

TÌM HIỂU VỀ LÚN
&
TÍNH TOÁN LÚN CHO MÓNG CỌC

I. MỤC TIÊU KHÓA HỌC

- Trình bày khái niệm, nguyên nhân gây lún;
- Trình bày sự làm việc của cọc trong nền đất và cách dự tính lún cho móng cọc;
- Các biện pháp khắc phục.

II. CẤU TRÚC KHÓA HỌC

- Cấu trúc khóa học được thực hiện trong thời lượng 01 buổi; thời lượng 2h;
- Phương pháp đào tạo: Giảng dạy theo phương pháp trình chiếu, cùng thảo luận.

III. ĐỐI TƯỢNG ĐÀO TẠO

- Đối tượng tham dự bắt buộc: Kỹ sư Tổ Xây dựng và Kết cấu

IV. NỘI DUNG KHÓA HỌC

V. TỔNG KẾT CUỐI KHÓA

.....

.....

.....

PHỤ LỤC

I.	KHÁI NIỆM	5
	1. Một số khái niệm.....	5
	2. Nguyên nhân gây lún.....	7
II.	TÍNH LÚN.....	10
	1. Lý thuyết tính lún.....	10
	2. Tiêu chuẩn và yêu cầu về độ lún.....	10
	3. Tính lún cho móng cọc.....	13
	3.1. Độ lún của cọc đơn.....	13
	3.2. Độ lún của nhóm cọc.....	16
III.	GIẢI PHÁP KHẮC PHỤC.....	24
	1. Các biện pháp xử lý về kết cấu công trình.....	24
	2. Các biện pháp xử lý về móng.....	25
	3. Các biện pháp xử lý nền đất yếu.....	26
IV.	THẢO LUẬN	26
V.	PHỤ LỤC	27
	PHỤ LỤC I.....	27
	PHỤ LỤC II.....	28
	PHỤ LỤC III.....	31

I. KHÁI NIỆM

1. Một số khái niệm



Figure 1.1. Leaning Tower of Pisa

Lún là sự chuyển động của một bề mặt (thường bề mặt trái đất) như nó thay đổi đi xuống so với một mốc như mực nước biển.

Lún công trình là công trình và đất nền bị chuyển vị thẳng đứng từ trên xuống dưới, kéo theo móng và cả bản thân công trình, thường được đo bằng milimét. Lún xảy ra do sự nén chặt của đất nền dưới tác dụng của trọng lượng toàn bộ công trình.

Lún lệch hay còn gọi lún tương đối là chuyển vị thẳng đứng không đều đưa đến chuyển vị ngang gây nghiêng công trình. Tất cả các công trình xây dựng đều bị lún, miễn trong giới hạn cho phép, không gây ảnh hưởng đến việc sử dụng và các công trình lân cận.

Quá trình lún của nền móng công trình xảy ra rất phức tạp và phụ thuộc vào nhiều yếu tố (chủ yếu phụ thuộc vào điều kiện tải trọng tác dụng và điều kiện đất nền)

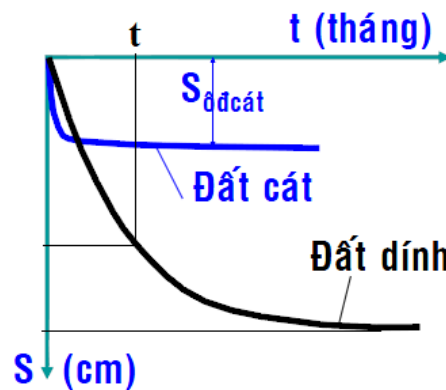


Figure 1.2. Curve showing relationship between settlement and time.

- Đối với nền đất rời: Độ lún nhỏ, xảy ra nhanh vì hệ số thấm của đất rời lớn.
- Đối với nền đất dính: Độ lún lớn, xảy ra chậm vì hệ số thấm của đất dính nhỏ.

❖ **Độ lún của nền gồm 3 phần:**

- Lún tức thời (S_0);
- Lún cố kết thắm (S_c);
- Lún từ biến (S_t).

$$S = S_0 + S_c + S_t$$

- Độ lún tức thời là khi nước chưa kịp thoát đi, đất biến dạng như vật thể đàn hồi.
- Độ lún cố kết (thắm) là do sự giảm thể tích lỗ rỗng, do nước thoát dần ra ngoài.
- Độ lún từ biến do biến dạng của bản thân khung cốt của đất (của bản thân hạt).

❖ **Với đất sét**, ba độ lún trên là rõ ràng và có thể tách biệt được. Những nghiên cứu mới nhất cho thấy:

- Độ lún tức thời nhỏ, tuy nhiên có khi không phải là nhỏ quá để có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% độ lún tổng. Độ lún tức thời được tính qua môđun đàn hồi không thoát nước, hay còn gọi là môđun đàn hồi tức thời, ký hiệu là E_u .
- Độ lún từ biến không nhỏ, nhất là đối với các lớp đất sét yếu/ rất yếu. Đôi khi, chúng có thể chiếm tới 40 - 50% độ lún tổng.
- Độ lún cố kết (thắm) là phần chủ yếu, thường chiếm trên 90% độ lún tổng. Tuy nhiên, trong một số trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 50% độ lún tổng. Độ lún cố kết được tính qua:
 - Hoặc qua môđun biến dạng thoát nước (E' - thường chỉ ký hiệu là E), hoặc môđun biến dạng không nở hông M (cũng có ký hiệu là E_s);
 - Hoặc qua C_c , C_r (các chỉ số nén);
 - Hoặc qua đường cong nén ép $e-p$.

❖ **Với đất cát**, tính thắm quá nhanh, do đó không thể tách rời lún tức thời và lún cố kết được.

Vì vậy:

$$S = S_{o+c} + S_t$$

S_{o+c} là độ lún tức thời và cố kết (thường viết là S , và cũng thường hiểu là lún cố kết, vì lún tức thời của các quá nhỏ), được tính qua môđun biến dạng E_{o+c} , thường cũng chỉ ký hiệu là E . Với cát, thường ta không thể tính lún S_{o+c} qua các chỉ số nén C_c , C_r và đường cong nén ép $e-p$ như trên được, vì ta không thể lấy mẫu đất nguyên dạng để tiến hành thí nghiệm trong phòng xác định C_c , C_r hay e . Khi đó, trị số E sẽ được xác định qua thí nghiệm hiện trường.

2. Nguyên nhân gây lún:

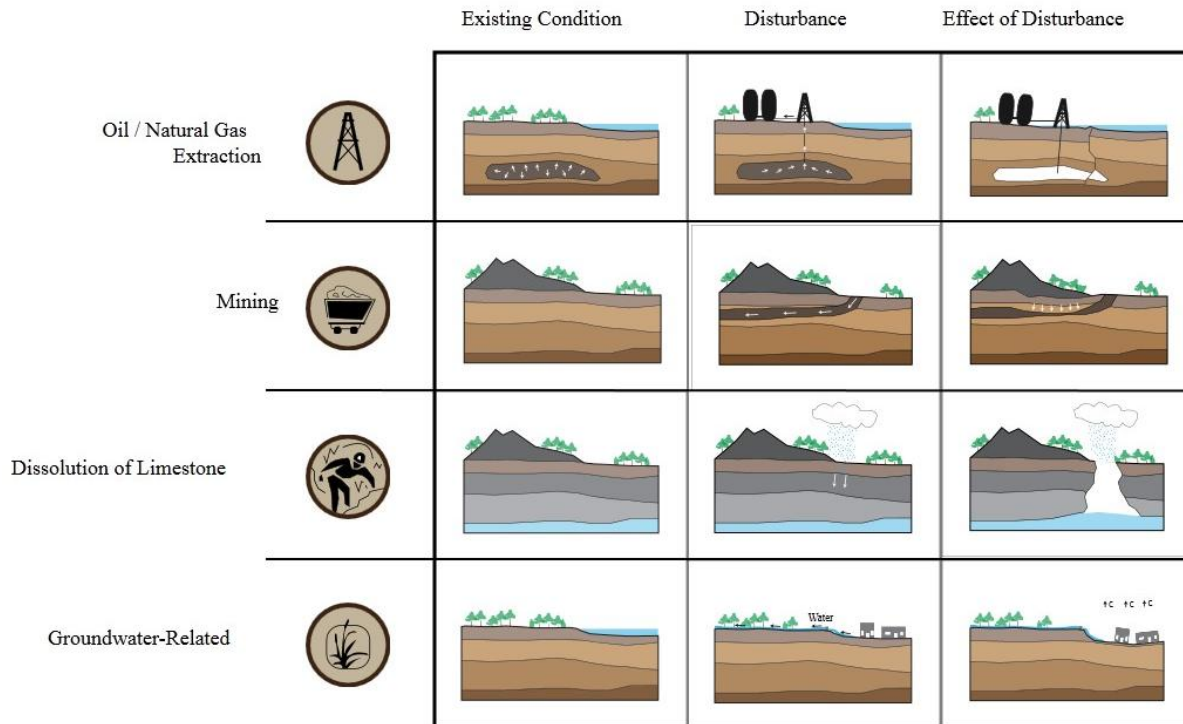


Figure 1.3. A graphic illustrating the different types of ground subsidence

Có nhiều nguyên nhân gây lún, trượt, có 2 nguyên nhân chính thông thường nhất:

- Do Công trình được đặt trên nền đất có sự chênh lệch về địa tầng => khả năng chịu lực của 2 miền này khác nhau => độ lún khác nhau dẫn đến có thể gây nứt hoặc xé tường.
- Do Công trình có 2 khối khác nhau rõ rệt về trọng lượng, trường hợp này cũng gây lún lệch. để giải quyết vấn đề này người ta cắt khe lún để giảm bớt ảnh hưởng lún của phần này đến phần kia. Do sự phân biệt khá rõ ràng trên nên với khe nhiệt người ta có thể thiết kế chung 1 móng cho 2 đơn nguyên (vì móng ở dưới đất nên ít ảnh hưởng bởi chênh lệch nhiệt độ)

Sau đây là những trường hợp gây lún nứt công trình:

➤ Thiết kế

Khi thiết kế kết cấu không lường hết được các yếu tố gây lún, chung nhất là tính sai lệch lún, thiết kế tiết diện móng quá nhỏ và không đảm bảo độ sâu cần thiết để truyền đều ứng suất xuống nền đất.

