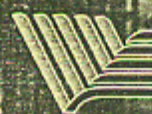


ĐẠI HỌC QUỐC GIA THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH
TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA

CHAU NGOC AN

HƯỚNG DẪN

ĐỒ ÁN NỀN MÓNG



NHÀ XUẤT BẢN
ĐẠI HỌC QUỐC GIA TP. HỒ CHÍ MINH

**ĐẠI HỌC QUỐC GIA TP HỒ CHÍ MINH
TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA**

Châu Ngọc Ân

**HƯỚNG DẪN
ĐỒ ÁN NỀN MÓNG**

**NHÀ XUẤT BẢN ĐẠI HỌC QUỐC GIA
TP HỒ CHÍ MINH - 2003**

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU	5
Chương 1 CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỀN MÓNG	
CÔNG TRÌNH	7
1.1 Đồ án nền móng và đồ án tốt nghiệp chuyên đề nền móng cho ngành xây dựng	7
1.2 Các phương pháp tính nền móng	7
1.3 Thống kê số liệu địa chất	10
1.4 Các giá trị bình quân số liệu thí nghiệm	10
1.5 Phân chia các lớp địa chất công trình	11
1.6 Đặc trưng tiêu chuẩn	11
1.7 Đặc trưng tính toán	13
1.8 Các dữ liệu để tính nền móng	17
Chương 2 TÓM TẮT CƠ HỌC ĐẤT	19
2.1 Tính ứng suất trong nền đất	19
2.2 Biến dạng đất nền và độ lún	36
2.3 Vấn đề sức chịu tải của nền	61
Chương 3 THIẾT KẾ MÓNG NÔNG	78
3.1 Phân loại	78
3.2 Móng nông chịu tải đứng	81
Chương 4 THIẾT KẾ MÓNG CỌC	115
4.1 Định nghĩa cọc	115
4.2 Phân loại cọc	115
4.3 Thiết kế móng cọc	125
4.4 Sức chịu tải dọc trục của cọc theo vật liệu	132

4.5 Sức chịu tải dọc trục của cọc theo đất nền	136
4.6 Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu trạng thái của đất nền - phương pháp thống kê	154
4.7 Tính sức chịu tải của cọc theo công thức đóng cọc	159
4.8 Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả nén tĩnh	162
4.9 Tổng quát về cọc chịu tải ngang	165
Chương 5 GIA CỐ NỀN	189
5.1 Đệm vật liệu rời (đá - cát)	189
5.2 Cọc vật liệu rời (đá - cát)	191
5.3 Cọc đất vôi - cọc đất xi măng	201
5.4 Gia tải trước	204
5.5 Gia tải trước kết hợp thiết bị thoát nước theo phương đứng (giếng cát, bắc thấm)	206
5.6 Gia tải trước bằng phương pháp hút chân không	212
5.7 Nguyên lý cơ bản đất có cốt	215
5.8 Vải địa kỹ thuật	221
TÀI LIỆU THAO KHẢO	228

LỜI MỞ ĐẦU

Đồ án Nền móng là môn học trong chương trình đào tạo đại học các ngành xây dựng. Ngoài ra, trong luận văn tốt nghiệp phần Nền móng thường chiếm từ 20% đến 70% dung lượng. Vì vậy, chúng tôi cố gắng tóm tắt trong quyển sách nhỏ này các điều cần thiết tối thiểu cho công việc thiết kế nền móng một công trình phục vụ cho nhu cầu học tập, tham khảo của sinh viên.

Ngoài phần tóm tắt các kiến thức cơ bản của môn Cơ học đất cần cho phần thiết kế nền móng công trình, chúng tôi còn giới thiệu cách tính toán nền của móng nông và móng cọc từ đơn giản đến phức tạp.

Trong phần thiết kế nền có đề cập đến các phương pháp gia cố nền, khi đất tự nhiên không đủ khả năng gánh đỡ tải của móng công trình.

Chúng tôi mong muốn khi thiết kế đồ án nền móng người sinh viên cần hiểu rõ một cách căn cơ các lý thuyết được vận dụng trong tính toán. Do vậy, chúng tôi cũng giới thiệu khá kỹ các phần căn bản của lý thuyết nền móng công trình.

Dù sao kiến thức cá nhân luôn hữu hạn, mong được sự lượng thứ khi có những sai sót trong quyển sách này và hết sức vui mừng tiếp thu tất cả các chỉ dẫn của quý vị tiên bối, quý đồng nghiệp và quý độc giả.

Địa chỉ liên hệ: Bộ môn Địa cơ, Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa, số 268 Lý Thường Kiệt Q10 TP Hồ Chí Minh.

Tác giả
TS. Châu Ngọc Ẩn

CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH

1.1 ĐỒ ÁN NỀN MÓNG VÀ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP CHUYÊN ĐỀ NỀN MÓNG CHO NGÀNH XÂY DỰNG

- Môn học Đồ án Nền móng nhằm giúp sinh viên các ngành xây dựng tập dượt sử dụng các kiến thức cơ đất, nền móng, bê tông để thiết kế nền móng cho một công trình cụ thể. Công việc tính toán cho đồ án gồm: **thống kê số liệu địa chất của** hồ sơ địa chất khu vực xây dựng; Từ điều kiện địa chất cụ thể tính toán **một phương án móng trên nền tự nhiên**, hoặc **nền gia cố là phương án móng cọc**. Khởi đầu từ móng đơn trên nền tự nhiên, nếu không thỏa chuyển sang **móng bè** và tiếp tục **móng bè**. Khi nền tự nhiên không đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật, chuyển sang tính toán **móng cọc** để tạo sẵn và nếu không thỏa chuyển sang **cọc nhỏ** hoặc **cọc barrette**.

- Với đồ án tốt nghiệp đòi hỏi tính thêm một phương án khác có thể là móng bè trên nền cọc nhỏ, hoặc tính toán hệ tường tầng hầm làm việc đồng thời với hệ móng công trình. Mức độ phân tích đầy đủ hơn đồ án môn học nền móng.

- Tiến hành so sánh các phương án đã tính thỏa điều kiện kỹ thuật để chọn phương án tối ưu. Có thể so sánh theo các tiêu chí vật liệu hoặc theo giá thành nếu có điều kiện để tính dự toán cho từng phương án.

Kết quả tính toán được thể hiện lên bản vẽ kỹ thuật một cách đầy đủ sao cho người thợ và cán bộ kỹ thuật công trường có thể tiến hành thi công được.

1.2 CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH NỀN MÓNG

Có nhiều phương pháp tính toán nền móng công trình, nhưng tựu trung có hai nhóm cơ bản:

Nhóm 1: Tính toán ổn định đất nền nhằm chống trượt hoặc lật công trình.

Nhóm 2: Hạn chế độ lún và độ lún lệch của móng nhằm đảm bảo cho công trình luôn vận hành tốt.

Trong đó có thể chia các phương pháp tính hiện hành thành:

1. Tính toán nền theo trạng thái ứng suất cho phép

Trước thập niên 1970, hầu hết các quy phạm tính toán nền móng công trình xây dựng đều theo phương pháp trạng thái ứng suất cho phép. Phương pháp này dựa trên việc tính toán sức chịu tải cực hạn của đất nền theo công thức Terzaghi hoặc các hiệu chỉnh sau đó. Giai đoạn này, hầu hết đều tính theo phương pháp tổng ứng suất và các đặc trưng chống cắt của thí nghiệm cắt trực tiếp hoặc sức chống cắt không thoát nước c_u suy từ thí nghiệm nén một trục. Sức chịu tải cho phép được định nghĩa bằng với sức chịu tải cực hạn chia cho hệ số an toàn FS, được lấy từ 2 đến 3.

$$p \leq \frac{P_{ult}}{FS} = \frac{0,5N_\gamma B\gamma + qN_q + cN_c}{FS}$$

Áp lực đáy móng p phải nhỏ hơn sức chịu tải cho phép. Nếu áp lực đáy móng được tính với tổ hợp cơ bản các tải thì hệ số an toàn được chọn là $FS = 3$. Nếu áp lực đáy móng được tính với tổ hợp đặc biệt các tải thì hệ số an toàn được chọn là $FS = 2$.

Sau đó, kể từ thập niên 1970 sức chịu tải được tính toán rõ ràng hơn. Cho đất dính thoát nước chậm, tính sức chịu tải tức thời (*short term*) với đặc trưng chống cắt không thoát nước c_u và ϕ_u còn sức chịu tải trong giai đoạn sau lún ổn định được tính với đặc trưng chống cắt có thoát nước c' và ϕ' . Cho nền cát thì chỉ tính sức chịu tải có thoát nước với c' và ϕ' .

2. Tính toán nền theo trạng thái giới hạn (TTGH) về biến dạng (trạng thái II)

Xuất phát từ TTGH các điều kiện sử dụng và sự ổn định của công trình, phương pháp tính toán nền móng theo TTGH theo điều kiện biến dạng còn gọi là TTGH thứ hai, khống chế độ lún của móng và độ lún lệch của các móng không được vượt quá các giá trị giới hạn. Phương pháp này tính toán độ biến dạng của móng theo lý thuyết đất là vật thể đàn hồi tuyến tính. Cơ sở của phương pháp dựa trên sự phát triển vùng biến dạng dẻo trong nền đủ nhỏ để nền đất còn tuân theo quy luật đàn hồi. Từ đây sử dụng các kết quả lý thuyết Boussinesq và đặc trưng nén của đất để

tính độ lún của móng riêng lẻ hoặc độ lún có xét đến ảnh hưởng của các móng lân cận, suy ra độ lún lệch giữa các móng hoặc góc xoay của một móng.

Vì vậy *điều kiện cần* của phương pháp là khống chế áp lực đáy móng, để nền đất còn làm việc trong giai đoạn đàn hồi theo quan điểm của phương pháp phát triển vùng biến dạng dẻo của Florich.

- Với móng chịu tải đứng đúng tâm:

$$p \leq R^{tc} = m(Ab\gamma + Bh\gamma + Dc) \quad \text{theo QPXD 45 - 70}$$

$$p \leq R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma_{II} + Bh\gamma_{II}^* + Dc_{II} - \gamma_{II}^* h_o) \quad \text{theo QPXD 45 - 78}$$

- Với móng chịu tải đứng lệch tâm, ngoài điều kiện trên còn cần có $p_{min} \geq 0$, khi các móng dễ lật điều kiện này trở thành $\frac{p_{min}}{p_{max}} \geq 0,25$ và

$$p_{max} \leq R^{tc} \text{ hoặc } R_{II}$$

Và *điều kiện đủ* là độ lún tính được phải thỏa các điều kiện sau:

$$S \leq S_{gh}; \quad \Delta S \leq \Delta S_{gh}; \quad i \leq i_{gh}$$

trong đó: S và S_{gh} - độ lún và độ lún giới hạn;

ΔS và ΔS_{gh} - độ lún lệch và độ lún lệch giới hạn;

i và i_{gh} - góc xoay và góc xoay giới hạn.

3. Tính toán nền theo (TTGH) về cường độ chịu tải (trạng thái I)

Đối với đất nền không biến dạng như đất cứng hoặc đá, cũng như công trình chịu chủ yếu là tải ngang thì độ lún của nền không giữ vai trò quyết định sự ổn định của công trình mà chính sự trượt ngang của móng hoặc sự phá vỡ kết cấu nền đất sẽ dẫn đến hư hại công trình. Với các loại công trình này, chúng ta thường sử dụng phương pháp tính toán nền theo giới hạn về cường độ hay còn được gọi là TTGH thứ nhất.

Nội dung phương pháp gồm khống chế khả năng trượt, lật của móng và không cho nền bị phá hoại cắt.

$$k_t = \frac{\text{lực chống trượt}}{\text{lực gây trượt}} = \frac{\text{moment chống trượt}}{\text{moment gây trượt}} \geq [k_{cp}]$$

$$k_l = \frac{\text{moment chống lật}}{\text{moment gây lật}} \geq [k_{cp}]$$

$$\text{Hoặc } p^u \leq \frac{P_{gh}}{k} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

trong đó: k_t - hệ số an toàn chống trượt; k_l - hệ số an toàn chống lật
 k_{cp} - hệ số an toàn cho phép
 Q_{ult} và p_{gh} - sức chịu tải cực hạn của nền đất.

Các hệ số an toàn k hoặc FS cho phép tùy vào quy định của các quy phạm xây dựng và loại công trình.

Trong những năm gần đây xuất hiện nhiều phương pháp tính toán nền móng dựa vào lý thuyết cơ học đất tới hạn (*mécanique des sols à l'état critique*) với phương pháp phần tử hữu hạn. Phương pháp này cho phép phân tích trường ứng suất và biến dạng trong nền đất dưới các tác động của công trình, từ đó có thể dựa vào tiêu chuẩn giới hạn trượt của Mohr - Coulomb hay một tiêu chuẩn thích hợp cho loại công trình như biến dạng trượt hay chuyển vị cực hạn của nền đất để ấn định mức độ an toàn của nền đất.

1.3 THỐNG KÊ SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT

Mục đích việc thống kê số liệu thí nghiệm nhằm tìm giá trị có tính đại diện với một độ tin cậy nhất định cho một đơn nguyên đất nền, cũng như phân chia hợp lý các đơn nguyên địa chất dựa theo hệ số biến động của từng số hạng trong tập hợp thống kê.

1.4 CÁC GIÁ TRỊ BÌNH QUÂN SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM

1- Giá trị bình quân số học

Một tập hợp $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ là những giá trị kết quả các thí nghiệm riêng lẻ các mẫu đất được lấy từ một đơn nguyên đất nền. Giá trị trung bình số học của một đặc trưng

$$\bar{A} = \frac{\sum A_i}{n} \quad (1.1)$$

2- Giá trị bình quân gia quyền

Khi các số liệu thí nghiệm có quyền ảnh hưởng khác nhau, giá trị bình quân gia quyền có dạng sau:

$$\bar{A} = \frac{W_1 A_1 + W_2 A_2 + \dots + W_i A_i}{W_1 + W_2 + \dots + W_i} = \frac{\sum W_i A_i}{\sum W_i} \quad (1.2)$$

1.5 PHÂN CHIA CÁC LỚP ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Một lớp địa chất công trình được xác định bằng quan sát sự thay đổi màu, hạt độ trong quá trình khoan khảo sát hoặc trên tập hợp các giá trị đặc trưng cơ - lý (từ thí nghiệm trong phòng và hiện trường) của lớp đất đó.

Tập hợp các giá trị đặc trưng cơ - lý của một lớp địa chất công trình phải có hệ số biến động v đủ nhỏ, tức là v có dạng sau:

$$v = \frac{\sigma}{\bar{A}} 100\% \quad (1.3)$$

$$\text{Trong đó giá trị trung bình của một đặc trưng } \bar{A} = \frac{\sum A_i}{n} \quad (1.4)$$

$$\text{và độ lệch toàn phương trung bình: } \sigma = \sqrt{\frac{\sum (A_i - \bar{A})^2}{n - 1}} \quad (1.5)$$

trong đó: A_i - giá trị riêng của đặc trưng từ một thí nghiệm riêng,
 n - số lần thí nghiệm.

