kính lòng ống trên 40cm	0,7	1,0
6. Hạ bằng phương pháp bất kỳ loại cọc ống bịt mũi đến độ sâu ≥ 10m có tạo bầu bằng cách nổ mìn trong cát chặt vừa và đất sét co độ sệt B ≤ 0,5 khi đường kính bầu mở rộng bằng:		
a. 1,0m không phụ thuộc vào loại đất vừa nêu	0,9	1,0
b. 1,5m trong đất cát và á cát	0,8	1,0
c. 1,5m trong đất á sét và sét.	0,7	1,0

share-connect.blogspot.com

Bảng 3.10: Bảng hệ số điều kiện làm việc m_f theo công thức (3.25)(Theo 20TCN 21-86)

Loại cọc và phương pháp thi công cọc	Hệ số điều kiện làm việc m_f trong			
	Cát	Á cát	Á sét	Sét
1. Cọc chế tạo bằng cách đóng ống thép có bịt kín mũi rồi rút dần ống thép khi đổ bê tông	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Cọc nhồi rung ép	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Cọc khoan nhồi có kể cả mở rộng đáy, đổ bê tông				
a. Khi không có nước trong lỗ khoan (phương pháp khô hoặc dùng ống chống)	0,7	0,7	0,7	0,6
b. Dưới nước hoặc dung dịch sét	0,6	0,6	0,6	0,6
c. Hỗn hợp bê tông cứng đổ vào cọc có đầm	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Cọc ống hạ bằng rung có lấy đất ra	1	0,9	0,7	0,6
5. Cọc trụ	0,7	0,7	0,7	0,6
6. Cọc khoan nhồi, cọc có lỗ tròn ở giữa	0,8	0,8	0,8	0,7
7. Cọc khoan phun chế tạo ống chống hoặc bơm hỗn hợp bê tông với áp lực 2-4atm	0,9	0,8	0,8	0,8

Đối với cọc trụ, cọc ống hạ có lấy đất thì R xác định theo công thức sau đây:

- Đối với đất hòn lớn có cát chèn lấp trong lỗ rỗng và đối với đất cát trong trường hợp có và không có mở rộng đáy, cọc ống hạ có lấy hết đất bên trong:

$$R = 0,75\beta(\gamma_1 dA_k^o + \alpha\gamma_2 LB_k^o) \quad (3.26)$$

- Cũng trong các trường hợp trên nhưng cọc ống khi hạ không lấy đất bên trong:

$$R = \beta(\gamma_1 dA_k^o + \alpha\gamma_2 LB_k^o) \quad (3.27)$$

Trong đó: γ_1 – Dung trọng của đất (T/m^3) ở phía dưới mũi cọc, khi đất bão hòa thì có kể đến lực đẩy nổi của nước;

γ_1 – Dung trọng trung bình của đất (T/m^3) của các lớp đất nằm trên mũi cọc, khi đất bão hòa thì có kể đến lực đẩy nổi của nước;

d – Đường kính đáy cọc (m);

L –Chiều dài cọc (m);

β, A_k^o, B_k^o - Các hệ số không thứ nguyên, lấy theo bảng (3.11).

- Đối với đất sét, trong trường hợp cọc nhồi có và không mở rộng đáy, cọc ống khi hạ có lấy đất ra và nhồi bê tông vào phần rỗng thì R lấy theo bảng (3.12).

share-connect.blogspot.com

Bảng 3.11: Các hệ số β, A_k^o, B_k^o trong các công thức (3.26) và (3.27)

Kí hiệu các hệ số		Các hệ số β, A_k^o, B_k^o và α khi góc ma sát trong của đất là:								
		23	25	27	29	31	33	35	37	39
A_k^o B_k^o		9,5 18,6	12,6 24,8	17,3 32,8	24,4 45,5	34,6 64	48,6 87,6	73,1 127	108 185	163 260
α khi $\frac{L}{d}$=	4	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87
	5	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
	7,5	0,68	0,70	0,70	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
	10	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,80
	12,5	0,58	0,64	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,7	0,79
	15	0,55	0,58	0,61	0,68	0,68	0,71	0,73	0,76	0,78
	17,5	0,51	0,55	0,58	0,66	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
	20	0,49	0,53	0,57	0,65	0,65	0,38	0,72	0,75	0,78
	22,5	0,46	0,51	0,55	0,64	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
	≥25	0,44	0,49	0,54	0,63	0,63	0,67	0,70	0,75	0,77
β khi d_p=	≤0,8m	0,31	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,28	0,28
	<4m	0,25	0,21	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Bảng 3.12: Trị số của R (T/m^2)

Chiều sâu đặt mũi cọc	Cường độ chịu tải R dưới chân cọc nhồi khi đất dính có độ sệt B bằng						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	85	75	65	50	10	30	25
5	100	85	75	65	50	40	25
7	115	100	85	75	60	50	45
10	135	120	105	95	80	70	70
12	155	140	125	110	95	80	80
15	180	165	150	130	100	100	95
18	210	190	170	150	130	115	105
20	230	240	190	165	145	125	-
30	230	300	260	230	200	-	-
40	450	400	350	300	250	-	

Ví dụ III- 3:

Xác định sức chịu tải của cọc đơn BTCT tiết diện 30x30cm, chiều dài 8,5m, đóng xuyên qua các lớp đất như sau:

Lớp 1: Á sét dày 3m, độ sệt B=0,4;

Lớp 2: Á cát dày 4m, độ sệt B=0,5;

Lớp 3: Cát hạt trung có chiều dày rất lớn, trạng thái chặt vừa.

* Trình tự tính toán:

- Chia các lớp đất mà cọc đi qua thành các lớp phân tố có chiều dày $l_i \le 2m$;
- Căn cứ vào độ sâu z_i tính từ mặt đất tự nhiên đến giữa các lớp đất phân tố và trạng thái của các lớp đất phân tố đó, tra bảng (3.8) để tìm trị số ma sát bên f_i và phản lực của đất nền ở mũi cọc R (bảng 3.7), số liệu tập hợp vào bảng sau:

share-connect.blogspot.com

Bảng 3.12

Lớp đất	l_i (m)	z_i (m)	Trạng thái	f_i (T/m^2)	$f_i . l_i$ (T/m)	z (m)	R (T/m^2)
Á sét (3m)	1,8	2,1	B=0,4	2,1	3,78	9,2	390
Á cát (4m)	2 2	4 6	B=0,5	2,2 2,5	4,4 5		
Cát hạt trung	2,2	8,1	Chặt vừa	6,2	13.64		

Ta có $\sum f_i.l_i = 26,82$ (T/m)

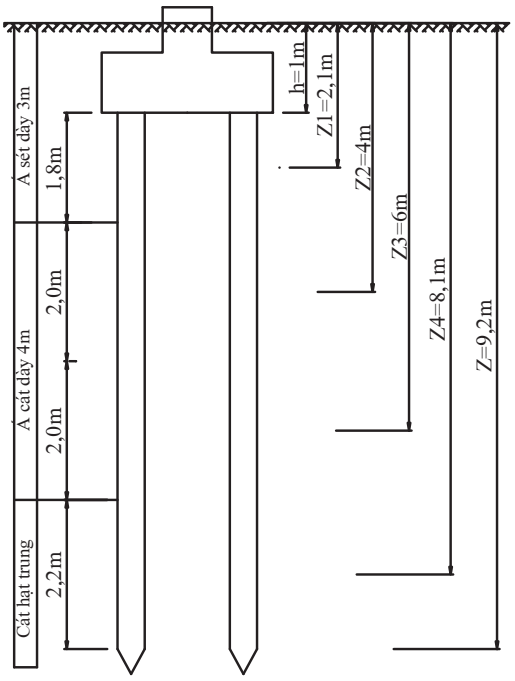
Cọc tiết diện 30x30cm có F= 0,09m^2, chu vi u = 1,2m

Thay các thông số tìm được vào công thức tính sức chịu tải của cọc ta được sức chịu tải của cọc theo đất nền như sau:

$$P_{đn}^{n} = 1.(1.1,2.26,82 + 0,9.0,09.390) = 62.112(T)$$

Sức chịu tải tính toán của cọc:

$$P_{đn}^{tk} = \frac{P_{đn}^{n}}{K_{tc}} = \frac{62.112}{1.4} = 44,366(T)$$



Hình 3.29: Sơ đồ tính toán sức chịu tải của cọc đơn BTCT

Ví dụ III-4: Xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi có đường kính D=1,2m, chiều dài dự kiến 25m hạ xuyên qua các lớp đất sau:

Lớp đất 1: Cát hạt trung dày 6m;

Lớp đất 2: Á sét dày 8m, trạng thái dẻo cứng B=0,4;

Lớp đất 3: Sét dày 4m, trạng thái dẻo mềm B=0,6;

Lớp đất 4: Á cát dày 10m, trạng thái dẻo B=0,3.

* Trình tự tính toán:

- Công thức tính toán sức chịu tải của cọc nhồi:

$$P = m(m_r RF + u\sum m_f . f_i . l_i)$$

Trong đó: m = 1, m_r = 1, m_f = 0,6 (bảng 3.10)

$$F = \frac{\pi.D^2}{4} = \frac{3,14.1,2^2}{4} = 1,13m^2,\ u=\pi.D=3,14.1,2=3,768m$$

share-connect.blogspot.com

R: Chiều sâu đặt mũi cọc z=25m, mũi cọc đặt vào lớp đất dính có B=0,3, tra bảng (3.12) ta được R=197,5T/m^2.

Xác định f_i:

+ Chia các lớp đất mà cọc đi qua thành các lớp phân tố có chiều dày $l_i \leq 2m$

+ Căn cứ vào độ sâu z_i tính từ mặt đất tự nhiên đến giữa các lớp đất phân tố và trạng thái của các lớp đất phân tố đó, tra bảng (3.8) để tìm trị số ma sát bên f_i , số liệu tập hợp vào bảng sau:

Lớp đất	l_i (m)	z_i (m)	Trạng thái	f_i (T/m^2)	$f_i . l_i$ (T/m)	z (m)	R (T/m^2)
Cát hạt trung (6m)	2 2 2	1 3 5	Chặt vừa	3,5 4,8 5,6	7,0 9,6 11,2	25	197,5
Á sét (8m)	2 2 2 2	7 9 11 13	B=0,4	3,2 3,35 3,5 3,6	6,4 6,7 7,0 7,2		
Sét (4m)	2 2	15 17	B=0,6	2,0 2,0	4,0 4,0		
Á cát (10m)	2 2 2 1	19 21 23 24,5	B=0,3	5,5 5,7 5,8 6,0	11,0 11,4 11,6 12,0		

Ta có $\sum f_i.l_i = 109,1$ (T/m)

Thay các thông số tìm được vào công thức tính sức chịu tải của cọc ta được sức chịu tải của cọc theo đất nền như sau:

$$P_{đn}^{n} = 1.(0,6.3,768.109,1 + 1.1,13.197,5) = 469,8(T)$$

Sức chịu tải tính toán của cọc:

$$P_{đn}^{tk} = \frac{P_{đn}^{n}}{K_{tc}} = \frac{469,8}{1.4} = 335,6(T)$$

5.2.2.4. Xác định chịu tải của cọc theo các công thức lý thuyết

Hiện nay có nhiều công thức lý thuyết xác định sức chịu tải của cọc, tất cả các công thức này đều xác định sức chịu tải của cọc thông qua các chỉ tiêu, đặc trưng cơ lý của đất nền (γ, φ, c...). Tuy nhiên trong phần lớn các trường hợp, kết quả tính toán theo phương pháp này có khác nhiều so với kết quả thí nghiệm. Ở đây giới thiệu một số công thức lý thuyết của một số tác giả được áp dụng ở một số nước.

1. Công thức của A. Caqout

$$P = P_f + P_p \qquad (3.28)$$

Trong đó:

+ P_f - Sức kháng bên do ma sát xung quanh thân cọc tạo ra:

$$P_f = \frac{1}{2}\gamma_t.h^2.tg^2(45^o + \frac{\varphi}{2}) f.u \qquad (3.29)$$

share-connect.blogspot.com

Với γ_t - Dung trọng tự nhiên của đất từ mũi cọc trở lên;
h - Chiều sâu của cọc trong đất;
φ - Góc nội ma sát của đất ;
f – Hệ số ma sát của đất, xác định như sau:
- f do ma sát : $f_s = \sin 0{,}7\varphi$
- f do dính bám : $f_c = c_u \cdot \frac{1+c_u^2}{1+7c_u^2}$
u - Chu vi tiết diện ngang thân cọc.
+ P_p - Sức kháng mũi do phản lực của đất ở mũi cọc gây ra
Đất rời:

$$P_p = 1{,}3.F.P_o.tg^2(45^o + \frac{\varphi}{2}).e^{\pi.tg\varphi} \quad (3.30)$$

Đất dính:

$$P_p = 1{,}3.F.\left\{P_o.tg^2(45^o + \frac{\varphi}{2}).e^{\pi.tg\varphi} + \frac{c}{tg\varphi}[tg^2(45^o - \frac{\varphi}{2}).e^{\pi.tg\varphi} - 1]\right\} \quad (3.31)$$

Với: F - Diện tích tiết diện ngang thân cọc
$P_o = \gamma_t.h$
c - Lực dính đơn vị của đất.

2. Công thức của J.Benebened

Công thức của J.Benebened cũng xác định P như công thức của A.Caqout, trong đó P_f tính tương tự, còn P_p tính theo công thức sau:

$$P_p = F.P_o.tg^4(45^o + \frac{\varphi}{2}) \quad (3.32)$$

3. Công thức của H.Porr

$$P = P_f + P_p \quad (3.33)$$

Trong đó:

$$P_f = \frac{1}{2}\gamma_t.h^2.(1+tg^2\varphi).f.u \quad (3.34)$$

$$P_p = F.\gamma_t.h.tg^2(45^o + \frac{\varphi}{2})$$

4. Công thức của A.Skempton

$$P = 9.c.F + 0{,}45.c.u.h \quad (3.35)$$

Với c là lực dính đơn vị của đất

5. Công thức của Meyerhof:

Theo tiêu chuẩn Việt nam TCVN 205-1998 cho phép tính khả năng chịu tải của cọc đơn theo công thức của Meyerhof; trong đó biểu đồ tra N_q lấy theo Berrzantev (1961):

Khả năng chịu tải cực hạn:

$$Q_u = Q_m + Q_s = q_m.F_c + u.f_s.L_c \quad (3.36)$$

Khả năng chịu tảicho phép sử dụng hệ số an toàn $F_m = 3$ cho mũi, và $F_s = 2$ cho ma sát bên.

+ Để tính khả năng bám trượt xung quanh ta dùng công thức:

share-connect.blogspot.com

$$f_s = c_a + \sigma'.K_s.tg\varphi_a \qquad (3.37)$$

Trong đó:

c_a - Lực dính giữa cọc và đất, lấy = (0,7 - 1)c;

φ_a - Ma sát giữa cọc và đất, lấy = (0,7 - 1)φ;

σ' - Áp lực hữu hiệu thẳng đứng = γ'.Z ;

K_s - có thể lấy = (1.2 - 1.4).(1-sinφ);

+ Để tính khả năng chịu tải ở mũi cọc ta dùng công thức:

$$q_m = c.N_c + \gamma'.z.N_q + \gamma'.D.N_\gamma \qquad (3.38)$$

Trong đó:

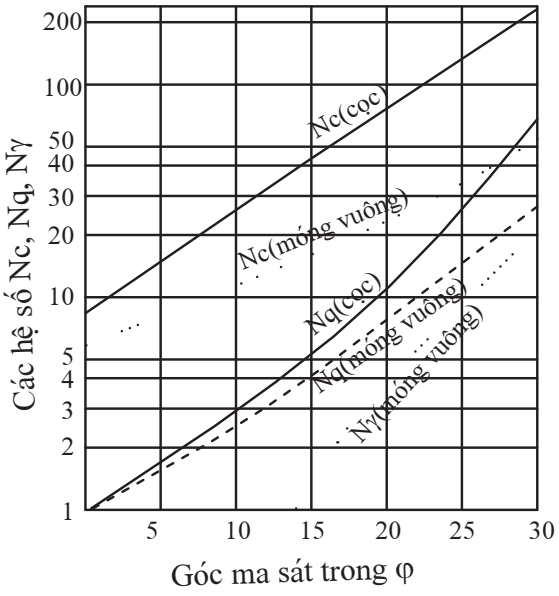
N_c, N_q, N_γ - Các hệ số phụ thuộc vào góc nội ma sát φ, tra theo toán đồ của Meyerhof (hình 3.30);

Giá trị của φ_a khi $\varphi > 15^o$ có thể lấy như sau:

$\varphi_a = 0,75.\varphi + 10^o$ cho cọc đóng;

$\varphi_a = 0,75.\varphi - 3^o$ cho cọc khoan nhồi;

Công thức của Meyerhof có thể tách ra làm 2 dạng tương ứng cho hai loại đất là sét (φ=0) và đất cát (c=0).



Hình 3.30

- Cọc trong đất sét:

$$Q_u = c.N_c.F_c + u.\alpha.c.L_c \qquad (3.39)$$

Trong đó:

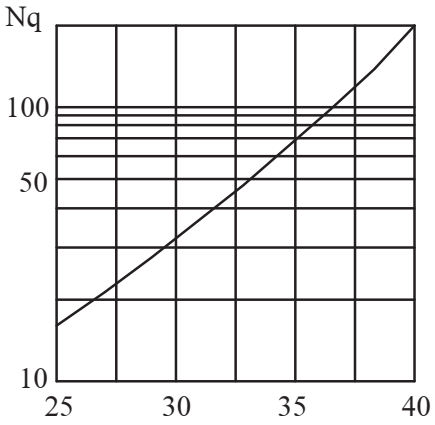
c - Lực dính không thoát nước;

α = (0,3 - 0,45) cho sét cứng và cọc khoan nhồi;

α = (0,6 - 0,8) cho sét mềm và cọc khoan nhồi;

α = (0,8 - 1,0) cho cọc ép;

$N_c = 9$



Hình 3.31: Bảng tra Nq theo góc ma sát φ

- Cọc trong đất cát:

$$Q_u = \gamma'.z.F.N_q + u.\sigma'.K_s.tg\varphi_a.L_c \qquad (3.40)$$

Trong đó: K_s - Hệ số áp lực ngang ở trạng thái nghỉ, có thể lấy bằng 0,5 cho cọc khoan nhồi.

σ' - Ứng suất hữu hiệu ở độ sâu tính toán ma sát bên tác dung lên cọc.

Cường độ tính toán chịu tải dưới mũi cọc và ma sát bên trong đất cát ở những độ sâu lớn hơn độ sâu giới hạn Z_c chỉ lấy bằng giá trị tại độ sâu giới hạn.

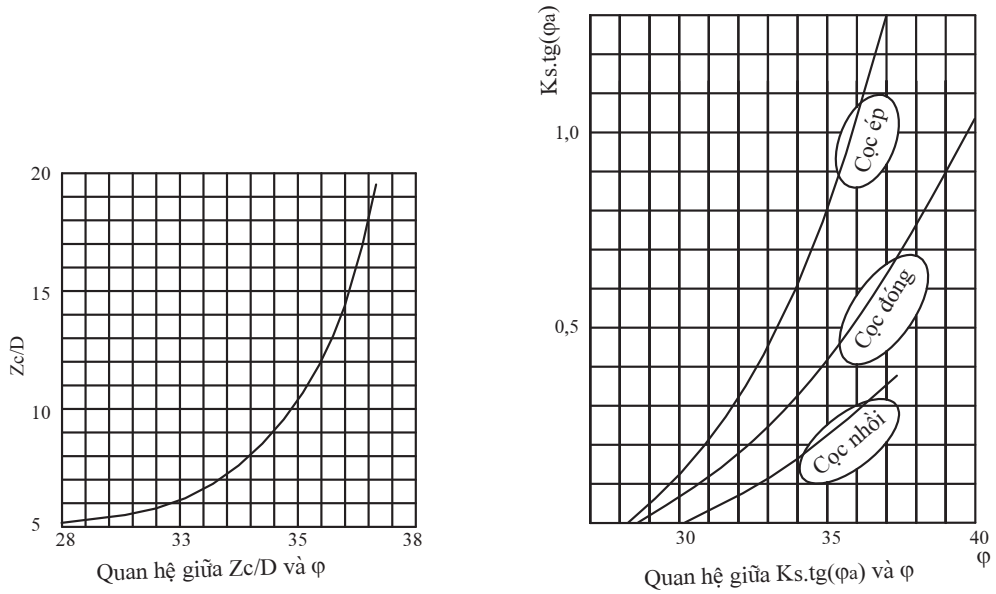
Chiều sâu giới hạn được xác định theo toán đồ(3.32) từ quan hệ giữ a Z_c/D và φ

N_q - Hệ số tra từ toán đồ (3.31) hoặc từ bảng sau:

share-connect.blogspot.com

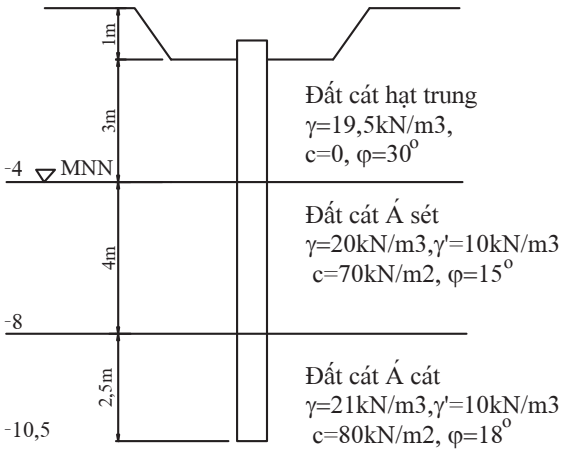
Bảng 3.13: Hệ số Nq

φ	20	25	28	30	32	34	36	38	40	42	45
N_q (cọc đóng)	8	12	20	25	35	45	60	80	120	160	230
N_q (cọc khoan)	4	5	8	12	17	22	30	40	60	80	115



Hình 3.32

Ví dụ III-5: Xác định sức chịu tải của cọc Bê tông cốt thép tiết diện 30x30, dài 9,5m hạ qua các lớp đất có chỉ tiêu cơ lý như sau:



Hình 3.33

Giải:

Sử dụng công thức của Meyerhof, Khả năng chịu tải cực hạn:

$Q_u = Q_m + Q_s = q_m.F_c + u.f_s.L_c$

+ Để tính khả năng bám trượt xung quanh ta dùng công thức:

$$f_s = c_a + \sigma'.K_s.tg\varphi_a$$

Tại độ sâu -4m,σ^{bt} = 19,5.3=58,5kN/m^2

c_a =c=0, φ_a=0,7.φ=21^o,K_s=1,2(1-sinφ_a)=0,77

$\Rightarrow f_s$ = 58,5.0,77.tg(21^o)=17,29 kN/m^2

Tại độ sâu -8m,σ^{bt} = 58,5+10.4=98,5T/m^2

c_a =0,8c=56kN/m^2, φ_a=0,7φ=10,5^o, K_s = 1,2(1-sinφ)=0,98

$\Rightarrow f_s$=56+98,5.0,98.tg(10,5^o)=73,89 kN/m^2

Tại độ sâu -10,5m,σ^{bt} = 98,5+10.2,5=123,5T/m^2

c_a =0,8c=64kN/m^2, φ_a=0,7φ=12,6^o, K_s = 1,2(1-sinφ)=0,94

$\Rightarrow$ f_s =64+123,5.0,94.tg(12,6^o)=89,9 kN/m^2

$\Rightarrow$ Q_s = 1,2.(17,29.3+73,89.4+89,9.2,5)=686,7kN

+ Để tính khả năng chịu tải ở mũi cọc ta dùng công thức:

share-connect.blogspot.com

$q_m = c.N_c + \gamma'.z.N_q + \gamma'.D.N_\gamma$

Với $\varphi_a = 0,7\varphi = 12,6^o$, tra toán đồ 3.28 có : $N_c = 35$, $N_q = 4$, $N_\gamma = 0$

$\Rightarrow$ $q_m = 64.35 + 123,5.4 + 0 = 2734 kN/m^2$

$\Rightarrow$ $Q_m = q_m.F = 2734.0,09 = 246,4 kN$

Sức chịu tải cho phép của cọc là :

$$Q_u = \frac{Q_m}{3} + \frac{Q_s}{2} = \frac{246,06}{3} + \frac{686,7}{2} = 425,4 kN$$

5.2.2.5. Phương pháp tính kết quả từ thí nghiệm xuyên động (SPT).

Thí nghiệm xuyên động (SPT) được thực hiện bằng ống tách đường kính 5,1cm, dài 45cm, đóng bằng búa rơi tự do nặng 64kg, chiều cao rơi là 76cm, thực hiện trong lỗ khoan. Khi thí nghiệm, đếm số búa để đóng cho từng đoạn 15cm ống lún vào đất, 15cm đầu không tính, chỉ dùng giá trị số búa cho 30cm sau là N búa, được ký hiệu là N30 được xem là số búa tiêu chuẩn N (Xem thêm ở Chương VI – 1 Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT – Sách Cơ học đất – Lê Xuân Mai – Đỗ Hữu Đạo Trg 276).