Chưa tính đến sự dịch chuyển không đều của công trình trên các tầng địa chất khác nhau trong quá trình thiết kế dẫn đến công trình bị lún lệch, trượt...gây nứt hay phá hủy công trình.

➤ **Khảo sát**

Không khảo sát kỹ địa chất tại khu vực xây dựng công trình hoặc sử dụng vật liệu không đúng chuẩn và thi công không đúng quy trình.

➤ **Thi công**

Thi công "qua loa", không đúng kỹ thuật hay làm gian dối cũng là những nguyên nhân gây lún.

Quá trình thi công làm thay đổi dung lượng và chiều nước chảy, hơn nữa còn làm quá tải cho vùng nền đất lân cận.

➤ **Sự thay đổi độ ẩm trong đất**

Hạn hán kéo dài làm mất đi ẩm độ trong đất nền do sự bốc hơi, đất nền trở nên khô ráo. Đôi khi điều này dẫn đến sự co giảm thể tích, đặc biệt trong đất sét. Mức độ co giảm không bao giờ đồng nhất vì sự khác biệt giữa các khối và các lớp đất nền; hoặc vì kết cấu kiến trúc cản trở sức nóng mặt trời, làm ảnh hưởng đến đất nền một cách không đồng đều.

Điều này làm thay đổi trạng thái cân bằng trong kết cấu kiến trúc để rồi cuối cùng gây ra sự lún và nứt ở các mức độ trầm trọng khác nhau.

Đất nền cũng có thể trở nên khô ráo do cây lớn với hệ thống rễ chằng chịt gần kết cấu kiến trúc hấp thụ nhiều nước từ bên dưới đất nền; cũng như sự thay đổi cao độ của mực nước ngầm.

Trong nhiều trường hợp, hậu quả hư hỏng xảy ra sau một thời gian rất dài, làm cho việc xác định chính xác nguyên nhân rất khó khăn.

➤ **Rò rỉ từ đường ống dẫn nước, mương và cống**

Một trong những nguyên nhân gây lún thông thường nhất là nền móng bị xói lở do sự rò rỉ từ ống nước ngầm.

Dòng nước chảy ngầm trong khu vực thậm chí không kề cận với kết cấu kiến trúc cũng gây ảnh hưởng bởi tác-động thẩm-thấu bảo-hòa đến nền móng, làm giảm tính chất cơ lý của vật liệu, mất đi khả năng phân bố đẳng lực cho khối tải trọng bên trên, dẫn đến sự lún vi sai. Tương tự như vậy, sự thẩm thấu từ dòng nước rỉ bên trên nền đất, dù rằng chỉ một lượng nhỏ, cũng có thể gia tăng độ mềm dẻo của vật liệu trong đất nền, giảm khả năng chịu tải của đất và gây lún.

Ví dụ, khi đất sét cố kết thì có đủ khả năng chịu tải, nhưng sau một thời gian bị tác động của nước rò rỉ từ các đường ống dẫn nước. Đất sét sẽ đạt trạng thái bão hòa và không còn khả năng chịu lực, dẫn đến sụt lún cho công trình bên trên.

➤ **Hố đào**

Hố đào kế cận kết cấu kiến trúc, đặc biệt ở vùng đất rời (cát và sỏi), có thể gây lở và lún nếu không cẩn thận.

Phải có các biện pháp gia cố thích hợp trước khi thực hiện để hạn chế hoặc ngăn chặn lở và lún cho công trình

➤ **Nền móng không tương xứng**

Trường hợp tải trọng của công trình vượt quá khả năng chịu lực của đất nền, độ lún gần như là không thể tránh khỏi. Sự bất tương xứng giữa tải trọng tác động lên nền móng và sức chịu tải của đất nền thường là nguyên do gây ra lún nền. Một nguyên do khác là do tính chậm cố kết của các loại đất nền có độ liên kết cao. Loại đất này phản ứng lại tải trọng bên trên rất chậm, kéo dài thời gian trước khi đạt được trạng thái cân bằng. Khi xác định nguyên nhân lún nền, cần chú ý tránh việc xem thường đất nền có độ cứng cố chậm, cũng như tránh việc quá quan trọng hoá những tác nhân ngăn hạn.

➤ **Sự hạ thấp mực nước ngầm**

Các hầm mỏ, đường hầm...khai thác mỏ bị bỏ hoang thông với các mạch nước ngầm có thể dẫn đến việc hạ thấp mực nước ngầm, làm giảm áp suất lỗ rỗng gây nên lún.

➤ **Đất bồi**

Khi đất nền bị dời hay xáo trộn trong quá trình xây dựng, nền đất có thể mất đi khả năng chịu tải. Sự lún vi sai do tính dị biệt trong đất nền dẫn đến các vết nứt mà có thể nhiều năm mới thấy rõ.

Khi nền đất lân cận công trình chịu thêm tải trọng của đất đắp có thể dẫn đến ma sát âm làm giảm sức chịu tải của cọc và tăng lún.

➤ **Chấn động gây ra bởi các phương tiện vận tải hoặc do máy móc xây dựng**

Rung động do máy móc hoặc do các phương tiện giao thông gây ra làm cho nền đất đầm nén chặt lại, giảm thể tích lỗ rỗng trong đất.

➤ **Chất hữu cơ trong đất**

Phân hủy chất hữu cơ (rác, than bùn, rễ cây cỏ thụ,...) cuối cùng có thể dẫn đến lỗ rỗng và lún

II. TÍNH LÚN:

1. Lý thuyết tính lún:

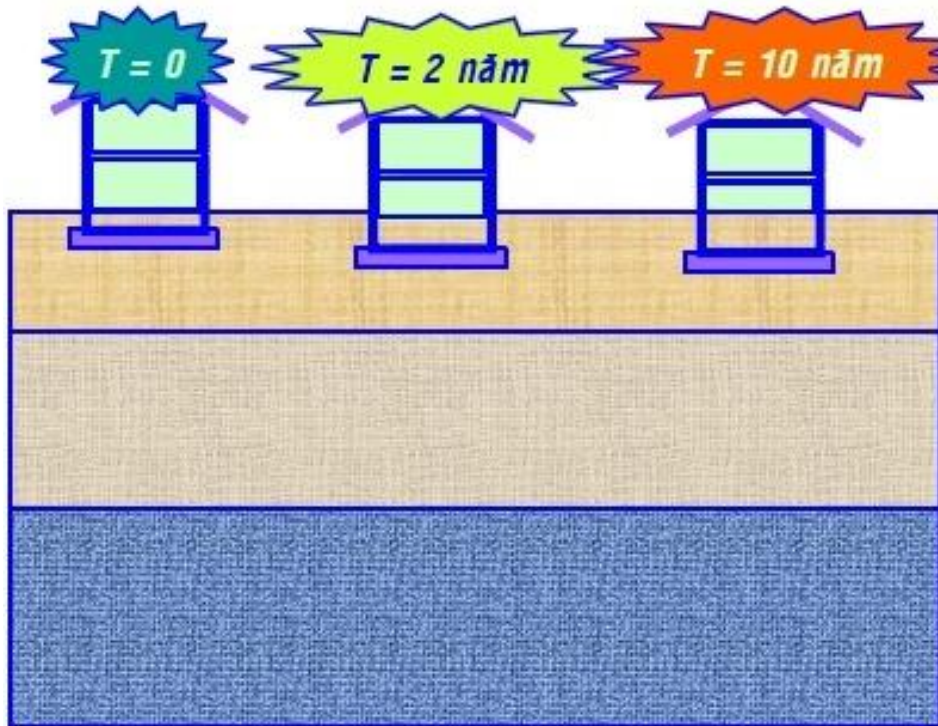


Figure 2.1. Settlement of building

Khi tính lún của nền trước hết cần phải xem nền thuộc loại đất gì.

- Nếu là cát thì dùng lý thuyết đàn hồi.
- Nếu là sét thì có 2 trường hợp:
 - (1) Không thoát nước thì dùng lý thuyết đàn hồi;
 - (2) Thoát nước thì dùng lý thuyết cổ kết.

Phân bố tải trọng theo độ sâu dùng trong công thức tính lún có thể sử dụng mô hình của Buissinesq hay của Westergaard (tham khảo phụ lục I).

2. Tiêu chuẩn và yêu cầu về độ lún

Tiêu chuẩn và quy phạm xây dựng định sẵn độ lún tối đa cho phép từng loại nhà và công trình (phần lớn từ 8 đến 30 cm). Ngoài trị số độ lún tuyệt đối, còn quy định lượng chênh lệch tối đa cho phép về độ lún tương đối của các điểm trong nền, độ nghiêng, v.v...

Trong Tiêu chuẩn thiết kế Móng cọc - TCXD 205:1998 có nêu ra các quy định về biến dạng giới hạn của nền và kết cấu do lún gây ra ở bảng H.2 và H.3

Tiêu chuẩn AASHTO LRFD (2007) giải thích trong mục C10.5.2.2. Theo AASHTO thì điều kiện góc xoay cho phép của dầm (0.004 với dầm liên tục và 0.008 với dầm đơn giản) không nên dùng để giới hạn độ lún lệch trong thiết kế móng cầu. Kinh nghiệm đã chỉ ra rằng móng cầu thường có khả năng chịu được lún lệch lớn hơn so với độ lún lệch tiêu chuẩn dùng trong tính toán kết cấu do tác dụng tổng hợp của nhiều hiện tượng như môi (creep), tụt ứng suất (relaxation), hoặc phân bố lại ứng suất trong cấu kiện (stress re-distribution).