Bảng 1.1 Hệ số biến động v theo QPXD 45 - 78

Đặc trưng của đất	Hệ số biến động v	Đặc trưng của đất	Hệ số biến động v
Tỷ trọng hạt	0,01	Module biến dạng	0,30
Trọng lượng riêng	0,05	Chỉ tiêu sức chống cắt	0,30
Độ ẩm tự nhiên	0,15	Cường độ nén một trục	0,40
Giới hạn Atterberg	0,15		

1.6 ĐẶC TRƯNG TIÊU CHUẨN

Giá trị tiêu chuẩn của tất cả các đặc trưng của đất là giá trị trung bình cộng của các kết quả thí nghiệm riêng lẻ \bar{A} , (trừ lực dính đơn vị c và góc ma sát trong φ).

1- Đặc trưng chống cắt tiêu chuẩn

Thí nghiệm cắt trực tiếp

Các giá trị tiêu chuẩn của lực dính đơn vị và góc ma sát trong được thực hiện theo phương pháp bình phương cực tiểu của quan hệ tuyến tính

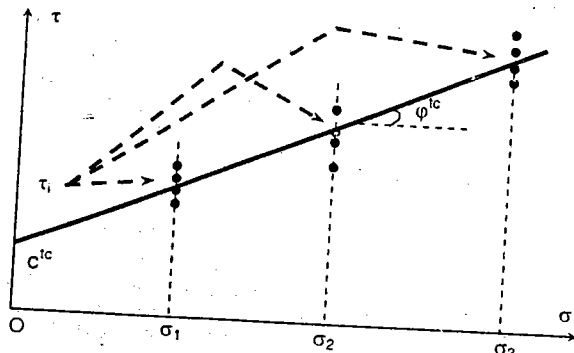
của ứng suất pháp σ_i và ứng suất chống cắt cực hạn τ_i của các thí nghiệm cắt tương ứng, $\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c$.

Lực dính đơn vị tiêu chuẩn c^{tc} và góc ma sát trong tiêu chuẩn φ^{tc} được xác định theo các công thức sau:

$$c^{tc} = \frac{1}{\Delta} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i \right) \quad (1.6)$$

$$\operatorname{tg} \varphi^{tc} = \frac{1}{\Delta} \left(n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i \right) \quad (1.7)$$

$$\text{với } \Delta = n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2 \quad (1.8)$$



Hình 1.1 Giá trị đặc trưng chống cắt tiêu chuẩn theo phương pháp bình phương cực tiểu của các kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp

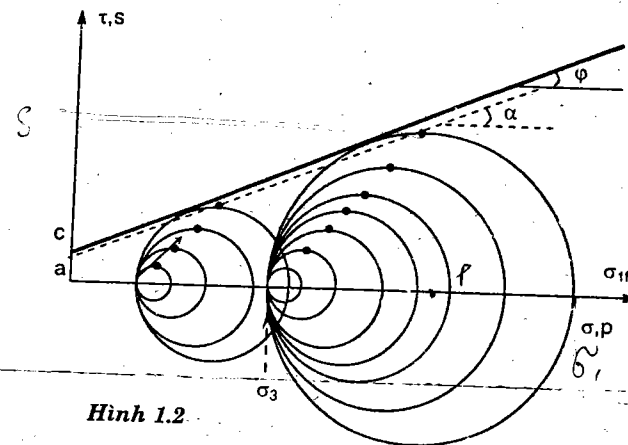
Thí nghiệm nén ba trục

Các giá trị tiêu chuẩn của lực dính đơn vị và góc ma sát trong được thực hiện theo phương pháp bình phương cực tiểu của quan hệ tuyến tính của ứng suất pháp σ_i và ứng suất chống cắt cực hạn τ_i của các thí nghiệm nén ba trục là đường bao chống cắt Mohr - Coulomb, $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$ hoặc suy từ lộ trình ứng suất s-p

với $s = \frac{\sigma_{1f} - \sigma_3}{2}$ là độ lệch ứng suất hay ứng suất cắt cực đại,

$p = \frac{\sigma_{1f} + \sigma_3}{2}$ là ứng suất trung bình hay ứng suất cầu, đôi khi còn

gọi là ứng suất thủy tĩnh.



Hình 1.2

Trong mặt ứng suất, để xác định góc ma sát φ và lực dính c nhờ đường bao chống cắt Mohr - Coulomb, $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$. Hoặc cũng có thể xác định góc α và a của đường nối các điểm cao nhất của vòng Mohr cực hạn. Quan hệ của các giá trị này là:

$$\sin \varphi = \operatorname{tg} \alpha$$

$$\text{và } c = \frac{a}{\cos \varphi} \quad (1.9)$$

Tiến hành thống kê tương tự như **cắt trực tiếp với các điểm dính của vòng Mohr - Coulomb** (các điểm trên lộ trình ứng suất) ta có được a^{tc} và $\operatorname{tg} \alpha^{tc}$

Sau đó, sử dụng hai phương trình 1.9 để chuyển về lực dính c và góc ma sát φ

1.7 ĐẶC TRƯNG TÍNH TOÁN

Nhằm mục đích nâng cao độ an toàn cho ổn định của nền công trình theo TTGH về cường độ, một số tính toán ổn định của nền được tiến hành với các đặc trưng tính toán. Ở mức độ đơn giản (như trong QPXD 45 - 70), đặc trưng tính toán được xác định bằng cách nhân đặc trưng tiêu chuẩn với hệ số đồng nhất k

$$\text{với } k = 1 - \nu = 1 - \frac{\sigma}{A^{tc}} \quad (1.10)$$

$$A^{tt} = k A^{tc} \quad (1.11)$$

Trong QPXD 45 - 78, các đặc trưng tính toán của đất được xác định theo công thức sau:

$$A = \frac{A^{tc}}{k_d} \quad (1.12)$$

trong đó A^{tc} - giá trị đặc trưng đang xem xét,

k_d - hệ số an toàn về đất; $k_d = 1$ với các đặc trưng của đất ngoại trừ lực dính, góc ma sát trong, trọng lượng đơn vị và cường độ chịu nén một trục tức thời có hệ số an toàn đất được xác định như sau:

$$k_d = \frac{1}{1 \pm \rho} \quad (1.13)$$

Với chỉ số độ chính xác ρ được xác định như sau:

• Với lực dính c và hệ số ma sát $tg\varphi$

$$\rho = t_\alpha v \quad (1.14)$$

để tính toán v , các giá trị độ lệch toàn phương trung bình có dạng sau

$$\sigma_c = \sigma_r \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^n \sigma_i^2}; \quad \sigma_{tg\varphi} = \sigma_r \sqrt{\frac{n}{\Delta}}$$

trong đó:

$$\sigma_r = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\sigma_i tg\varphi^{tc} + c^{tc} - \tau_i)^2}$$

• Với trọng lượng riêng γ và cường độ chịu nén một trục R_c :

$$\rho = \frac{t_\alpha v}{\sqrt{n}} \quad (1.15)$$

$$\sigma_\gamma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\gamma_i^{tc} - \gamma_i)^2}$$

$$\sigma_R = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_c^{tc} - R_{ci})^2}$$

trong đó: t_α - hệ số phụ thuộc vào xác suất tin cậy α

- Khi tính nền theo biến dạng thì $\alpha = 0,85$
- Khi tính nền theo cường độ thì $\alpha = 0,95$

Bảng 1.2 Hệ số t_α

Số bậc tự do (n-1) với R, γ (n-2) với c và φ	Hệ số t_α ứng với xác suất tin cậy α bằng				
	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
2	1,34	1,89	2,92	4,87	6,96
3	1,25	1,64	2,35	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,14	2,42
60	1,05	1,30	1,67	2,12	2,39

Trong tính toán thực tế chúng ta có thể sử dụng phép tính Linest trong chương trình phần mềm Excel, ta ghi kết quả ứng suất cắt cực đại τ_{max} vào cột 1 các ứng suất pháp σ tương ứng vào cột 2. Sau đó chọn một

bảng gồm hai cột năm hàng, đánh vào lệnh = linest (vị trí dãy số τ_{max} , dãy số $\sigma, 1, 1$) xong ấn cùng lúc "Shift + Ctrl" + Enter.

Ví dụ 1.1 Ta thống kê kết quả của sáu thí nghiệm cắt trực tiếp như sau

Bảng 1.3 Trang tính trên Excel

τ (kg/cm ²)	σ (kg/cm ²)			
0,75	1			
0,74	1		0,630833	$c = 0,136111$
0,73	1		0,014416	$\sigma_c = 0,031143$
0,75	1		0,991713	0,049939
0,77	1		1914,817	16
0,76	1		4,775408	0,039903
1,38	2			
1,4	2			
1,4	2			
1,45	2			
1,47	2			
1,49	2			
1,95	3			
1,95	3			
2	3			
2,08	3			
2,09	3			
2	3			

Trong đó ở dòng thứ nhất trong ô kết quả ta có $tg\varphi = 0,631 = 32,25^\circ$ ở ô thứ hai là $c = 0,136$ kg/cm², vì thứ nguyên của ứng suất trong phép tính là kg/cm²

Dòng thứ hai ta có $\sigma_{tg\varphi} = 0,014$ và $\sigma_c = 0,031$ kg/cm²

Từ đây ta dễ dàng suy ra các hệ số biến đổi đặc trưng $v = \sigma/A^{\sigma c}$

$$v_c = \frac{0,031}{0,136} = 0,228 < 0,3$$

và $v_{tg\varphi} = \frac{0,014}{0,656} = 0,02 < 0,3$

Tính giá trị c_{II} và $tg\varphi_{II}$ từ xác suất tin cậy $\alpha = 0,85$ và số bậc tự do $n - 2 = 18 - 2 = 16$ ta suy ra hệ số $t_\alpha = 1,07$ và chỉ số độ chính xác $\rho = v t_\alpha$, ta suy ra được

$$\rho_c = v_c t_\alpha = 0,228 \times 1,07 = 0,244$$

$$\rho_{tg\varphi} = v_{tg\varphi} t_\alpha = 0,02 \times 1,07 = 0,02$$

Sau cùng ta có:

$$c_{II} = 0,136(1 \pm 0,224) = [0,106 \div 0,166]$$

$$tg\varphi_{II} = 0,631(1 \pm 0,02) = [0,618 \div 0,645]$$

Tính giá trị c_I và $tg\varphi_I$ từ xác suất tin cậy $\alpha = 0,95$ và số bậc tự do $n - 2 = 18 - 2 = 16$ ta suy ra hệ số $t_\alpha = 1,75$ và ta suy ra được chỉ số độ chính xác $\rho = v t_\alpha$

$$\rho_c = v_c t_\alpha = 0,228 \times 1,75 = 0,399$$

$$\rho_{tg\varphi} = v_{tg\varphi} t_\alpha = 0,02 \times 1,75 = 0,035$$

Sau cùng ta có:

$$c_I = 0,136(1 \pm 0,399) = [0,082 \div 0,19]$$

$$tg\varphi_I = 0,631(1 \pm 0,035) = [0,609 \div 0,653]$$

Ta nhận thấy các giá trị tính toán của lực dính đơn vị c và hệ số ma sát $tg\varphi$ có một khoản giá trị, tùy vào phép tính cụ thể ta chọn giá trị bé nhất hoặc lớn nhất nhằm tăng tính an toàn của công trình. Ví dụ khi xác định sức chịu tải của nền đất ta chọn các giá trị bé, còn khi tính áp lực đất bị động ta chọn lực dính lớn nhất và góc ma sát lớn nhất.

1.8 CÁC DỮ LIỆU ĐỂ TÍNH NỀN MÓNG

1- Các loại tải trọng

Tải trọng tác dụng lên móng và truyền lên nền đất thường được phân chia thành:

Tải trọng thường xuyên là tải trọng tác động liên tục khi thi công và suốt quá trình sử dụng công trình như trọng lượng bản thân, áp lực đất, áp lực nước,

Tải trọng tạm thời

a- Tải trọng tạm thời ngắn hạn chỉ xuất hiện trong từng giai đoạn khi thi công hoặc trong quá trình sử dụng như: tải trọng gió, tải trọng do sóng, ...

b- Tải trọng tạm thời dài hạn tác động trong một thời gian tương đối dài khi thi công hoặc trong quá trình sử dụng công trình như: trọng lượng các dụng cụ và thiết bị tính, tải tác động lên mái công trình,....

c- Tải trọng đặc biệt xuất hiện trong những trường hợp thật đặc biệt như tải do động đất, do sập đổ một bộ phận công trình,....

Mặt khác, tải có thể xem như tử trọng (*dead load*) là các loại tải cố định và hoạt tải (*live load*) là các tải có thể dịch chuyển.

2- Tổ hợp tải trọng

Khi tính toán nền móng phải tiến hành với các tổ hợp, bất lợi nhất cho biến dạng của công trình và ổn định của toàn nền, có thể xảy ra.

Các tổ hợp cần lưu ý:

a- *Tổ hợp chính*, gồm tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, và một tải trọng tạm thời ngắn hạn (tải ngắn hạn này có ảnh hưởng nhiều đến trường ứng suất trong nền thường được chọn là tải trọng gió)

b- *Tổ hợp phụ*, gồm tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, và ít nhất là hai tải trọng tạm thời ngắn hạn.

c- *Tổ hợp đặc biệt*, gồm tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, một số tải trọng tạm thời ngắn hạn và một tải đặc biệt (thường được chọn là tải động đất trong vùng có động đất).

Ngoài ra tải trọng còn được phân thành tải tiêu chuẩn và tải tính toán.

Tải trọng tiêu chuẩn là tải trọng mà có thể kiểm soát được giá trị của nó trong điều kiện thi công hoặc sử dụng công trình bình thường.

Độ sai lệch (lớn hoặc bé) của tải trọng về phía bất lợi cho công trình so với tải tiêu chuẩn, do biến động của tải hoặc thay đổi điều kiện sử dụng công trình, được xét đến bằng *hệ số vượt tải n*.

Tải trọng tính toán được định nghĩa là tải trọng tiêu chuẩn nhân với hệ số vượt tải n. Hệ số vượt tải từ 1,1 đến 1,4 tùy theo loại tải trọng.

Khi tính toán nền theo TTGH biến dạng được tiến hành với tổ hợp chính các tải trọng tiêu chuẩn.

Khi tính toán nền theo TTGH cường độ được thực hiện với tổ hợp phụ, tổ hợp đặc biệt các tải trọng tính toán.

Khi tính toán nền theo ứng suất cho phép được thực hiện với tổ hợp phụ, tổ hợp đặc biệt các tải trọng tính toán và các hệ số an toàn thích hợp.

TÓM TẮT CƠ HỌC ĐẤT

Tính toán nền móng gồm hai phần:

- Tính ổn định nền
- Tính kết cấu móng.

Phần tính toán nền móng đòi hỏi phải thông thạo lý thuyết cơ học đất.