1) công thức của Meyerhof (1956)

$$Q_u = K_1.N.F_c + K_2.N_{tb}.u.L_c \qquad (3.41)$$

Trong đó:

Q_u – Sức chịu tải của cọc;

$K_1 = 400$ cho cọc đóng và 120 cho cọc khoan nhồi;

$K_2 = 2$ cho cọc đóng và 1 cho cọc khoan nhồi;

N - Số búa dưới mũi cọc.

N_{tb} - Số búa trung bình suốt chiều dài cọc;

Hệ số an toàn áp dụng cho công thức trên là $F_s = 2,5 - 3,0$;

F_c –Diện tích tiết diện ngang thân cọc;

L_c – Chiều dài cọc;

u – Chu vi thân cọc.

Hệ số an toàn khi tính sức chịu tải theo thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn lấy từ 2,5-3,0.

2. Theo công thức của Nhật Bản:

$$Q_a = \frac{1}{3}(\alpha N_a A_p + (0,2N_s L_s + CL_c)\pi d) \qquad (3.42)$$

Trong đó: N_a – Chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc;

N_s – Chỉ số SPT của lớp cát bên thân cọc;

L_s – Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát (m);

L_c – Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất dính (m);

C – Lực dính của đất dính ;

d – đường kính cọc;

α - Hệ số phụ thuộc vào phương pháp thi công cọc;

- Cọc bê tông cốt thép thi công bằng phương pháp đóng $\alpha = 30$
- Cọc khoan nhồi: $\alpha = 15$

share-connect.blogspot.com

Ví dụ III- 6: Xác định sức chịu tải của cọc đóng BTCT tiết diện 30x30cm, được đóng vào nền đất có kết quả khoan địa chất và kết quả thí ngiệm STT như sau:
Nền gồm 3 lớp:
Lớp 1: Á sét dày 7m
Lớp 2: Cát mịn dày 9m
Lớp 3: Cát hạt trung chặt
Chỉ số SPT như sau:

Độ sâu thí nghiệm (m)	3	5	7	9	11	13	15	17
Giá trị N	3	3	15	16	16	15	15	30

Giải:
Dự kiến chiều dài cọc 17m, mũi cọc đóng vào lớp cát hạt trung trang thái chặt.
Sử dụng công thức của Meyerhof:

$$Q_u = K_1.N.F_c + K_2.N_{tb}.u.L_c$$

$K_1 = 400$, $K_2 = 2$, $F_c = 0{,}09m^2$, $L_c = 17m$, $u = 1{,}2m$, $N=30$, $N_{tb} = 12$

$$Q_u = 400.30.0{,}09 + 2.12.1{,}2.17 = 1488kN$$

Sức chịu tải cho phép của cọc:

$$P = \frac{Q_u}{3} = \frac{1488}{3} = 496kN$$

5.2.2.6. Phương pháp tính kết quả từ thí nghiệm xuyên tĩnh

Thí nghiệm xuyên tĩnh được thực hiện bằng mũi côn tiết diện $10cm^2$, góc ở đỉnh 60^0, xuyên trong đất để đo sức chống xuyên R_p cho từng 20cm độ sâu dưới đất (Xem thêm ở Chương VI – 2 Thí nghiệm xuyên tĩnh CPT – Sách Cơ học đất – Lê Xuân Mai – Đỗ Hữu Đạo Trg 280).

Từ giá trị R_p tính ra sức kháng mũi và sức kháng bên của cọc như sau:

+ Khả năng chịu tải của mũi cọc:

$$q_m = K_c.R_p \qquad (3.42)$$

Trong đó: R_p - Khả năng chống xuyên tại mũi cọc;

K_c - Hệ số mang tải, phụ thuộc vào loại đất và loại cọc, tra theo bảng (3.14)

+ Khả năng bám trượt xung quanh:

$$f_s = \frac{R_{pi}}{\alpha_i} \qquad (3.43)$$

f_s được tính cho từng lớp i mà cọc xuyên qua tương ứng với sức chống xuyên mũi R_{pi}.

α - Hệ số lấy theo bảng (3.14)

Sức chịu tải cho phép của một cọc được xác định bằng cách lấy sức chịu tải giới hạn tính theo quy định trên chia cho hệ số an toàn Fs=2-3.

share-connect.blogspot.com

Bảng 3.14: Hệ số Kc và α

Loại đất	Sức chống ở mũi qc(***) (kPa)	Hệ số Kc		Hệ số α				Giá trị cực đại qp(kPa)			
				Cọc nhồi		Cọc đóng		Cọc nhồi		Cọc đóng	
		Cọc nhồi	Cọc đóng	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép
Đất loại sét chảy, bùn	<2000	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15
Đất loại sét cứng vừa	2000-5000	0,35	0,45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Đất loại sét cứng đến rất cứng	>5000	0,45	0,55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Cát chảy	0-2500	0,4	0,5	(60)** 120	120	(60) 80	(120) 60	35	35	35	35
Cát chặt vừa	2500-10000	0,4	0,5	(100) 180	(200) 180	1000	(200) 250	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80
Cát chặt đến rất chặt	>10000	0,3	0,4	150	(300) 200	150	(300) 200	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120
Đá phấn, mềm	>5000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35
Đá phong hóa, mảnh vụn	>5000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120

Ghi chú : Cần hết sức thận trọng khi lấy giá trị ma sát bên của cọc trong sét mềm và bùn vì khi tác dụng một tải trọng nhỏ lên nó, hoặc ngay cả tải trọng bản thân, cũng làm cho loại đất này lún và tạo ra ma sát âm.

Các giá trị trong ngoặc có thể sử dụng khi:

- Đối với cọc, thành hố được giữ tốt, khi thi công không gây phá hoại thành hố và bê tông đạt chất lượng cao;
- Đối với cọc đóng có tác dụng làm chặt đất khi đóng cọc.

* Giá trị sức chống xuyên ở mũi tương ứng với mũi côn đơn giản

Bảng 3.15: Tương quan giữa q_c và φ

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

* Tương quan giữa sức chống xuyên q_c và sức chống cắt không thoát nước của đất dính, c_u, xác định theo công thức :

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{15} \qquad (3.44)$$

Trong đó σ_v là áp lực thẳng đứng do tải trọng bản thân của đất nền.

share-connect.blogspot.com

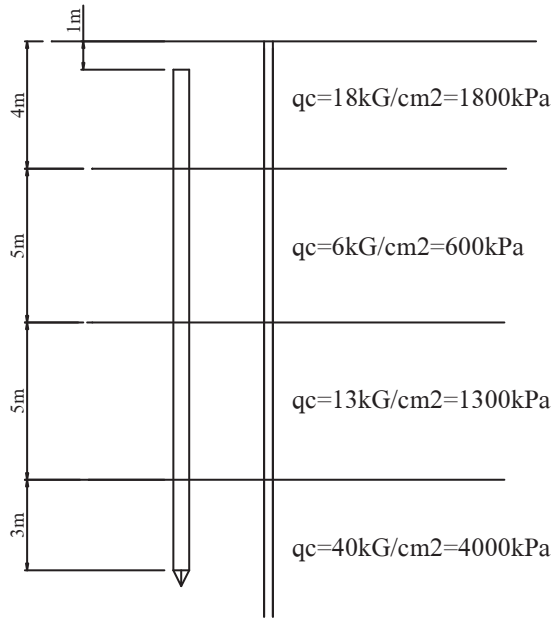
Ví dụ III-7 : Dự báo sức chịu tải theo đất nền của cọc BTCT tiết diện 30x30cm, dài 16m được thi công theo phương pháp ép xuống nền đất có địa tầng gồm 4 lớp như sau

+ Lớp 1: Á cát dẻo dày 4m: sức kháng mũi xuyên $q_c = 18kG/cm^2$

+ Lớp 2: Sét, dẻo mềm dày 5m: sức kháng mũi xuyên $q_c = 6kG/cm^2$

+ Lớp 3: Á sét, dẻo cứng dày 5m: sức kháng mũi xuyên $q_c = 13kG/cm^2$

+ Lớp 2: Cát hạt trung, chặt vừa: sức kháng mũi xuyên $q_c = 40kG/cm^2$



Hình 3.34

Giải :

Theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh, ta xác định được chiều dài của cọc qua các lớp đất và các giá trị τ_i và Rn như sau :

$l_1 = 3m,\ \alpha_1 = 30,\ \tau_1 = \dfrac{q_{c1}}{\alpha_1} = \dfrac{1800}{30} = 60kPa$

$l_2 = 5m,\ \alpha_2 = 30,\ \tau_2 = \dfrac{q_{c2}}{\alpha_2} = \dfrac{600}{30} = 20kPa$

$l_3 = 5m,\ \alpha_3 = 60,\ \tau_3 = \dfrac{q_{c3}}{\alpha_3} = \dfrac{1300}{60} = 21{,}6kPa$

$l_4 = 3m,\ \alpha_4 = 100,\ \tau_4 = \dfrac{q_{c4}}{\alpha_4} = \dfrac{4000}{100} = 40kPa$

Tại mũi cọc Kc = 0,5 $\Rightarrow$ Rn =Kc.qc = 0,5.4000=2000kPa

Sức chịu tải giới hạn của cọc :

$$P_{gh} = 1{,}2(3.60 + 5.20 + 5.21{,}6 + 3.40) + 0{,}09.2000 = 789{,}6kN\ (=78{,}96T)$$

Sức chịu tải cho phép của cọc :

$$[P] = \frac{Q_s}{F_{s1}} + \frac{Q_m}{F_{s2}} = \frac{609}{1{,}5} + \frac{180}{2{,}5} = 478kN(= 47{,}8T)$$

Trong đó : F_{s1} =1,5 là hệ số an toàn đối với ma sát xung quanh

F_{s2} =2,5 là hệ số an toàn đối với sức chống mũi.

5.2. Xác định sức chịu tải của cọc theo phương ngang trục

Về nguyên tắc, việc xác định sức chịu tải của cọc cũng có thể theo ba phương pháp: Lý thuyết, thực nghiệm và theo kinh nghiệm. Tuy nhiên việc xác định tính toán tải trọng ngang tác dụng lên cọc thường rất phức tạp. Hiện nay chưa có công thức nào để xác định chính xác tải trọng ngang tác dụng lên cọc khi biết kích thước cọc và điều kiện địa chất. Việc tính toán tải trọng ngang chủ yếu dựa vào kinh nghiệm hoặc phải xác định qua thí nghiệm hiện trường.

Theo kinh nghiệm, tải trọng ngang của cọc được xác định theo công thức:

$$H_{ng}^{tb} = m.H_{ng} \qquad (3.45)$$

Trong đó: H_{ng}^{tb} - Sức chịu tải trọng ngang trung bình của cọc;

m - Hệ số điều kiện làm việc, phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng n:

share-connect.blogspot.com

n = 1 - 5 m = 0,85
n = 6 - 10 m = 0,90
n = > 11 m = 1,00

H_{ng} - Sức chịu tải trọng ngang của cọc ứng với trị số chuyển vị ngang của đỉnh cọc Δ_{ng}, được xác định theo nhiệm vụ thiết kế. Khi không có số liệu thí nghiệm thì trị số H_{ng} có thể lấy theo bảng sau: Ứng với $\Delta_{ng} = 1$; khi $\Delta_{ng} < 1$ thì xác định bằng cách nội suy giữa $\Delta_{ng} = 1$ và $\Delta_{ng} = 0$. Khi $\Delta_{ng} > 1$ thì H_{ng} lấy theo thí nghiệm tải trọng tĩnh với tải trọng ngang.

Bảng 3.16: Bảng tra trị số H_{ng}

Loại đất từ đáy đài đến độ sâu có trị số kd	Độ ngàm sâu của cọc		Trị số H_{ng}					
			Tiết diện cọc BTCT			Cọc tròn có đường kính		
	Cọc BTCT	Cọc gỗ	30x30	35x35	40x40	28	30	32
1. Đất cát chặt vừa, á cát dẻo cứng	6d	4,5d	6,00	7,00	8,00	2,60	2,80	2,80
2. Đất rời, cát bụi, á cát dẻo. á sét, sét dẻo mềm.	7d	5d	2,50	3,0	3,5	1,4	1,5	1,6
3. Á sét, sét dẻo nhão	8d	6d	1,0	1,0	2,0	0,5	0,5	0,6

Điều kiện kiểm tra:

$$H \le H_{ng}^{tb} \qquad (3.16)$$

Với H tải trọng ngang của công trình truyền lên cọc

$$H = \frac{\sum Q}{n} \qquad (3.47)$$

$\sum Q$ -Tổng tải trọng ngang tác dụng lên móng cọc

n - Số lượng cọc trong móng

share-connect.blogspot.com

§6. THIẾT KẾ MÓNG CỌC ĐÀI THẤP

6.1. Các giả thiết khi tính toán móng cọc đài thấp

Việc tính toán, thiết kế móng cọc đài thấp dựa trên cơ sở các giả thuyết như sau:

1. Đối với móng cọc đài thấp, tải trọng ngang hoàn toàn do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận. Do vậy, điều kiện để tính toán theo sơ đồ móng cọc đài thấp là:

$$h \geq 0{,}7h_{min} \qquad (3.48)$$

Trong đó: h- độ chôn sâu của đáy đài;

$$h_{min} = tg\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\sqrt{\frac{\sum 2H}{\gamma.h}} \qquad (3.49)$$

Với φ, γ - góc nội ma sát và dung trọng của đất từ đáy đài trở lên.

$\sum H$ - tổng tải trọng nằm ngang;

b - cạnh đáy đài theo phương thẳng góc với tổng lực ngang $\sum H$.

2. Sức chịu tải của cọc trong móng được xác định như đối với cọc đơn riêng rẽ, không kể đến ảnh hưởng của nhóm cọc.

3. Tải trọng công trình truyền qua đài cọc, chỉ truyền lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất giữa các cọc tại mặt tiếp giáp với đài cọc hay nói cách khác là đất tại mặt tiếp giáp với đài không trực tiếp làm việc.

4. Khi kiểm tra cường độ của nền đất và khi định độ lún của móng cọc thì người ta xem móng cọc như là một móng khối qui ước bao gồm cọc, đài cọc và phần đất giữa các cọc.

5. Vì việc tính toán móng khối quy ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên nên trị số mômen của tải trọng ngoài tại đáy móng khối quy ước được lấy giảm đi một cách gần đúng bằng trị số mô men của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.

6. Đài cọc xem như tuyệt đối cứng, cọc và đài cọc xem như liên kết ngàm cứng với nhau.

6.2. Chọn vật liệu làm cọc và đài cọc

Chọn vật liệu làm cọc phải đảm bảo để khi thiết kế có thể chịu được các giá trị nội lực sinh ra trong quá trình cẩu, vận chuyển lắp dựng, thi công hạ cọc và chịu tải với hệ số an toàn hợp lý.

6.2.1. Bê tông

Những yêu cầu về Bê tông cọc được lấy theo các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông hiện hành, bê tông cọc cần được thiết kế chống được các tác nhân ăn mòn có trong nền đất.

Dựa trên điều kiện làm việc của cọc, mác tối thiểu cho bê tông cọc có thể lấy như sau: (TCxD 205-1998).

+ Cọc hạ trong điều kiện bình thường, dễ đóng: $M \geq 250$
+ Cọc phải đóng đến độ chối rất nhỏ: $M \geq 400$.

6.2.2. Cốt thép

Cốt thép cọc phải thoã mãn các điều kiện quy định về chất lượng cốt thép để có thể chịu được nội lực phát sinh khi bốc dỡ, vận chuyển thi công và nội lực do công trình truyền vào cọc.

share-connect.blogspot.com

Cốt thép chủ cần kéo dài suốt chiều dài cọc. Trường hợp cốt thép cần phải nối thì phải đúng quy định về nối cốt thép.

Trong trường hợp cần tăng khả năng chịu mo men, thép cần được tăng cường ở đầu cọc (thường là cọc nhồi, móng cọc đài cao), nhưng cần bố trí sao cho sự gián đoạn đột ngột của cốt thép không gây ra nứt cọc khi đóng.

Cốt thép được xác định theo tính toán, hàm lượng thép không nhỏ hơn 0,8 %, đường kính không nhỏ hơn $\phi 14$. Đối với nhà cao tầng hàm lượng cốt thép dọc trong cọc có thể đến $1 \div 1{,}2\%$.

Cốt thép đai có vai trò chịu ứng suất nay sinh trong quá trình đóng cọc trong khoảng $2 \div 3d$ tại hai đầu cọc hàm lượng cốt đai ≥ 6%, trong phần thân cọc hàm lượng cốt đai ≥ 2%.

Cốt thép đai có thể sử dụng $\phi 6 \div \phi 8$, dạng móc, đai kín hoặc xoắn. Với đài cọc, bê tông $M \geq 200$, cốt thép có thể AI, AII, bố trí theo tính toán.

6.3. Chọn kích thước cọc, đài cọc

6.3.1. Chọn kích thước cọc

Việc lựa chọn kích thước tiết diện ngang của cọc, chiều dài của cọc phụ thuộc vào tải trọng công trình, tính chất tải trọng và điều kiện địa chất nơi xây dựng công trình và khả năng thi công. (Ví dụ cọc thiết kế đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật tuy nhiên sức chịu tải quá lớn, công trình trong thành phố không thi công bằng phương pháp đóng cọc được, năng lực máy ép không đủ để ép cọc xuống độ sâu thiết kế, vậy là chưa hợp lý).

Chọn kích thước của cọc đóng có thể lấy các loại tiết diện và kích thước tiết diện, chiều dài như ở mục (2.2) của chương này.

Việc chọn lựa kích thước và chiều dài của cọc khoan nhồi đối với các công trình cầu thì cần xem xét chặt chẽ hơn đến tải trọng công trình, điều kiện địa chất và khả năng thi công để lựa chọn hợp lý.

6.3.2. Chọn kích thước đài cọc

Chiều cao của đài cọc xác định bằng tính toán, nhưng không nhỏ hơn 0,5m (với đài cọc công trình dân dụng). Và phải đảm bảo điều kiện đủ chiều cao đề ngàm cọc hoặc cốt thép râu tôm của cọc ngàm vào móng.

- Với công trình xây dựng dân dụng, công nghiệp, chiều cao đài từ $0{,}6 \div 1\text{m}$.
- Với công trình cầu đường, chiều cao đài thường từ $1{,}5 \div 2{,}5\text{m}$.
- Kích thước đáy đài phụ thuộc vào số lượng cọc cần thiết để bố trí và cách bố trí cọc trong móng. Thông thường việc chọn kích thước đáy đài sao cho phù hợp để bố trí cọc đồng thời tiết kiệm vật liệu nhất.

6.4. Xác định sức chịu tải của cọc đơn

6.5.Xác định số lượng cọc và bố trí cọc trong móng

6.5.1. Xác định số lượng cọc

Số lượng cọc trong móng được tính toán theo công thức sau:

$$n = \beta \frac{\sum N^{tt}}{P_{đn}} \qquad (3.50)$$

Trong đó : $\sum N^{tt}$ tổng tải trọng tính toán tại đáy đài.

share-connect.blogspot.com

$P_{đn}$ - sức chịu tải tính toán theo đất nền

β - Hệ số kinh nghiệm, kể đến ảnh hưởng của momen, tải trọng ngang và số lượng cọc trong đài. Thông thường $\beta = 1 \div 1,5$ với móng cọc đài thấp, $\beta = 1,6$ với móng cọc đài cao, trường hợp với móng cọc cầu treo, cầu dây văng thì momen và tải trọng ngang rất lớn nên trị số β có thể lấy cao hơn.