Ở Mỹ tiêu chuẩn giới hạn lún lệch của móng cầu thường không thống nhất và phụ thuộc vào nhiều yếu tố như điều kiện sử dụng và mỹ quan của công trình, qui mô và tầm quan trọng của công trình, cũng như theo tiêu chuẩn của chính nhà đầu tư (owner) hoặc các cơ quan thiết kế tại địa phương (Bộ Giao thông của các tiểu bang chẳng hạn). Giới hạn lún lệch trong AASHTO đưa ra chỉ có tính chất tham khảo. Ví dụ ở tiểu bang Washington thì tiêu chuẩn lún lệch của móng cầu được qui định như sau:

1) Nếu tổng lún (total settlement) < 1 inch và lún lệch/100 ft (differential settlement) < 0.75 inch: Được quyền thi công.

2) Nếu 1 inch < tổng lún < 4 inch và 0.75 inch < lún lệch < 3 inch: Kỹ sư thiết kế phải đưa ra tính toán cụ thể để chỉ ra rằng độ lún lệch này ko ảnh hưởng đến các cấu kiện bên trên.

3) Nếu tổng lún > 4 inch và lún lệch > 3 inch: Thiết kế cần phải được kiểm định và phê duyệt bởi kỹ sư trưởng của Bộ.

Ở Dự án Nhà máy nhiệt điện Long Phú 1 độ lún giới hạn cho kết cấu nhà, móng và thiết bị được quy định tại V2G1 trong hồ sơ EPC RFP của Chủ đầu tư như sau:

"The following are the permissible limit of total settlement and differential settlement values which will be considered for design of equipment and building foundations.

The settlement of the building and foundation shall also meet the requirement of Vietnamese code TCXD 205:1998 "Pile foundation-Specification for Design" and Vendor requirement."

ITEM	SETTLEMENT CRITERIA
Turbine Building, Central Control Building, Mill Building	<ul style="list-style-type: none"> The allowable overall settlement of foundation will not exceed 25mm. Max allowable differential settlement of foundation will not exceed 0.2% between adjacent Columns.
Boiler Area Foundations including Foundations for Boiler, ESP, Large Fan etc.	<ul style="list-style-type: none"> The allowable overall settlement of foundation will not exceed 25mm after placement of equipment. Max allowable differential settlement of foundation will not exceed 0.2% between adjacent column/vendor requirement.
Turbine Generator Foundation	<ul style="list-style-type: none"> The allowable overall settlement of foundation will not exceed 25mm after placement of equipment / vendor requirements Max allowable differential settlement of foundation will not exceed 12.5mm/ Vendor requirement.
Stack Foundation	<ul style="list-style-type: none"> The allowable overall settlement of foundation will not exceed 25mm
Transformer Foundation	<ul style="list-style-type: none"> The allowable overall settlement of foundation will not exceed 25mm / vendor requirement. Any additional long-term settlements after bus duct connections are made and transformer placed in service should not exceed 50mm
Other building and Structures foundations.	<ul style="list-style-type: none"> The allowable overall settlement of foundation will not exceed 25mm. Max allowable differential settlement of foundation will not exceed 0.2% between adjacent columns.
Miscellaneous Electrical Equipment	<ul style="list-style-type: none"> The allowable overall settlement of foundation will not exceed 25mm.
Miscellaneous Mechanical Equipment Foundation	<ul style="list-style-type: none"> The allowable overall settlement of foundation will not exceed 25mm.
Flat Bottom above Ground Storage Tanks	<ol style="list-style-type: none"> Uniform Settlement: <ul style="list-style-type: none"> Vertical settlement after filling, hydro-test will not exceed 25mm at perimeter unless flexible shell nozzle connections used. Differential Settlement of Center with respect to Edge <ul style="list-style-type: none"> The center of the bottom plate floor will not exceed the settlement of the edge by more than diameter/90.

3. Tính lún cho móng cọc:

Sự làm việc của cọc đơn khác với sự làm việc của nhóm cọc. Khi khoảng cách giữa các cọc khá lớn (ví dụ lớn hơn 6d) thì cọc làm việc như cọc đơn.

Không cần tiến hành dự tính độ lún của móng cọc trong các trường hợp sau đây: Cọc chống, cọc đơn chịu nhỏ và nhóm cọc chịu lực nhỏ vì khi tính toán chúng theo sức chịu tải hiển nhiên đảm bảo được về biến dạng.

Độ lún của móng cọc chống chủ yếu là do biến dạng đàn hồi của vật liệu thân cọc dưới tác dụng của tải trọng công trình, độ lún này có thể xác định bằng độ lún của cọc đơn lấy từ kết quả nén tĩnh ứng với tải trọng ở đầu cọc hoặc cũng có thể tính toán.

3.1. Độ lún của cọc đơn:

Phương pháp dự báo độ lún của cọc đơn dựa trên quan hệ ứng suất biến dạng. Cách tính này không những áp dụng cho cọc chế sẵn mà còn áp dụng được cho cọc nhồi.

Độ lún của cọc đơn gồm 3 thành phần như sau: $S_d = \Delta_L + s_m + s_b$

Trong đó: Δ_L - biến dạng đàn hồi của bản thân cọc; (Elastic Compression of Piles)

s_m - độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dưới mũi cọc ($q_{p \text{ thực}}$);

s_b - độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dọc thân cọc ($f_{i \text{ thực}}$).

➤ **Biến dạng đàn hồi của bản thân cọc (tính toán như thanh chịu nén) được xác định như sau:**

$$\Delta_L = \frac{Q_{tb}}{A_p \cdot E_p} \cdot L$$

Trong đó:

A_p - diện tích tiết diện cọc; (Pile cross sectional area)

E_p - môđun đàn hồi của bản thân cọc; (Modulus of elasticity of pile material)

L - chiều dài cọc; (length of pile)

Q_{tb} - lực nén trung bình tác dụng lên cọc; (Design axial load in pile)

Ở đây: $Q_{tb} = Q_{p \text{ thực}} + \xi \cdot (N - Q_{p \text{ thực}}) = Q_{p \text{ thực}} + \xi \cdot Q_{f \text{ thực}}$

Trong đó: N - tải trọng làm việc truyền từ công trình xuống cọc;

$Q_{p \text{ thực}}$ - tổng sức kháng mũi ở tải trọng làm việc;

$Q_{f \text{ thực}}$ - tổng sức kháng bên ở tải trọng làm việc;

ξ - hệ số phụ thuộc vào phân bố ma sát bên (sức kháng bên $f_{i \text{ thực}}$);

Nếu $f_{i \text{ thực}}$ phân bố đều (hình 2.2a) thì $\xi = 0,5$; Nếu $f_{i \text{ thực}}$ phân bố tam giác (hình 2.2b - càng xuống sâu thì sức kháng bên càng lớn) thì $\xi = 0,67$; Trong thực tế, phân bố ma sát bên có dạng trung gian, do đó $\xi = 0,5 \div 0,67$.

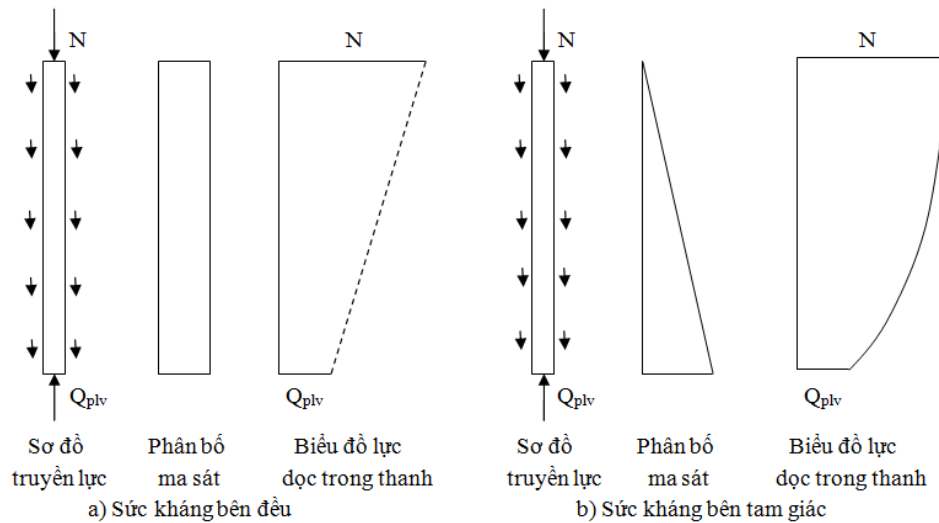


Figure 2.2. Tính toán biến dạng nén đàn hồi của cọc

➤ **Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dưới mũi cọc:** Được xác định tương tự như cách xác định độ lún của móng nông đặt trên nền đàn hồi:

$$s_m = \frac{q_{p \text{ thực}} \times B \cdot \omega (1 - \mu^2)}{E_d}$$

Trong đó:

- $q_{p \text{ thực}}$ - sức kháng mũi đơn vị ở tải trọng làm việc; $q_{p \text{ thực}} \times A_p = Q_{p \text{ thực}}$;
- B - đường kính cọc hay cạnh cọc;
- μ - hệ số nở hông (Poisson) của đất ở dưới mũi cọc;
- E_d - môđun biến dạng của đất ở dưới mũi cọc;
- ω - hệ số phụ thuộc hình dáng cọc; nếu cọc tròn thì $\omega = 0,79$ còn cọc vuông thì $\omega = 0,88$. Nói chung, có thể luôn luôn lấy $\omega = 0,85$ mà sai số không đáng kể.

Ngoài ra, Vesic (1977) còn kiến nghị công thức sau:

$$s_m = \frac{q_{p \text{ thực}} \times A_c C_p}{B \cdot q_p}$$

Trong đó:

- q_p - sức kháng mũi đơn vị cực hạn;
- C_p - hệ số theo các thí nghiệm của Vesic, lấy theo bảng 2.32. Từ các giá trị này ta thấy, nếu cùng loại đất và cùng kích thước thì cọc nhồi lún nhiều hơn 2 đến 4 lần.