Trong chương này các vấn đề cơ bản của cơ học đất được ôn tập gồm:

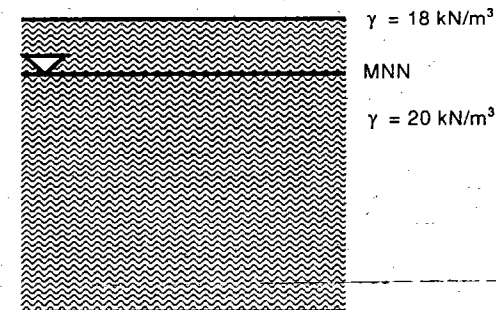
- Ứng suất trong nền đất
- Biến dạng nền và sức chịu tải của nền
- Các công thức và các bảng tra cơ bản được liệt kê để có thể thuận

tiện tra cứu.

2.1 TÍNH ỨNG SUẤT TRONG NỀN ĐẤT

1- Tính ứng suất trong đất nền do trọng lượng bản thân

Khi không có dòng nước chảy trong đất



Tính các ứng suất tại điểm M ở độ sâu 6 m, nếu mực nước ngầm (MNN) sâu hơn mặt đất 2 m.

Ứng suất thẳng đứng ở điểm M:

$$\sigma_z = \Sigma \gamma_i z_i = 18 \text{ kN/m}^3 \times 2 \text{ m} + 20 \text{ kN/m}^3 \times 4 \text{ m} = 116 \text{ kN/m}^2$$

Áp lực nước u ở điểm M:

Chọn trọng lượng đơn vị thể tích của nước $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$.

$$u_M = 9,81 \text{ kN/m}^3 \times 4 \text{ m} = 39,24 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất hữu hiệu thẳng đứng ở điểm M:

$$\sigma'_{zM} = \sigma_z - u_M = 116 \text{ kN/m}^2 - 39,24 \text{ kN/m}^2 = 76,76 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số áp lực ngang $K_0 = 1 - \sin\phi'$

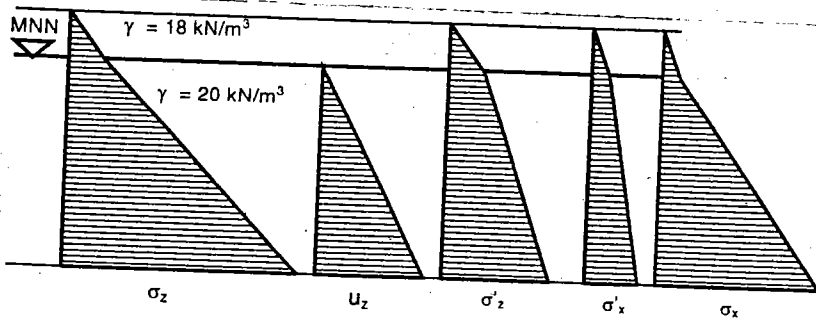
hoặc $K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$, trong bài này giả thiết $K_0 = 0,5$.

Ứng suất hữu hiệu nằm ngang ở điểm M:

$$\sigma'_{xM} = K_0 \cdot \sigma'_{zM} = 0,5 \times 76,76 \text{ kN/m}^2 = 38,38 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất nằm ngang ở điểm M:

$$\sigma_{xM} = \sigma'_{xM} + u_M = 38,38 + 39,24 = 77,62 \text{ kN/m}^2$$



Hình 2.1

2- Tính ứng suất tải tập trung đặt trên mặt đất bài toán Boussinesq

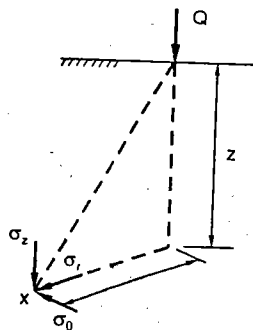
Khi có lực tập trung Q thẳng đứng tác động ở mặt đất gây các ứng suất σ_z ; σ_r ; σ_θ ; τ_{rz} tại điểm có tọa độ là r và z so với gốc tọa độ O , điểm đặt lực Q .

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{5}{2}} \quad (2.1)$$

Trong thực tế tính toán σ_z được dùng rất phổ biến và được viết dưới dạng

$$\sigma_z = k \frac{Q}{z^2}; \quad k = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (2.2)$$

Trị số của k phụ thuộc vào r/z và có thể suy từ bảng hệ số k



Hình 2.2: Bài toán Boussinesq

Nếu có nhiều lực tập trung tác dụng có thể áp dụng phương pháp cộng tác dụng

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n k_i \cdot Q_i \quad (2.3)$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \left[\frac{3r^2 z}{(r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} - \frac{1 - 2\nu}{r^2 + z^2 + z(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} \right] \quad (2.4)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{Q}{2\pi} (1 - 2\nu) \left[\frac{z}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} - \frac{1}{r^2 + z^2 + z(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} \right] \quad (2.5)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi} \left[\frac{rz^2}{(r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \right] \quad (2.6)$$

Nếu tải tác động là P trong hệ tọa độ (x, y, z) , các công thức ứng suất và chuyển vị có dạng

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi R^5} z^3$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zx^2}{R^5} + \frac{1 - 2\mu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{x^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zy^2}{R^5} + \frac{1 - 2\mu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{y^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}$$

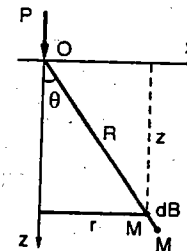
$$\tau_{zy} = -\frac{3 \cdot p \cdot y \cdot z^2}{2\pi R^5}$$

$$\tau_{zx} = -\frac{3 \cdot p \cdot x \cdot z^2}{2\pi R^5}$$

$$\tau_{xy} = \frac{3 \cdot p}{2\pi} \left[\frac{xy \cdot z}{R^5} - \frac{1 - 2\mu}{3} \cdot \frac{xy(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \quad (2.7)$$

Tổng số ứng suất:

$$\theta = \sigma_z + \sigma_x + \sigma_y = \frac{P}{\pi} (1 + \mu) \frac{z}{R^3} \quad (2.8)$$



Hình 2.3

Chuyển vị theo chiều các trục z , x , y lần lượt là

$$\begin{aligned} w &= \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\mu) \frac{1}{R} \right] \\ u &= \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{xz}{R^3} - (1-2\mu) \frac{x}{R(R+z)} \right] \\ v &= \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{yz}{R^3} - (1-2\mu) \frac{y}{R(R+z)} \right] \end{aligned} \quad (2.9)$$

trong đó μ - hệ số Poisson

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

Ví dụ 2.1 Cho một lực thẳng đứng $Q = 600\text{KN}$ tác dụng trên mặt đất.

Tính ứng suất σ_z tại các điểm

A($x = 0, y = 0, z = 2$); B($x = -1, y = 0, z = 2$); C($x = -2, y = 0, z = 2$)

Giải Ta có:

$$\text{Tại A} \quad \frac{r_A}{z} = \frac{\sqrt{0^2 + 0^2}}{2} = 0 \Rightarrow \text{tra bảng } k_A = 0,4775$$

$$\text{Tại B} \quad \frac{r_B}{z} = \frac{\sqrt{(-1)^2 + 0^2}}{2} = 0,5 \Rightarrow \text{tra bảng } k_B = 0,2733$$

$$\text{Tại C} \quad \frac{r_C}{z} = \frac{\sqrt{(-2)^2 + 0^2}}{2} = 1 \Rightarrow \text{tra bảng } k_C = 0,0844$$

Trị số ứng suất

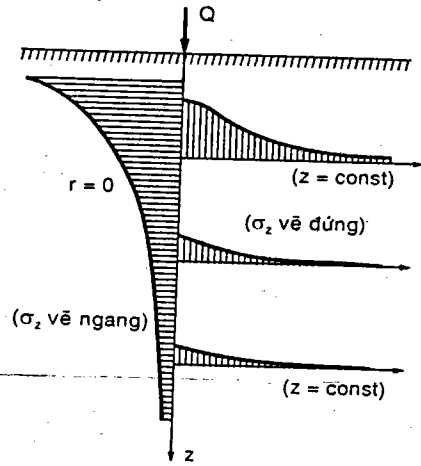
$$\text{Tại A} \quad \sigma_{zA} = 0,4775 \frac{600}{2^2} = 72 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Tại B} \quad \sigma_{zB} = 0,2733 \frac{600}{2^2} = 41 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Tại C} \quad \sigma_{zC} = 0,0844 \frac{600}{2^2} = 13 \text{ KN/m}^2$$

Bảng 2.1: Bảng giá trị hệ số k tính ứng suất pháp thẳng đứng do tải tập trung

$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k
0,00	0,477465	0,28	0,23126	1,16	0,0566639	1,74	0,014666
0,02	0,476988	0,60	0,221357	1,18	0,0539333	1,76	0,014048
0,04	0,475560	0,62	0,211732	1,20	0,0513413	1,78	0,013459
0,06	0,473195	0,64	0,202396	1,22	0,0488811	1,80	0,012898
0,08	0,469910	0,66	0,193356	1,24	0,0465461	1,82	0,012364
0,10	0,465734	0,68	0,184619	1,26	0,0443301	1,84	0,011854
0,12	0,460700	0,70	0,176188	1,28	0,042227	1,86	0,011368
0,14	0,454849	0,72	0,168064	1,30	0,040231	1,88	0,010905
0,16	0,448225	0,74	0,160249	1,32	0,0383367	1,90	0,010464
0,18	0,440881	0,76	0,152739	1,34	0,0365388	1,92	0,010043
0,20	0,432871	0,78	0,145531	1,36	0,0348323	1,94	0,009641
0,22	0,424252	0,80	0,138622	1,38	0,0332124	1,96	0,009257
0,24	0,415086	0,82	0,132005	1,40	0,0316747	1,98	0,008891
0,26	0,405434	0,84	0,125675	1,42	0,0302148	2,00	0,008541
0,28	0,395359	0,86	0,119624	1,44	0,0288286	2,10	0,007014
0,30	0,384924	0,88	0,113845	1,46	0,0275122	2,20	0,005793
0,32	0,374191	0,90	0,108329	1,48	0,026262	2,30	0,004812
0,34	0,363220	0,92	0,03069	1,50	0,0250745	2,40	0,004019
0,36	0,352071	0,94	0,098055	1,52	0,0239464	2,50	0,003374
0,38	0,340798	0,96	0,093279	1,54	0,0228745	2,60	0,002846
0,40	0,329455	0,98	0,088732	1,56	0,0218558	2,70	0,002413
0,42	0,3180930	1,00	0,084405	1,58	0,0208876	2,80	0,002055
0,44	0,306757	1,02	0,080288	1,60	0,0199672	2,90	0,001758
0,46	0,295490	1,04	0,076374	1,62	0,019092	3,00	0,001510
0,48	0,284332	1,06	0,072654	1,64	0,0182597	3,50	0,000747
0,50	0,273317	1,08	0,069119	1,66	0,017468	4,00	0,000401
0,52	0,262476	1,10	0,06576	1,68	0,0167148	4,50	0,000229
0,54	0,251838	1,12	0,06257	1,70	0,0159981	5,00	0,000139
0,56	0,241426	1,14	0,05954	1,72	0,0153159	> 5	0,000000



Hình 2.4: Dạng thay đổi ứng suất σ_z bên trong đất nền do lực tập trung

Chú ý: Ứng suất tại các điểm lân cận điểm đặt lực O không xác định được. Dạng cơ bản này cũng tương tự cho đường lực và tải băng.

3- Đường lực hay lực đường thẳng

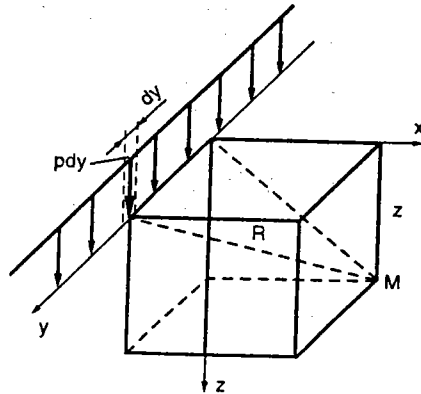
Ứng suất do ảnh hưởng của lực dạng đường thẳng như: đường ray; tường chịu lực trong nền đất được suy từ bài toán Boussinesq có thể tính từ các công thức sau:

$$\sigma_z = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{3 \cdot p}{2 \cdot \pi} \frac{z^3}{(\sqrt{x^2 + y^2 + z^2})^{5/2}} dy$$

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot p}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2}$$

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot p}{\pi} \frac{x^2 \cdot z}{(x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz} = \frac{2 \cdot p}{\pi} \frac{x \cdot z^2}{(x^2 + z^2)^2} \tag{2.10}$$



Hình 2.5: Đường lực tác động

4- Tải phân bố đều trên diện tích băng

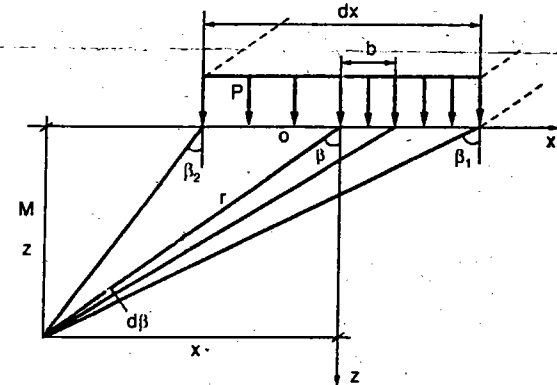
Từ kết quả tính ứng suất dễ dàng suy ra các ứng suất trong đất nền dưới tải băng cường độ P, có bề rộng b.

$$d\sigma_z = \frac{2 \cdot P \cdot dx}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} = \frac{2 \cdot P \cdot dx}{\pi \cdot r} \cdot \cos^3 \beta$$

Chú ý rằng $r = \frac{z}{\cos \beta}$; $x = z \cdot \tan \beta$; $dx = \frac{z \cdot d\beta}{\cos^2 \beta}$

$$\Rightarrow d\sigma_z = \frac{2 \cdot P}{\pi} \cdot \cos^2 \beta \cdot d\beta$$

$$\Rightarrow \sigma_z = \frac{2 \cdot P}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} \cos^2 \beta \cdot d\beta = \frac{P}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} (1 + 2 \cdot \cos \beta) \cdot d\beta$$



Hình 2.6: Tải băng phân bố đều

Cũng làm tương tự như thế với σ_x ; τ_{xz} ta có các công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm)\beta_2 - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} \left[\beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm)\beta_2 - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right]$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \tau = \frac{P}{2 \cdot \pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1) \tag{2.11}$$

Trị số β_2 lấy với dấu dương khi điểm M nằm ngoài phạm vi hai đường thẳng đi qua hai mép của tải trọng

Trường hợp đơn giản nhất là đối với các điểm nằm trên đường thẳng Oz đi qua tâm tải trọng. Vì tính đối xứng cho nên: $\beta_1 = \beta_2 = \beta$