6.5.2. Bố trí cọc trong móng

Sau khi sơ bộ xác định số lượng cọc thì tiến hành bố trí cọc trong móng. Khi bố trí cọc trong móng phải đảm bảo hai yêu cầu chính là thi công dễ dàng và chịu lực tốt.

Về mặt thi công, phải đảm bảo khoảng cách giữa các cọc cần được lựa chọn sao cho hiện tượng nâng cọc và làm chặt đất giữa các cọc là nhỏ nhất đồng thời tận dụng tối đa sức chịu tải của cọc, khoảng cách tối thiểu giữa hai trục cọc phải đảm bảo để có thể hạ cọc đến độ sâu thiết kế mà không làm hư hỏng cọc khác và công trình lân cận.

Khoảng cách giữa hai cọc kề nhau được lấy như sau:

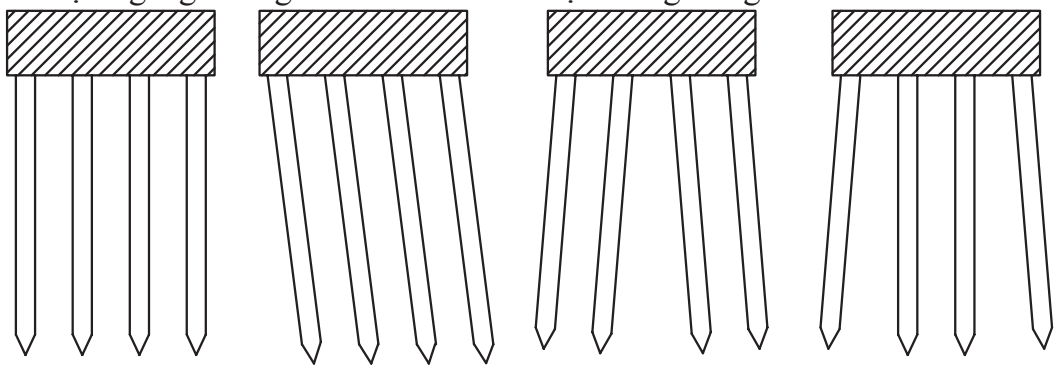
- Khi cọc thẳng đứng :
  + Cọc chống không nhỏ hơn 3d (d - đường kính cọc).
  + Cọc chống không nhỏ hơn 2d.
  + Cọc có mở rộng đáy không nhỏ hơn 1,5 lần đường kính mở rộng d hoặc d+1m (d>2m).
- Khi cọc xiên :
  + Tại mặt phẳng đáy đài không được nhỏ hơn 1,5d.
  + Tại mặt phẳng mũi cọc không được nhỏ hơn 3d.

Nếu không đảm bảo các khoảng cách trên thì không thể hạ cọc đến độ sâu thiết kế. Tuy nhiên khoảng cách giữa hai trụ cọc cũng không vượt quá trị số 6d để giảm bớt khối lượng đào đất và vật liệu đài cọc.

Về phương diện chịu lực thì tuỳ tình hình cụ thể của địa chất, tải trọng mà bố trí cọc cho thích hợp.

Trường hợp chỉ có tải trọng thẳng đứng tác dụng thì bố trí cọc thẳng đứng và cách đều nhau.

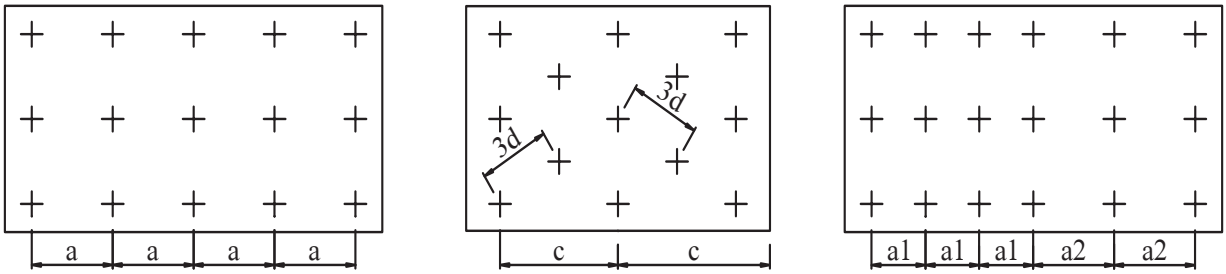
Trường hợp tải trọng ngang và momen lớn thì phải tăng độ cứng ngang của móng bằng cách bố trí cọc xiên, có thể xiên một chiều (hoặc độ xiên từ 1:5 ; 1:7; 1:10) hoặc kết hợp cả cọc đứng và cọc xiên. Việc thi công cọc xiên thường khó khăn nếu momen và lực ngang không đều thì nên bố trí cọc thẳng đứng.



Hình 3.35: Bố trí cọc trên mặt đứng

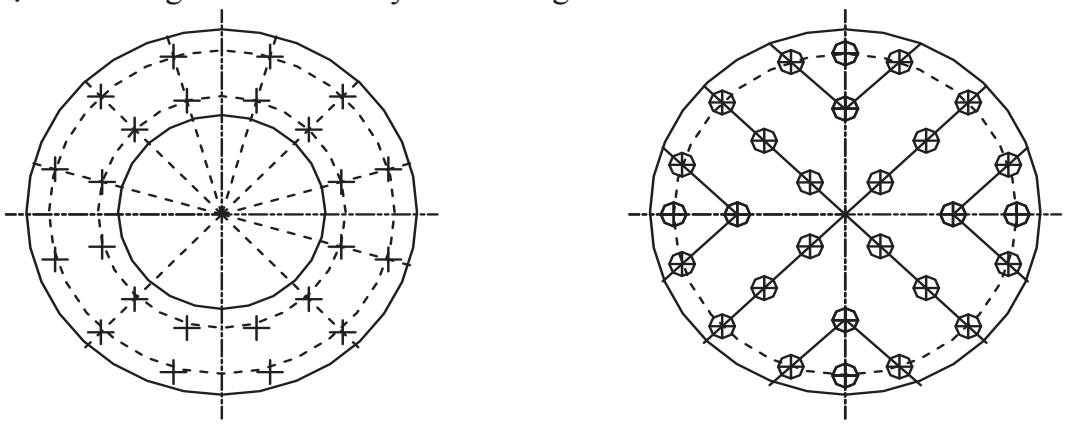
share-connect.blogspot.com

Khi bố trí cọc trên mặt bằng nên bố trí cọc đều nhau để dễ thi công, có thể bố trí theo hình ô chữ nhật hoặc bố trí dạng hình hoa mai. Trường hợp móng lệch tâm lớn có thể bố trí cọc dày hơn về phía lệch tâm. Lúc này số hàng cọc khoảng cách vẫn đều nhau, số cọc trong mỗi hàng khoảng cách không đều nhau.



Hình 3.36: Bố trí cọc trên mặt đứng

Bố trí cọc khi móng hình vành khuyên và móng hình tròn.



Hình 3.37: Bố trí cọc khi móng hình vành khuyên hoặc hình tròn

6.6. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc

6.6.1. Trường hợp móng chỉ có cọc thẳng đứng

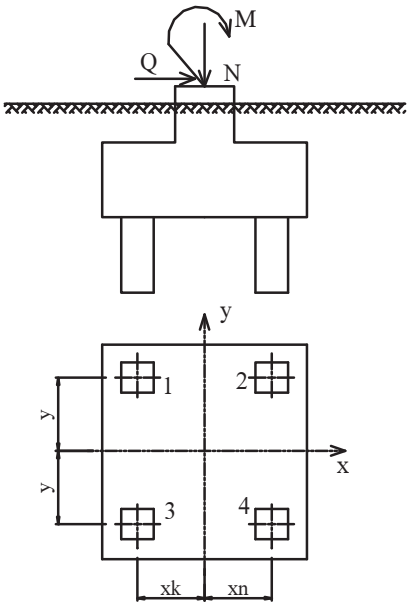
Trong trường hợp này, nếu móng chỉ chịu tải trọng đúng tâm thì không cần kiểm tra. Nếu số lượng cọc xác định theo công thức (3.50).

Khi móng chịu tải lệch tâm sẽ xảy ra hiện tượng một số cọc trong móng chịu tải trọng lớn và một số khác chịu tải trọng bé, đôi khi có cọc chịu kéo. Nên thiết kế để tất cả các cọc đều chịu nén.

Việc kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc tiến hành như sau :

- Đối với cọc chịu nén : $P_0^{max} < P_{đn}^{n}$ (3.51)
- Đối với cọc chịu kéo : $P_0^{min} < P_{đn}^{k}$ (3.52)

Trong đó: P_0^{max}, P_0^{min} tải trọng tác dụng lên cọc chịu nén nhiều nhất và chịu kéo nhiều nhất.



Hình 3.38

share-connect.blogspot.com

$P^n_{đn}$, $P^k_{đn}$ - Sức chịu tải tính toán theo đất nền của cọc chịu nén và chịu kéo.

Các trị số P_0^{max} và P_0^{min} xác định như sau :

$$P_0^{max} = \frac{\sum N^{tt}}{n} + \frac{M.x^n_{max}}{\sum_1^n x_i^2} \quad (3.53)$$

$$P_0^{min} = \frac{\sum N^{tt}}{n} - \frac{M.x^k_{max}}{\sum_1^n x_i^2} \quad (3.54)$$

Trong đó : $\sum N^{tt}$ - tổng tải trọng thẳng đứng tính toán tại đáy đài;

n- số lượng cọc trong móng;

M- tổng momen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của các tiết diện cọc tại đáy đài;

x^n_{max}, x^k_{max} - khoảng cách từ trọng tâm cọc chịu nén nhiều nhất (2,3) và cọc chịu kéo nhiều nhất (1,2) đến trục đó;

x_i - khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến trục đó.

** Kiểm tra tải trọng ngang tác dụng lên cọc*

Theo quy phạm về móng cọc, việc kiểm tra móng cọc đài thấp chịu tải trọng ngang tiến hành như sau :

$$H_0 < H_{ng} \quad (3.55)$$

Trong đó : H_0 - lực ngang tác dụng lên mỗi cọc, người ta giả thuyết tải trọng ngang phân bổ đều lên tất cả các cọc trong móng.

$$H_0 = \frac{\sum H}{n} \quad (3.56)$$

Trong đó: $\sum H$ - tổng lực ngang tác dụng lên móng cọc tại đáy đài.

H_{ng} - sức chịu tải trọng ngang tính toán của mỗi cọc, xác định như ở mục (5.2).

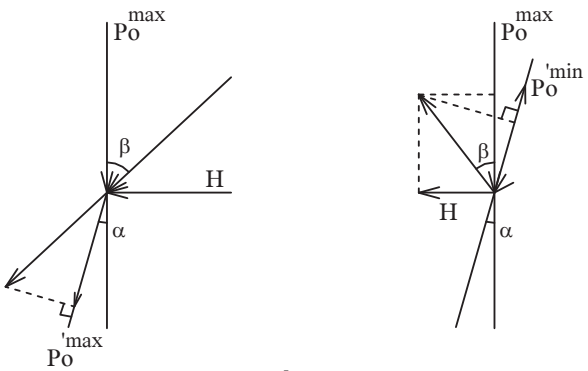
6.6.2. Trường hợp móng có cọc xiên.

Việc kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc xiên được tiến hành như sau :

$$P_0^{'max} \le P^n_{đn} \quad (3.57)$$

$$P_0^{'min} \le P^k_{đn} \quad (3.58)$$

Trong đó: P_0^{max},P_0^{min} - tải trọng nén lớn nhất và kéo lớn nhất tác dụng theo phương dọc trục cọc, xác định theo công thức sau đây.



Hình 3.39

$$P_0^{max} = \frac{\cos(\beta - \alpha)}{\cos\beta}.P_0^{max} \quad (3.59)$$

$$P_0^{min} = \frac{\cos(\alpha + \beta)}{\cos\beta}.P_0^{min} \quad (3.60)$$

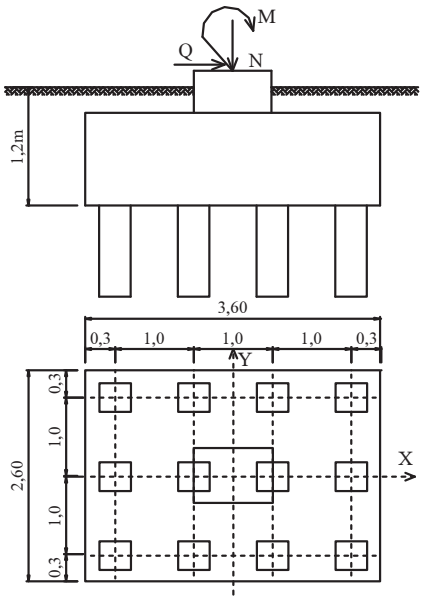
share-connect.blogspot.com

Với : β - góc giữa lực thẳng đứng tác dụng lên cọc đang xét với tổng hợp lực giữa nó và lực ngang H tác dụng lên cọc đó, với H được xác định theo (3.56).

α – góc nghiêng giữa trục cọc và trục thẳng đứng.

P_0^{max}, P_0^{min} xác định tương tự (3.53) và (3.54).

Ví dụ III-8: Xác định tải trọng lớn nhất tác dụng lên cọc trong móng cọc đài thấp được thiết kế tiếp nhận tải trọng tác dụng tại mặt đỉnh móng: N=250T, M=15Tm, Q=10T. Biết số cọc là n=12cọc tiết diện 30x30cm, bố trí như hình vẽ bên:



Hình 3.40

Giải:

Tải trọng do trọng lượng bản thân đài cọc và đất đắp trên đài:

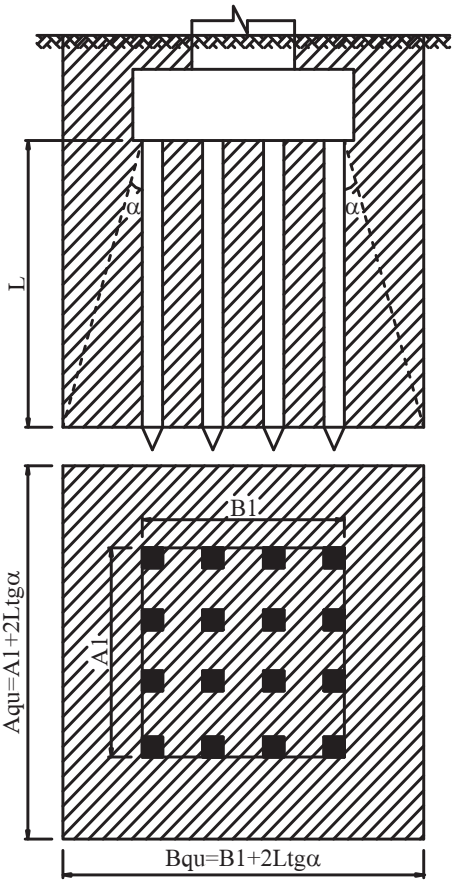
G=(3,6.2,6.1,2).2,0=22,464T

$$P^{max} = \frac{250 + 22,464}{12} + \frac{(12 + 10.1,2).1,5}{2.3.(0,5^2 + 1,5^2)} = 25,1T$$

$$P^{min} = \frac{250 + 22,464}{12} - \frac{(12 + 10.1,2).1,5}{2.3.(0,5^2 + 1,5^2)} = 20,3T$$

6.7. Kiểm tra cường độ nền đất tại mặt phẳng mũi cọc

Để kiểm tra cường độ nền đất tại mặt phẳng mũi cọc, người ta coi cọc, đài cọc và phần đất giữa các cọc là một móng khối qui ước như hình vẽ. Móng khối này có chiều sâu đáy móng từ mặt đất đến mặt phẳng đi qua mũi cọc (hình 3.41).



Hình 3.41

Diện tích của móng khối qui ước.

$$F_{qu} = (A_1 + 2Ltg\alpha)(B_1 + 2Ltg\alpha) \qquad (3.61)$$

Trong đó :

A_1, B_1 - Khoảng cách từ mép hai hàng cọc ngoài cùng đối diện nhau theo hai phía;

L- Chiều dài cọc, tính từ đáy đài đến mũi cọc;

α – góc mở rộng so với trục thẳng đứng kể từ mép ngoài hàng cọc ngoài cùng:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} \qquad (3.62)$$

Với: φ_{tb} - trị số trung bình của góc ma sát trong tiêu chuẩn của đất.

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{\sum l_i} \qquad (3.63)$$

φ_i - góc nội ma sát lớp đất thứ i;

share-connect.blogspot.com

l_i - chiều dày lớp đất thứ i;

Trường hợp cọc xiên thì nếu α lớn hơn góc nghiêng của cọc thì lấy như trên, nếu α nhỏ hơn góc nghiêng của cọc thì lấy $\alpha = \alpha_i$ (α_i góc nghiêng của cọc).

Sau khi xác định được kích thước móng khối qui ước thì kiểm tra nền đất ở mũi cọc thực hiện như với móng nông.

- Trường hợp tải trọng đúng tâm

$$\sigma = \frac{N_đ}{F_{đq}} \le R \qquad (3.64)$$

- Trường hợp tải trọng lệch tâm

$$\sigma_{max} < 1{,}2R \qquad (3.65)$$

$$\sigma_{TB} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \le R \qquad (3.66)$$

Trong đó: $N^đ$ - Tổng tải trọng thẳng đứng tại đáy móng khối qui ước, bao gồm cả trọng lượng cọc, đài cọc và trọng lượng đất giữa các cọc;

$F_{đq}$ - Diện tích đáy móng khối qui ước;

R – Cường độ tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng khối qui ước, phụ thuộc vào loại đất, trạng thái, và kích thước móng khối qui ước xác định theo TCXD 45-70 hoặc TCXD 45-78.

Trị số $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ xác định như sau :

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N_đ}{F_{đq}} \pm \frac{M}{W_{đq}} \qquad (3.67)$$

Với : M - tổng momen của tải trọng ngoài so với trục trọng tâm đáy đài;

$W_{đq}$ - Momen chống uốn của tiết diện đáy móng khối qui ước.

**** Một số quy định khi xác định kích thước móng khối quy ước:***

+ Trường hợp nền đất nhiều lớp, ranh giới móng khối quy ước xác định như sau:

- Phía dưới là mặt phẳng AB đi qua mũi cọc;
- Phía cạnh là các mặt phẳng AD cà BC đi qua mép ngoài cùng của hàng cọc biên thẳng đứng khoảng cách $L.tg(\varphi_{tb}/4)$, còn khi có cọc nghiêng thì đi qua mép mũi của cọc nghiêng;
- Phía trên là mặt đất CD;
- Trị số φ_{tb} xác định theo công thức (3.63) (Hình 3.42a).

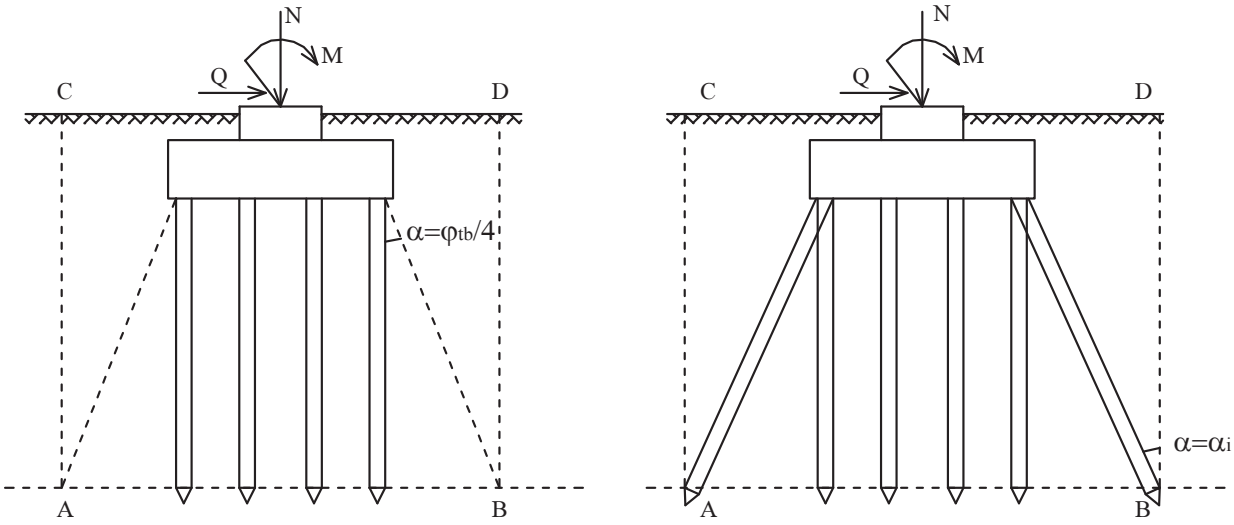
+ Trường hợp nền đồng nhất, kích thước của móng khối quy ước xác định như sau :

- Chiều rộng và chiều dài của bản móng quy ước bằng các cạnh của nhóm cọc;
- Chiều sâu đặt móng quy ước bằng 2/3 chiều dài cọc kể từ đáy đài;
- Ứng suất phụ thêm do tải trọng công trình được giả thiết là truyền xuống các lớp đất bên dưới móng quy ước với góc mở bằng 30^o (Hình 3.42b).