Bảng 2.1. Bảng các giá trị C_p

Loại đất	Cọc chế sẵn	Cọc nhồi
Cát (chặt đến rời rạc)	0,02 ÷ 0,04	0,09 ÷ 0,18
Sét (cứng đến mềm)	0,02 ÷ 0,03	0,03 ÷ 0,06
Bùn (chặt đến rời rạc)	0,03 ÷ 0,05	0,09 ÷ 0,12

- **Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dọc thân cọc** được xác định như sau:

$$s_b = \frac{q_{f \text{ thực}} \times B \cdot \omega (1 - \mu^2)}{E_d}$$

Trong đó:

$q_{f \text{ thực}}$ - sức kháng bên đơn vị ở tải trọng làm việc, tính trung bình cho toàn bộ cọc;

$$q_{f \text{ thực}} \times u \times L = Q_{f \text{ thực}};$$

ở đây: L - chiều dài cọc;

u - chu vi cọc;

ω_b - hệ số phụ thuộc độ mảnh của cọc,

$$\omega_b = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{B}}$$

Ngoài ra, Vesic (1977) còn kiến nghị công thức sau:

$$s_b = \frac{Q_{f \text{ thực}} \times C_s}{L \times q_p},$$

Trong đó: C_s - hệ số theo các thí nghiệm của Vesic, được tính toán như sau:

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{B}} \right) C_p,$$

Tuy nhiên, khó khăn nhất của cách dự báo độ lún này là việc xác định $q_{p \text{ thực}}$ và $f_{i \text{ thực}}$. Với cọc chế sẵn, muốn tìm các đại lượng này ta có thể tính lập như sau:

- Giả sử $f_{i \text{ thực}} = \omega_i \cdot f_i$ với f_i là sức kháng bên đơn vị cực hạn, còn ω_i ban đầu lấy khoảng $0,5 \div 0,8$;
- Tính độ lún của cọc S_d theo các phương trình trên;
- Tại giữa cọc, chuyển vị tương đối giữa cọc và đất xấp xỉ là $S_d - \frac{\Delta L}{2}$;
- Với đất cát, sức kháng bên đạt cực hạn (f_i) ở chuyển vị tới hạn là $z_{cr} \approx 2,5\text{mm}$, còn với đất sét thì $z_{cr} \approx 0,01B$. Như vậy ta có thể lấy:

$$\omega_i = \frac{S_d - \frac{\Delta L}{2}}{z_{cr}}$$

- So sánh ω_i này với giá trị chọn ban đầu, nếu khác xa nhau thì chọn lại ω_i .

3.2. Độ lún của nhóm cọc:

❖ **Số lượng và khoảng cách của các cọc trong một nhóm** (number and spacing of piles in a group)

Rất ít khi kết cấu xây dựng trên một cọc đơn. Thông thường, sẽ có ít nhất 3 cọc dưới một cột hoặc một nguyên khối móng bởi vì nó phụ thuộc vào vấn đề liên kết và độ lệch tâm của móng. Khoảng cách của các cọc trong nhóm được quyết định bởi nhiều thông số như là:

1. Sự chồng lấn ứng suất của những cọc gần kề, (overlapping of stresses of adjacent piles)
2. Giá thành của móng, (cost of foundation)
3. Hiệu quả của nhóm cọc. (efficiency of the pile group)

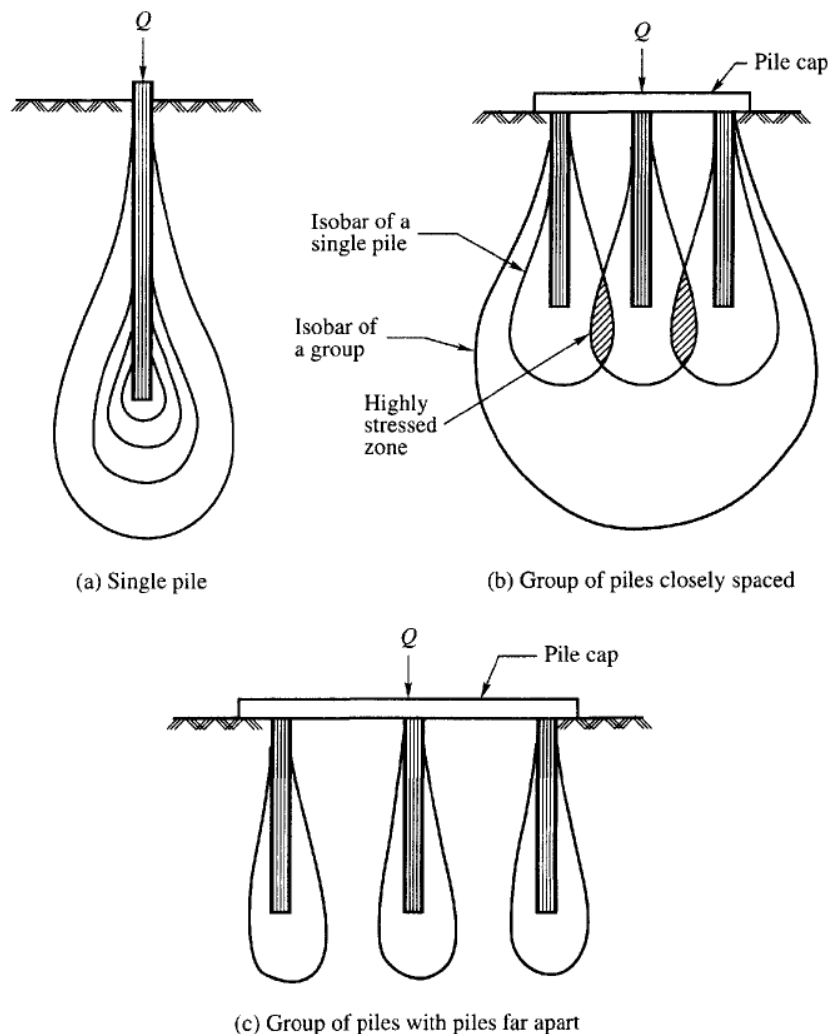


Figure 2. 3. Pressure isobars of (a) single pile, (b) group of piles, closely spaced, and (c) group of piles with piles far apart.

Đường đồng ứng suất của cọc đơn với tải trọng Q tác dụng trên đỉnh được thể hiện ở hình Fig. 2.3 (a). Khi cọc được đặt trong nhóm, có một khả năng là sự chồng lấn ứng suất lên nhau ở các khu vực xung quanh cọc như ở hình Fig. 2.3 (b). Đất trong khu vực này sẽ có ứng suất rất lớn, nó có thể làm phá hoại nền đất hoặc gây lún cho nhóm cọc. Ta có thể tránh sự chồng lấn này bằng cách bố trí các cọc trong nhóm ra xa nhau như trong hình Fig. 2.3 (c). Đôi khi khoảng cách quá lớn không nên khuyến dùng, vì điều này dẫn đến việc tăng kích thước của bệ cọc, tăng chi phí của móng.

Khoảng cách của cọc phụ thuộc vào phương pháp thi công và loại nền đất. Cọc có thể được thi công đóng hoặc đổ tại chỗ. Khi cọc được đóng xuống thì đất xung quanh cọc sẽ chặt hơn do sự dịch chuyển của đất. Nếu sự dịch chuyển này làm cho đất giữa các cọc được đặt chắc hơn như trong trường hợp đất cát pha thì khoảng cách giữa các cọc có thể gần hơn.

Nhưng nếu như cọc được đóng vào đất sét bão hòa hay đất bùn, thì đất giữa các cọc sẽ không đặt chắc lại mà trôi lên, đẩy nhô cọc lên trên. Trong trường hợp đất loại này thì khoảng cách các cọc có thể bố trí xa hơn. Đối với các cọc đổ tại chỗ, đất xung quanh cọc không bị ép chặt, do đó khoảng cách giữa các cọc cho phép gần hơn.

Trong nhóm cọc, khoảng cách tối thiểu cho phép của các cọc được quy định trong tiêu chuẩn xây dựng, thông thường khoảng cách giữa các cọc thường bố trí là $3d \div 4d$ cho cọc chế sẵn, và $2,5d \div 3d$ cho cọc nhồi.

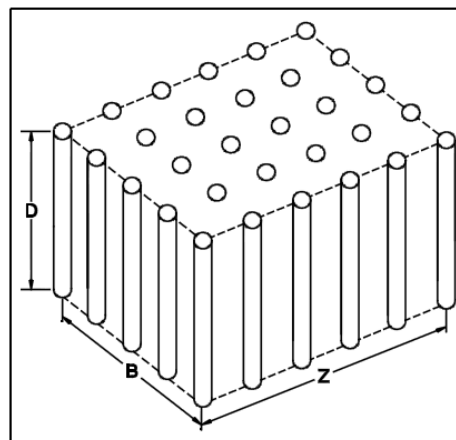


Figure 2.4. Three dimensional pile group configuration (after Tomlinson, 1994).

❖ Độ lún của nhóm cọc trong đất rời (settlement of pile groups in cohesionless soils)

Đối với nhóm cọc trong đất rời, độ lún gần như xảy ra ngay lập tức khi nhóm cọc chịu tải. Nguyên nhân là do tính thấm cao của đất.

Độ lún của nhóm cọc trong đất rời có thể được ước tính bằng cách sử dụng kết quả thí nghiệm ngoài hiện trường và vị trí móng tương đương cho trong Figure 2.5 (theo tiêu chuẩn AASHTO LRFD 4th, 2007)

Độ lún của nhóm cọc trong đất rời có thể được tính như sau:

Sử dụng SPT:

$$\rho = \frac{30qI\sqrt{B}}{N1_{60}}$$

Sử dụng SPT:

$$\rho = \frac{qBI}{24q_c}$$

Trong đó:

$$I = 1 - 0,125 \frac{D'}{B} \geq 0,5$$

Ở đây:

q = áp lực móng tĩnh tác dụng tại $2D_b/3$ cho trong Figure 2.5 áp lực này bằng với tải trọng tác dụng tại đỉnh của nhóm được chia bởi diện tích móng tương đương và không bao gồm trọng lượng của các cọc hoặc của đất giữa các cọc (MPa).