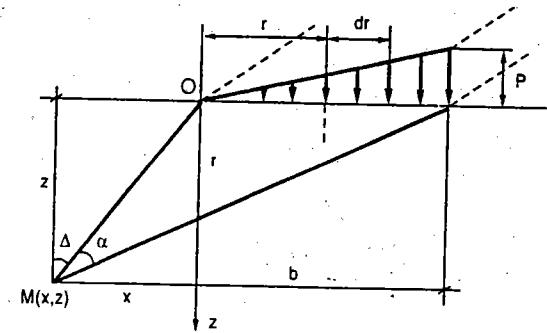
$$\sigma_z = \sigma_1 = \frac{P}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta); \quad \sigma_x = \sigma_3 = \frac{P}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \tau = \frac{P}{2 \cdot \pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1) = 0 \tag{2.12}$$

Bảng 2.2: Bảng tính ứng suất dưới tải băng phân bố đều

x/b \ z/b	0			0,25			0,5		
	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\tau_{zx}}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\tau_{zx}}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\tau_{zx}}{p}$
0,00	1	1	0	1	1	0	0,5	0,5	0,32
0,10	0,9968	0,7519	0	0,9882	0,6852	0,0383	0,4998	0,4368	0,3152
0,25	0,9595	0,4502	0	0,9022	0,3929	0,1273	0,4969	0,3471	0,2996
0,35	0,9103	0,3121	0	0,8310	0,2859	0,1538	0,4921	0,2936	0,2836
0,5	0,8183	0,1817	0	0,7347	0,1862	0,1567	0,4797	0,2251	0,2546
0,75	0,6682	0,0805	0	0,6071	0,0978	0,1273	0,4480	0,1424	0,2037
1,00	0,5498	0,0405	0	0,5105	0,0551	0,0959	0,4092	0,0908	0,1592
1,25	0,4618	0,0227	0	0,4365	0,0332	0,0720	0,3700	0,0595	0,1242
1,50	0,3958	0,0138	0	0,3791	0,0212	0,0551	0,3341	0,0403	0,0979
1,75	0,3453	0,0090	0	0,3339	0,0142	0,0430	0,3024	0,0281	0,0784
2,00	0,3058	0,0062	0	0,2976	0,0100	0,0343	0,2749	0,0203	0,0637
3,00	0,2084	0,0019	0	0,2057	0,0032	0,0165	0,1979	0,0069	0,0318
4,00	0,1575	0,0008	0	0,1563	0,0014	0,0096	0,1529	0,0031	0,0187
5,00	0,1265	0,0004	0	0,1259	0,0007	0,0062	0,1240	0,0016	0,0122
6,00	0,1056	0,0002	0	0,1053	0,0004	0,0043	0,1042	0,0010	0,0086
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,10	0,0016	0,0923	0,0114	0,0002	0,0378	0,0026	0,0001	0,0222	0,0011
0,25	0,0199	0,1961	0,0588	0,0029	0,0896	0,0156	0,0008	0,0514	0,0064
0,35	0,0438	0,2347	0,0952	0,0073	0,1184	0,0286	0,0022	0,0698	0,0122
0,50	0,0878	0,2563	0,1404	0,0186	0,1509	0,0514	0,0060	0,0937	0,0232
0,75	0,1564	0,2409	0,1811	0,0469	0,1772	0,0883	0,0172	0,1220	0,0449
1,00	0,2048	0,2048	0,1910	0,0795	0,1783	0,1153	0,0333	0,1362	0,0661
1,25	0,2344	0,1678	0,1850	0,1097	0,1656	0,1304	0,0519	0,1390	0,0834
1,50	0,2500	0,1355	0,1719	0,1343	0,1473	0,1361	0,0706	0,1342	0,0955
1,75	0,2563	0,1089	0,1563	0,1528	0,1279	0,1353	0,0876	0,1251	0,1027
2,00	0,2563	0,0878	0,1404	0,1656	0,1097	0,1304	0,1021	0,1139	0,1058
3,00	0,2299	0,0393	0,0893	0,1798	0,0577	0,0986	0,1342	0,0706	0,0955
4,00	0,1961	0,0199	0,0588	0,1680	0,0317	0,0707	1,1388	0,0425	0,0753
5,00	0,1676	0,0111	0,0408	0,1509	0,0186	0,0514	0,1321	0,0264	0,0580
6,00	0,1451	0,0068	0,0296	0,1349	0,0117	0,0385	0,1220	0,0172	0,0449

5- Tải trọng phân bố hình tam giác trên móng băng



Hình 2.7: Tải phân bố tam giác trên móng băng

Trong thực tế tải trọng tác dụng phân bố trên nền đất theo những quy luật khác nhau. Trong đó quy luật phân bố theo hình tam giác là khá phổ biến như tải trọng do mái dốc talus của đường hay đê đập.

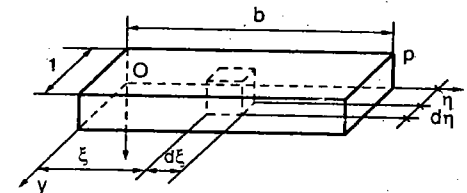
$$d\sigma_z = \frac{2.P.r}{\pi.b} \cdot \frac{dr}{z^3 \left[(x-r)^2 + z^2 \right]^2}$$

$$\sigma_z = \frac{2.P}{\pi.b} \int_0^b \frac{z^3 \cdot r \cdot dr}{\left[(x-r)^2 + z^2 \right]^2}$$

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left(\frac{x}{b} \alpha - \frac{\sin 2\delta}{2} \right) \quad (2.13)$$

6- Tải phân bố đều trên diện tích chữ nhật

Tải trọng phân bố đều p trên diện tích hình chữ nhật:

Hình 2.8: Tải p phân bố đều trên diện tích chữ nhật $b \times l$

Ứng suất thẳng đứng σ_z của các điểm trong lòng đất nằm trên trục thẳng đứng đi qua góc diện chịu tải

* Ứng suất thẳng đứng σ_z của điểm nằm trên trục thẳng đứng đi qua tâm diện chịu tải, ở độ sâu z

$$\sigma_z = \int_{-b_1}^{b_1} \int_{-l_1}^{l_1} \frac{3 \cdot p \cdot d\xi \cdot d\eta}{2\pi} \frac{z^3}{[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2]^{5/2}}$$

$$\Rightarrow \sigma_z = \frac{2p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{b_1 l_1}{z \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} + \frac{b_1 l_1 z (b_1^2 + l_1^2 + 2z^2)}{(b_1^2 + z^2)(l_1^2 + z^2) \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} \right] = k_0 p$$

$$\sigma_z = k_0 p$$

trong đó: $l_1 = \frac{l}{2}; \quad b_1 = \frac{b}{2}$

* Ứng suất thẳng đứng σ_z do tải phân bố đều trên diện chịu tải chữ nhật, dọc trục thẳng đứng bên dưới điểm góc diện chịu tải.

$$\sigma_z = \frac{p}{4\pi} \left[\frac{2blz(b^2 + l^2 + z^2)^{3/2}}{z^2(b^2 + l^2 + z^2) + b^2 l^2} \cdot \frac{b^2 + l^2 + 2z^2}{b^2 + l^2 + z^2} + \tan^{-1} \frac{2blz(b^2 + l^2 + z^2)^{1/2}}{z^2(b^2 + l^2 + z^2) - b^2 l^2} \right] = k_g p \quad (2.15)$$

$$\text{hoặc } \sigma_z = \frac{p}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2 n^2 + 1} \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2 n^2 + 1} \right) \right] = I_p \quad (2.16)$$

với $m = \frac{b}{z}$ và $n = \frac{l}{z}$

Bảng 2.3: Bảng tính k_0 .

l/b z/b	1	1,5	2	3	4	5	10	15	20	Bài toán phẳng
0,0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,20	0,960	0,973	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,800	0,854	0,870	0,878	0,880	0,881	0,881	0,881	0,881	0,881
0,6	0,606	0,694	0,727	0,748	0,753	0,754	0,755	0,755	0,755	0,755
0,8	0,449	0,546	0,593	0,627	0,636	0,639	0,642	0,642	0,642	0,642
1,0	0,336	0,428	0,481	0,525	0,540	0,545	0,549	0,550	0,550	0,550
1,2	0,257	0,339	0,392	0,443	0,462	0,470	0,477	0,477	0,477	0,477
1,4	0,201	0,272	0,322	0,377	0,400	0,410	0,419	0,420	0,420	0,420
1,6	0,160	0,221	0,267	0,322	0,348	0,360	0,373	0,374	0,374	0,374
1,8	0,131	0,183	0,224	0,278	0,305	0,319	0,335	0,336	0,337	0,337
2,0	0,108	0,153	0,190	0,241	0,269	0,285	0,303	0,305	0,306	0,306
2,2	0,091	0,130	0,163	0,211	0,239	0,255	0,277	0,279	0,280	0,280
2,4	0,077	0,111	0,141	0,185	0,213	0,230	0,254	0,257	0,258	0,258
2,6	0,067	0,096	0,123	0,164	0,191	0,208	0,235	0,238	0,239	0,239
2,8	0,058	0,084	0,108	0,146	0,172	0,189	0,217	0,221	0,222	0,223
3,0	0,051	0,074	0,095	0,130	0,155	0,172	0,202	0,207	0,208	0,208
3,2	0,045	0,066	0,085	0,117	0,141	0,158	0,189	0,194	0,195	0,196
3,4	0,040	0,059	0,076	0,105	0,128	0,145	0,177	0,182	0,184	0,184
3,6	0,036	0,053	0,068	0,096	0,117	0,133	0,166	0,172	0,174	0,174
3,8	0,032	0,047	0,062	0,087	0,107	0,123	0,156	0,163	0,165	0,165
4,0	0,029	0,043	0,056	0,079	0,098	0,113	0,147	0,154	0,156	0,157
4,2	0,026	0,039	0,051	0,073	0,091	0,105	0,139	0,147	0,149	0,150
4,4	0,024	0,036	0,047	0,067	0,084	0,098	0,131	0,140	0,142	0,143
4,6	0,022	0,033	0,043	0,062	0,078	0,091	0,124	0,133	0,136	0,137
4,8	0,020	0,030	0,040	0,057	0,072	0,085	0,118	0,127	0,130	0,131
5,0	0,019	0,028	0,037	0,053	0,067	0,079	0,112	0,121	0,124	0,126
5,2	0,017	0,026	0,034	0,049	0,063	0,074	0,106	0,116	0,119	0,121

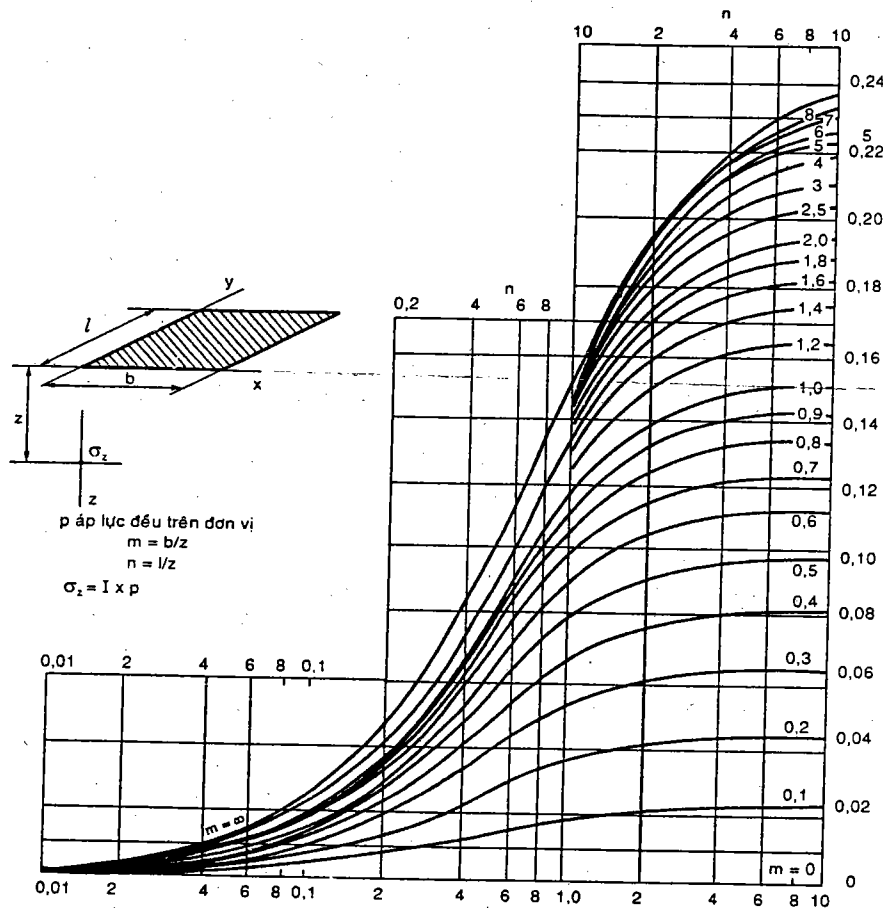
Bảng 2.4: Bảng tính k_g

z/b	l/b											
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3	3,5	4	5	10'
0	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
0,2	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249
0,4	0,240	0,242	0,243	0,243	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244
0,6	0,223	0,228	0,230	0,232	0,232	0,233	0,234	0,234	0,234	0,234	0,234	0,234
0,8	0,200	0,207	0,212	0,215	0,216	0,218	0,219	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220
1,0	0,175	0,185	0,191	0,195	0,198	0,200	0,202	0,203	0,204	0,204	0,204	0,205
1,2	0,152	0,163	0,171	0,176	0,179	0,182	0,185	0,187	0,188	0,188	0,189	0,189
1,4	0,131	0,142	0,151	0,157	0,161	0,164	0,169	0,171	0,172	0,173	0,174	0,174
1,6	0,112	0,124	0,133	0,140	0,145	0,148	0,154	0,157	0,158	0,159	0,160	0,160
1,8	0,097	0,108	0,117	0,124	0,129	0,133	0,140	0,143	0,145	0,146	0,147	0,148
2,0	0,084	0,095	0,103	0,110	0,116	0,120	0,127	0,131	0,134	0,135	0,136	0,137
2,2	0,073	0,083	0,092	0,098	0,104	0,108	0,116	0,121	0,123	0,125	0,126	0,128
2,4	0,064	0,073	0,081	0,088	0,093	0,098	0,106	0,111	0,114	0,116	0,118	0,119
2,6	0,057	0,065	0,072	0,079	0,084	0,089	0,097	0,102	0,105	0,107	0,110	0,112
2,8	0,050	0,058	0,065	0,071	0,076	0,080	0,089	0,094	0,098	0,100	0,102	0,105
3,0	0,045	0,052	0,058	0,064	0,069	0,073	0,081	0,087	0,091	0,093	0,096	0,099
3,2	0,040	0,047	0,053	0,058	0,063	0,067	0,075	0,081	0,084	0,087	0,090	0,093
3,4	0,036	0,042	0,048	0,053	0,057	0,061	0,069	0,075	0,079	0,081	0,085	0,088
3,6	0,033	0,038	0,043	0,048	0,052	0,056	0,064	0,069	0,073	0,076	0,080	0,084
3,8	0,030	0,035	0,040	0,044	0,048	0,052	0,059	0,065	0,069	0,072	0,075	0,080
4,0	0,027	0,032	0,036	0,040	0,044	0,048	0,055	0,060	0,064	0,067	0,071	0,076
4,2	0,025	0,029	0,033	0,037	0,041	0,044	0,051	0,056	0,060	0,063	0,067	0,072
4,4	0,023	0,027	0,031	0,034	0,038	0,041	0,047	0,053	0,057	0,060	0,064	0,069
4,6	0,021	0,025	0,028	0,032	0,035	0,038	0,044	0,049	0,053	0,056	0,061	0,066
4,8	0,019	0,023	0,026	0,029	0,032	0,035	0,041	0,046	0,050	0,053	0,058	0,064
5,0	0,019	0,021	0,024	0,027	0,030	0,033	0,039	0,043	0,047	0,050	0,055	0,061
6,0	0,013	0,015	0,017	0,020	0,022	0,024	0,028	0,033	0,036	0,039	0,043	0,051
7,0	0,009	0,011	0,013	0,015	0,016	0,018	0,022	0,025	0,028	0,031	0,035	0,043
8,0	0,007	0,009	0,010	0,011	0,013	0,014	0,017	0,020	0,022	0,025	0,028	0,037
9,0	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,011	0,014	0,016	0,018	0,020	0,024	0,032
10	0,005	0,006	0,007	0,007	0,008	0,009	0,011	0,013	0,015	0,017	0,020	0,028
11	0,004	0,005	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,011	0,013	0,014	0,017	0,025
12	0,003	0,004	0,005	0,005	0,006	0,006	0,008	0,009	0,011	0,012	0,014	0,022