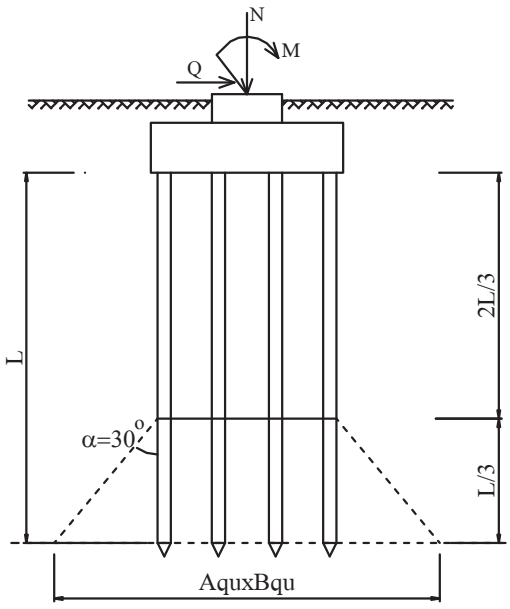
+ Trường hợp khi cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng:

- Chiều rộng và chiều dài của bản móng quy ước bằng các cạnh của nhóm cọc;
- Chiều sâu đặt móng quy ước bằng 2/3 chiều dài cọc ngàm trong lớp đất tốt kể từ bề mặt lớp đất trên;
- Ứng suất phụ thêm do tải trọng công trình được giả thiết là truyền xuống các lớp đất bên dưới móng quy ước với góc mở bằng 30^o. (Hình 3.42c);

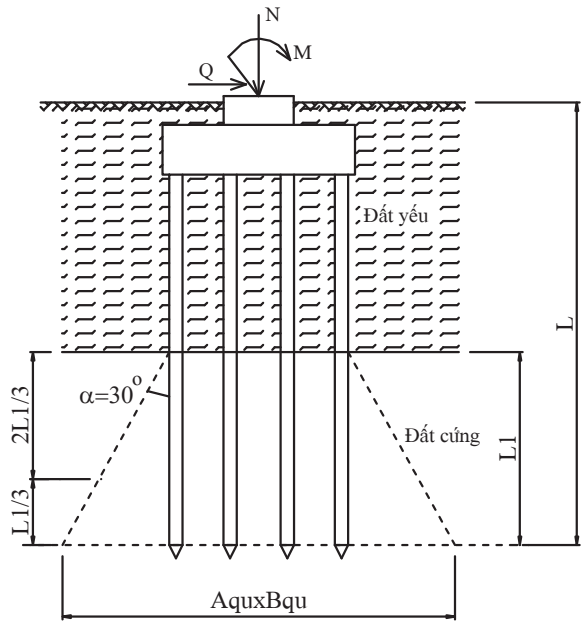
share-connect.blogspot.com



Hình 3.42a: Xác định kích thước móng khối quy ước trong trường hợp nền nhiều lớp



Hình 3.42b: Móng khối quy ước trong trường hợp nền đồng nhất



Hình 3.37c: Trường hợp cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng

6.8. Tính toán độ lún của móng cọc

Cũng như đối với các loại móng khác, khi thiết kế móng cọc phải bảo đảm điều kiện sau đây:

$$S \le [S] \qquad (3.68)$$

Trong đó: S - độ lún của móng cọc;

$[S]$ - độ lún cho phép của công trình.

Khi khoảng cách giữa các cọc trong móng nhỏ hơn 4d, để tính toán độ lún móng cọc người ta xem móng cọc như móng khối qui ước, việc tính toán độ lớn tiến hành theo các phương pháp đã nghiên cứu trong Cơ học đất.

share-connect.blogspot.com

Dưới đây trình bày trình tự tính lún cho móng cọc theo phương pháp cộng lún từng lớp:

1. Chia nền đất dưới đáy móng khối quy ước thành từng lớp phân tố.
2. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra.
3. Xác định áp lực gây lún:

$$\sigma^{gl} = \sigma_{tb}^{đ} - \gamma.h_{qu} \qquad (3.69)$$

Trong đó : σ_{tb} – ứng suất trung bình tại đáy móng khối qui ước;

γ - trọng lượng thể tích trung bình của các lớp đất từ mũi cọc trở lên;

H_{qu} - khoảng cách từ mặt đất đến đáy móng khối qui ước.

4. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất do ứng suất gây lún:

$$\sigma_{zi}^{gl} = k_{0i}.\sigma^{gl} \qquad (3.70)$$

5. Xác định chiều sâu vùng ảnh hưởng H_a, xác định H_a ở điểm có $\sigma_{gl}^{i} \le 0{,}2\sigma^{bt}$.

6. Tính toán độ lún cho từng lớp S_i theo công thức:

$$S_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \qquad (3.71)$$

$$S_i = \frac{a_i p_i h_i}{1 + e_{1i}} \qquad (3.72)$$

$$S_i = a_{0i} p_i h_i \qquad (3.73)$$

$$S_i = \frac{\beta}{E_{0i}} p_i h_i \qquad (3.74)$$

7. Tính độ lún tổng cộng $S = \sum_{i=1}^{n} S_i$ (3.75)

6.9. Tính toán đài cọc

Việc tính toán đài cọc theo ba sơ đồ sau:

- Tính toán chọc thủng;
- Tính toán phá hoại theo mặt phẳng nghiêng;
- Tính toán chịu uốn.

6.9.1. Tính toán đài cọc dưới cột hoặc dưới trụ

a. Tính toán chọc thủng

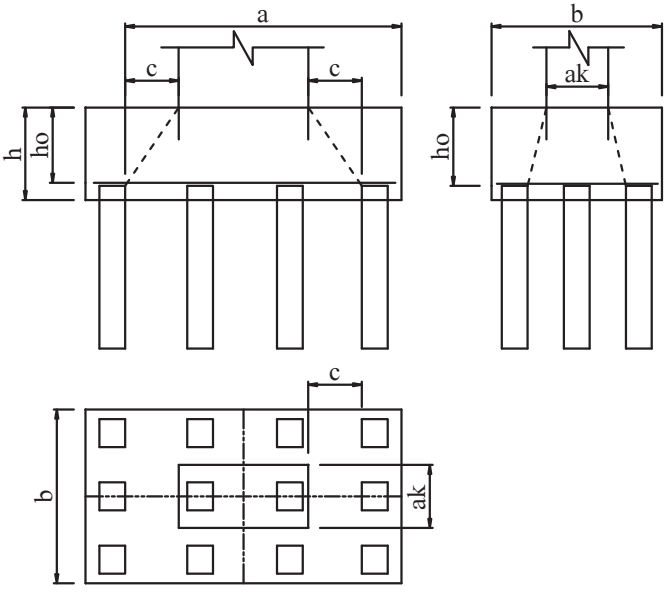
Chiều cao làm việc tổng cộng của đài được xác định từ điều kiện sau : Khi $b \le a_k + 2h_0$ thì

$$P_{np} \le (a_k + b)h_0 k R_p \qquad (3.76)$$

Khi:$b > a_k + 2h_0$ thì:

$$p_{np} \le (a_k + h_0)h_0.k.R_p \qquad (3.77)$$

Trong đó : b- cạnh đáy đài song song với a_k



Hình 3.43

share-connect.blogspot.com

a_k - Cạnh của tiết diện cột hoặc trụ song song với mép của lăng thể chọc thủng;
P_{np} - Tổng nội lực tại đỉnh các cọc nằm giữa mép đài và lăng thể chọc thủng;
h_0 - Chiều cao làm việc của đài;

k - hệ số phụ thuộc tỷ số $\frac{c}{h_0}$ tra bảng, với c là khoảng cách từ mép cột hoặc trụ đến mép hàng cọc đang xét (tra bảng 3.17);

R_p - sức chịu kéo tính toán của bê tông.

Việc tính toán chọc thủng được tiến hành cho mỗi hàng cọc nằm ngoài pham vi cột hoặc trụ.

Bảng 3.17: Hệ số làm việc của mặt nghiêng

c/h_o	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
K	0.75	0.79	0.84	0.90	0.97	1.05	1.14	1.25	1.38

b. Tính toán phá hoại trên mặt phẳng nghiêng

Khi tính toán theo sơ đồ này giả thiết rằng ứng suất kéo chính phân bố đều trong phạm vi phần giữa của tiết diện đài trên một dải có chiều rộng bằng a_k+h_0
Chiều cao làm việc của đài được xác định từ các điều kiện sau đây:

- Khi $b \le a_k + h_0$ thì

$$P_{np} \le b h_0 R_p \text{ rút ra } h_0 \ge \frac{P_{np}}{b.R_p} \qquad (3.78)$$

- Khi $b > a_k + h_0$ thì

$$P_{np} \le (a_k + h_0) h_0 R_p \qquad (3.79)$$

Từ đó rút ra

$$h_0 = -\frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a_{k^2}}{4} + \frac{P_{np}}{R_p}} \qquad (3.80)$$

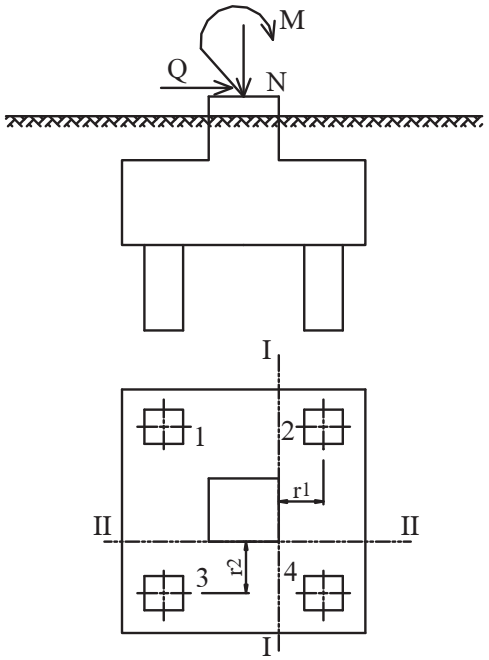
Trong đó: P_{np} tổng nội lực tại các đỉnh cọc nằm ngoài mặt phẳng nghiêng.

Đối với đài cọc có nhiều bậc, khi

$b \le a_k + h_0$ thì trị số b thay bằng trị số $b_{tb} = \frac{F}{h_0}$

(F - diện tích tiết diện ngang của đài).

Chiều cao làm việc của đài lấy theo trị số lớn nhất nhận được từ cách tính theo hai sơ đồ trên, chiều cao đài $h=h_0+(10 \div 15)cm$.



Hình 3.44

c. Tính toán chịu uốn

Việc tính toán chịu uốn của đài tiến hành treo trị số momen uốn tại các tiết diện thẳng đứng của đài ở mép cột và tại vị trí đài có chiều cao thay đổi.

Tính toán momen tại các tiết diện:

$$M^{I=I} = (P_2 + P_4) r_1 \qquad (3.81)$$

share-connect.blogspot.com

$$M^{II=II} = (P_3 + P_4).r_2 \quad (3.82)$$

Trong đó : P_1, P_2, P_3, P_4 - Tải trọng tính toán của công trình truyền xuống cọc

r_1, r_2 - Khoảng cách từ tim cọc đến các tiết diện I-I và II-II.

Tính toán cốt thép : $F_{ct} = \dfrac{M}{0{,}9h_0.m_a R_a}$ (3.83)

Trong đó : F_{ct} - Diện tích cốt thép;

M- Momen tại các tiết diện tính toán ;

h_0 - Chiều cao làm việc của đài;

R_a - Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép;

m_a - Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép trong móng (m_a =0,85 – 0,95).

Ví dụ III-9: Tính toán kiểm tra chiều dày của đài cọc trong ví dụ 8 nếu dự kiến chiều cao của đài cọc là 70cm, kích thước cột: 40x50cm, đài cọc bê tông Mác 250 có R_k = 88T/m^2.

Giải:

Mặt phẳng nghiêng cần kiểm tra xuất phát từ mép trong của hàng cọc ngoài cùng đến mép cột; bề rộng đài b=2,6m; h_0 = 0,7m; c=0,95m; c/h_0 = 1,35, tra bảng (3.17), lấy k=0,75;

Tải trọng phá hoại P=3.P_{max} = 3.25,1=75,3T

Khả năng chịu ép thủng của tiết diện:

Ta có: a_c+2h_0 =40+2.70=180cm<b=260cm

$\Rightarrow$ k.R_k.(a_c +h_o).h_o = 0,75.88.(0,4+0,7).0,7=50,82T

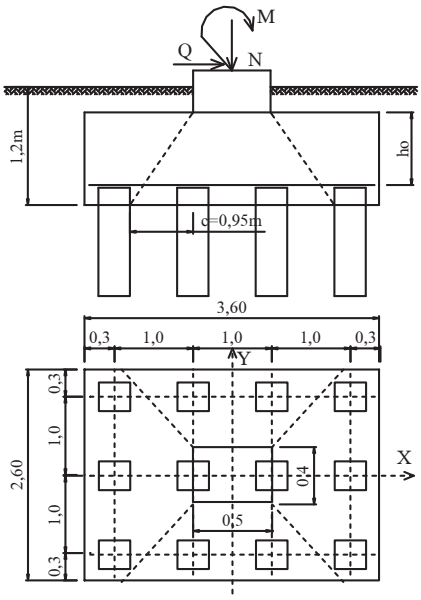
$\Rightarrow$ P=75,3T > k.R_k.(a_c +h_o).h_o = 50,82T

Vậy chiều cao h_o chọn bằng 70cm không đủ, ta tăng chiều cao h_o = 100cm=1m

$\Rightarrow$ k.R_k.(a_c +h_o).h_o = 0,75.88.(0,4+1).1=92,4T

$\Rightarrow$ P=75,3T < k.R_k.(a_c +h_o).h_o = 92,4T đạt yêu cầu

Vậy chiều cao của đài cọc là: $h_đ$ = 1+0,2=1,2m



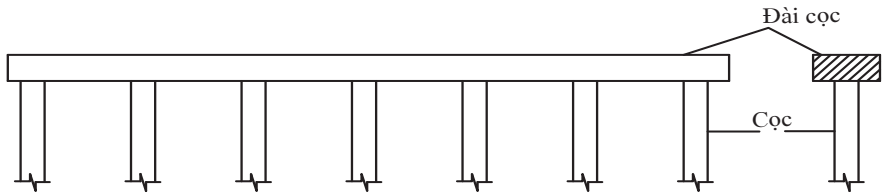
Hình 3.45

6.9.2. Tính toán đài cọc dạng băng

Đài cọc dạng băng được bố trí dưới tường nhà, có chiều dài lớn hoặc các móng băng đặt trên 1 đến 3 hàng cọc.

Khi cọc bố trí thành nhiều hàng, nếu có một, vài hàng nằm ngoài phạm vi của tường thì đài cọc được tính toán chọc thủng và phá hoại trên mặt phẳng nghiêng tương tự như tính toán với đài cọc dưới cột. Ở đây ta xét việc tính toán chịu uốn của đài cọc dưới tường trong quá trình sử dụng.

Ta xét phương án của tính toán đài cọc cho trường hợp các cọc được phân bố theo một hàng. Đài cọc xem như dầm kê trên các cọc và chịu tải trọng do tường truyền xuống.



Hình 3.46: Sơ đồ đài cọc dạng băng.

share-connect.blogspot.com

Khi tính toán đài dưới tường, cần xét đến các lỗ cửa, của sổ trong tường và vị trí của chúng ta so với các cọc và so với đài .

Biểu đồ áp lực xuống đài có dạng đường cong. Thực tế ta có thể tính gần đúng bằng các biểu đồ tam giác có đỉnh nằm trên mép của cọc.

Kích thước d_0 của tất cả các sơ đồ tải trọng bên được xác định gần đúng như sau:

$$d_0 = 3{,}3\sqrt{\frac{E.J}{E_t b_t}} \qquad (3.84)$$

Trong đó: EJ độ cứng của đài;

E_t - Mođun đàn hồi của vật liệu tường;

b_t - bê rộng tường.

- Tung độ lớn nhất của biểu đồ tải trọng tại mép cọc của sơ đồ hình (a) và (b) xác định như sau:

$$P_0 = 0{,}3qL_{tt}\sqrt{\frac{E_t.b_t}{EJ}} \qquad (3.85)$$

hay:

$$P_0 = q\left(1+\frac{L_{tt}}{2d}\right) \qquad (3.86)$$

Với q- Tải trọng phân bố đều do nhà truyền xuống ở độ sâu đáy đài (trọng lượng tường, sàn, tải trọng hữu ích ...);

L_{tt} - Chiều dài tính toán của nhịp, lấy L_{tt}=1,05L;

L - Khoảng cách giữa hai mép gần nhất của cọc;

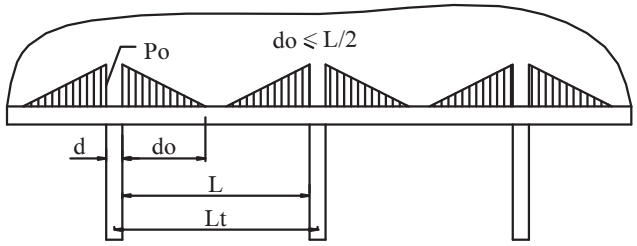
- Tung độ P_0 ở sơ đồ (c) lấy bằng: P_0=q;

- Sau khi xác định tải trọng P_0, tiến hành tính toán mo men và lực cắt lớn nhất tại mép cọc:

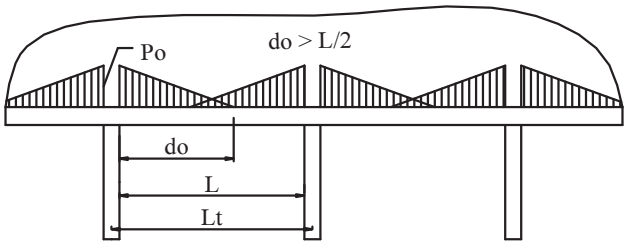
+ Đối với sơ đồ a,b,d,e:

$$M=\frac{-P_0 d_0^2}{12}\left(2-\frac{d_0}{L_{tt}}\right) \qquad (3.87)$$

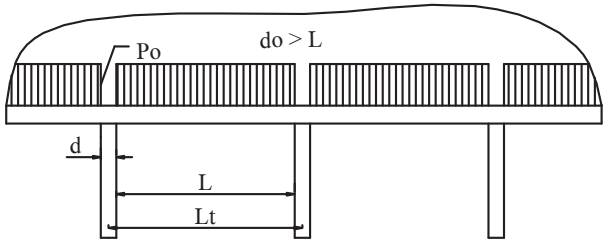
$$Q=\frac{P_0 d_0}{2} \qquad (3.88)$$



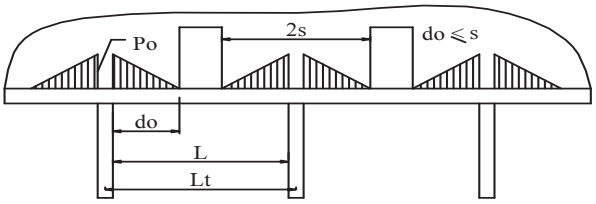
Sơ đồ a



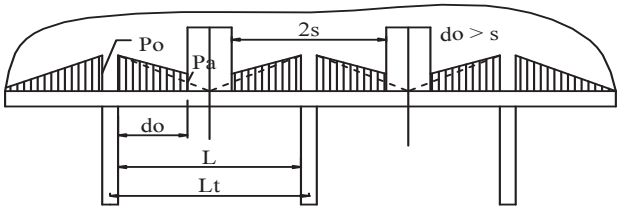
Sơ đồ b



Sơ đồ c



Sơ đồ d



Sơ đồ e

Hình 3.47 Các sơ đồ tính toán đài cọc dạng băng

share-connect.blogspot.com

+ Đối với sơ đồ (c), tính như dầm liên tục chịu tải trọng phân bố đều:

$$M=\frac{-qL_{tt}^2}{12} \quad (3.89)$$

$$Q=\frac{q.L^t}{2} \quad (3.90)$$

Theo các trị số momen và lực cắt vừa tìm được, tiến hành tính chọn tiết diện và và tính toán cốt thép. Độ bền chống cắt của khối xây trên cọc kiểm tra theo công thức:

$$\frac{P_0}{b_t} \le 2R_k \quad (3.91)$$

Với R_k - Cường độ chống cắt của khối xây.

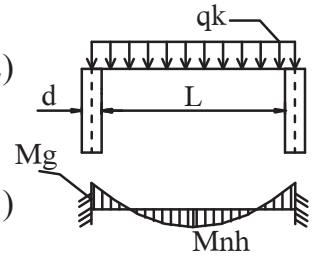
Chú ý: Với tải trọng trong thời kỳ xây dựng (do khối xây, tường chưa đông kết), momen uốn và lực cắt được xác định như đối với dầm ngàm hai đầu, theo công thức sau đây:

- Momen gối tựa:

$$M_g=\frac{q_k L_{tt}^2}{12} \quad (3.92)$$

- Momen nhịp:

$$M_{nh}=\frac{q_k.L_{tt}^2}{24} \quad (3.93)$$



Hình 3.48

- Lực cắt:

$$Q=\frac{q_k.L_{tt}}{2} \quad (3.94)$$

Trong đó: q_k - Tải trọng phân bố đều do trọng lượng khối xây.

L_{tt} = 1,05L.

3.10. Kiểm tra cọc khi vận chuyển, cẩu lắp và treo lên giá búa

Khi vận chuyển cọc từ bãi đúc cọc ra công trường và khi treo cọc từ đất lên giá búa thì cọc sẽ chịu lực theo các sơ đồ sau:

3.10.1 Sơ đồ khi vận chuyển cọc (hình 2.49):

Để đảm bảo bảo điều kiện chịu lực tốt nhất khi vận chuyển thì vị trí móc cần bố trí sao cho momen dương lớn nhất bằng trị số momen dương lớn nhất bằng trị số momen âm lớn nhất. Từ điều kiện này ta xác định được đoạn:

a=0,207L (L- chiều dài cọc);

Trị số momen :

$$M_a=0,043ql^2 \quad (3.95)$$

Với q- tải trọng phân bố đều do trọng lượng bản thân cọc.

3.10.2 Sơ đồ khi treo lên giá búa (Hình 3.50) :

Khi cọc có chiều dài >8m cần bố trí thêm móc cẩu thứ 3 để khi thi công treo cọc lên giá búa. Cũng từ điều kiện cân bằng mo men tính được khoảng cách b:

b=0,294L.