B = chiều rộng hay chiều nhỏ nhất của nhóm cọc (mm),

ρ = độ lún của nhóm cọc (mm)

I = hệ số ảnh hưởng của chiều sâu chôn hữu hiệu của nhóm

D' = độ sâu hữu hiệu lấy bằng $2D_b/3$ (mm)

D_b = độ sâu chôn cọc trong lớp chịu lực như trong Figure 2.5 (mm)

$N1_{60}$ = số đếm SPT đã hiệu chỉnh cho cả tầng phủ trên và hiệu quả tác dụng của búa (Búa/300mm)

q_c = sức kháng xuyên hình nón tĩnh trung bình trên độ sâu B dưới móng dưới móng tương đương (MPa)

Còn có các phương pháp dự tính độ lún trong đất rời, như phương pháp Hough (Phụ lục 2), Phương pháp Meyerhof (Phụ lục 3)

Ngoài ra, trong những năm gần đây, với sự ra đời của máy vi tính, các phương pháp phân tích phức tạp hơn đã được phát triển để dự đoán độ lún và sự phân bố ứng suất của cọc trong nhóm. Ba phương pháp sau thường được sử dụng:

1. Phương pháp 'Load transfer' còn gọi là phương pháp 't-z'
2. Phương pháp đàn hồi dựa vào phương trình của Mindlin (1936) cho những hiệu ứng/tác động của tải trọng dưới mặt đất trong một khối bán vô hạn
3. Phương pháp phần tử hữu hạn.

❖ **Độ lún của nhóm cọc trong đất dính** (settlement of pile groups in cohesive soils)

Tổng độ lún của nhóm cọc có thể được tính toán bằng cách sử dụng phương trình độ lún cố kết. Vấn đề liên quan là đánh giá sự gia tăng ứng suất Δp bên dưới nhóm cọc khi phải chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng Q_g (vertical load). Các tính toán ứng suất phụ thuộc vào điều kiện địa chất mà cọc xuyên qua. Những trường hợp tính toán ứng suất được trình bày như sau:

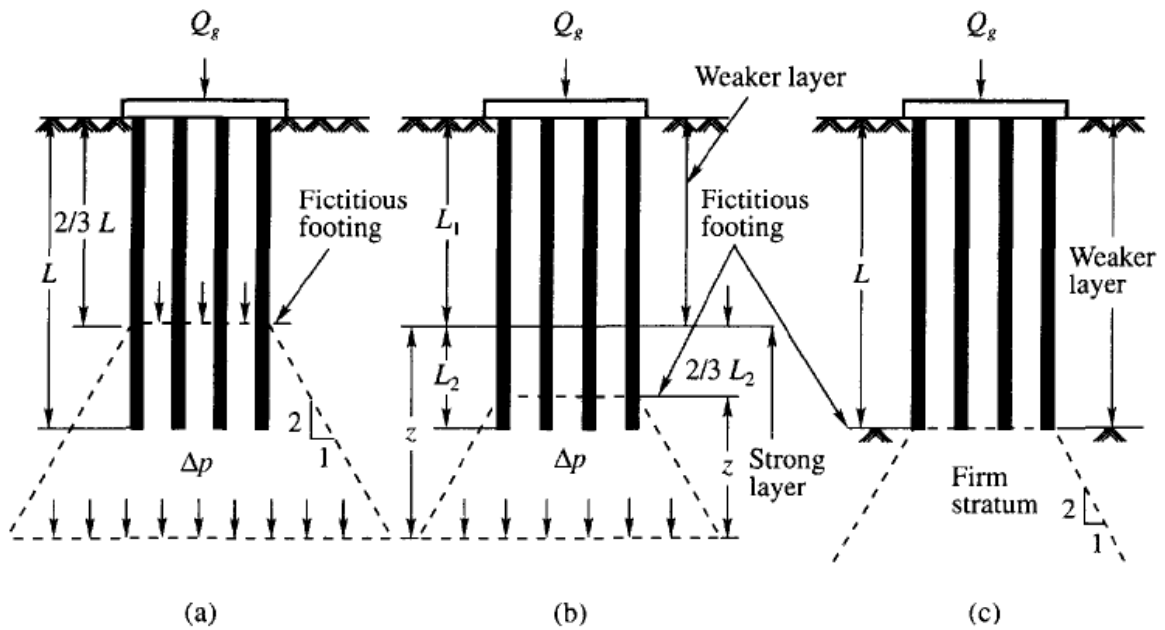


Figure 2.5. Settlement of pile groups in clay soils

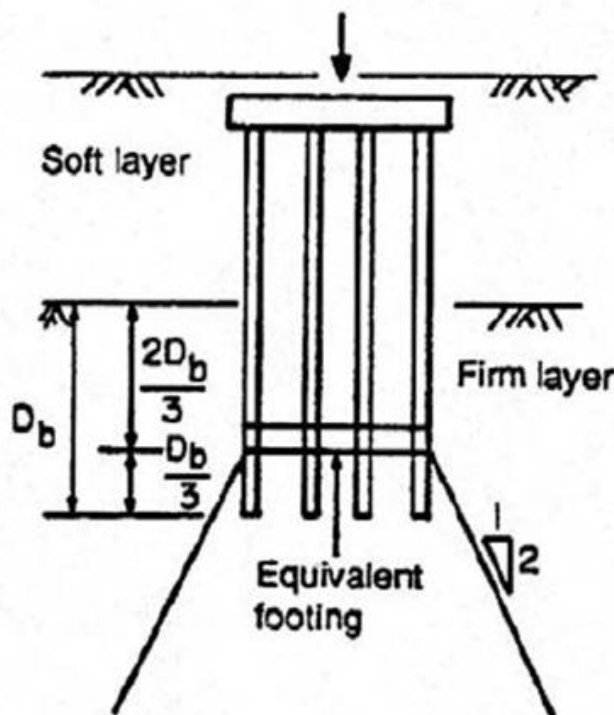


Figure 2.6. Location of Equivalent Footing (after Duncan and Buchignani, 1976).

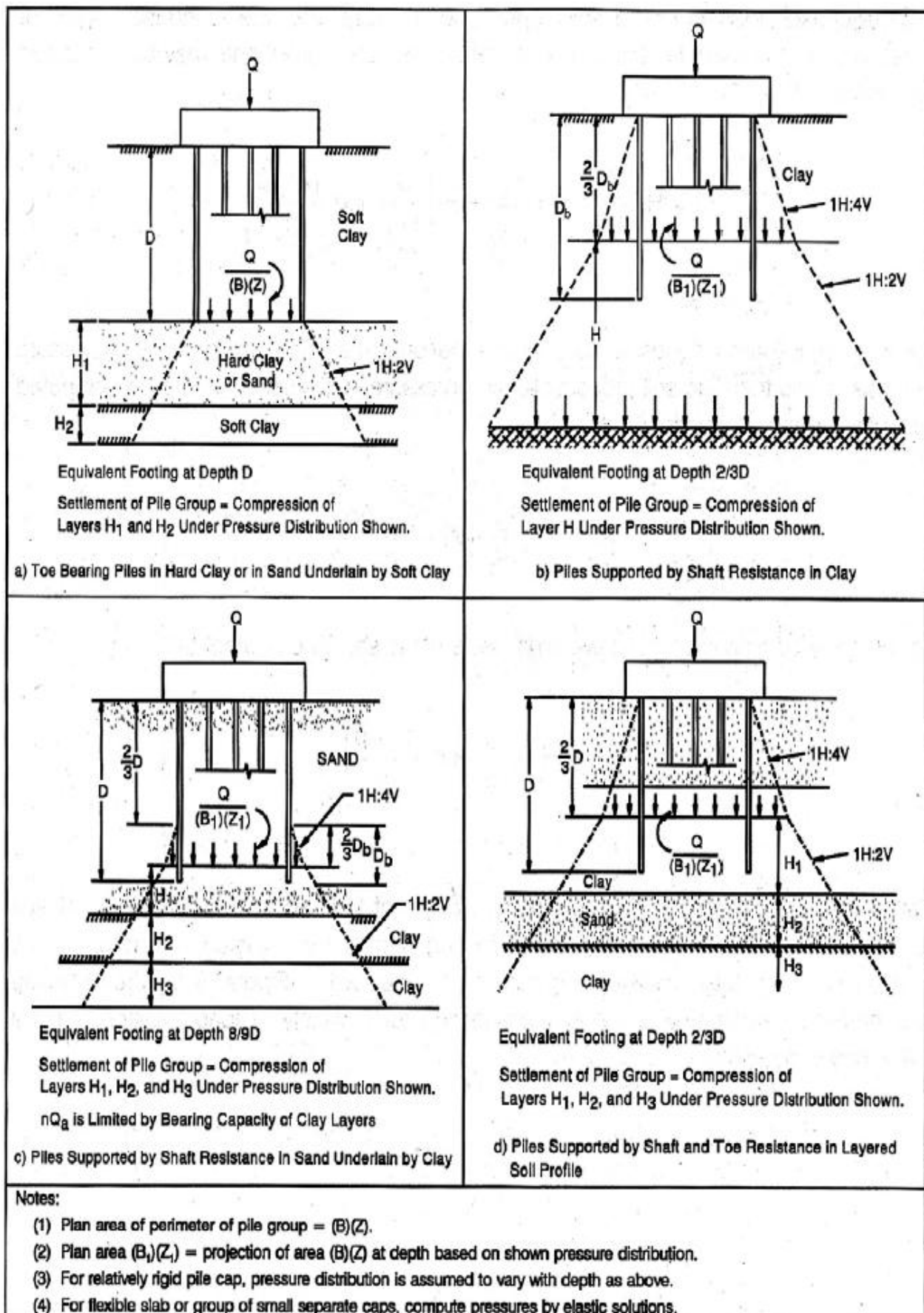


Figure 2.7. Stress distribution below equivalent footing for pile group (FHWA, 2006a)

Công thức tính độ lún cố kết của nhóm cọc trong đất dính được viết như sau:

Độ lún được tính toán từ đường cong e-log p:

- Đất cố kết thường (Normally consolidated clays):

$$S_c = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

- Đất quá cố kết (Overconsolidated clays):

for $p_0 + \Delta p < p_c$

$$S_c = H \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

for $p_0 < p_c < p_0 + \Delta p$

$$S_c = \frac{H}{1 + e_0} C_s \log \frac{p_c}{p_0} + C_c \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_c} \quad (Eq. 2.1)$$

Trong đó:

H - Chiều dày của lớp đất tính lún;

C_c - Chỉ số nén;

C_s - Chỉ số trương nở của đất;

e_0 - Hệ số rỗng;

p_0 - Ứng suất có hiệu của lớp đất trước thời điểm gia tải; (the effective overburden pressure at the middle of each layer)

p_c - Áp lực tiền gia cố

Δp - Tải trọng tăng thêm tại giữa lớp đất do tải trọng gia tải gây ra. (the increase in pressure at the middle of each layer)

Ở đây, nếu chiều dày các lớp đất sét lớn hơn 3m thì phải được chia thành các lớp có chiều dày nhỏ hơn 3m.