Bảng 2.5: Bảng tính hệ số I

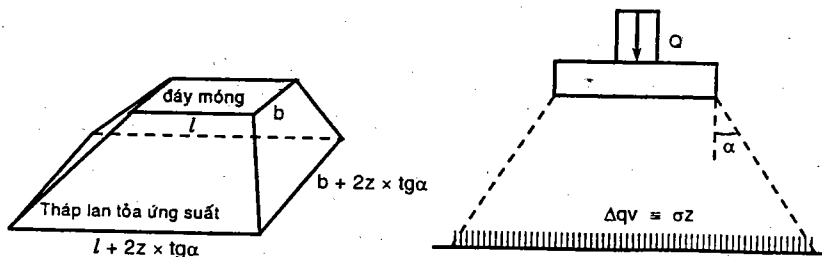
	m = 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1	2	5	10
n = 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,0047	0,0092	0,0123	0,0168	0,0198	0,0222	0,0258	0,0297	0,0311	0,0316	0,0316
0,2	0,0092	0,0179	0,0259	0,0328	0,0387	0,0435	0,0504	0,0547	0,0610	0,0620	0,0620
0,3	0,0132	0,0259	0,0374	0,0474	0,0559	0,0629	0,0731	0,0794	0,0887	0,0901	0,0920
0,4	0,0168	0,0328	0,0474	0,0602	0,0711	0,0801	0,0931	0,1013	0,1134	0,1154	0,1154
0,5	0,0198	0,0387	0,0559	0,0711	0,0840	0,0947	0,1103	0,1202	0,1350	0,1374	0,1375
0,6	0,0222	0,0435	0,0629	0,0801	0,0947	0,1069	0,1247	0,1361	0,1533	0,1561	0,1562
0,7	0,0242	0,0473	0,0686	0,0874	0,1034	0,0068	0,1365	0,1491	0,1686	0,1719	0,1720
0,8	0,0258	0,0504	0,0731	0,0931	0,1103	0,1247	0,1461	0,1598	0,1812	0,1849	0,1850
0,9	0,0270	0,0528	0,0766	0,0977	0,1158	0,1311	0,1537	0,1684	0,1915	0,1956	0,1958
1,0	0,0279	0,0547	0,0794	0,1013	0,1202	0,1361	0,1598	0,1752	0,1999	0,2044	0,2046
1,5	0,0304	0,0595	0,0864	0,1105	0,1314	0,1490	0,1758	0,1936	0,2236	0,2296	0,2299
2,0	0,0311	0,0610	0,0887	0,1134	0,1350	0,1533	0,1812	0,1999	0,2325	0,2395	0,2399
2,5	0,0314	0,0615	0,0895	0,1145	0,1363	0,1548	0,1832	0,2024	0,2361	0,2439	0,2443
3,0	0,0315	0,0618	0,0898	0,1150	0,1368	0,1555	0,1841	0,2034	0,2378	0,2461	0,2465
3,5	0,0316	0,0619	0,0900	0,1152	0,1371	0,1558	0,1845	0,2039	0,2387	0,2473	0,2477
4,0	0,0316	0,0619	0,0901	0,1153	0,1372	0,1560	0,1847	0,2042	0,2391	0,2479	0,2484
4,5	0,0316	0,0620	0,0901	0,1153	0,1373	0,1561	0,1848	0,2043	0,2394	0,2483	0,2489
5	0,0316	0,0620	0,0901	0,1154	0,1374	0,1561	0,1849	0,2044	0,2395	0,2486	0,2491
5,5	0,0316	0,0620	0,0902	0,1154	0,1374	0,1562	0,1849	0,2045	0,2396	0,2488	0,2493
6,0	0,0316	0,0620	0,0902	0,1154	0,1374	0,1562	0,1850	0,2045	0,2397	0,2489	0,2495
6,5	0,0316	0,0620	0,0902	0,1154	0,1374	0,1562	0,1850	0,2045	0,2398	0,2489	0,2496
7,0	0,0316	0,0620	0,0902	0,1154	0,1374	0,1562	0,1850	0,2045	0,2398	0,2490	0,2496
8,5	0,0316	0,0620	0,0902	0,1154	0,1374	0,1562	0,1850	0,2046	0,2398	0,2491	0,2498
9,0	0,0316	0,0620	0,0902	0,1154	0,1374	0,1562	0,1850	0,2046	0,2398	0,2491	0,2498
9,5	0,0316	0,0620	0,0902	0,1154	0,1375	0,1562	0,1850	0,2046	0,2398	0,2491	0,2498
10	0,0316	0,0620	0,0902	0,1154	0,1375	0,1562	0,1850	0,2046	0,2398	0,2491	0,2498

Cũng có thể sử dụng giản đồ sau để tính ứng suất σ_z dưới góc diện chịu tải chữ nhật (H.2.9).



Hình 2.9: Biểu đồ tra hệ số tính ứng suất dưới diện chữ nhật

Để tính ứng suất do tải của móng gây ra tại giữa lớp đất một cách nhanh chóng, người ta nhận thấy rằng ứng suất lan truyền trong nền đất bởi một góc α hợp với phương thẳng đứng cũng cho ứng suất gần với các lời giải suy từ lý thuyết đàn hồi.



Hình 2.10

Ứng suất σ_z ở đáy tháp lan tỏa được tính như sau

$$\sigma_z = \frac{Q}{(b + 2ztg\alpha)(l + 2ztg\alpha)} \quad (2.17)$$

Đơn giản hơn tháp lan tỏa có độ dốc 2:1 ứng suất σ_z ở đáy tháp lan tỏa có dạng

$$\sigma_z = \frac{Q}{(b + z)(l + z)} \quad (2.18)$$

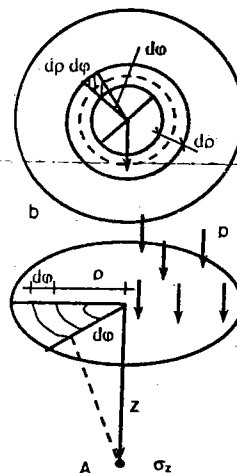
7- Tải phân bố đều tiết diện tròn bán kính r

$$\sigma_z = \int_0^{2\pi} \int_0^b \frac{3(p \cdot \rho \cdot d\rho \cdot d\phi)}{2\pi [b^2 + b^2 + z^2 - 2b \cdot \rho \cdot \cos \phi]^{\frac{5}{2}}} z^3$$

Nếu xét cho các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua tâm O (đếm A) thì:

$$\sigma_{zA} = \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} = k_{tr} \cdot p \quad (2.19)$$

Giá trị k_{tr} phụ thuộc vào $\frac{R}{z}$ tra ở bảng 2.6.

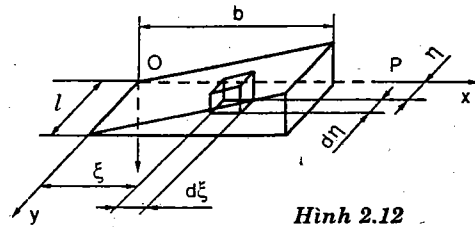


Hình 2.11

Bảng 2.6 Bảng tính k_{tr}

R/z	k_{tr}	R/z	k_{tr}	R/z	k_{tr}
0,2	0,05713397	2,8	0,96195290	5,4	0,99396256
0,4	0,19958906	3,3	0,96837722	5,6	0,99456766
0,6	0,36949050	3,2	0,97346308	5,8	0,99509507
0,8	0,52386048	3,4	0,97753453	6,0	0,99555678
1,0	0,64644661	3,6	0,98082780	6,5	0,99648423
1,2	0,73762934	3,8	0,98351727	7,0	0,99717157
1,4	0,80363575	4,0	0,98573320	7,5	0,99769146
1,6	0,85112389	4,2	0,98757401	8	0,99809177
1,8	0,88546150	4,4	0,98911488	9	0,99865327
2,0	0,91055728	4,6	0,99041382	10	0,99901481
2,2	0,92914333	4,8	0,99151605	15	0,99970567
2,4	0,94310423	5,0	0,99245707	20	0,99987547
2,6	0,95373981	5,2	0,99326507	30	0,99996302

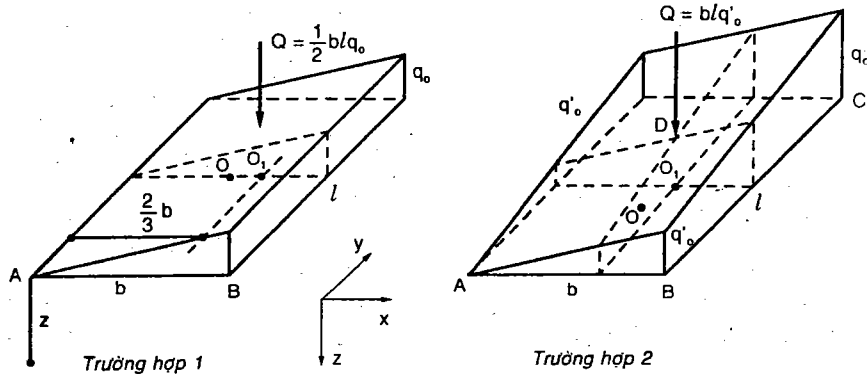
8. Tải trọng phân bố tam giác trên diện chữ nhật



Hình 2.12

$$\sigma_z = \int_0^l \int_0^b \frac{3}{2 \cdot \pi} \frac{P \cdot \xi \cdot d\xi \cdot d\eta}{b} \frac{z^3}{[(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2]^{\frac{5}{2}}}$$

Trong những hợp tải phân bố hình tam giác hay hình thang (tuyến tính) như hình dưới, ta có thể tính ứng suất σ_z trong nền đất bên dưới góc A hay C như sau



Hình 2.13- Tải phân bố tuyến tính không đồng đều

Trường hợp 1, tải thay đổi tuyến tính một phương với áp lực cực đại là q_0 , tổng áp lực sẽ đặt ở điểm O_1 có tọa độ $x = b/6$ và $y = 0$ nếu gốc tọa độ là tâm diện chịu tải. Ứng suất tr

Ứng suất σ_z trong nền đất bên dưới góc A (áp lực bằng không)

$$\sigma_z = \frac{q l}{2 \pi b} \left[\frac{z}{R_l} - \frac{z^3}{R_b^2 R_D} \right] \quad (2.20)$$

Ứng suất σ_z trong nền đất bên dưới góc B (áp lực lớn nhất)

$$\sigma_z = \frac{q_0 l}{2 \pi b} \left[\frac{z R_D}{R_l^2} - \frac{z}{R_l} + \frac{b}{l} \sin^{-1} \left(\frac{b l}{(b^2 l^2 + R_D^2 z^2)^{\frac{1}{2}}} \right) \right] \quad (2.21)$$

Trường hợp 2, tải thay đổi tuyến tính theo hai phương với áp lực cực đại là q_0 , tại C, hai áp lực trung bình q'_0 ở D và B, tổng áp lực sẽ đặt ở điểm O_1 có tọa độ $x = b/12$ và $y = l/12$, nếu gốc tọa độ là tâm diện chịu tải.

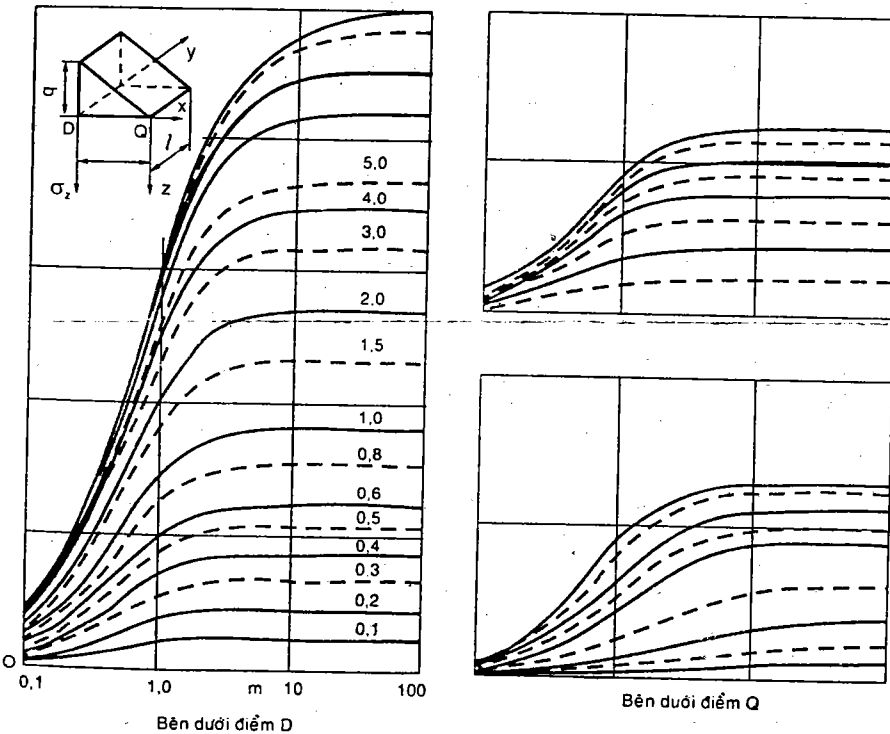
Ứng suất σ_z trong nền đất bên dưới góc A (áp lực bằng không)

$$\sigma_z = \frac{q_0}{4 \pi} \left[\frac{l}{b} \left(\frac{z}{R_l} - \frac{z^3}{R_b^2 R_D} \right) + \frac{b}{l} \left(\frac{z}{R_b} - \frac{z^3}{R_l^2 R_D} \right) \right] \quad (2.22)$$

Ứng suất σ_z trong nền đất bên dưới góc C (áp lực lớn nhất)

$$\sigma_z = \frac{q_0}{4 \pi} \left[\frac{l}{b} \left(\frac{z R_D}{R_l^2} - \frac{z}{R_l} \right) + \frac{b}{l} \left(\frac{z R_D}{R_b^2} - \frac{z}{R_b} \right) + 2 \sin^{-1} \left(\frac{b l}{(b^2 l^2 + R_D^2 z^2)^{\frac{1}{2}}} \right) \right] \quad (2.23)$$

trong đó: $R_b^2 = b^2 + z^2$; $R_l^2 = l^2 + z^2$; $R_D^2 = b^2 + l^2 + z^2$



Hình 2.14

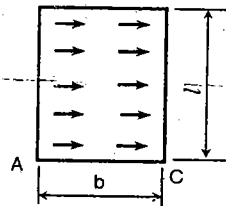
9- Tải trọng nằm ngang

a- Lực tập trung Q nằm ngang tác dụng trên mặt đất

Ứng suất tại một điểm M bất kỳ được tính

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi \cdot R^5} x \cdot z^2 \quad (2.24)$$

b- Tải trọng nằm ngang phân bố đều

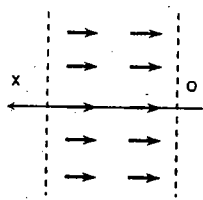
Ứng suất σ_z tại những điểm nằm dưới điểm góc:

$$\sigma_z = \pm k_n \cdot p_n; \quad \sigma_{zA} = + k_n \cdot p_n; \quad \sigma_{zC} = - k_n \cdot p_n \quad (2.25)$$

với: k_n - hệ số phụ thuộc vào $\frac{l}{b}; \frac{z}{b}$ b₁ - cạnh song song với chiều tác dụng của tải trọng

l - cạnh thẳng góc với chiều tác dụng của tải trọng

c- Tải trọng hình băng, phân bố đều nằm ngang

Ứng suất σ_z tại những điểm nằm dưới điểm góc

$$\sigma_z = k'_n \cdot p_n; \quad \sigma_x = k''_n \cdot p_n; \quad \tau_{zx} = k'''_n \cdot p_n \quad (2.26)$$

với: $k'_n; k''_n; k'''_n$ - các hệ số phụ thuộc vào $\frac{x}{b}; \frac{z}{b}$ Chiều tác dụng của tải trọng p_n là chiều âm so với chiều của trục ox.