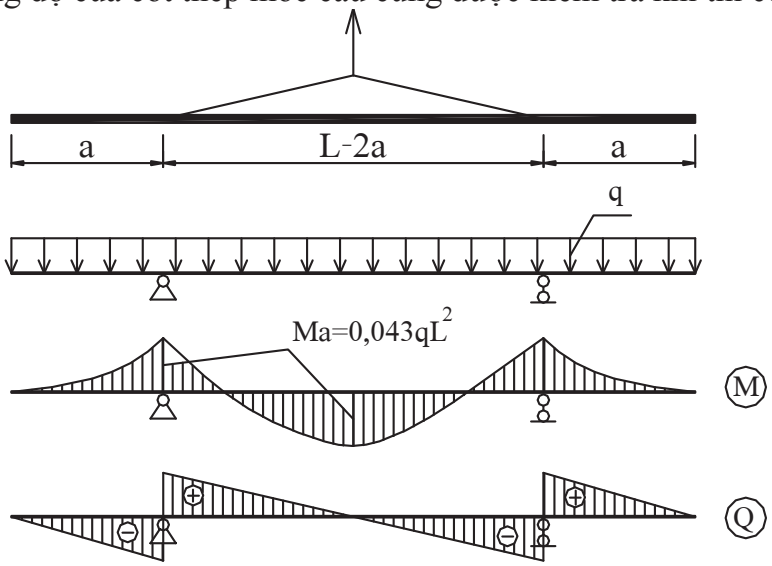
Mo men :

$$M_b=0,086qL^2 \quad (3.96)$$

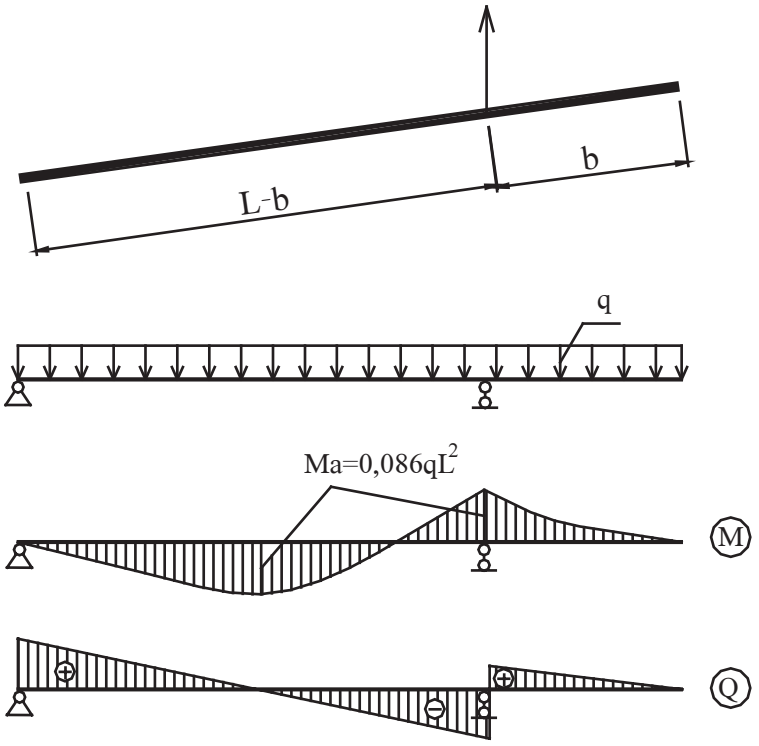
share-connect.blogspot.com

* *Lưu ý :* Vì khi vận chuyển và cẩu cọc, cọc chịu tải trọng động nên khi tính momen cần nhân với hệ số vượt tải (n=1,5).

- Từ momen tính toán để kiểm tra lượng cốt thép trong cọc có đảm bảo khả năng chịu lực khi thi công hay không.
- Cường độ của cốt thép móc cẩu cũng được kiểm tra khi thi công.



Hình 3.49: Sơ đồ tính khi cẩu cọc khi vận chuyển và các biểu đồ nội lực



Hình 3.50: Sơ đồ tính khi cẩu cọc khi treo lên giá búa và các biểu đồ nội lực

share-connect.blogspot.com

§7. TÍNH TOÁN MÓNG CỌC ĐÀI CAO

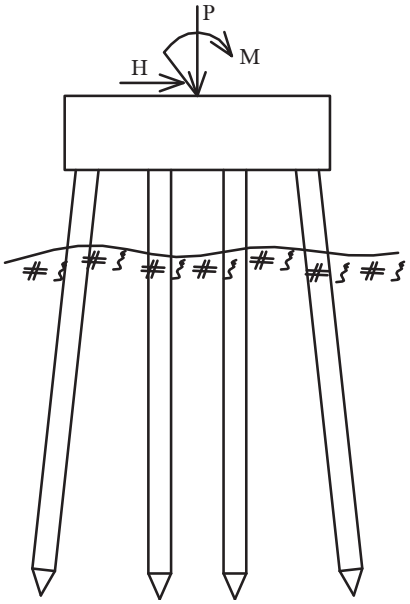
7.1. Đặc điểm và phạm vi sử dụng

Móng cọc đài cao thường được dùng trong các công trình cầu (móng mố trụ cầu) hoặc bến cảng, cầu tàu, cầu cảng, ...

Khác với móng cọc đài thấp khi chịu tác dụng của tải trọng ngang và momen thì xem như tải trọng ngang hoàn toàn do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận. Với móng cọc đài cao, khi chịu tải tác dụng của tải trọng ngang và momen thì các tải trọng này sẽ phân phối lên các cọc và các cọc sẽ tiếp thu các lực này.

Móng cọc đài cao theo quan điểm tĩnh học có thể coi như một khung không gian gồm các cọc đứng và xiên ngàm đàn hồi vào đất và với đài cọc (đài cứng hoặc mềm). Khung thanh ngang (đài cọc) cứng dùng để tính toán mố trụ cầu vì đài có độ cứng rất lớn, khung thanh ngang mềm dùng để tính toán móng cọc công trình bến cảng (móng cọc đài cao, đài mềm).

Để tăng cường độ cứng cho móng cọc đài cao ta có thể bố trí cọc xiên với độ xiên $1:7 \div 1:10$.



Hình 3.51: Sơ đồ móng cọc đài cao

7.2. Các giả thiết tính toán

Để tính toán nội lực móng cọc đài cao bất kỳ dựa vào các giả thiết sau :

- Cọc liên kết ngàm cứng với đài cọc;
- Đài cọc coi như tuyệt đối cứng ($EJ=\infty$);
- Mỗi tiết diện của cọc coi như đối xứng so với trục bất kỳ đi qua trọng tâm nó;
- Mỗi tiết diện của cọc đều phẳng sau khi chịu uốn;
- Cọc lên kết ngàm đàn hồi với đất, ngàm đàn hồi này đặc trưng bằng các chuyển vị đơn vị của cọc tại vị trí ngàm (mặt đất).

7.3. Phương pháp và sơ đồ tính toán

- Mục đích của việc tính toán là xác định các lực tác dụng lên đỉnh mỗi cọc, bao gồm lực dọc trục P_n, lực ngang H và mo men M. Để xác định các thành phần nội lực này ta dùng phương pháp chuyển vị trong cơ học kết cấu.

Việc tính toán nội lực trong móng cọc đài cao theo phương pháp chuyển vị chia làm 2 phương pháp, phương pháp tính chính xác và phương pháp tính gần đúng. Việc tính toán đơn giản hơn nhưng vẫn đảm bảo kết quả sai số bé.

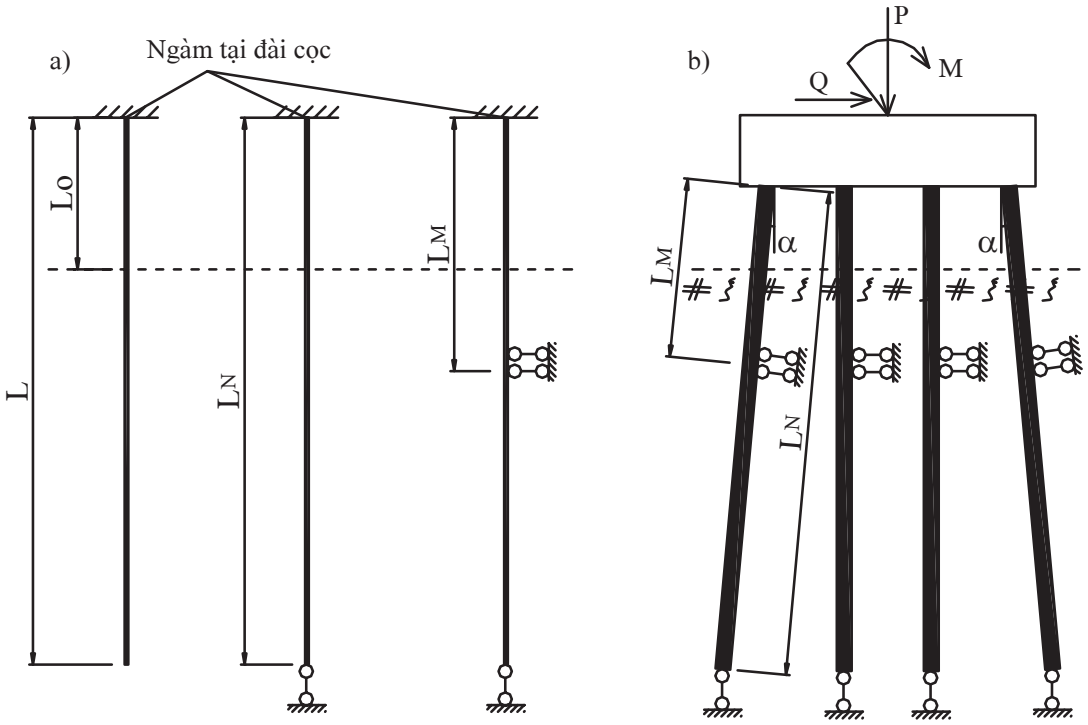
Theo phương pháp gần đúng, liên kết của từng cọc đơn được mô tả như sau :

Giả thiết : + Khi chỉ tính với lực dọc trục P_n thì xem cọc như một thanh chịu nén có chiều dài L_N tính từ đáy đài đến độ sâu tương ứng nào đó, L_N được gọi là chiều dài chịu nén tính toán của cọc.

+ Khi tính toán lực ngang H và mo men H thì xem cọc có liên kết trượt tại vị trí nào đó nằm sâu trong đất, cách đáy đài một khoảng gọi là chiều dài chịu uống tính toán của cọc.

Như vậy sơ đồ tính của móng cọc đài cao được mô tả như hình vẽ (3.52).

share-connect.blogspot.com



Hình 3.52: a) Sơ đồ liên kết giả định giữa cọc và đất; b) Sơ đồ tính toán móng cọc đài cao

Trong tính toán, chia hệ không gian thành khung phẳng để tính toán

7.4. Hệ phương trình chính tắc

Như trên đã nói, để xác định các chuyển vị của đài, ta dùng phương pháp chuyển vị đối với khung siêu tĩnh trong cơ học kết cấu. Hệ cơ bản và sơ đồ chuyển vị như hình bên.

Trong trường hợp tổng quát hệ phương trình chính tắc có dạng :

$$\begin{cases} r_{vv}.v + r_{vu}.u + r_{vw}.w - N = 0 \\ r_{uv}.v + r_{uu}.u + r_{uw}.w - H = 0 \\ r_{wv}.v + r_{wu}.u + r_{ww}.w - M = 0 \end{cases} \qquad (3.97)$$

Trong đó :

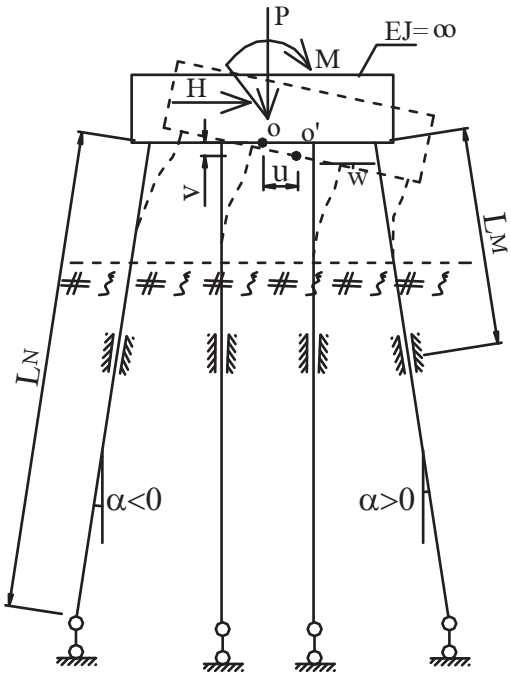
r_{ik} - Phản lực đơn vị tại các liên kết của hệ cơ bản, chỉ số i chỉ phương của phản lực. Ví dụ r_{uw} là phản lực tại liên kết chống chuyển vị ngang (u) do chuyển vị đơn vị của liên kết cản trở chuyển vị xoay (w) gây ra;

u,v,w - Chuyển vị ngang, chuyển vị đứng và góc xoay của đài tuyệt đối cứng;

N- Tổng tại trọng tác dụng tại đáy đài (tải trọng thẳng đứng);

H- Tổng tải trọng ngang tác dụng;

M- Tổng mo men tác dụng;



Hình 3.53: Sơ đồ chuyển vị móng cọc đài cao khi chịu tải trọng

share-connect.blogspot.com

Trong trường hợp cọc phân bố đối xứng, phương trình chính tắc có dạng.

$$\begin{cases} v.r_{vv} - N = 0 \\ u.r_{uu} + w.r_{uu} - H = 0 \\ u.r_{uw} + w.r_{ww} - M = 0 \end{cases} \quad (3.98)$$

Để giải hệ phương trình chính tắc, cần tìm các trị số phản lực đơn vị r_{ik}, việc tính toán các trị số này sẽ được trình bày ở mục trình tự tính toán.

7.5. Trình tự tính toán

7.5.1. Xác định chiều dài chịu nén tính toán của cọc

Chiều dài chịu nén tính toán L_N của cọc phụ thuộc vào trị số tải trọng dọc trục và tính chất của đất nền. Trị số L_N xác định chính xác theo công thức sau:

$$L_N = \frac{SEF}{P} \quad (3.99)$$

Trong đó:

S- Chuyển vị thẳng đứng của đỉnh cọc;

E- Mo đun đàn hồi của vật liệu làm cọc;

F- Diện tích tiết diện cọc;

P- Tải trọng tác dụng lên cọc.

Chuyển vị thẳng đứng của đỉnh cọc S gồm:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (3.100)$$

Với: S_1- Biến dạng tuyệt đối của đoạn cọc nằm trên mặt đất, xác định theo công thức:

$$S_1 = \frac{L_0 P}{EF} \quad 3.101)$$

L_0- Chiều dài tự do của cọc.

S_2- biến dạng tuyệt đối của đoạn cọc nằm trong đất:

$$S_2 = \frac{1}{EF}\int_0^h (P - T_z)dz \quad (3.102)$$

h- Chiều dài tự do của cọc;

T_z- Lực ma sát xung quanh thân cọc, phân bố theo quy luật nào đó theo chiều sâu.

S_3- Độ lún của đất từ mũi cọc trở xuống, gồm hai thành phần một phần do lực ma sát của đất quanh thân cọc gây ra và một phần do phản lực của đất ở mũi cọc gây ra.

Việc xác định quy luật phân bố lực ma sát xung quanh thân cọc theo chiều sâu phức tạp nên việc xác định S_2, S_3 khó khăn. Do vậy ta xác định trị số L_N gần đúng như sau:

- Đối với cọc chống: L_N lấy bằng chiều dài cọc từ đáy đài đến mũi cọc.

- Đối với cọc ma sát: $L_N = L_0 + h + \frac{K_F}{C_h F_đ} EF \quad (3.103)$

Với : K_F - Hệ số kinh nghiệm kể đến ảnh hưởng của kích thước tiết diện mũi cọc.

$k_F = \frac{1}{5}d$; c_h- Hệ số nền của đất tại mũi cọc. $F_đ$- diện tích tiết diện đáy cọc.

share-connect.blogspot.com

7.5.2. Xác định chiều dài chịu uốn tính toán của cọc

Chiều dài chịu uốn tính toán L_M của cọc phụ thuộc vào tải trọng tác dụng lên cọc và tính chất của đất nền.

Với cùng một loại đất và kích thước, độ cứng của cọc như nhau, trường hợp có trị số tải trọng lớn tác dụng thì phải ứng với trị số L_M lớn hơn và ngược lại.

Khi đó cùng trị số tải trọng, kích thước và độ cứng, nếu trường hợp nền đất yếu hơn thì trị số L_M sẽ lớn hơn so với nền đất tốt.

Hiện nay chưa có công thức chính xác nào để xác định chiều dài chịu uốn L_M của cọc. Ta xác định theo công thức gần đúng sau:

- Khi $h \le 2\eta d$:

$$L_M = L_0 + 2\eta d - 0{,}5h \qquad (3.104)$$

- Khi $h > 2\eta d$:

$$L_M = L_0 + \eta d \qquad (3.105)$$

Trong đó:

h - Chiều sâu cọc cắm vào đất ;

η - Hệ số kinh nghiệm, lấy $\eta = 5 \div 7$ tuỳ vào loại đất (nếu đất tốt thì η nhỏ, nếu đất yếu thì η lớn) ;

d - Đường kính hay cạnh cọc ;

7.5.3. Tính toán các phản lực đơn vị và giải hệ phương trình chính tắc

Các phản lực đơn vị của hệ phương trình (3.97) do chuyển vị đơn vị gây ra. Xác định theo các công thức :

$$r_{uu} = EJ\left(\frac{F}{J}\sum_{i=1}^{n}\frac{Sin^2\alpha_i}{L_N} + 12\sum_{i=1}^{n}\frac{Cos^2\alpha_i}{L_M^3}\right) \qquad (3.106)$$

$$r_{ww} = EJ\left(\frac{F}{J}\sum_{i=1}^{n}x_i\frac{Cos\alpha_i Sin\alpha_i}{L_N} - 6\sum_{i=1}^{n}\frac{Cos\alpha_i}{L_M^3}\right) \qquad (3.107)$$

$$r_{uw} = EJ\left(\frac{F}{J}\sum_{i=1}^{n}x_i^2\frac{Cos^2\alpha_i}{L_N} + 4\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{L_M}\right) \qquad (3.108)$$

$$r_{vv} = EJ\left(\frac{F}{J}\sum_{i=1}^{n}\frac{Cos^2\alpha_i}{L_N}\right) \qquad (3.109)$$

Trong đó :

F- diện tích tiết diện ngang của cọc ;

E- mo đun đài hồi của vật liệu cọc ;

J- momen quán tính của tiết diện cọc ứng với trục qua trọng tâm tiết diện cọc ;

α_i – Góc nghiêng của cọc so với phương phương thẳng đứng ;

n – Số lượng cọc trong sơ đồ tính ;

L_N, L_M – Chiều dài chịu nén và chịu uốn tính toán của cọc ;

x_i - Tọa độ tim cọc tại cao trình đáy đài.

Thay các giá trị r_{ik} vào hệ phương trình (3.98) và giải ra tìm được giá trị chuyển vị của đài :

Chuyển vị ngang :

share-connect.blogspot.com

$$u = \frac{r_{ww} - q.r_{uw}}{r_{uu}.r_{ww} - r_{uw}^2}.H \quad (3.110)$$

Chuyển vị thẳng đứng :

$$v = \frac{P}{r_{vv}} \quad (3.111)$$

Góc xoay :

$$w = \frac{q.r_{uu} - r_{uw}}{r_{uu}.r_{ww} - r_{uw}^2}.H \quad (3.112)$$

Trong đó : q – Tay đòn lực ngang :

$$q = \frac{M}{H} \quad (3.113)$$

Với M, H - Momen và lực ngang tác dụng lên một hàng cọc.

7.5.4. Tính toán nội lực trong các cọc

Lực dọc :

$$N_i = \frac{EF}{L_N}(u.\sin\alpha_i + v.\cos\alpha_i + w.x_i.\cos\alpha_i) \quad (3.114)$$

Lực cắt :

$$Q_i = \frac{12E}{L_M^3}(u.\cos\alpha_i - (v + w.x_i).\sin\alpha_i) - 6\frac{EJ}{L_M^2}.w \quad (3.115)$$

Mo men tại vị trí ngàm đầu cọc vào đài :

$$M_i^{tr} = EJ[\frac{6}{L_M^2}(u.\cos\alpha_i - v.\sin\alpha_i - w.x_i.\sin\alpha) - 4\frac{w}{L_M}] \quad (3.116)$$

Momen tại vị trí ngàm vào đất :

$$M_i^{đ} = M^{tr} + \frac{2.w}{L_M} \quad (3.117)$$

Kiểm tra kết quả tính toán :

$$P - \sum_{i=1}^{n} N_i = 0$$
$$H - n.Q_i = 0 \quad (3.118)$$
$$M - (n.M^{tr} - \sum_{i=1}^{n} N_i.x_i) = 0$$

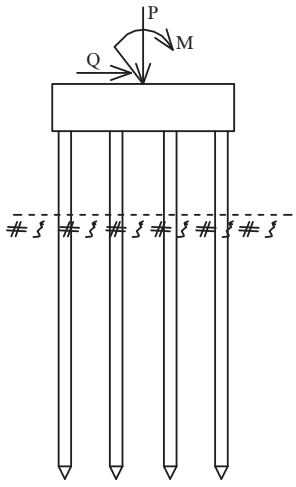
7.5.5. Trường hợp móng cọc đối xứng, chỉ gồm các cọc thẳng đứng

Trường hợp này có : α_i=0 nên ta có : sinα_i=0 và cosα_i=1 (Hình 3.54).

Các phản lực đơn vị tính như sau:

$$r_{uu} = n.\frac{12.EJ}{L_M^3} \quad (3.119)$$

$$r_{ww} = -n.\frac{6.EJ}{L_M^3} \quad (3.120)$$



Hình 3.54

share-connect.blogspot.com

$$r_{uw} = EJ\left(\frac{F}{J}\sum_{i=1}^{n} x_i^2 \frac{1}{L_N} + 4\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{L_M}\right) \quad (3.121)$$

$$r_{vv} = EJ\left(\frac{F}{J}\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{L_N}\right) \quad (3.122)$$

Các giá trị chuyển vị ngang và góc xoay :

Chuyển vị ngang :

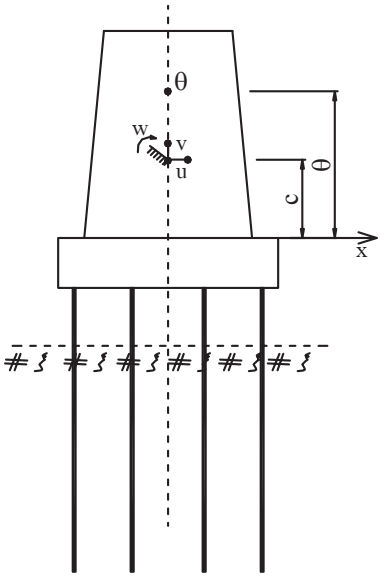
$$u = \frac{-(q-\theta).H}{n.\frac{12}{L_M^3}(\theta - c)} \quad (3.123)$$

Chuyển vị thẳng đứng :

$$v = \frac{P}{n}.\frac{F}{J.L_N} \quad (3.124)$$

Góc xoay :

$$w = \frac{(q-c).H}{n.\frac{6}{L_M^2}(\theta - c)} \quad (3.125)$$



Hình 3.55: Vị trí tâm đàn hồi và điểm có chuyển vị bằng không

Với c – Vị trí tâm đàn hồi : Khi lực ngang tác dụng, điểm c chỉ chuyển vị ngang mà không xoay.