Độ lún được tính toán từ đường cong e-p:

Công thức (Eq.2.1) có thể được biểu diễn trong một hình thức khác như sau:

$$S_c = \Sigma H m_v \Delta p$$

Ở đây: $m_v =$ hệ số nén lún (coefficient of volume compressibility)

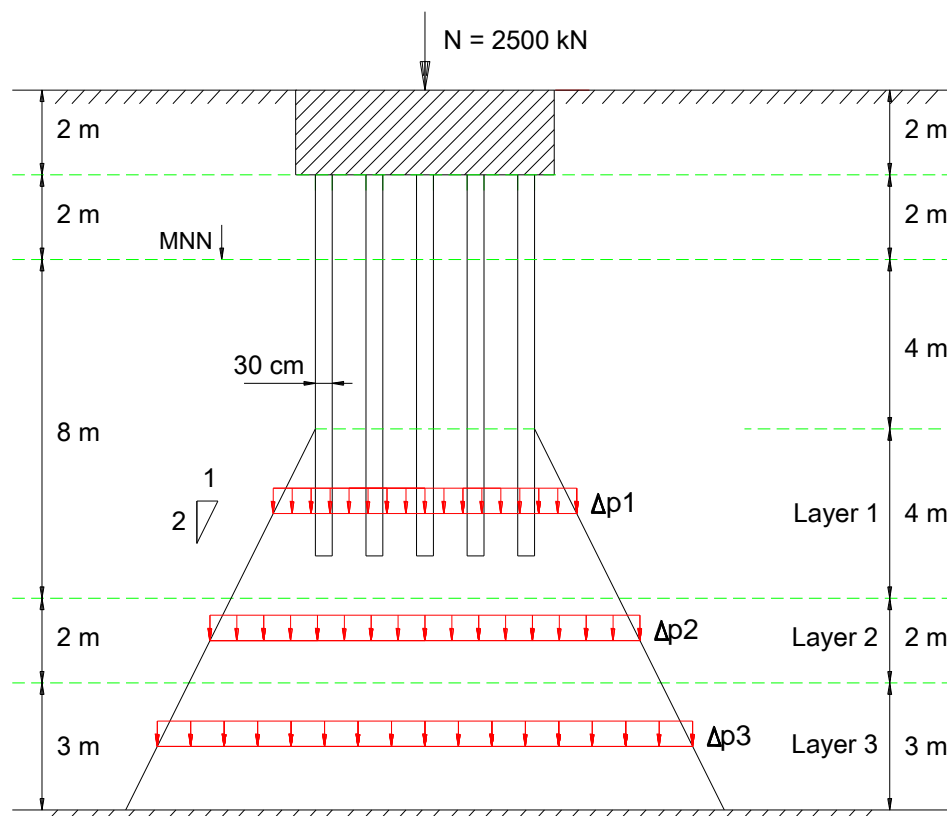
➤ **Example**

It is required to construct a pile foundation comprised of 20 piles arranged in 5 columns at distances of 90 cm center to center. The diameter and lengths of the piles are 30 cm and 9 m respectively. The bottom of the pile cap is located at a depth of 2.0 m from the ground surface. The details of the soil properties etc. are as given below with reference to ground level as the datum. The water table was found at a depth of 4 m from ground level.

Depth (m)		Soil properties
From	To	
0	2	Silt, saturated, $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
2	4	Clay, saturated, $\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$
4	12	Clay, saturated, $\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$, $q_u = 120 \text{ kN/m}^2$, $e_0 = 0.80$, $C_c = 0.23$
12	14	Clay, $\gamma = 18.24 \text{ kN/m}^3$, $q_u = 90 \text{ kN/m}^2$, $e_0 = 1.08$, $C_c = 0.34$
14	17	Clay, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $q_u = 180 \text{ kN/m}^2$, $e_0 = 0.70$, $C_c = 0.2$
17	-	Rocky stratum

Compute the consolidation settlement of the pile foundation if the total load imposed on the foundation is 2500 kN.

➤ **Solution**



Assume that the total load 2500 kN acts at a depth $(2/3)L = (2/3) \times 9 = 6 \text{ m}$ from the bottom of the pile cap on a fictitious footing as shown in Fig.2.5 (a). This fictitious footing is now at a depth of 8 m below ground level. The size of the footing is 3.9 x 3.0m. Now three layers are assumed to contribute to the settlement of the foundation. They are: Layer 1 — from 8m to 12m (= 4m thick) below ground level; Layer 2 — from 12m to

14m = 2m thick; Layer 3 — from 14 m to 17 m = 3 m thick. The increase in pressure due to the load on the fictitious footing at the centers of each layer is computed on the assumption that the load is spread at an angle of 2 vertical to 1 horizontal [Fig. 2.5(a)] starting from the edges of the fictitious footing. The settlement is computed by making use of the equation:

$$S_i = H_i \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

- **Computation of p_0**

- For Layer 1:

$$p_0 = 2 \times 16 + 2 \times 19.2 + (10 - 4)(19.2 - 9.81) = 126.74 \text{ kN/m}^2$$

- For Layer 2:

$$p_0 = 126.74 + 2 \times (19.2 - 9.81) + 1 \times (18.24 - 9.81) = 153.95 \text{ kN/m}^2$$

- For Layer 3:

$$p_0 = 153.95 + 1 \times (18.24 - 9.81) + 1.5 \times (20.0 - 9.81) = 177.67 \text{ kN/m}^2$$

- **Computation of Δp**

- For Layer 1:

$$\text{Area at 2 m depth below fictitious footing} = (3.9 + 2) \times (3 + 2) = 29.5 \text{ m}^2$$

$$\Delta p = \frac{2500}{29.5} = 84.75 \text{ kN/m}^2$$

- For Layer 2:

$$\text{Area at 5 m depth below fictitious footing} = (3.9 + 5) \times (3 + 5) = 71.2 \text{ m}^2$$

$$\Delta p = \frac{2500}{71.2} = 35.1 \text{ kN/m}^2$$

- For Layer 3:

$$\text{Area at 7.5 m below fictitious footing} = (3.9 + 7.5) \times (3 + 7.5) = 119.7 \text{ m}^2$$

$$\Delta p = \frac{2500}{119.7} = 20.9 \text{ kN/m}^2$$

- **Settlement computation**

- Layer 1:

$$S_1 = \frac{4 \times 0.23}{1 + 0.80} \log \frac{126.74 + 84.75}{126.74} = 0.113 \text{ (m)}$$

- Layer 2:

$$S_2 = \frac{2 \times 0.34}{1 + 1.08} \log \frac{153.95 + 35.1}{153.95} = 0.029 \text{ (m)}$$

- Layer 3:

$$S_3 = \frac{3 \times 0.2}{1 + 0.7} \log \frac{177.67 + 20.9}{177.67} = 0.017 \text{ (m)}$$

Total = 0.159m \approx 16cm.

III. GIẢI PHÁP KHẮC PHỤC

Muốn chống hoặc khắc phục lún, phải biết rõ nguyên nhân mới có biện pháp khắc phục hiệu quả. Trong một vài trường hợp "đặc biệt" phải chờ đến vài năm sau cho lún tắt dần, đến lúc "ổn định" không còn bị lún nữa. Còn lại, để đặt được móng xây dựng công trình trên nền đất yếu có nguy cơ lún cao 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 gây lún 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 người thiết kế đưa ra biện pháp xử lý hợp lý như:

- ✓ Các biện pháp xử lý về kết cấu công trình;
- ✓ Các biện pháp xử lý về móng;
- ✓ Các biện pháp xử lý nền.



Figure 3.1. Khắc phục lún tại một tòa tháp ở Trung Quốc

1. 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 thỏa mãn: Lún hoặc lún lệch quá lớn làm cho công trình bị nghiêng, lệch, đổ...

Các biện pháp về Kết cấu công trình nhằm làm giảm áp lực tác dụng lên mặt nền hoặc 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:***
 - *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.
- ***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.
- ***Làm tăng 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.

2. 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:***
 - 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 và sẽ giảm được ứng suất gây lún cho móng nên giảm được độ lún của móng;
 - 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.
 - 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.
- ***Thay đổi kích thước móng:***
 - Thay đổi kích thước móng 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.
 - 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.
- **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 chọn kết cấu 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, móng hộp hoặc móng cọc.
- 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.