2.2 BIẾN DẠNG ĐẤT NỀN VÀ ĐỘ LÚN

Độ lún của nền móng công trình ba thành phần

$$S = S_i + S_c + S_s$$

trong đó: S_i - độ lún tức thời do tính đàn hồi của nền đất S_c - độ lún cố kết của vùng nền trực tiếp gánh đỡ móng S_s - độ lún thứ cấp do đặc tính từ biến của đất nền.

Độ lún của móng chính là chuyển vị đứng của mặt phẳng đáy móng, và chuyển vị này sẽ bằng với độ co của lớp đất chịu nén chỉ khi mặt phẳng ở đáy lớp đất chịu nén không có chuyển vị đứng hoặc chuyển vị đứng rất bé có thể bỏ qua. Có rất nhiều phương pháp ước lượng tổng độ lún của móng, hay chỉ riêng do cố kết thắm.

1- Độ lún cố kết của nền đất theo phương pháp tổng phân tố với đường quan hệ $e - \sigma'$

Đối với những móng kích thước nhỏ hơn 10 m đặt trên đất nền biến dạng trung bình và lớn, để tính lún của móng có thể áp dụng phương pháp cộng lún từng lớp cho tâm diện chịu tải, cũng thường được gọi với tên là phương pháp tổng phân tố.

Nội dung của phương pháp bao gồm:

- Áp lực đáy móng đủ nhỏ để không gây vùng biến dạng dẻo quá lớn trong nền, điều này đòi hỏi điều kiện:

$$p^{lc} \leq R^{lc} \approx R_{II}$$

- Tính áp lực gây lún

$$p_{gl} = \sigma'_{gl} = p - \gamma D_f$$

- Vẽ hai đường ứng suất pháp thẳng đứng $\sigma'_{gl(z)}$ do áp lực gây lún và $\sigma'_{bt(z)}$ do trọng lượng bản thân theo độ sâu z.

- Xác định chiều dày vùng nén lún thỏa điều kiện:

• $\sigma'_{gl(z)} \leq 0,2 \sigma'_{bt(z)}$ đối với đất nền có module biến dạng

$$E \geq 5 \text{ MPa}$$

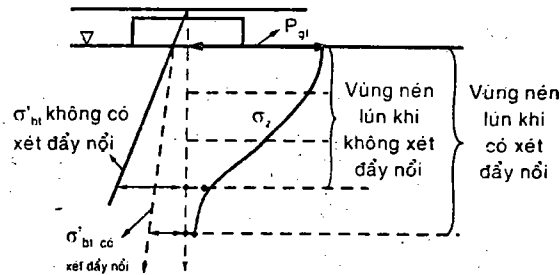
• $\sigma'_{gl(z)} \leq 0,1 \sigma'_{bt(z)}$ đối với đất nền có module biến dạng

$$E \leq 5 \text{ MPa (đất yếu theo QPXD 45 - 70)}$$

- Chia vùng nén lún thành nhiều lớp mỏng gọi là lớp phân tố, mỗi lớp phân tố có bề dày nhỏ hơn 0,4 bề rộng móng. Nếu vùng nén lún gồm nhiều lớp đất khác nhau, mặt phân chia các lớp đất phải là mặt phân chia các lớp phân tố. Về phương pháp tính gần đúng, theo J. McPhail và P. Hellen cần chia hơn 50 lớp phân tố mới đạt được độ chính xác cao, điều này chỉ phù hợp khi sử dụng các chương trình (phần mềm) để tính lún.

- Từ đường $\sigma'_{bt(z)}$ do trọng lượng bản thân, tính ứng suất này ở giữa lớp phân tố đất thứ i , $p_{li} = \sigma'_{bt(i)}$, từ ứng suất này ta suy ra hệ số rỗng e_{li} của phân tố đất ở trạng thái ban đầu, khi chưa gánh chịu công trình, nhờ vào đường cong ($e - p$) cũng chính là đường ($e - \sigma'$) của đất nền cần áp dụng. **không nở hông hay thí nghiệm nền cố kết.**

- Từ đường ứng suất pháp thẳng đứng $\sigma'_{gl(z)}$ do áp lực gây lún tính tổng ứng suất $p_{2i} = \sigma'_{bt(i)} + \sigma_{z(i)}$ tác động tại giữa lớp phân tố thứ i là tổng của ứng suất do trọng lượng bản thân và ứng suất do tải tải công trình, từ tổng ứng suất này và đường cong nén ép ($e - p$) sẽ suy ra hệ số rỗng e_{2i} của phân tố đất thứ i .



Hình 2.15: Sơ đồ tính lún theo phương pháp tổng phân tố

Chính vì việc sử dụng kết quả của bài toán Boussinesq để tính các ứng suất do tải ngoài gây ra trong nền nên cần phải kiểm tra áp lực nền sao cho nền còn làm việc như “vật liệu đàn hồi”.

Áp dụng công thức tính độ co hay biến dạng đứng của lớp thứ i .

$$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (2.27)$$

- Độ lún của móng là tổng các độ biến dạng đứng của các phân tố:

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (2.28)$$

Hoặc tính theo hệ số nén lún tương đối a_0 và module biến dạng E , công thức tính lún trên sẽ có thêm hai dạng sau:

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} \frac{p_{2i} - p_{1i}}{p_{2i} - p_{1i}} h_i = \sum_{i=1}^n a_{0i} \Delta p_i h_i$$

và

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_i} \Delta p_i h_i \quad (2.29)$$

Nếu nền đồng nhất và chấp nhận giả thiết các hệ số nén tương đối a_{0i} , hệ số β_i và module biến dạng E_i không đổi theo chiều sâu. Hai công thức độ lún trên sẽ có dạng

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = a_0 \sum_{i=1}^n \Delta p_i h_i \quad (2.30)$$

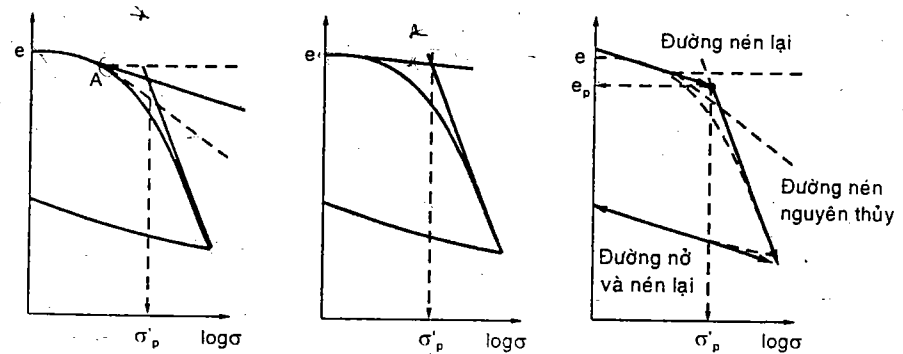
và

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \frac{\beta}{E} \sum_{i=1}^n \Delta p_i h_i \quad (2.31)$$

2- Độ lún tính theo đường quan hệ $e - \log \sigma'$

Ứng suất tiền cố kết σ'_p hay áp lực cố kết trước

Tùy theo loại đất và lịch sử chịu tải của nó, vị trí đối độ dốc của đường cố kết $e - \log \sigma'$, được gọi là “Vùng chuyển tiếp” có thể diễn ra trong đoạn gia tải nhỏ cho hầu hết các loại đất, ngoại trừ đất silt và đất chế bị ít nhạy cảm với sự thay đổi ứng suất. Trên đường $e - \log \sigma'$, phần tuyến tính nằm trước “vùng chuyển tiếp” được gọi là đường nén lại và phần tuyến tính sau “vùng chuyển tiếp” là đường nén nguyên thủy. Ứng suất ứng với vị trí giao điểm của đường nén lại và đường nén nguyên thủy được gọi là ứng suất tiền cố kết σ'_p .



Hình 2.16: Xác định ứng suất cố kết trước σ'_p

Có nhiều cách xác định ứng suất tiền cố kết σ'_p , nhưng thông dụng nhất là phương pháp Casagrande (1936), phương pháp này gồm các bước như sau:

- 1- Chọn điểm A có bán kính chính khúc bé nhất trên đường cong cố kết $e - \log \sigma'$.
- 2- Vẽ đường tiếp tuyến với điểm A.
- 3- Vẽ đường song song với trục hoành từ A.
- 4- Vẽ đường phân giác của góc hợp bởi hai đường của bước 2 và 3.

5- Kéo dài phần tuyến tính của đường nén nguyên thủy, giao điểm của đường này và đường phân giác xác định điểm có ứng suất tiền cố kết σ'_p .

Hoặc nối dài hai phần tuyến tính của đường cong $e - \log \sigma'$, giao điểm của hai đường này chính là ứng suất tiền cố kết σ'_p . Theo Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình giao thông 22 TCVN 262 - 2000 áp dụng từ tháng 6 năm 2000, giữa hai giá trị từ hai cách xác định trên chọn giá trị lớn để tính toán.

Tỷ số tiền cố kết (*overconsolidation ratio*) được định nghĩa như tỷ số của ứng suất tiền cố kết σ'_p và ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp đất bên trên hiện hữu tác động σ'_{vo} như sau:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \quad (2.32)$$

$OCR = 1$: đất cố kết thường (ký hiệu là NC: normally consolidation)

$OCR > 1$: đất cố kết trước, (ký hiệu là OC: overconsolidation).

$OCR < 1$: đất kém cố kết hoặc chưa đạt đủ quá trình cố kết do trọng lượng các lớp bên trên, như các lớp trầm tích mới hoặc các loại đất mới đắp đầm nén không kỹ hay các lớp đất đắp bằng phương pháp xáng thổi.

Rất nhiều thực nghiệm cho thấy đường nén lại song song với đường nở cùng có độ dốc được định nghĩa là chỉ số nén lại hoặc chỉ số nở C_s hoặc C_r , diễn tả đặc trưng đàn hồi được xác định theo công thức:

$$C_r = \frac{-\Delta e_r}{\Delta(\log \sigma)} = \frac{-(e_{r2} - e_{r1})}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} \quad (2.33)$$

Độ dốc của đường nén nguyên thủy được định nghĩa là chỉ số nén C_c , bao gồm cả đặc tính đàn hồi và dẻo của đất nền có dạng sau

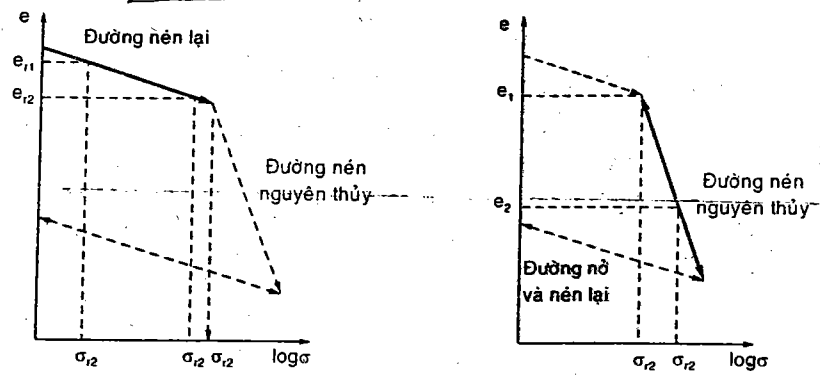
$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma} = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} \quad (2.34)$$

Độ lún của móng do cố kết của lớp đất dính được tính như sau:

• $OCR = 1$: Với đất cố kết thường $S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H_o \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o}$ (2.35)

Với đất cố kết trước nặng có áp lực tác động giữa lớp đất là $P_o + \Delta p < \sigma_p$ thì độ lún là biến dạng đàn hồi của nền có dạng

$$S_i = \frac{C_r}{1 + e_o} H_o \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \quad (2.36)$$



Hình 2.17: Đặc tính nén lại và nén nguyên thủy

Với đất cố kết trước nhẹ có: $p_o < \sigma_p < p_o + \Delta p$

$$\Rightarrow S_c = \frac{C_r}{1 + e_o} H_o \log \frac{\sigma_p}{P_o} + \frac{C_c}{1 + e_o} H_o \log \frac{P_o + \Delta p}{\sigma_p} \quad (2.37)$$

- trong đó: p_o - áp lực do trọng lượng bản thân ở giữa lớp sét,
- Δp - ứng suất thẳng đứng gia tăng do tải trọng công trình gây ra ở giữa lớp đất sét,
- σ_p - ứng suất cố kết trước,
- e_o - hệ số rỗng ban đầu của lớp sét (ứng với thời điểm trước khi xây công trình),
- C_c - chỉ số nén; C_r - chỉ số nở,
- H_o - bề dày lớp đất sét ban đầu trước khi xây công trình.

Chú ý: * Tính độ lún theo đường $e - \log p$ (hay $e - \log \sigma$) có thể tính theo phương pháp tổng phân tử, tương tự như phương pháp dựa theo đường $e - p$.