Trường hợp có cọc xiên :

$$c = \frac{r_{uw}}{r_{uu}} \quad (3.126)$$

Trường hợp không có cọc xiên :

$$c = \frac{L_M}{2} \quad (3.127)$$

θ - Cự ly từ đáy bệ đến điểm có chuyển vị bằng không

$$\theta = \frac{r_{ww}}{r_{uw}} \quad (3.128)$$

n – số cọc trong móng.

+ Nội lực trong các cọc:

Lực dọc :

$$N_i = \frac{EF}{L_N}(v + w.x_i) \quad (3.129)$$

Lực cắt :

$$Q_i = \frac{12EJ}{L_M^3}u - 6\frac{EJ}{L_M^2}.w \quad (3.130)$$

Mo men tại vị trí ngàm đầu cọc vào đài :

$$M_i^{tr} = EJ\frac{6}{L_M^2}u - 4\frac{w}{L_M} \quad (3.131)$$

Momen tại vị trí ngàm vào đất :

share-connect.blogspot.com

$$M_i^{đ} = M^{tr} + \frac{2.w}{L_M} \qquad (3.132)$$

Kiểm tra kết quả tính toán :

$$P - \sum_{i=1}^{n} N_i = 0$$

$$H - n.Q_i = 0 \qquad (3.133)$$

$$M - (n.M^{tr} - \sum_{i=1}^{n} N_i.x_i) = 0$$

Để thuận tiện tính toán có thể lập thành các bảng tính trên phần mềm Exel hoặc sử dụng các phần mềm tính toán kết cấu như Sap2000 để tính toán.

share-connect.blogspot.com

CHƯƠNG IV: XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH TRÊN NỀN ĐẤT YẾU

§1. KHÁI NIỆM

1.1. Khái niệm về nền đất yếu

Nền đất yếu là nền đất không đủ sức chịu tải, không đủ độ bền và biến dạng nhiều, do vậy không thể làm nền thiên nhiên cho công trình xây dựng.

Khi xây dựng các công trình dân dụng, cầu đường, thường gặp các loại nền đất yếu, tùy thuộc vào tính chất của lớp đất yếu, đặc điểm cấu tạo của công trình mà người ta dùng phương pháp xử lý nền móng cho phù hợp để tăng sức chịu tải của nền đất, giảm độ lún, đảm bảo điều kiện khai thác bình thường cho công trình.

Trong thực tế xây dựng, có rất nhiều công trình bị lún, sập hư hỏng khi xây dựng trên nền đất yếu do không có những biện pháp xử lý phù hợp, không đánh giá chính xác được các tính chất cơ lý của nền đất. Do vậy việc đánh giá chính xác và chặt chẽ các tính chất cơ lý của nền đất yếu (chủ yếu bằng các thí nghiệm trong phòng và hiện trường) để làm cơ sở và đề ra các giải pháp xử lý nền móng phù hợp là một vấn đề hết sức khó khăn, nó đòi hỏi sự kết hợp chặt chẽ giữa kiến thức khoa học và kinh nghiệm thực tế để giải quyết, giảm được tối đa các sự cố, hư hỏng công trình khi xây dựng trên nền đất yếu.

1.2. Một số đặc điểm của nền đất yếu

Thuộc loại nền đất yếu thường là đất sét có lẫn nhiều hữu cơ;

Sức chịu tải bé (0,5 – 1kG/cm^2);

Đất có tính nén lún lớn (a> 0,1 cm^2/kG);

Hệ sô rỗng e lớn (e > 1,0);

Độ sệt lớn (B > 1);

Mo đun biến dạng bé (E< 50kG/cm^2);

Khả năng chống cắt bé (φ, c bé), khả năng thấm nước bé;

Hàm lượng nước trong đất cao, độ bão hòa nước G> 0,8, dung trọng bé;

1.3. Các loại nền đất yếu thường gặp

+ Đất sét mềm: gồm các loại đất sét hoặc á sét tương đối chặt, ở trạng thái bão hòa nước, có cường độ thấp;

+ Bùn: Các loại đất tạo thành trong môi trường nước, thành phần hạt rất mịn (<200μm) ở trạng thái luôn no nước, hệ số rỗng rất lớn, rất yếu về mặt chịu lực;

+ Than bùn: Là loại đất yếu có nguồn gốc hữu cơ, được hình thành do kết quả phân hủy các chất hữu cơ có ở các đầm lầy (hàm lượng hữu cơ từ 20 – 80%);

+ Cát chảy: Gồm các loại cát mịn, kết cấu hạt rời rạc, có thể bị nén chặt hoặc pha loãng đáng kể. Loại đất này khi chịu tải trọng động thì chuyển sang trạng thái chảy gọi là cát chảy.

+ Đất bazan: Đây cũng là đất yếu với đặc diểm độ rỗng lớn, dung trọng khô bé, khả năng thấm nước cao, dễ bị lún sập.

1.4 . Xử lý nền đất yếu

Với các đặc điểm của đất yếu như trên, muốn đặt móng xây dựng công trình trên nền đất này thì phải có các biện pháp kỹ thuật để cải tạo tính năng xây dựng của nó. Nền đất sau khi xử lý gọi là nền nhân tạo.

Việc xử lý khi xây dựng công trình trên nền đất yếu phụ thuộc vào nhiều điều kiện như: Đặc điểm công trình, đặc điểm của nền đất.v.v. Với từng điều kiện cụ thể mà

share-connect.blogspot.com

người thiết kế đưa ra biện pháp xử lý hợp lý. Trong phạm vi chương này sẽ đề cập đến các biện pháp xử lý cụ thể khi gặp nền đất yếu như:

+ Các biện pháp xử lý về kết cấu công trình;
+ Các biện pháp xử lý về móng;
+ Các biện pháp xử lý nền.

§2. CÁC BIỆN PHÁP XỬ LÝ VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

Kết cấu công trình có thể bị phá hỏng cục bộ hoặc toàn bộ do các điều kiện biến dạng không thõa mãn: Lún hoặc lún lệch quá lớn làm cho công trình bị nghiêng, lệch, đổ…hoặc do áp lực tác dụng lên mặt nền quá lớn trong khi nền đất yếu, sức chịu tải bé.

Các biện pháp về Kết cấu công trình nhằm làm giảm áp lực tác dụng lên mặt nền hặc làm tăng khả năng chịu lực của kết cấu công trình. Người ta thường dùng các biện pháp sau:

+ Dùng vật liệu nhẹ và kết cấu nhẹ;
+ Làm tăng độ mềm của kết cấu công trình;
+ Làm tăng cường độ cho kết cấu công trình.

2.1. Dùng vật liệu nhẹ và kết cấu nhẹ

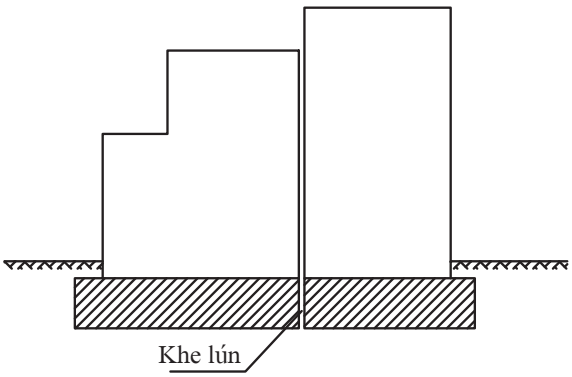
Mục đích: Làm giảm trọng lượng bản thân công trình, giảm được tĩnh tải tác dụng lên móng.

Biện pháp: Có thể sử dụng các loại vật liệu nhẹ, kết cấu thanh mảnh, nhưng phải đảm bảo cường độ công trình.

2.2. Làm tăng độ mềm của kết cấu công trình

Mục đích: Làm tăng độ mềm của kết cấu công trình kể cả móng để khử được ứng suất phụ thêm phát sinh trong kết cấu khi xảy ra lún lệch hoặc lún không đều.

Biện pháp: Dùng kết cấu tĩnh định hoặc phân cắt các bộ phận của công trình bằng các khe lún.

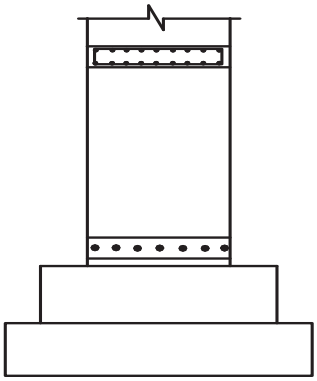


Hình 4.1: Bố trí khe lún

2.3. Tăng thêm cường độ cho kết cấu công trình

Mục đích: Làm tăng cường độ cho kết cấu công trình để đủ sức chịu các ứng lực sinh ra do lún lệch và lún không đều.

Biện pháp: Người ta dùng các đai bê tông cốt thép để tăng khả năng chịu ứng suất kéo khi chịu uốn, đồng thời có thể gia cố tại các vị trí dự đoán xuất hiện ứng suất cục bộ lớn.



Hình 4.2: Bố trí đai BTCT

share-connect.blogspot.com

§3. CÁC BIỆN PHÁP XỬ LÝ VỀ MÓNG

Khi xây dựng công trình trên nền đất yếu, ta có thể sử dụng một số phương pháp xử lý về móng thường dùng như sau:

+ Thay đổi chiều sâu chôn móng;
+ Thay đổi kích thước móng;
+ Thay đổi loại móng và độ cứng của móng.

3.1. Thay đổi chiều sâu chôn móng

Dùng biện pháp thay đổi chiều sâu chôn móng có thể giải quyết về mặt lún và khả năng chịu tải của nền.

Khi tăng chiều sâu chôn móng sẽ làm tăng trị số sức chịu tải của nền. Trị số tăng của áp lực tiêu chuẩn ΔR khi tăng chiều sâu chôn móng có thể tính theo công thức:

$$\Delta R = \left[1 + \frac{\pi}{\cot g\varphi - \varphi + \frac{\pi}{2}}\right].\gamma.\Delta h = B.\gamma.\Delta h \qquad (4.1)$$

Trong đó:

γ - Dung trọng của đất nền;

Δh – Độ tăng thêm chiều sâu chôn móng;

B = f(φ) tra bảng;

Ngoài ra khi tăng độ sâu chôn móng thì sẽ giảm được ứng suất gây lún cho móng nên giảm được độ lún của móng;

$$\sigma_{gl} = \sigma_{tb}^{d} - \gamma(h + \Delta h) \qquad (4.2)$$

Đồng thời tăng độ sâu chôn móng có thể đặt móng xuống các tầng đất phía dưới chặt hơn, ổn định hơn. Tuy nhiên việc tăng chiều sâu chôn móng phải cân nhắc giữa hai yếu tố kinh tế và kỹ thuật.

Một số trường hợp để giảm bớt độ chênh lệch lún giữa cao trình đặt móng thiết kế với cao trình đáy móng sau khi lún ổn định, thường phải nâng cao trình đặt móng lên một trị số dự phòng.

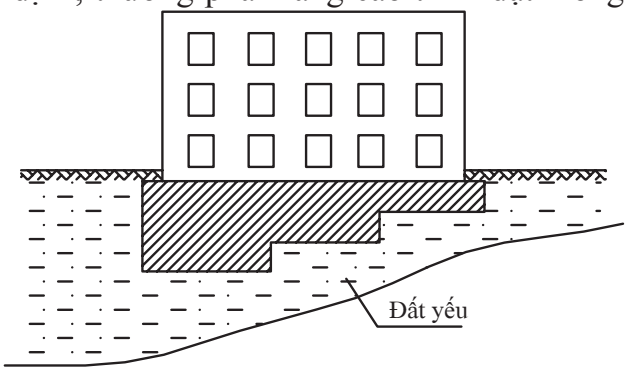
$$S_{dp} = \frac{1}{2}(S + S_{tc}) \qquad (4.3)$$

Trong đó:

S – Độ lún ổn định tính toán;

S_{tc} – Độ lún xảy ra khi thi công (với công trình dân dụng S_{dp} =0,7S).

Trường hợp nền đất yếu có chiều dày thay đổi nhiều, để giảm chênh lệch lún có thể đặt móng ở nhiều cao trình khác nhau (Hình 4.3).



Hình 4.3

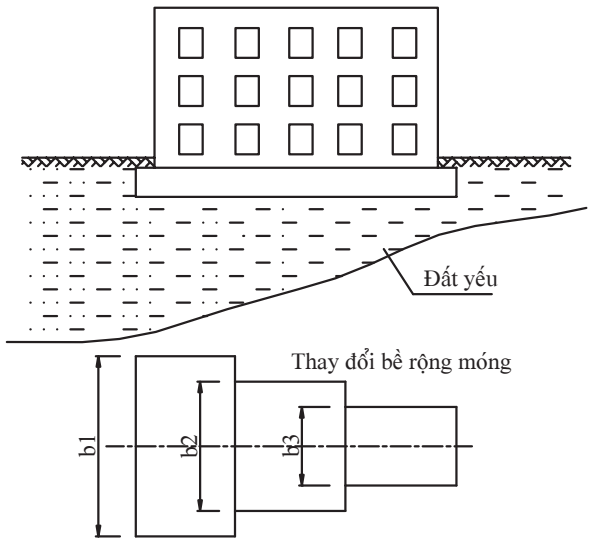
3.2. Biện pháp thay đổi kích thước móng

Thay đổi kích thước và hình dáng móng sẽ có tác dụng thay đổi trực tiếp áp lực tác dụng lên mặt nền, và do đó cũng cải thiện được điều kiện chịu tải cũng như điều kiện biến dạng của nền.

share-connect.blogspot.com

Khi tăng diện tích đáy móng thường làm giảm được áp lực tác dụng lên mặt nền và làm giảm độ lún của công trình. Tuy nhiên với đất có tính nén lún tăng dần theo chiều sâu thì biện pháp này không tốt.

Nếu tầng đất yếu chịu nén có chiều dày khác nhau, có thể dùng biện pháp thay đổi chiều rộng móng để cân bằng ứng suất cho toàn bộ công trình (Hình 4.5).



Hình 4.5

3.3. Thay đổi loại móng và độ cứng của móng

Khi thiết kế tùy sự phân bố tải trọng tác dụng lên móng và điều kiện địa chất mà chon kết cấu móng cho phù hợp.

Với nền đất yếu, khi dùng móng đơn, độ lún chênh lệch sẽ lớn, do vậy để giảm ảnh hưởng của lún lệch ta có thể thay thế bằng móng băng, móng băng giao thoa, móng bè hoặc móng hộp.

Trường hợp sử dụng móng băng mà biến dạng vẫn lớn thì cần tăng thêm cường độ cho móng. Độ cứng của móng bản, móng băng càng lớn thì biến dạng bé và độ lún lệch sẽ bé. Ta có thể sử dụng các biện pháp như: Tăng chiều dày móng, tăng cốt thép dọc chịu lực, tăng độ cứng kết cấu bên trên, bố trí các sườn tăng cường khi móng bản có kích thước lớn.

§4. CÁC BIỆN PHÁP XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU

4.1. Mục đích

Xử lý nền đất yếu nhằm mục đích làm tăng sức chịu tải của nền đất, cải thiện một số tính chất cơ lý của nền đất yếu như: Giảm hệ số rỗng, giảm tính nén lún, tăng độ chặt, tăng trị số moduynh biến dạng, tăng cường độ chống cắt của đất .v.v.

Đối với công trình thủy lợi, việc xử lý nền đất yếu còn làm giảm tính thấm của đất, đảm bảo ổn định cho khối đất đắp.

Các biện pháp xử lý nền thông thường:

+ Các biện pháp cơ học: Bao gồm các phương pháp làm chặt bằng đầm, đầm chấn động, phương pháp làm chặt bằng các loại cọc (cọc cát, cọc đất, cọc balat, cọc vôi…), phương pháp thay đất, phương pháp nén trước…

+ Các biện phap vật lý: Gồm các phương pháp hạ mực nước ngầm, phương pháp dùng giếng cát, bấc thấm, điện thấm…

+ Các biện pháp hóa học: Gồm các phương pháp keo kết đất bằng xi măng, vữa xi măng, phương pháp silicat hóa, phương pháp điện hóa…

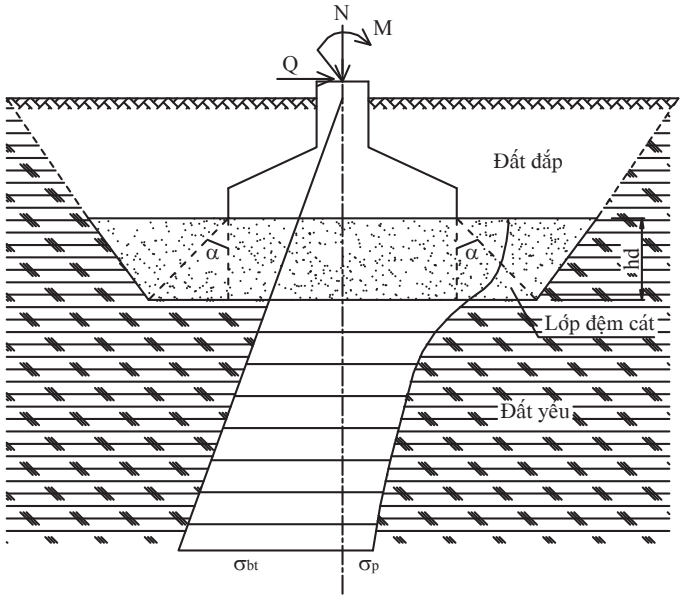
share-connect.blogspot.com

4.2. Phương pháp xử lý nền bằng đệm cát

Lớp đệm cát sử dụng hiệu quả cho các lớp đất yếu ở trạng thái bão hòa nước (sét nhão, sét pha nhão, cát pha, bùn, than bùn…) và chiều dày các lớp đất yếu nhỏ hơn 3m.

Biện pháp tiến hành: Đào bỏ một phần hoặc toàn bộ lớp đất yếu (trường hợp lớp đất yếu có chiều dày bé) và thay vào đó bằng cát hạt trung, hạt thô đầm chặt.

Việc thay thế lớp đất yếu bằng tầng đệm cát có những tác dụng chủ yếu sau:



Hình 4.6: Sơ đồ bố trí đệm cát

+ Lớp đệm cát thay thế lớp đất yếu nằm trực tiếp dưới đáy móng, đệm cát đóng vai trò như một lớp chịu tải, tiếp thu tải trọng công trình và truyền tải trọng đó các lớp đất yếu bên dưới.

+ Giảm được độ lún và chênh lệch lún của công trình vì có sự phân bố lại ứng suất do tải trọng ngoài gây ra trong nền đất dưới tầng đệm cát.

+ Giảm được chiều sâu chôn móng nên giảm được khối lượng vật liệu làm móng.

+ Giảm được áp lực công trình truyền xuống đến trị số mà nền đất yếu có thể tiếp nhận được.

+ Làm tăng khả năng ổn định của công trình, kể cả khi có tải trọng ngang tác dụng, vì cát được nén chặt làm tăng lực ma sát và sức chống trượt.

Tăng nhanh quá trình cố kết của đất nền, do vậy làm tăng nhanh khả năng chịu tải của nền và tăng nhanh thời gian ổn định về lún cho công trình.

+ Về mặt thi công đơn giản, không đòi hỏi thiết bị phức tạp nên được sử dụng tương đối rộng rãi.

Phạm vi áp dụng tốt nhất khi lớp đất yếu có chiều dày bé hơn 3m. Không nên sử dụng phương pháp này khi nền đất có mực nước ngầm cao và nước có áp vì sẽ tốn kém về việc hạ mực nước ngầm và đệm cát sẽ kém ổn định.

4.2. Xác định kích thước đệm cát

Việc xác định kích thước lớp đệm cát một cách chính xác là một bài toán phức tạp vì tính chất của đệm cát và lớp đất yếu hoàn toàn khác nhau. Để tính toán, ta xem đệm cát như một bộ phận của đất nền, tức là đồng nhất và biến dạng tuyến tính.

4.2.1. Kiểm tra ổn định và áp lực tại mặt tiếp xúc giữa đệm cát và lớp đất yếu

Để đảm bảo cho đệm cát ổn định và biến dạng trong giới hạn cho phép thì phải đảm bảo điều kiện sau:

$$\sigma_1 + \sigma_2 \le R_{dy} \qquad (4.4)$$

Trong đó:

share-connect.blogspot.com

σ_1 - Ứng suất do trọng lượng bản thân đất trên cốt đáy móng và của đệm cát trên mặt tiếp xúc giữa đệm cát và lớp đất yếu:

$$\sigma_1 = \gamma.h_m + \gamma_đ.h_đ \quad (4.5)$$

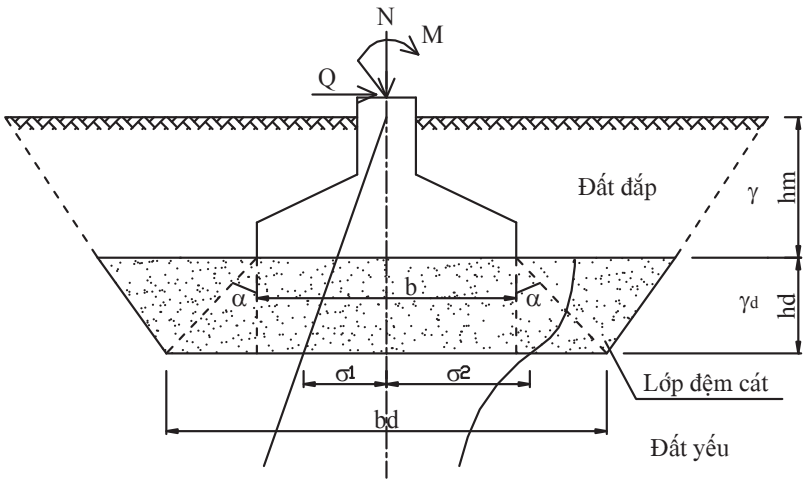
Với: γ, $\gamma_đ$ là dung trọng của đất và của cát đệm.

h_m , $h_đ$ – Chiều sâu chôn móng và chiều dày của lớp cát đệm.

σ_2 - Ứng suất do tải trọng công trình gây ra, truyền lên mặt lớp đất yếu dưới tầng đệm cát.

$$\sigma_2 = K_o(\sigma_o^{tc} - \gamma.h_m) \quad (4.6)$$

Với: K_o = f(a/b,2z/b) tra bảng (Xem trong sách Cơ học đất – Lê Xuân Mai – Đỗ Hữu Đạo).