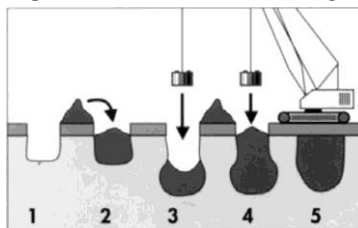
3. Các biện pháp xử lý nền đất yếu:

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 môđun 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:

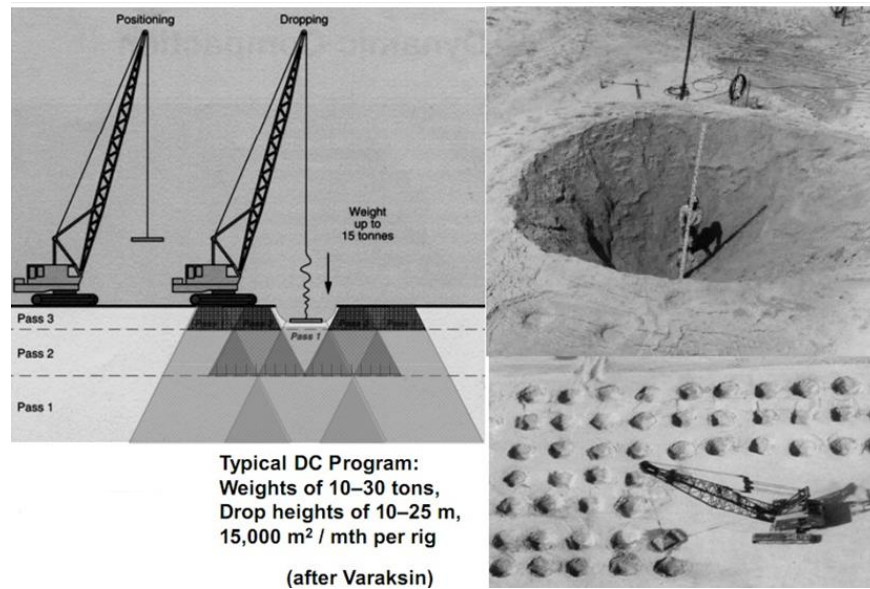
- **Các biện pháp cơ học:** Bao gồm các phương pháp:
- Phương pháp làm chặt bằng đầm, đầm chân động



Hình 3.2. Các bước của quá trình đầm bề mặt

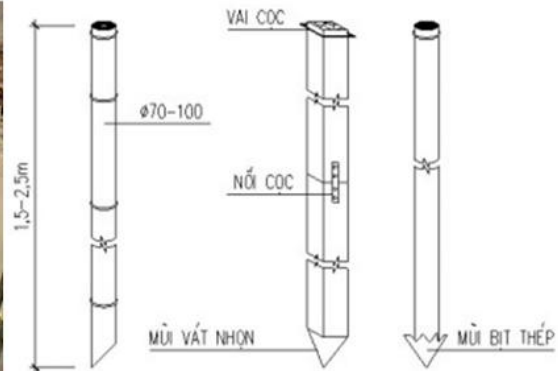


Hình 3.3. Máy đầm rung và kết quả đầm trong thực tế



Hình 3.4. Máy đầm rung

- Phương pháp làm chặt bằng các loại cọc (cọc cát, cọc đất, cọc balat, cọc vôi...)



Hình 1.04. Cọc tre

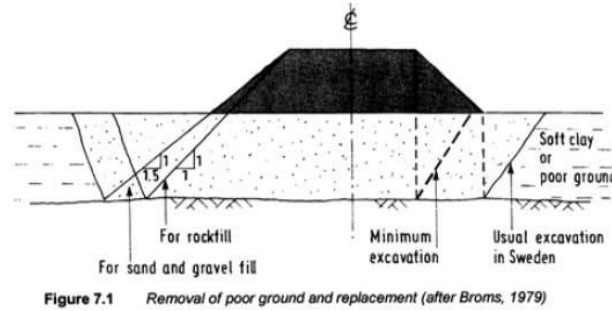
Hình 1.05. Cọc gỗ

Hình 3.5. Thi công cọc tre

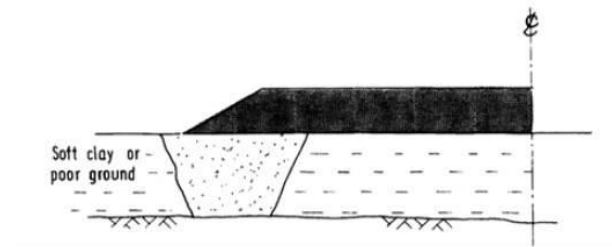


Hình 3.6. Trình tự thi công cọc vật liệu rời bao gồm một máy khoan dẫn, một máy đổ vật liệu và một máy đầm.

- Phương pháp thay đất, phương pháp nén trước ...



After Broms (1979)



18

Hình 3.7. Thay thế lớp đất yếu bằng lớp đất tốt hơn

- **Các biện pháp vật lý:** Gồm các phương pháp hạ mực nước ngầm, phương pháp dùng giếng cát, bắc thấm, điện thấm, bắc thấm kết hợp với vacuum và gia tải trước...



Hình 3.8. Công nghệ vải địa kỹ thuật và bắc 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...

IV. THẢO LUẬN

V. PHỤ LỤC

PHỤ LỤC I

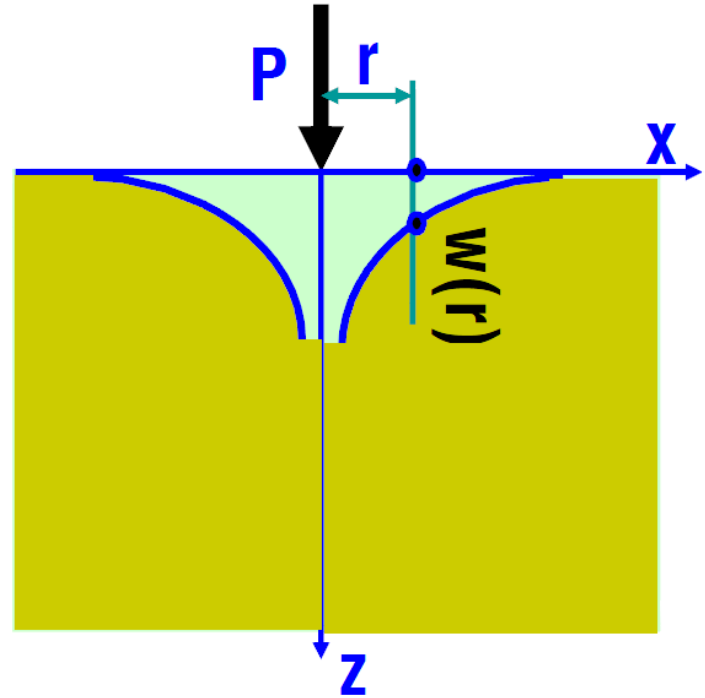
BÀI TOÁN BOUSSINESQ

- Giả thiết tính toán: Nền đất là một bán không gian đàn hồi
- Áp dụng công thức tính chuyển vị của một điểm trong nền đất của Boussinesq để tính độ lún của nền dưới tác dụng của tải trọng tập trung P.
- Độ lún của một điểm nào đó cách vị trí đặt lực tập trung P một khoảng r:

$$W(r) = \frac{P}{\pi C r}$$

$$C = \frac{E_0}{1 - \mu^2}$$

- C - Hằng số biến dạng của đất.
 E - Mô đun biến dạng của đất
 μ - Hệ số Poisson của đất



PHỤ LỤC II

ĐỘ LÚN CỦA MÓNG TRONG ĐẤT RÒI

THEO PHƯƠNG PHÁP CỦA HOUGH

The settlement of spread footings bearing on cohesionless soil deposits shall be estimated as a function of effective footing width and shall consider the effects of footing geometry and soil and rock layering with depth.

Settlements of footings on cohesionless soils shall be estimated using elastic theory or empirical procedures.

The elastic half-space method assumes the footing is flexible and is supported on a homogeneous soil of infinite depth. The elastic settlement of spread footings, in mm, by the elastic half-space method shall be estimated as:

$$S_e = \frac{[q_0(1 - \nu^2)\sqrt{A'}]}{E_s\beta_z} \quad (PL. 2.1)$$

where:

q_0 = applied vertical stress (MPa)

A' = effective area of footing (mm^2)

E_s = Young's modulus of soil taken as specified in Table PL.2.1 if direct measurements of E_s are not available from the results of in situ or laboratory tests (MPa)

β_z = shape factor taken as specified in Table PL.2.2 (dim.)

ν = Poisson's Ratio, taken as specified in Table PL.2.1 if direct measurements of are not available from the results of in situ or laboratory tests (dim.)

Unless E_s varies significantly with depth, E_s should be determined at a depth of about 1/2 to 2/3 of B below the footing, where B is the footing width. If the soil modulus varies significantly with depth, a weighted average value of E_s should be used.

Estimation of spread footing settlement on cohesionless soils by the empirical Hough method shall be determined using Eqs. PL.2.2 and PL.2.3. SPT blow counts shall be corrected as specified in Article 10.4.6.2.4 (AASHTO LRFD 2007) for depth, i.e. overburden stress, before correlating the SPT blow counts to the bearing capacity index, C .

$$S_e = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \quad (PL. 2.2)$$

in which:

$$\Delta H_i = H_c \frac{1}{C'} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma_v}{\sigma'_0} \right) \quad (PL. 2.3)$$

where:

n = number of soil layers within zone of stress influence of the footing

ΔH_i = elastic settlement of layer i (mm)

H_C = initial height of layer i (mm)

C' = bearing capacity index from Figure PL.2.1 (dim.)

In Figure PL.2.1, N shall be taken as N_{160} , Standard Penetration Resistance, N (blows/300 mm), corrected for overburden pressure as specified in Article 10.4.6.2.4 (AASHTO LRFD 2007).

σ = initial vertical effective stress at the midpoint of layer i (MPa)

ν = increase in vertical stress at the midpoint of layer i (MPa)

Table PL.2.1. Elastic Constants of Various Soils
(Modified after U.S. Department of the Navy, 1982, and Bowles, 1988)

Soil Type	Typical Range of Young's Modulus Values, E_s (MPa)	Poisson's Ratio, ν (dim.)
Clay: Soft sensitive Medium stiff to stiff Very stiff	2.4–15 15–50 50–100	0.4–0.5 (undrained)
Loess	15–60	0.1–0.3
Silt	2–20	0.3–0.35
Fine Sand: Loose Medium dense Dense	7.5–10 10–20 20–25	0.25
Sand: Loose Medium dense Dense	10–25 25–50 50–75	0.20–0.36 0.30–0.40
Gravel: Loose Medium dense Dense	25–75 75–100 100–200	0.20–0.35 0.30–0.40
Estimating E_s from SPT N Value		
Soil Type	E_s (MPa)	
Silts, sandy silts, slightly cohesive mixtures	0.4 N_{160}	
Clean fine to medium sands and slightly silty sands	0.7 N_{160}	
Coarse sands and sands with little gravel	1.0 N_{160}	
Sandy gravel and gravels	1.1 N_{160}	
Estimating E_s from q_c (static cone resistance)		
Sandy soils	$4q_c$	

Table PL.2.2. Elastic Shape and Rigidity Factors, EPRI (1983).