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{C_i}{1 + e_{oi}} H_i \log \frac{P_{oi} + \Delta p_i}{P_{oi}} \quad (2.38)$$

3- Lý thuyết bán không gian đàn hồi

Từ lý thuyết đàn hồi tuyến tính, biểu thức chuyển vị đứng tại M có tọa độ (x,y,z) dưới tác dụng của tải tập trung P tại góc O.

$$w_{(x,y,z)} = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\nu)}{R} \right] \quad (2.39)$$

Nếu M ở mặt đất, thì $z = 0$, và chuyển vị đứng có dạng

$$w_{(x,y,0)} = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{2(1-\nu)}{R} \right] = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi ER} = \frac{P}{\pi CR} \quad (2.40)$$

Vậy độ biến dạng đứng của lớp đất dày z là hiệu số hai chuyển vị của mặt $z = 0$ và $z = z$, độ biến dạng này sẽ bằng với độ lún của móng nếu chuyển vị đứng tại $z = z$ là $w_{(x,y,z)} = 0$, hay

$$S = w_{(x,y,0)} - w_{(x,y,z)}$$

và độ lún của móng trên nửa không gian biến dạng tuyến tính

$$S = w_{(x,y,0)}$$

Vì ở độ sâu $z = \infty$ có chuyển vị đứng $w_{(x,y,z=\infty)} = 0$

Dưới diện chữ nhật chịu tải phân bố đều p, chuyển vị đứng tại M(x,y,z) có dạng

$$w_{(x,y,z)} = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2}} \quad (2.41)$$

Và thông thường độ lún đàn hồi dưới diện chịu tải tròn và chữ nhật trên nền bán không gian biến dạng tuyến tính sau khi giải tích phân trên sẽ có dạng

$$S = \frac{pb\alpha(1-\nu^2)}{E} \quad (2.42)$$

Những lời giải đã được thực hiện và được sử dụng đại trà gồm

- Độ lún lớn nhất tại tâm của móng mềm chịu tải phân bố đều với α_{max} với móng vuông và móng chữ nhật không cứng tuyệt đối (mềm) hệ số α_{max} phụ thuộc tỷ lệ hình dạng, được xác định theo công thức sau

$$\alpha_{max} = \frac{1}{\pi} \left[Ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + mLn \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right] \quad (2.43)$$

- Độ lún tại góc của móng mềm chịu tải phân bố đều được tính với α_r hoặc; α_g có giá trị bằng $\frac{\alpha_{max}}{2}$

- Độ lún trung bình của diện chịu tải được tính với α_m hoặc α_{tb}

- Độ lún của móng cứng tuyệt đối chịu tải đứng đúng tâm được tính với α_{const} hoặc α_r .

- E là module biến dạng đàn hồi tính từ thí nghiệm nén ba trục không thoát nước thì S là độ lún của nền tương ứng với biến dạng tức thời. E là module tổng biến dạng E của thí nghiệm nén cố kết hoặc thí nghiệm nén ba trục có thoát nước, thì độ lún S là độ lún của nền tương ứng với cả biến dạng do cố kết và biến dạng tức thời. Module biến dạng của đất cũng còn được xác định từ thí nghiệm bàn nén hiện trường, thí nghiệm nén ép ngang trong hố khoan hoặc suy từ thí nghiệm xuyên động chuẩn SPT hoặc thí nghiệm xuyên tĩnh CPT.

Bảng 2.7: Giá trị α_i tính lún theo phương pháp bán không gian đàn hồi

m = l/b	α_{max}	α_m	α_{const}	m = l/b	α_{max}	α_m	α_{const}
1	1,12	0,95	0,88	7	2,32	2,04	1,91
1,5	1,36	1,15	1,08	8	2,40	2,12	1,98
2	1,53	1,30	1,22	9	2,48	2,19	2,05
3	1,78	1,53	1,44	10	2,54	2,25	2,12
4	1,96	1,70	1,61	100	4,01	3,69	
5	2,10	1,83	1,72	Móng tròn	1	0,85	0,79
6	2,22	1,96	1,82				

Theo Braja M. Das đặc trưng biến dạng của một số đất thông dụng trong bảng 2.8.

Bảng 2.8: Bảng giá trị ước lượng module biến dạng và hệ số Poisson của đất

Loại đất	Module biến dạng E(Mpa)	Hệ số Poisson μ
Cát rời	10,35 - 24,15	0,20 - 0,40
Cát chặt trung bình	17,25 - 27,60	0,25 - 0,40
Cát chặt	34,50 - 55,20	0,30 - 0,45
Cát lẫn đất bột	1,035 - 17,25	0,20 - 0,40
Cát sỏi	69,00 - 172,50	0,15 - 0,35
Sét mềm	2,07 - 5,18	0,20 - 0,50
Sét dẻo trung bình	5,18 - 10,35	0,20 - 0,50
Sét cứng	10,35 - 24,15	0,20 - 0,50

Một vài tương quan thực nghiệm của Mitchell và Gardner (1975) và Schurmann (1970) như sau

$$E \text{ (kPa)} = 766 N \quad (2.44)$$

với N - chỉ số của thí nghiệm SPT;

$$\text{và } E = 2q_c \quad (2.45)$$

với q_c - sức kháng mũi của thí nghiệm CPT

Với đất sét cố kết thường NC, module biến dạng có thể suy từ lực dính của thí nghiệm nén ba trục không thoát nước theo công thức sau

$$E = 250c_u \text{ đến } 500c_u$$

Tương tự với đất sét cố kết trước là

$$E = 750c_u \text{ đến } 1000c_u \quad (2.46)$$

Với c_u là lực dính đơn vị không thoát nước

Trong QPXD 45 - 78 cũng cho các tương quan:

Bảng 2.9: Giá trị module biến dạng theo sức kháng mũi xuyên tĩnh

Loại đất	Trị số module biến dạng E
Cát	$3q_c$
Á sét và sét	$7q_c$

Mặt khác, trong quy phạm xây dựng Việt nam TCXD 45 - 78 hướng dẫn sử dụng module biến dạng suy từ module E_k của thí nghiệm nén cố kết (nén không nở hông) trong phòng ứng với cấp tải từ 100 kPa đến 200 kPa, nhân với hệ số điều chỉnh m_k .

Bảng 2.10: Giá trị hệ số hiệu chỉnh m_k

Loại đất	Trị số của hệ số m_k khi hệ số rỗng e bằng						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Á cát	4	4	3,5	3	2		
Á sét	5	5	4,5	4	3	2,5	2
Sét			6	6	5,5	5,5	4,5

Các giá trị trong bảng 2.10 chỉ được sử dụng cho các loại đất dính có độ sệt bé

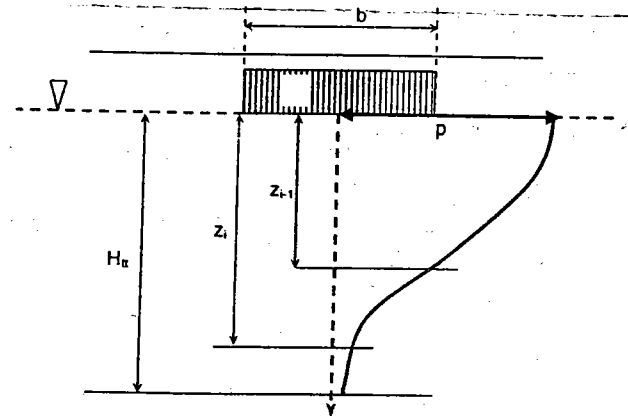
$I_s = B \leq 0,75$, tức là từ đất dẻo đất cứng trở lên cứng.

Chú ý: đối với đất cát và đất dẻo mềm đến mềm thì không sử dụng hệ số hiệu chỉnh m_k cho module biến dạng tính từ thí nghiệm nén trong phòng.

4- Tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

Phương pháp lớp đàn hồi được sử dụng để tính độ lún trung bình của móng bè (bề rộng hoặc đường kính lớn hơn 10 m) hoặc trường hợp đất nền có sự hiện diện của một tầng cứng (module biến dạng $E \geq 100$ MPa) bên dưới lớp đất biến dạng, ngay cả bài toán bán không gian mà module biến dạng của đất nền $E \geq 10$ Mpa, theo công thức

$$S = pbM \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} \quad (2.47)$$



Hình 2.18: Sơ đồ tính lún theo lý thuyết lớp đàn hồi

Theo SNIP 2.02.01- 83 (tiêu chuẩn thiết kế của Liên Xô), thay hệ số M bằng hai hệ số k_c và k_m để tính hầu hết các loại móng có kích thước khác nhau

$$S = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} \quad (2.48)$$

trong đó: b - bề rộng của móng hoặc đường kính móng tròn,

p - áp lực trung bình đáy móng, áp lực này phải nhỏ hơn R^c để đảm bảo nền còn làm việc đàn hồi,

M - hệ số điều chỉnh cho các móng có bề rộng lớn hơn 15m, khi chiều rộng móng nhỏ hơn 10m, hệ số M trong bảng 2.12 phải được nhân với 1,5,

k_c - hệ số điều chỉnh do ảnh hưởng độ sâu,

k_m - hệ số chỉ ảnh hưởng bề rộng móng và độ cứng đất nền,

k_i và k_{i-1} - hệ số hình dạng móng và độ sâu lớp thứ i trong chiều dày H (bảng 2.11),

E_i - module biến dạng của lớp i ,

n - số lượng lớp khác nhau về tính nén lún trong phạm vi H .

Bảng 2.11: Giá trị k tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

$m = 2z/b$ hoặc $m = z/r$	Hệ số k đối với các móng							
	Hình tròn, bán kính r	Hình chữ nhật có tỷ số các cạnh: $n = l/b$ bằng						Móng băng $n > 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,7	0,760	0,7	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,888	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	0,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,884	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	0,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,710	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Bảng 2.12: Giá trị M tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

Tỷ số $2H/b$ hoặc H/r	Hệ số M
] 0 - 0,5]	1,0
] 0,5 - 1]	0,95
] 1 - 2]	0,90
] 2 - 3]	0,80
] 3 - 5]	0,75

Bảng 2.13: Giá trị k_m tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

Module biến dạng E (MPa)	Hệ số k_m khi bề rộng móng b là		
	$b < 10m$	$10m \leq b \leq 15m$	$b > 15m$
< 10	1	1	1
≥ 10	1	1,35	1,5

Bảng 2.14: Giá trị k_c tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

Tỷ số $2H/b$ hoặc H/r	Hệ số k_c
] 0 - 0,5]	1,5
] 0,5 - 1]	1,4
] 1 - 2]	1,3
] 2 - 3]	1,2
] 3 - 5]	1,1
> 5	1,0

Xác định chiều dày tính toán h

Chiều dày nén lún H trong phương pháp lớp biến dạng đàn hồi tuyến tính được xác định như sau:

1- H được lấy từ cốt đáy móng đến mái của lớp đất có module biến dạng $E \geq 100$ Mpa.

2- Và khi móng có chiều rộng hoặc đường kính lớn hơn 10 m và module biến dạng của lớp đất $E \geq 10$ Mpa thì bề dày H_u được tính theo công thức

$$H_u = H_0 + t \times b \quad (2.49)$$

trong đó H_0 , t - được chọn như sau:

- Nền là đất sét $H_0 = 9$ m và $t = 0,15$

- Nền là đất cát $H_0 = 6$ m và $t = 0,1$

b - bề rộng hoặc đường kính móng

Khi móng có chiều rộng hoặc đường kính lớn hơn 10 m, đất có module biến dạng $E \geq 10$ Mpa, thì chiều dày H_u phải được nhân với hệ số k_p

Bảng 2.15: Giá trị hệ số hiệu chỉnh áp lực k_p theo phương pháp lớp đàn hồi

p (kPa)	k_p
100	0,8
500	1,2

Các giá trị p trung gian có thể nội suy k_p

Nếu nền gồm nhiều lớp sét và cát xen lẫn

Giả thiết rằng nền toàn là đất sét theo công thức 2.49 có chiều sâu tính toán H là

$$H = H_s = (9 + 0,15b)k_p = 1,5 H_c \quad (2.50)$$

và nếu nền toàn là cát thì chiều sâu tính toán H:

$$H = H_c = (6 + 0,1b)k_p \quad (2.51)$$

a) Nếu như trong phạm vi từ H_c đến H_s chỉ toàn là đất cát thì chiều sâu lớp nén lún H sẽ có dạng

$$H = H_c + \frac{k_p}{3} \sum h_{si}^B \quad (2.52)$$

b) Trong phạm vi từ H_c đến H_s chỉ toàn là đất sét thì:

$$H = H_c + \frac{k_p}{2} \sum h_{si}^B \quad (2.53)$$

trong đó: $\sum h_{si}^B$ - tổng chiều dày các lớp sét từ đáy móng đến chiều sâu H_c .

c) Trong phạm vi từ H_c đến H_s vừa có đất cát và vừa có đất sét thì chiều sâu lớp nén lún H sẽ có dạng:

$$H = H_c + \frac{k_p}{3} \sum h_{si}^B + \frac{k_p}{3} \sum h_{si}^H \quad (2.54)$$

với: $\sum h_{si}^H$ - tổng các chiều dày lớp sét trong phạm vi từ H_c đến

$$H = H_c + \frac{k_p}{3} \sum h_{si}^B$$

Chiều dày H_u tính được phải cộng thêm với bề dày lớp đất có $E < 10$ Mpa nằm dưới H_u nếu nó không lớn hơn 5m. Nếu lớn hơn 5m thì việc tính độ lún nên thực hiện theo sơ đồ bán không gian biến dạng tuyến tính hay bằng phương pháp cộng lún từng lớp.

Độ lún ở tâm, cạnh và góc móng

Có thể tính độ lún ở một số vị trí dưới đáy móng theo công thức sau

$$S = \frac{pb}{E} k \quad (2.55)$$

trong đó: p và b như trong công thức bán không gian đàn hồi

hệ số k có ý nghĩa như sau:

k_0 - hệ số để tính lún tại tâm

k_1 - hệ số để tính lún tại giữa cạnh dài móng chữ nhật hoặc biên móng tròn

k_2 - hệ số để tính lún tại giữa cạnh ngắn móng chữ nhật

k_3 - hệ số để tính lún tại góc móng chữ nhật.

Các hệ số k phụ thuộc vào $n = l/b$ tỷ số hai cạnh móng chữ nhật và $m = 2H/b$ tỷ số giữa chiều sâu nén lún tính toán và nửa bề rộng b,

k_r hệ số để tính lún tại một điểm dưới đáy móng tròn cách tâm một khoảng R, phụ thuộc H/r và R/r , (r là bán kính của móng tròn).