Hình 4.7: Sơ đồ tính toán lớp đệm cát

a, b – Cạnh dài và rộng của móng, z độ sâu của điểm tính ứng suất.

σ_o^{tc} - Ứng suất trung bình tiêu chuẩn dưới đáy móng.

$$\sigma_o^{tc} = \gamma_{tb}.h_m + \frac{\sum N_o^{tc}}{F} \quad (4.7)$$

Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm:

$$\sigma_o^{tc} = \gamma_{tb}.h_m + \frac{\sum N_o^{tc}}{F} \pm \frac{\sum M_o^{tc}}{W} \quad (4.8)$$

Với: $\sum N_o^{tc}$ - Tổng tải trọng thẳng đứng tiêu chuẩn của công trình tác dụng lên móng;

$\sum M_o^{tc}$ - Tổng momen tiêu chuẩn do tải trọng công trình tác dụng lên móng;

F – Diện tích đáy móng F = axb;

W – Mo men chống uốn của tiết diện đáy móng;

γ_{tb} – Dung trọng trung bình của móng và đất đắp trên móng;

$R_{đy}$ – Cường độ tiêu chuẩn của lớp đất yếu dưới đáy đệm:

$$R_{dy} = \frac{m_1.m_2}{K_{tc}}(A.b_y.\gamma_{II} + B.H_y.\gamma'_{II} + D.c_{II}^{tc}) \quad (4.9)$$

Trong đó: Các hệ số m_1, m_2, K_{tc}, A, B, B đã gới thiệu chi tiết trong chương 2.

c_{II}^{tc} – Lực dính đơn vị của đất nền dưới tầng đệm cát;

γ_{II} - Dung trọng trung bình của đất yếu dưới tầng đệm cát;

γ'_{II} - Dung trọng trung bình của đất từ đáy tầng đệm cát trở lên;

B_y – Chiều rộng của móng khối quy ước.

+ Đối với móng băng:

share-connect.blogspot.com

$$b_y = \frac{\sum N_o^{tc}}{\sigma_2 . b} \quad (4.10)$$

+ Đối với móng chữ nhật:

$$b_y = \sqrt{\Delta^2 + F_y} - \Delta \quad (4.11)$$

$$\Delta = \frac{a-b}{2} \quad (4.12)$$

$$F_y = \frac{\sum N_o^{tc}}{\sigma_2} \quad (4.13)$$

H_y – Chiều cao của móng quy ước:

$$H_y = h_m + h_đ \quad (1.14)$$

Với: h_m – Chiều sâu chôn móng

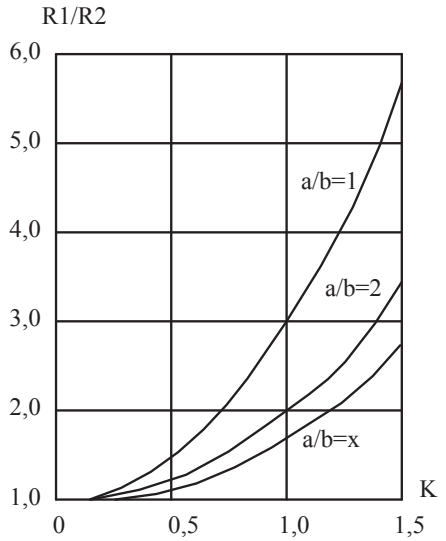
$h_đ$ - Chiều dày của lớp đệm cát, chiều dày $h_đ$ có thể tự chọn rồi kiểm tra (1.5-2.5m) hoặc có thể xác định theo công thức gần đúng sau đây:

$$h_đ = K.b \quad (1.15)$$

Trong đó: K – Hệ số phụ thuộc vào tỷ số a/b và R_1/R_2 tra trên biểu đồ (Hình 4.8).

Với: R_1 – Cường độ tính toán của đệm cát, xác định bằng thí nghiệm nén tĩnh ngoài hiện trường hoặc theo quy phạm.

R_2 – Cường độ tính toán của lớp đất yếu dưới lớp đệm cát, xác định bằng thí nghiệm nén tĩnh ngoài hiện trường hoặc tính toán theo quy phạm.



Hình 4.8: Toán đồ xác định hệ số K

4.2.2. Xác định chiều rộng của đệm cát

$$b_đ = b + 2h_đ.tg\alpha \quad (4.16)$$

Với: α - Góc truyền lực, thường lấy bằng góc nội ma sát của cát hoặc có thể lấy trong giới hạn 30-45^o.

4.2.3. Kiểm tra độ lún của đệm cát và nền

Sau khi xác định kích thước đệm, cần phải kiểm tra lại điều kiện (4.4) và kiểm tra độ lún toàn bộ của nền S:

$$S = S_1 + S_2 \le S_{gh} \quad (4.17)$$

Với: S_1 – Độ lún của đệm cát;

S_2 – Độ lún của đất yếu dưới tầng đệm cát;

S_{gh} – Độ lún giới hạn cho phép.

4.3. Thi công và kiểm tra lớp đệm cát

Thi công đệm cát phải đảm bảo độ chặt cần thiết (thông thường độ chặt của đệm cát phải đạt D = 0,65-0,7 và không làm phá hoại nền đất thiên nhiên dưới đáy tầng đệm cát.

Sau khi đào bỏ một phần lớp đất yếu, tiến hành đổ cát thành từng lớp có chiều dày 20-25cm và đầm chặt bằng đầm lăn và đầm xung kích.

share-connect.blogspot.com

Trường hợp mực nước ngầm cao có thể hạ mực nước ngầm hoặc dùng biện pháp thi công trong nước (lắc xỉa cát trong nước…).

4.3. Phương pháp đầm chặt lớp đất mặt

Khi gặp trường hợp nền đất yếu nhưng có độ ẩm nhỏ (G<0,7) thì có thể sử dụng phương pháp đầm chặt lớp đất mặt để làm tăng cường độ chống cắt của đất và làm giảm tính nén lún.

Lớp đất mặt sau khi được đầm chặt sẽ có tác dụng như một tầng đệm đất, không những ưu điểm như phương pháp đệm cát mà còn có ưu điểm là tận dụng được nền đất thiên nhiên để đặt móng, giảm được khối lượng đào đắp.

Để đầm chặt lớp đất mặt, người ta có thể dùng nhiều biện pháp khác nhau, thường hay dùng nhất là phương pháp đầm xung kích: Theo phương pháp này quả đầm trọng lượng 1-4 tấn (có khi 5-7tấn) và đường kính không nhỏ hơn 1m. Để hiệu quả tốt, khi chọn quả đầm nên đảm bảo áp lực tĩnh do quả đầm gây ra không nhỏ hơn 0,2kG/cm^2 với đất loại sét và 0,15kG/cm^2 với đất loại cát.

Trong quá trình đầm, quả đầm được kéo lên 4-6m bởi cần trục và để rơi tự do. Theo dõi độ chối (độ lún do một nhát đầm gây ra) để kết thúc quá trình đầm. Đối với đất loại sét thì độ chối e này không nhỏ hơn 1-2cm, đối với đất loại cát thì e không nhỏ hơn 0,5-1cm.

Mục đích của việc đầm là tạo nên lớp đất có độ chặt lớn, dày từ 1,5 – 3,5m. Tùy thuộc vào trọng lượng, kích thước, chiều cao và số lần đầm. Chiều dày của lớp mặt được đầm chặt có thể tính theo công thức:

$$h = K.D \qquad (4.18)$$

Với: D - Đường kính mặt đáy quả đầm;

K – Hệ số, lấy bằng 1,55 với đất cát, K=1,45 đối với đất á sét, K=1,2 với đất loại sét và K=1 đối với đất sét.

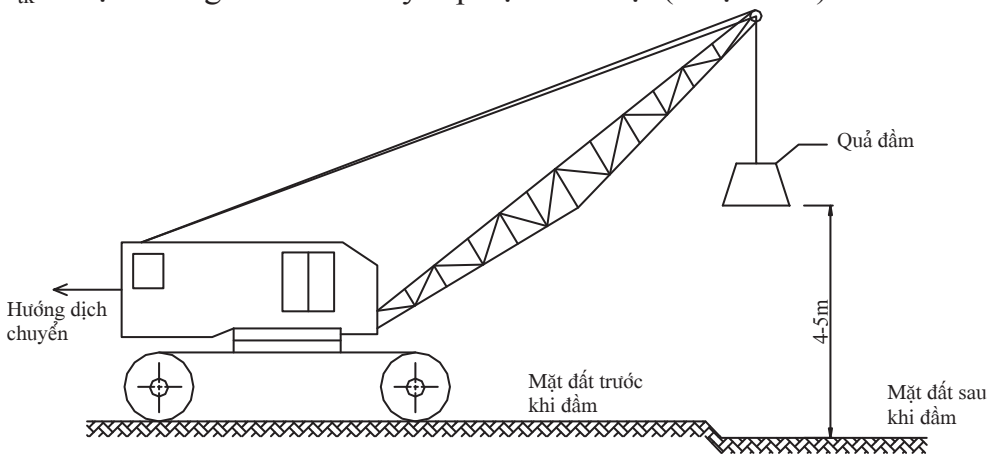
Độ hạ thấp mặt đất sau khi đầm:

$$\Delta h = \frac{e_o - 0{,}5(e_m + e_{tk})}{1 + e_o}.h \qquad (4.19)$$

Với: e_o – Hệ số rỗng tự nhiên;

e_m – Hệ số rỗng sau khi đầm;

e_{tk} – Hệ số rỗng thiết kế ở đáy lớp đệm đất mặt (ở độ sâu h).



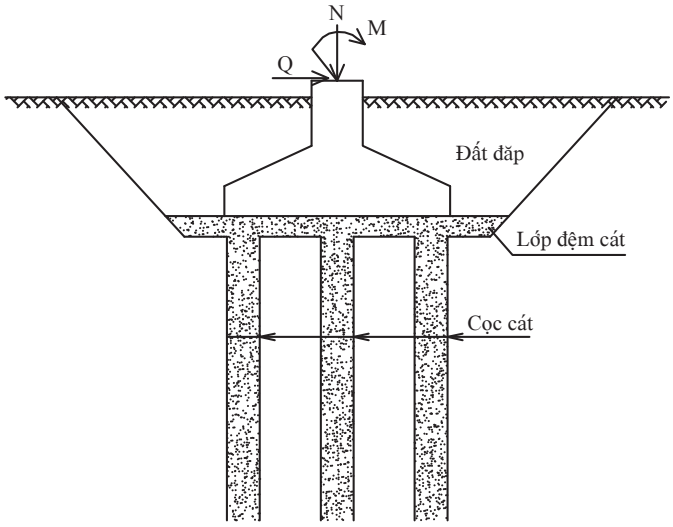
Hình 4.9: Sơ đồ bố trí đầm xung kích

share-connect.blogspot.com

4.4. Phương pháp xử lý nền bằng cọc cát

4.4.1. Đặc điểm và phạm vi áp dụng

Khác với các loại cọc cứng khác (bê tông, bê tông cốt thép, cọc gỗ, cọc tre…) là một bộ phận của kết cấu móng, làm nhiệm vụ tiếp nhận và truyền tải trọng xuống đất nền, mạng lưới cọc cát làm nhiệm vụ gia cố nền đất yếu nên còn gọi là nền cọc cát.



Hình 4.10: Sơ đồ bố trí cọc cát

Việc sử dụng cọc cát để gia cố nền có những ưu điểm nổi bật sau:

+ Cọc cát làm nhiệm vụ như giếng cát, giúp nước lỗ rỗng thoát ta nhanh, làm tăng nhanh quá trình cố kết và độ lún ổn định diễn ra nhanh hơn.

+ Nền đất được ép chặt do ống thép tạo lỗ, sau đó lèn chặt đất vào lỗ làm cho đất được nén chặt thêm, nước trong đất bị ép thoát vào cọc cát, do vậy làm tăng cường độ cho nền đất sau khi xử lý.

+ Cọc cát thi công đơn giản, vật liệu rẻ tiền (cát) nên giá thành rẻ hơn so với dùng các loại vật liệu khác.

Cọc cát thường được dùng để gia cố nền đất yếu có chiều dày > 3m.

4.3.2. Thiết kế nền cọc cát

Khi thiết kế sơ bộ có thể chấp nhận giả thiết rằng cọc cát chỉ nén chặt vùng đất, thể tích nén chặt đúng bằng thể tích cọc.

Dụng cụ: Ống thép hay cọc gỗ đóng hạ đến độ sâu thiết kế.

Vật liệu: Thường dùng cát vàng, hạt trung, hạy thô, lúc đầu đổ từ 1/2- 2/3 chiều dài ống rồi rung hay đầm chặt, đồng thời kéo dần ống lên, và (đầm) rung đến khi hoàn thành cọc cát.

Trước khi thiết kế cọc cát, cần biết hệ số rỗng tự nhiên e_o của lớp đất yếu. Sau khi nén chặt bằng cọc cát thì đất có hệ số rỗng nén chặt là e_{nc}.

Đối với nền đất cát, sau khi gia cố thì phải đạt $e_{nc} = 0,65 – 0,75$.

Đối với nền đất dính được nén chặt bằng cọc cát thì:

$$e_{nc} = \Delta(W_d + 0,5\phi) \text{ (với } \phi = W_{nh} - W_d) \quad (4.21)$$

Diện tích cần nén chặt F_{nc} rộng hơn đáy móng, theo kinh nghiệm diện tích cần nén chặt rộng hơn đáy móng $\geq 0,2b$ (b - Bề rộng móng) về các phía:

$$F_{nc} = 1,4b(a+0,4b) \quad (4.22)$$

Trong đó: a,b - Là cạnh dài và rộng của đáy móng.

Tỷ lệ diện tích tiết diện của tất cả các cọc cát F_c đối với diện tích đất nền được nén chặt F_{nc} được xác định như sau:

share-connect.blogspot.com

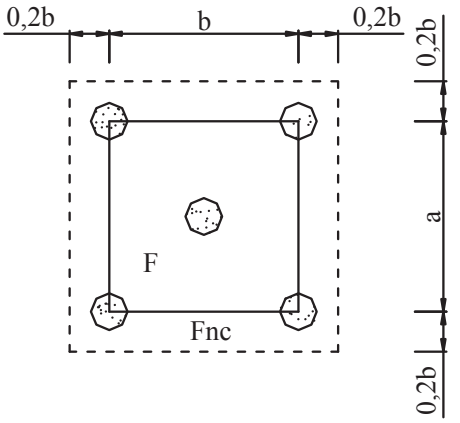
$$\frac{F}{F_{nc}} = \Omega = \frac{e_o - e_{nc}}{1 + e_o} \qquad (4.23)$$

Số lượng cọc cát cần thiết để nén chặt nền đất yếu dưới đáy móng:

$$n = \frac{\Omega . F_{nc}}{f_c} \qquad (4.24)$$

Trong đó: f_c - Diện tích tiết diện ngang của mỗi cọc cát (lấy bằng diện tích tiết diện ống khi tạo lỗ).

Cọc cát thường được bố trí theo lưới tam giác đều, đây là sơ đồ bố trí hợp lý nhất để đảm bảo cho đất được nén chặt đều trong khoảng cách giữa các cọc cát.



Hình 4.11: Bố trí cọc cát và phạm vi nén chặt đất nền

Khoảng cách giữa các cọc cát đối với đất dính:

$$L = 0{,}95d\sqrt{\frac{\gamma_{nc}}{\gamma_{nc} - \gamma_o}} \qquad (4.25)$$

Đối với đất rời:

$$L = 0{,}95d\sqrt{\frac{1 + e_o}{e_o - e_{nc}}} \qquad (4.26)$$

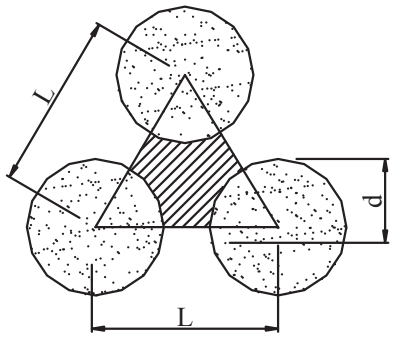
Trong đó: d – Đường kính cọc cát (400-500mm);

$$\gamma_{nc} = \frac{\Delta}{1 + e_{nc}}(1 + 0{,}01W) \qquad (4.27)$$

W – độ ẩm tự nhiên của đất;

γ_o – Dung trọng tự nhiên của đất;

Δ - Tỷ trọng của đất;



Hình 4.12: Bố trí cọc cát theo sơ đồ tam giác

- Trọng lượng cần thiết của cát cho mỗi mét dài của cọc.

$$G = \frac{f_c . \Delta_c}{1 + e_{nc}}(1 + 0{,}01W) \qquad (4.27)$$

Với: Δ_c – Tỷ trọng của cát trong cọc;

W_1 – Độ ẩm của cát khi thi công cọc;

- Chiều sâu nén chặt bằng chiều dài của cọc:

+ Với móng chữ nhật : $l_c \geq 2b$;

+ Với móng bản: $l_c \geq 4b$;

Khi b> 10m thì: $l_c \geq 9m + 0{,}15b$ (nền sét);

$l_c \geq 6m + 0{,}10b$ (nền cát);

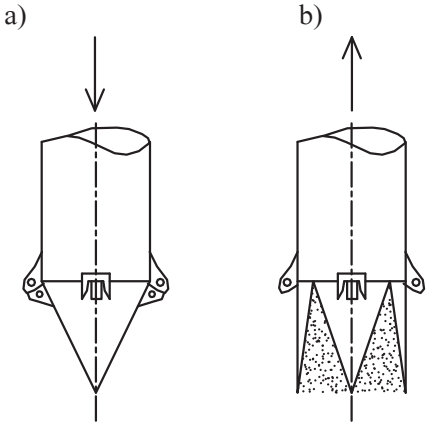
Theo kinh nghiệm chiều dài của cọc cát thường lấy đến độ sâu của nền dưới đáy móng được xem là hết lún (tại độ sâu có $\sigma_{gl} \leq 0{,}2\sigma_{bt}$).

4.3.3. Thi công và kiểm tra nền cọc cát

Việc thi công đóng cọc cát bằng các máy chuyên dụng. Nếu là móng công trình cần phải đào thì đào chừa lại 1m để sau khi thi công thì vét đi vì đất ở vị trí này không

share-connect.blogspot.com

được chặt. Việc thi công đóng cọc nhờ bộ phận chấn động, máy rung ấn ống thép (đường kính 40-60cm) vào lòng đất đến cao độ thiết kế. Sau khi đóng xuống đất, ống thép có đàu đóng lại (hình 4.13a). Sau đó người ta nhấc bộ phận chấn động ra. Nhồi cát vào rồi đặt máy chấn động vào rung khoảng 15 – 20 giây. Tiếp theo bỏ máy chấn động ra rồi rút ống lên chừng 0,5m rồi đặt máy rung vào rung 10 – 15 giây cho đầu cọc mở ra (hình 4.13b) để cát tụt xuống. Sau đó rút ống lên dần đều, vừa rút ống vừa rung cho cát được chặt.



Hình 4.13

- Kiểm tra nền cọc cát:

Sau khi thi công cần kiểm tra lại nền cọc cát bằng các phương pháp sau:

- Khoan lấy mẫu đất giữa các cọc để xác định γ_{nc}, e_{nc}, c, φ sau khi nén chặt từ đó tính ra cường độ đất sau nén chặt.

- Dùng xuyên tiêu chuẩn để kiểm tra độ chặt của cát trong cọc và đất giữa các cọc.

- Thí nghiệm bàn nén tĩnh tải tại hiện trường trên mặt nền cọc cát. Diện tích bàn nén yêu cầu phải lớn ($\geq 4m^2$) để chùm ít nhất là 3 cọc để thí nghiệm.

4.5. Xử lý nền bằng cọc vôi và cọc đất – xi măng

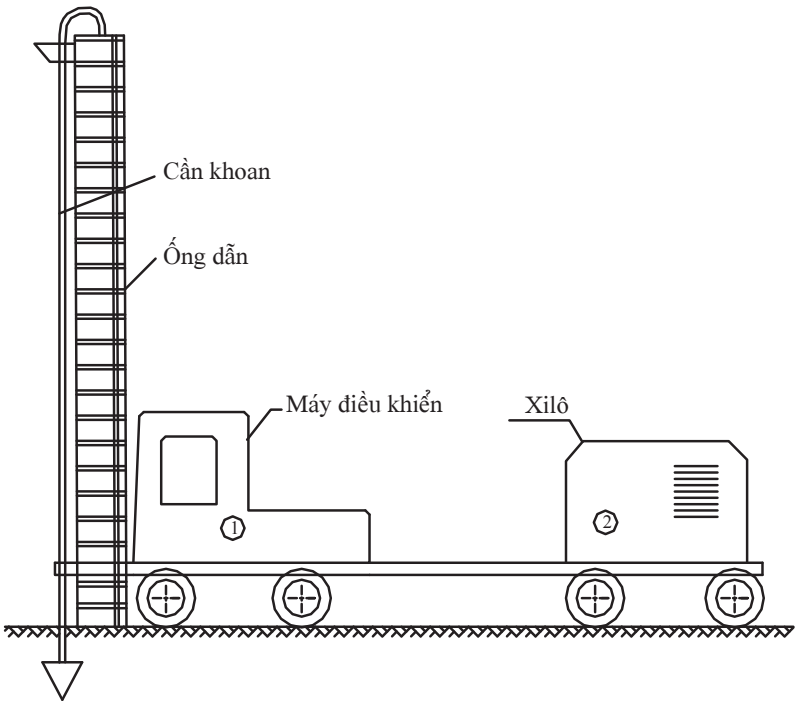
4.5.1. Đặc điểm và phạm vi áp dụng

Cọc vôi thường được dùng để xử lý, nén chặt các lớp đất yếu như: Than bùn, bùn, sét và sét pha ở trạng thái dẻo nhão.

Việc sử dụng cọc vôi có những tác dụng sau:

- Sau khi cọc vôi được đầm chặt, đường kính cọc vôi sẽ tăng lên 20% làm cho đất xung quanh nén chặt lại.

- Khi vôi được tôi trong lỗ khoan thì nó tỏa ra một nhiệt lượng lớn làm cho nước lỗ rỗng bốc hơi làm giảm độ ẩm và tăng nhanh quá trình nén chặt.