L/B	Flexible, β_z (average)	β_z Rigid
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

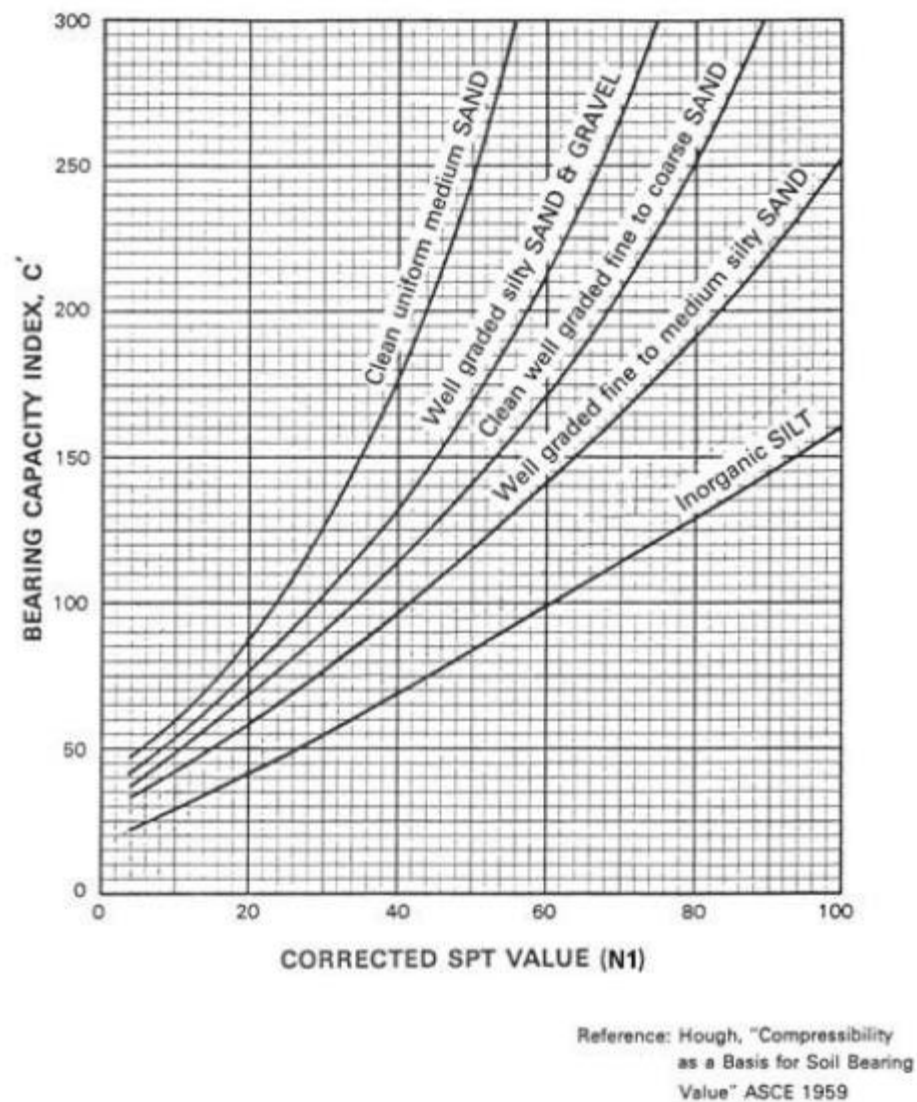


Figure PL.2.1. Bearing Capacity Index versus Corrected SPT (modified from Cheney and Chassie, 2000, after Hough, 1959).

PHỤ LỤC III

ĐỘ LÚN CỦA NHÓM CỌC TRONG ĐẤT RÒI

THEO PHƯƠNG PHÁP CỦA MEYERHOF (1976)

Meyerhof (1976) recommended the settlement of a pile group in a homogeneous sand deposit not underlain by a compressible soil be conservatively estimated by the following expressions in U.S. units:

$$s = \frac{4p_f \sqrt{B} I_f}{N'}$$

For silty sand, use:

$$s = \frac{8p_f \sqrt{B} I_f}{N'}$$

where:

s = estimated total settlement in inches

p_f = design foundation pressure in ksf = group design load divided by group area

B = width of pile group in ft

N' = average corrected SPT N_{160} value within a depth B below pile toe

I_f = influence factor for group embedment = $1 - [D / 8B] \geq 0.5$

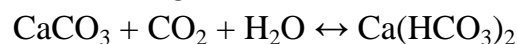
D = pile embedment depth in ft

PHỤ LỤC IV

GIẢI THÍCH THÊM

1. Sự hòa tan đá vôi:

Carbonat canxi sẽ phản ứng với nước có hòa tan điôxít cacbon để tạo thành bicarbonat canxi tan trong nước.



Phản ứng này quan trọng trong sự ăn mòn núi đá vôi và tạo ra các hang động, gây ra nước cứng. Hay diễn tả quá trình xâm thực núi đá vôi. Chiều phản ứng phản ứng ngược lại diễn tả quá trình hình thành thạch nhũ trong các hang động.

2. Khe lún, khe nhiệt, khe co giãn được gọi chung là Khe biến dạng.

Khe biến dạng (deformation gap, expansion joint, strain joint): là khoảng hở hẹp nhằm tách một công trình thành những phần riêng biệt để hạn chế ảnh hưởng do sự biến dạng của công trình gây ra nứt nẻ. Khe biến dạng có 3 loại : khe nhiệt, khe lún và khe kháng chấn.

Khe nhiệt: Hay còn gọi là khe co giãn, được cấu tạo cho các công trình có chiều dài tương đối lớn, mục đích để khắc phục hiện tượng co giãn của kết cấu dưới tác động của nhiệt độ môi trường. Khe co giãn được sử dụng khi nhà có kích thước khá lớn (50 -

60m).

Khe lún: Khe lún được cấu tạo trong công trình có sự chênh lệch lớn giữa các khối nhà, ví dụ như trong một công trình vừa có cả khối thấp tầng, vừa có cả khối cao tầng. Khe lún còn được sử dụng khi công trình xây trên nền đất có sức chịu tải khác nhau.

Về mặt cấu tạo:

Khe nhiệt và khe kháng chấn chỉ cần cắt qua thân (không cắt qua hầm và móng)

Khe lún: cắt qua thân hầm và móng. Khoảng cách khe lún quy phạm là > 24 (m).

Phân chia công trình bằng khe co giãn, khe chống động đất và khe lún khi thiết kế nhà cao tầng có gắng điều chỉnh hình dáng và kích thước mặt bằng bởi các giải pháp kết cấu và thi công để hạn chế việc chia cắt này sẽ dẫn đến sự bất lợi cho kết cấu công trình; thứ nhất: vì tải trọng công trình lớn nên tại hai bên khe lún cấu tạo móng gặp khó khăn; thứ hai: khi dao động dưới ảnh hưởng của địa chấn dễ gây ra xô đẩy làm hư hỏng công trình.

Việc chia cắt công trình cần phải được hạn chế, song trong những trường hợp sau đây thì việc chia cắt cần được tiến hành.

Đối với khe co giãn: khe co giãn cần phải bố trí khi kích thước mặt bằng công trình quá lớn (vượt giá trị cho phép theo tiêu chuẩn) mà không có các biện pháp kết cấu và thi công đảm bảo tính an toàn cho công trình. Đối với nhà cao tầng khoảng cách cho phép giữa hai khe co giãn phụ thuộc vào hệ kết cấu chịu lực công trình và kết cấu tường ngoài của công trình. Với hệ kết cấu khung vách BTCT toàn khối nếu tường ngoài lắp ghép thì khoảng cách cho phép giữa hai khe co giãn là 65m, nếu tường ngoài liền khối thì khoảng cách cho phép là 45m.

Đối với khe lún: khe lún của các bộ phận công trình chênh lệch nhau có thể làm cho công trình bị hư hỏng. Những trường hợp sau đây thì không nên bố trí khe lún:

- Công trình tựa trên nền cọc, nền đá hoặc trên các nền được gia cố đảm bảo độ lún của công trình là không đáng kể.
- Với việc tính lún có độ tin cậy cao thể biên độ chênh lún giữa các bộ phận nằm trong giới hạn cho phép.

Đối với khe phòng chống động đất: khe phòng chống động đất được bố trí tại các công trình được thiết kế chống động đất trong các trường hợp sau :

- Kích thước mặt bằng vượt giới hạn cho phép theo tiêu chuẩn.
- Nhà có tầng lệch tương đối lớn.
- Độ cứng và tải trọng của các bộ phận nhà chênh lệch nhau.

Việc tạo khe co giãn, khe phòng chống động đất và khe lún cần tuân theo các nguyên tắc sau:

- Các khe co giãn, khe phòng chống động đất và khe lún nên bố trí trùng nhau.
- Khe phòng chống động đất nên được bố trí suốt chiều cao của nhà, nếu trong trường hợp không cần có khe lún thì không nên cắt qua móng mà nên dùng giải pháp gia cố thêm móng tại vị trí khe phòng chống động đất.

- Khi công trình được thiết kế chống động đất thì các khe co giãn và khe lún phải tuân theo yêu cầu của khe phòng chống động đất.

Độ rộng của khe lún và khe phòng chống động đất cần được xem xét căn cứ vào chuyển vị của đỉnh công trình do chuyển dịch móng sinh ra. Chiều rộng tối thiểu của khe lún và khe phòng chống động đất được tính theo công thức:

$$\delta_{\min} = V_1 + V_2 + 20\text{mm}$$

Trong đó: V_1 và V_2 là chuyển dịch ngang cực đại theo phương vuông góc với khe của hai bộ phận công trình hai bên khe, tại đỉnh của khối kê khe có chiều cao nhỏ hơn hai khối.

Ví dụ: Nhà 100m dài thì biến dạng do giãn nở nhiệt cỡ 2,5cm (TCXDVN: 356-2005)