Hình 4.14: Sơ đồ máy thi công cọc đất - vôi

Sau khi xử lý bằng cọc vôi nền đất được cải thiện đáng kể:

+ Độ ẩm của đất giảm 5-8%;

+ Lực dính tăng lên khoảng 1,5 –3 lần;

share-connect.blogspot.com

+ Modun biến dạng tăng lên 3-4 lần;

+ Cường độ của đất giữa các cọc vôi có thể tăng lên đến 2 lần;

Với những ưu điểm như trên cho thấy rằng xử lý nền đất yếu bằng cọc vôi có hiệu quả đáng kể. Tuy nhiên khi gặp các nền đất quá nhão, yếu (đất có B> 1) thì hiệu quả nén chặt của cọc vôi bị hạn chế. Với các loại bùn gốc sét nhão yếu thì hiệu quả nén chặt càng ít vì vôi tôi và đất sét đều thấm nước yếu nên việc ép thoát nước lỗ rỗng khó, kém hiệu quả.

4.4.2. Thiết kế và thi công cọc vôi

Việc tính toán và thiết kế cọc vôi tương tự như cọc cát, tuy nhiên cần chú ý khả năng thoát nước của chúng khác nhau. Với cọc cát thì khả năng thoát nước đều và trong thời gian dài còn với cọc vôi thì khả năng thoát nước nhanh trong thời gian đầu và sau đó giảm đi nhiều.

Thi công cọc vôi : Để thi công cọc vôi trước hết phải khoan tạo lỗ, lỗ khoan từ 240-400mm, nếu thành lỗ khoan bị sạt lở thì hạ ống thép, sau đó cho từng lớp vôi sống dày khoảng 1m xuống lỗ khoan và đầm chặt từng lớp cho đến hết chiều sâu. Kết hợp vừa đầm vừa rút ống lên. Hiệu quả nén chặt của cọt vôi phụ thuộc vào chất lương đầm chặt và thành phần hóa học của vôi.

Độ chặt và cường độ của nền cọc vôi có thể kiểm tra như đối với nền cọc cát.

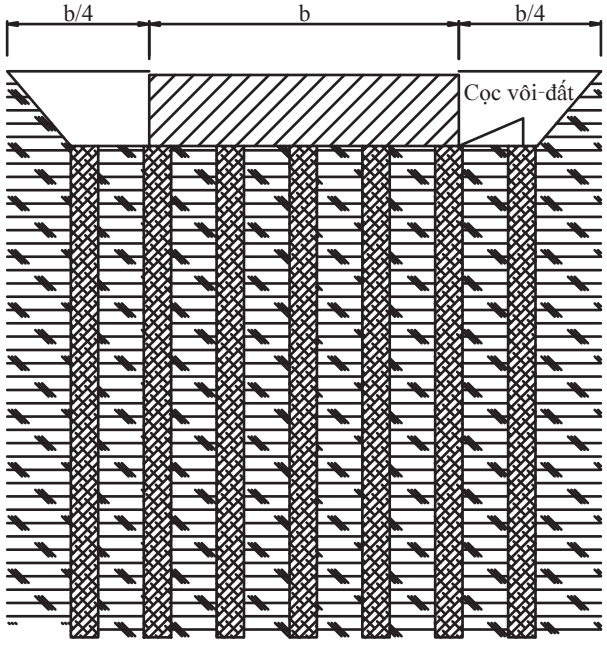
4.5.1. Cọc đất – vôi

a. Chế tạo cọc đất – vôi

Việc chế tạo cọc đất – vôi khá phức tạp và phải sử dụng các máy chuyên dụng (Hình 4.14). Cấu tạo máy gồm hai bộ phận: Phần máy điều khiển và xi lô đựng vôi bột. (máy Alimak của Thụy Điển sản suất)

Hoạt động của máy như sau:

Lưỡi khoan có đường kính khoảng 500mm có tác dụng tạo lỗ và làm cho đất tơi ra tại chỗ, chiều sâu khoan có thể đạt tới 20m, khi khoan đến độ sâu thiết kế thì bắt đầu quá trình phun vôi. Vôi bột được chứa trong xi lô dung tích 2,5m^3. Khi máy vận hành, một bộ phận máy nén khí tạo nên một áp lực trong xilô và áp lực đó đẩy vôi bột từ xi lô vào ống cao su dẫn qua cần khoan vào lỗ khoan và chui ra một lỗ nhỏ ϕ=30mm ở dưới lưỡi khoan và phun vào đất vôi bột tác dụng với nước lỗ rỗng tạo nên liên kết ximăng và các liên kết này gắn kết các hạt khoáng vật trong đất lại và làm cho đất cứng hơn.



Hình 4.15: Xử lý nền đất yếu bằng cọc vôi – đất

share-connect.blogspot.com

b. Hiệu quả và ứng dụng

Khi tạo cọc vôi đất thì cường độ của cọc này phụ thuộc vào lượng vôi và thời gian.

Kết quả nghiên cứu cho thấy lượng vôi càng nhiều thì độ cứng của cọc càng tăng nhanh.

Ở nước ta với đất yếu có độ ẩm tự nhiên từ 40-70% thì dùng hàm lượng vôi từ 6-12% là hợp lý. Với tỷ lệ đó thì cường độ cọc đạt 50% sau 1 tháng và 70 – 80% sau 3 tháng.

Cọc đất – vôi xử lý làm tăng cường độ chống cắt của đất lên hàng 10 lần, có thể sử dụng cọc đất vôi này làm tường cừ hoặc làm nền cho công trình. Khoảng cách giữa các cọc vôi tùy thuộc đặc điểm nền và tải trọng, theo kinh nghiệm lấy bằng 0,75m, chiều dài cọc phải vượt chiều sâu chịu nén của đất, lưới cọc trùm ra diện tích đáy móng là b/4 với b là bề rộng móng.

Việc kiểm tra sức chịu tải của nền khi xử lý cần xác định bằng thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường, với kích thước bàn nén là 100x100cm.

4.5.4. Cọc đất – ximăng

Việc chế tạo cọc đất – xi măng cũng giống như đối với cọc đất – vôi, ở đây xi lô chứa xi măng và phun vào đất với tỷ lệ định trước. Lưu ý sàn ximăng trước khi đổ vào xilô để đảm bảo ximăng không bị vón cục và các hạt ximăng có kích thước đều <0,2mm, để không bị tắc ống phun.

Hàm lượng ximăng có thể từ 7 – 15% và kết quả cho thấy gia cố đất bằng ximăng tốt hơn vôi và đất bùn gốc cát thì hiệu quả cao hơn đất bùn gốc sét.

Qua kết quả thí nghiệm xuyên cho thấy sức kháng xuyên của đất nền tăng lên từ 4-5 lần so với khi chưa gia cố.

Ở nước ta đã sử dụng loại cọc đất – ximăng này để xử lý gia cố một số công trình và hiện nay triển vọng sử dụng loại cọc đất – ximăng này để gia cố nền là rất tốt.

4.6. Phương pháp gia tải nén trước

4.6.1. Đặc điểm và phạm vi áp dụng

Phương pháp này có thể sử dụng để xử lý khi gặp nền đất yếu như than bùn, bùn sét và sét pha dẻo nhão, cát pha bão hòa nước.

Dùng phương pháp này có các ưu điểm sau:

- Tăng sức chịu tải của nền đất;
- Tăng nhanh thời gian cố kết, tăng nhanh độ lún ổn định theo thời gian.

Các biện pháp thực hiện:

- Chất tải trọng (cát, sỏi, gạch, đá…) bằng hoặc lớn hơn tải trọng công trình dự kiến thiết kế trên nền đất yếu, để cho nền chịu tải trước và lún trước khi xây dựng công trình.

- Dùng giếng cát hoặc bấc thấm để thoát nước ra khỏi lỗ rỗng, tăng nhanh quá trình cố kết của đất nền, tăng nhanh tốc độ lún theo thời gian.

Tùy yêu cầu cụ thể của công trình, điều kiện địa chất công trình, địa chất thủy văn của nơi xây dựng mà dùng biện pháp xử lý thích hợp, có thể dùng đơn lẻ hoặc kết hợp cả hai biện pháp trên.

share-connect.blogspot.com

4.6.2. Phương pháp nén trước không dùng giếng thoát nước

a. Điều kiện địa chất công trình

Để đạt được mục đích làm cho đất chặt, ép thoát nước ra khỏi lỗ rỗng thì những trường hợp sau thích hợp cho phương pháp gia tải nén trước.

a1. Cấu tạo địa tầng như hình 4.16a

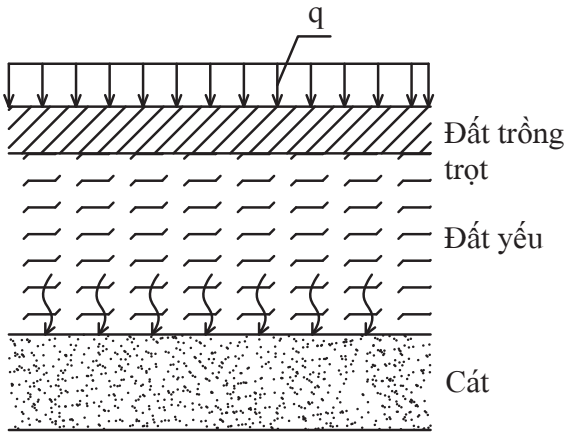
Trên cùng là lớp đất trồng trọt, giữa là lớp đất yếu cần gia cố, dưới cùng là lớp cát tự nhiên. Khi chịu tải trọng nén trước q thì nước lỗ rỗng của đất yếu sẽ bị ép thoát vào lớp cát tự nhiên.

a2. Cấu tạo địa tầng như hình 4.16b

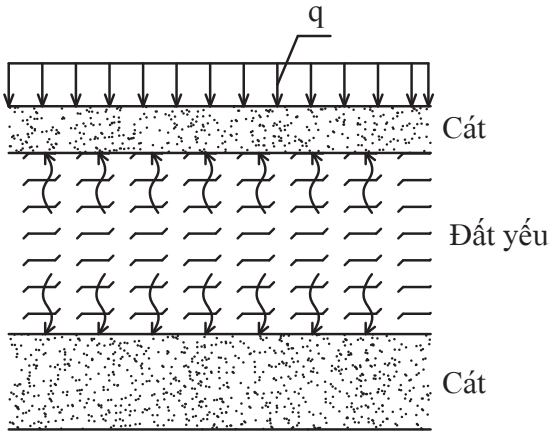
Trên cùng là lớp cát tự nhiên, ở giữa là lớp đất yếu cần xử lý. Dưới cùng là lớp cát tự nhiên. Khi chịu tải trọng nén trước q, nước lỗ rỗng rỗng trong lớp bị ép thoát ra theo cả hai chiều lên và xuống vào hai lớp cát tự nhiên.

a3. Cấu tạo địa tầng như hình 4.16c

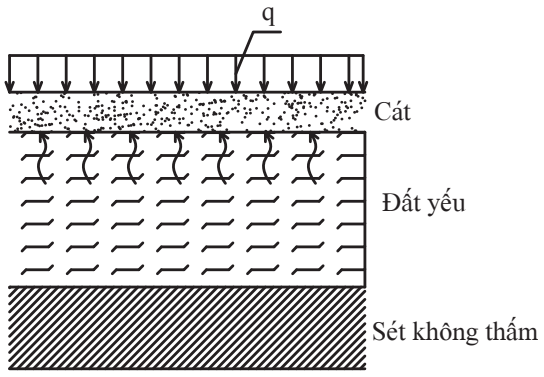
Trường hợp này khi chịu tải trọng nén q, nước thoát ra theo chiều lên vào tầng cát, trường hợp nếu không có lớp cát tự nhiên thì có thể làm một lớp đệm cát nhân tạo sau đó tác dụng tải trọng nén trước.



Hình a



Hình b



Hình c

Hình 4.16

b.Tính toán tải trọng nén trước

Độ lớn của áp lực nén trước được lựa chọn như sau:

- Dùng tải trọng nén trước đúng bằng tải trọng công trình sẽ xây dựng.

Dùng tải trọng nén trước lớn hơn tải trọng công trình sẽ xây dựng (lớn hơn khoảng 20%) để tăng nhanh quá trình cố kết, rút ngắn thời gian gia tải, tuy nhiên cũng không lớn quá dễ gây phá hoại nền đất yếu.

Độ lún dự kiến được xác định theo công thức kinh nghiệm sau:

$$S_t = S - \frac{t}{\alpha + t} \qquad (4.29)$$

Trong đó: S_t – Độ lún dự tính ở thời gian t, với t là thời gian nén trước.

α - Hệ số kinh nghiệm;

share-connect.blogspot.com

$$\alpha = \frac{S}{S_{t1}}.t_1 - t_1 \qquad (4.30)$$

Với:

S – Độ lún ổn định trong quá trình nén trước, xác định theo tài liệu quan trắc thực tế.

$$\frac{t_2 - t_1}{\frac{t_2}{S_{t2}} - \frac{t_1}{S_{t1}}} \qquad (4.31)$$

S_{t1}, S_{t2} – Độ lún quan trắc ứng với thời gian t_1, t_2 ;

c. Biện pháp thi công

Để thi công gia tải nén trước ta có thể dùng hai cách sau:

Cách 1:

Chất tải trọng nén trước lên mặt đất tại vị trí xây móng, đợi một thời gian theo yêu cầu thiết kế để độ lún đạt ổn định để đạt độ lún ổn định rồi dỡ tải để đào hố móng và thi công móng (với chiều sâu chôn móng h ≤ 1m). Nếu chiều sâu chôn móng lớn thì đào hố móng đến độ sâu bé hơn cốt đáy móng 50cm rồi chất tải trọng nén.

Cách 2:

Có thể xây dựng móng trước, sau đó chất tải lên móng để móng lún đến trị số ổn định, sau đó dỡ tải và xây dựng kết cấu bên trên.

Trong hai biện pháp trên, tùy theo điều kiện cụ thể mà chọn biện pháp thích hợp.

Tải trọng nén trước phải được tăng dần từng cấp, mỗi cấp tương đương tải trọng một tầng nhà hoặc bằng khoảng 15 – 20% tổng tải trọng công trình. Cần bố trí mốc để quan trắc lún trong suốt thời gian gia tải.

4.6.3. Phương pháp nén trước có bố trí đường thấm thẳng đứng

a. Điều kiện địa chất công trình

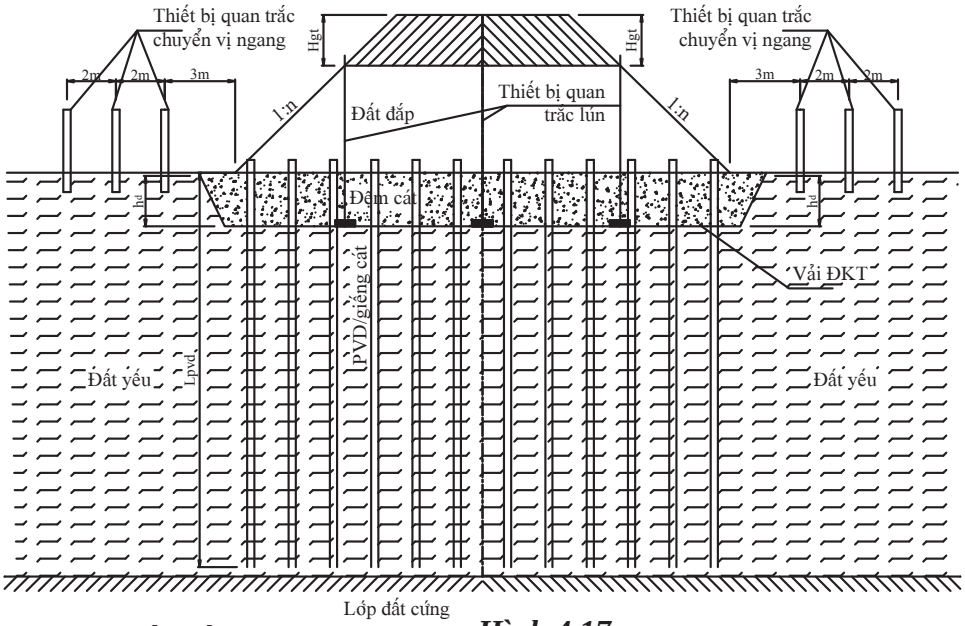
Khi chiều dày nền đất yếu rất dày hoặc khi độ thấm của đất rất nhỏ thì có thể bố trí các đường thấm thẳng đứng để tăng tốc độ cố kết. Phương pháp này thường dùng để xử lý nền đường đắp trên nền đất yếu.

Có hai loại đường thấm thẳng đứng: Giếng cát (SW) và bấc thấm (PVD). Tác dụng của đường thấm thẳng đứng là để tăng nhanh quá trình thoát nước trong các lỗ rỗng của đất yếu, làm giảm độ rỗng, độ ẩm, tăng dung trọng. Kết quả là làm tăng nhanh quá trình cố kết của nền đất yếu, tăng sức chịu tải và làm cho nền đất đạt độ lún quy định trong thời gian cho phép.

Để tăng nhanh tốc độ cố kết, ta thường kết hợp biện pháp xử lý bằng bấc thấm, giếng cát với biện pháp gia tải tạm thời, tức là đắp cao thêm nền đường so với chiều dày thiết kế 2-3m trong vài tháng rồi sẽ lấy phần gia tải đó đi ở thời điểm t mà nền đường đạt được độ lún cuối cùng như trường hợp nền đắp không gia tải.

*Cấu tạo chung của nền đường đắp trên đất yếu có sử dụng thiết bị thoát nước thẳng đứng (bấc thấm hoặc giếng cát) (Hình 4.17).

share-connect.blogspot.com



Hình 4.17

b. Tính toán, thiết kế

Nội dung thiết kế hệ thống giếng cát, bấc thấm gồm có việc xác định đường kính giếng cát hoặc đường kính tương đương của bấc thấm khi đã biết các đặc trưng của đất yếu và thời gian cần thiết để đạt độ cố kết cho trước (tức là tính toán độ lún theo thời gian trong trường hợp có bố trí đường thấm thẳng đứng.

Trình tự tính toán như sau:

+ Chọn hình thức bố trí hệ thống giếng cát hoặc bấc thấm theo mạng lưới tam giác hoặc chữ nhật, xác định đường kính d và khoảng cách giữa các giếng cát hoặc bấc thấm L.

- Đối với giếng cát, d chính là đường kính của giếng cát;
- Đối với bấc thấm PVD thì d tính như sau:

Theo Hansbo (1979) thì $d = \frac{a+b}{\pi}$ (4.31)

Theo Hansbo (1987) thì $d = \frac{a+b}{2}$ (4.32)

Với : a – Chiều dày của PVD, thường từ 3-5mm (cá biệt a=10mm);l

b – Chiều rộng của PVD, hiện nay b=100mm;

+ Tính bán kính ảnh hưởng D của SW hoặc PVD.

$D = \alpha.L$ (4.33)

Với: L - Khoảng cách từ tâm đến tâm của PVD hoặc SW, chính tà chiều dài của cạnh tam giác đều nếu bố trí theo lưới tam giác đều hoặc là chiều dài của cạnh hình vuông nếu bố trí theo lưới hình vuông.

α = 1,05 - Nếu bố trí PVD hoặc SW theo lưới tam giác đều;

α = 1,13 - Nếu bố trí PVD hoặc SW theo lưới hình vuông.

+ Tính nhân tố thời gian

$N_r = \frac{C_r.t}{D^2}$ (4.34)

Với: C_r - Là hệ số cố kết hướng tâm, t – thời gian cố kết;

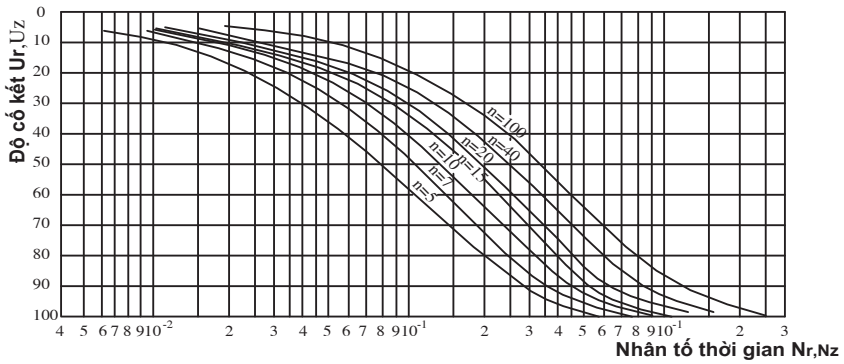
share-connect.blogspot.com

+ Tra toán đồ hình (4.18) để xác định độ cố kết hướng tâm U_r theo N_r và n;
+ Tính nhân tố thời gian N_z và độ cố kết thẳng đứng U_z (tra toán đồ 4.18):

$$N_z = \frac{C_z.t}{h^2} \qquad (4.35)$$

+ Tính độ cố kết chung theo công thức:

$$1 - U = (1 - U_r).(1 - U_v) \qquad (4.36)$$



Hình 4.18: Toán đồ xác định độ cố kết U_r, U_z theo N_r và N_z và n=D/d

c. Trình tự các bước thi công:

Ở đây giới thiệu trình tự các bước thi công trong trường hợp xử lý bằng bấc thấm:
- Định vị trí chân ta luy nền đường;
- Đào bỏ một phần đất yếu theo thiết kế, thường từ 0,5-0,8m;
- Rải vải địa kỹ thuật, nên rải vuông góc với tim đường, mép vải chồng lên nhau 15-20cm;
- Đặt thiết bị quan trắc lún thẳng đứng;
- Đắp lớp đệm cát đến cao độ thiết kế và tạo phẳng;
- Đặt thiết bị quan trắc chuyển vị ngang để quan trắc chuyển vị ngang của nền đường;
- Tiến hành cắm bấc thấm (cắm PVD – Phabricatied Vertical Drainage), việc cắm bấc thấm thực hiện bằng các máy cắm bấc chuyên dụng. Sau khi cắm, bấc phải cao hơn bề mặt lớp cát đệm từ 15-20cm.
- Đắp đất: Đất được đắp thành từng lớp với chiều dày mỗi lớp 15, 20, hoặc 25cm. Tốc độ đắp tuân thủ theo thiết kế, kết hợp quan trắc lún để xử lý kịp thời trong trường hợp lún nhanh quá tốc độ thiết kế.

share-connect.blogspot.com