Bảng 2.16: Giá trị k_0, k_1, k_2, k_3 tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

$m = \frac{2H}{b}$	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3
	n = 1				n = 1,5				n = 2			
0,2	0,090	0,045	0,045	0,024	0,091	0,046	0,045	0,024	0,091	0,046	0,045	0,023
0,5	0,233	0,115	0,115	0,056	0,229	0,113	0,115	0,056	0,229	0,112	0,114	0,056
1	0,462	0,233	0,233	0,116	0,469	0,235	0,231	0,115	0,466	0,233	0,231	0,115
2	0,701	0,398	0,398	0,233	0,769	0,443	0,404	0,235	0,795	0,461	0,403	0,233
3	0,802	0,485	0,485	0,305	0,911	0,565	0,508	0,323	0,969	0,610	0,514	0,328
5	0,888	0,565	0,565	0,380	1,036	0,682	0,617	0,426	1,130	0,761	0,641	0,448
7	0,925	0,601	0,601	0,416	1,092	0,736	0,669	0,478	1,204	0,832	0,708	0,512
10	0,954	0,630	0,630	0,444	1,135	0,779	0,712	0,518	1,260	0,888	0,762	0,565
$m = \frac{2H}{b}$	n = 3				n = 5				n = 10			
	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3
0,2	0,092	0,047	0,046	0,023	0,092	0,047	0,046	0,024	0,0920	0,047	0,046	0,024
0,5	0,229	0,112	0,115	0,056	0,230	0,114	0,115	0,057	0,231	0,114	0,115	0,057
1	0,463	0,229	0,231	0,114	0,461	0,229	0,231	0,114	0,4630	0,230	0,232	0,115
2	0,808	0,469	0,400	0,231	0,802	0,464	0,400	0,231	0,7990	0,461	0,400	0,231
3	1,016	0,649	0,514	0,328	1,029	0,658	0,511	0,326	1,0230	0,651	0,511	0,326
5	1,235	0,852	0,658	0,462	1,305	0,916	0,658	0,463	1,3160	0,926	0,656	0,460
7	1,340	0,954	0,742	0,545	1,065	0,756	0,558	0,558	1,5110	1,116	0,752	0,558
10	1,423	1,036	0,815	0,617	1,588	1,193	0,352	0,652	1,7060	1,306	0,858	0,659

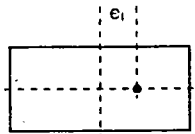
Bảng 2.17: Giá trị k_r tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

$m = \frac{H}{r}$	Giá trị k_r khi tỷ số $\rho = \frac{R}{r}$ bằng											
	0	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	2	2,5	3	4	5
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,12	1,12	0,12	0,12	0,05	0						
0,5	0,24	0,24	0,23	0,22	0,11	0,01	0					
0,75	0,35	0,35	0,34	0,29	0,16	0,03	0,01					
1,0	0,45	0,44	0,42	0,35	0,21	0,07	0,02	0				
1,5	0,58	0,57	0,53	0,45	0,28	0,13	0,07	0,02	0			
2,0	0,65	0,64	0,60	0,52	0,34	0,17	0,10	0,04	0,01	0		
3,0	0,74	0,73	0,68	0,59	0,41	0,23	0,16	0,08	0,04	0,02	0	
5,0	0,81	0,79	0,74	0,66	0,47	0,30	0,22	0,13	0,09	0,06	0,02	0,01
7	0,84	0,82	0,77	0,69	0,50	0,33	0,24	0,15	0,11	0,08	0,04	0,02
10	0,85	0,83	0,79	0,71	0,52	0,35	0,27	0,18	0,13	0,10	0,06	0,04
∞	0,91	0,89	0,84	0,76	0,58	0,40	0,32	0,23	0,18	0,15	0,11	0,09

5- Góc xoay của móng riêng lẻ

Độ nghiêng của móng riêng lẻ được xác định theo phương pháp lớp biến dạng tuyến tính được tính toán như sau

• Khi lệch tâm theo phương cạnh dài l , độ nghiêng i_l được tính:



$$i_l = \frac{1 - \mu^2}{E \cdot k_m} k_l \frac{N \cdot e_l}{\left(\frac{l}{2}\right)^3} \quad (2.56)$$


Bảng 2.18: Hệ số k_l để tính độ nghiêng theo phương cạnh dài

Lệch tâm theo phương cạnh dài l	l/b	Giá trị k_l tương ứng với $2H/b$							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,56	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00

• Khi lệch tâm theo phương cạnh ngắn b , độ nghiêng i_b được tính như sau

$$i_b = \frac{1 - \mu^2}{E \cdot k_m} k_b \frac{N \cdot e_b}{\left(\frac{b}{2}\right)^3} \quad (2.57)$$

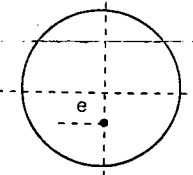
Bảng 2.19: Hệ số k_b để tính độ nghiêng theo phương cạnh ngắn

Lệch tâm theo phương cạnh ngắn b	l/b	Giá trị k_b tương ứng với $2H/b$							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,2	0,2	0,2
	5	0,06	0,09	0,1	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07

Độ nghiêng của móng tròn và móng đa giác

$$i_r = \frac{1 - \mu^2}{E \cdot k_m} k_r \frac{N \cdot e}{r^3} \quad (2.58)$$

Bảng 2.20: Hệ số k_r để tính độ nghiêng của móng tròn

Móng tròn	Giá trị k_r tương ứng với H/r							
	0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75

Với móng đa giác bán kính tương đương bằng

$$r = \sqrt{\frac{F}{\pi}} \quad (2.59)$$

trong đó: F - diện tích đáy móng có dạng đã cho.

Trong các công thức tính góc xoay trên, chiều dày tính toán H được tính toán theo các công thức (1.23 đến 1.28) tùy điều kiện đất nền tương ứng.

6. Độ lún tức thời do tính đàn hồi của nền đất, S_i

Độ lún tức thời được tính với module biến dạng của thí nghiệm nén ba trục không thoát nước với công thức độ lún theo bán không gian đàn hồi

$$S = \frac{p \cdot b \cdot \alpha (1 - \nu^2)}{E}$$

Độ lún tức thời do phình trôi ngang của đất yếu dưới tải nền đường thường được ước lượng dựa theo độ lún cố kết S_c . Theo Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình giao thông 22-TCVN-262-2000.

$$S_i = (m - 1) S_c$$

với $m = 1,1$ đến $1,4$. Nếu có phản áp hoặc vãi địa kỹ thuật thì $m = 1,1$.

7. Độ lún theo thời gian của nền đất

Bài toán tính lún theo thời gian là nhằm tìm quan hệ giữa tỷ số cố kết $U\%$ và nhân tố thời gian T_v , với các định nghĩa sau

$$U = \frac{S_t}{S_{t=\infty}} \quad (2.60)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (2.61)$$

với: C_v - hệ số cố kết có dạng như sau

$$C_v = \frac{1 + e_1}{a} \frac{k}{\gamma_n} = \frac{k}{a_0 \gamma_n} \quad (2.62)$$

trong đó a - hệ số nén của đất nền,

a_0 - hệ số nén tương đối của đất nền,

k - hệ số thấm của đất nền,

γ_n - là trọng lượng riêng của nước,

S_t - độ lún ở thời điểm t ,

$S_{t=\infty}$ - độ lún ổn định hay là tổng độ lún do cố kết thấm.

H - bề dày thoát nước, nếu chỉ thoát nước mặt trên thì:

H lấy bằng cả bề dày lớp tính lún;

H lấy bằng nửa lớp bề dày lớp tính lún nếu nước có thể thoát cả hai biên trên và dưới.

Chính điều này đòi hỏi phải lót lớp cát dày ít nhất 10 cm dưới đáy móng để tạo biên thoát nước.

Lời giải của Terzaghi cho các trường hợp biên khác nhau:

Trường hợp 1:

a) Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư hằng số theo chiều sâu, hai biên thoát nước

$u_i = u_1$ ở mọi độ sâu trong khu vực nén lún.

b) Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư giảm tuyến tính theo chiều sâu, hai biên thoát nước

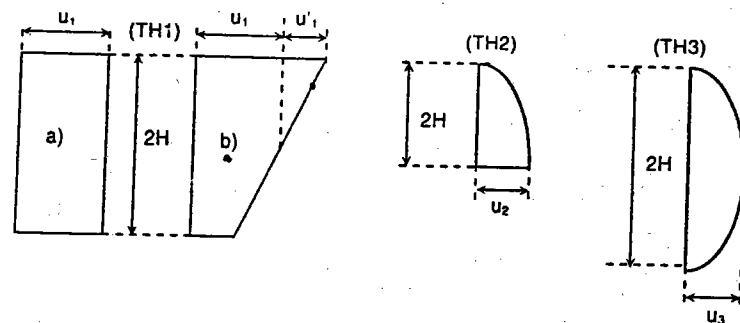
$$u_i = u_1 + u_1' \frac{(H - z)}{H}$$

Trường hợp 2: Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư là nửa đường sin theo chiều sâu, hai biên thoát nước

$$u_i = u_2 \frac{\sin(\pi z)}{4H}$$

Trường hợp 3: Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư là đường sin theo chiều sâu, hai biên thoát nước

$$u_i = u_3 \frac{\sin(\pi z)}{2H}$$



Hình 2.19: Dạng các điều kiện biên áp lực nước lỗ rỗng thặng dư do tải gây lún

Bảng 2.21: Các giá trị U và T_v

U%	T _v			T _v	U%		
	TH1	TH2	TH3		TH1	TH2	TH3
0	0	0	0	0,004	7,35	6,49	0,98
5	0,0017	0,0021	0,0208	0,008	10,38	8,52	1,95
10	0,0077	0,0114	0,0427	0,012	12,48	10,49	2,92
15	0,0177	0,0238	0,0659	0,020	15,98	13,67	4,81
20	0,0314	0,0403	0,0904	0,028	18,89	16,38	6,67
25	0,0491	0,0608	0,117	0,036	21,41	18,76	8,50
30	0,0707	0,0845	0,145	0,048	24,64	21,96	11,17
35	0,0962	0,112	0,175	0,060	27,64	24,81	13,76
40	0,126	0,143	0,207	0,072	30,28	27,43	16,28
45	0,159	0,177	0,242	0,083	32,33	29,67	18,52
50	0,196	0,215	0,281	0,1	35,62	32,88	21,87
55	0,238	0,257	0,324	0,125	39,80	36,54	26,54
60	0,286	0,304	0,371	0,150	43,70	41,12	30,93
65	0,342	0,358	0,425	0,175	47,18	44,73	35,07
70	0,403	0,421	0,488	0,2	50,41	48,09	38,95
75	0,477	0,494	0,562	0,25	56,22	54,17	46,03
80	0,567	0,586	0,652	0,3	61,32	59,50	52,30
85	0,684	0,700	0,769	0,35	65,82	64,21	57,83
90	0,848	0,862	0,933	0,4	69,73	68,36	62,73
95	1,129	1,163	1,214	0,5	76,40	76,28	70,88
100	∞	∞	∞	0,6	81,56	80,69	77,25
				0,7	85,59	84,91	82,22
				0,8	88,74	88,21	86,11
				0,9	91,19	90,79	89,15
				1	93,13	92,80	91,52
				2	99,42		

Ví dụ 2.1: Một móng băng rộng 2 m, chiều sâu đặt móng là 1,5 m chịu một áp lực gây lún ở đáy móng là $p_{gl} = 150 \text{ kN/m}^2$. MNN ở ngang mặt đáy móng, trọng lượng riêng của lớp nền sét $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ (trên MNN) và $\gamma_{sa} = 20 \text{ kN/m}^3$. Lớp sét bên dưới móng dày 4m và nằm trên lớp cát thô

rất chặt. Hệ số thấm của lớp sét là $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ và module biến dạng ứng với cấp tải $p = 100 \text{ kN/m}^2$ đến 200 kN/m^2 là $E = 2 \text{ MN/m}^2$.

Tính độ lún ổn định và vào thời điểm $t = 1$ tháng của lớp sét trên?

Giải Nếu chọn trục Oz thẳng đứng hướng xuống có gốc tại đáy móng

$$z = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 150 \text{ kN/m}^2$$

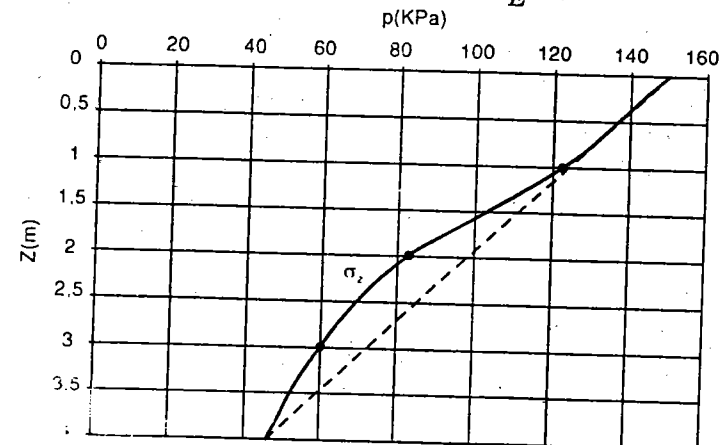
$$z = 1 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 0,818 \times 150 \text{ kN/m}^2 = 122,7 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 2 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 0,55 \times 150 \text{ kN/m}^2 = 82,5 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 0,396 \times 150 \text{ kN/m}^2 = 59,4 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 4 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 0,306 \times 150 \text{ kN/m}^2 = 45,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Độ lún ổn định của lớp sét } S_c = S_{t \rightarrow \infty} = \frac{\beta}{E} \sum \sigma_{zi} \cdot h_i$$



Hình 2.20: Biểu đồ ứng suất tính lún σ_z và biểu đồ ứng suất gần đúng

$$S_c = \frac{0,8}{2000} \times 1 \text{ m} \times (150/2 + 122,7 + 82,5 + 59,4 + 45,9/2) = 0,145 \text{ m} = 145 \text{ mm}$$

Sau một tháng $t = 2,592 \times 10^6 \text{ s}$

Hệ số nén tương đối $a_v = \beta/E = 0,8/2000 = 0,0004 \text{ m}^2/\text{kN}$

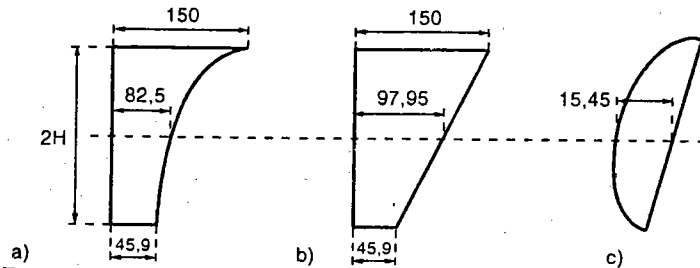
Hệ số cố kết

$$C_v = \frac{k_v}{a_v \gamma_w} = \frac{k_v E_o}{\beta \gamma_w} = \frac{1 \times 10^{-9} (\text{m/s}) \times 2 \text{ MN/m}^2}{0,8 \times 1 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3} = 2,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{2,5 \times 10^{-7} \times 2,592 \times 10^6}{2^2} = 0,162$$

Tại giữa lớp đất $\sigma_z = 82,5 \text{ kN/m}^2$

Trong sơ đồ gần đúng THb thì $\sigma_z = 97,95 \text{ kN/m}^2$
 Độ chênh lệch là $15,45 \text{ kN/m}^2$



Hình 2.21

Tỷ số cốt kết U% của biểu đồ A có thể suy được, một cách gần đúng, từ sự phối hợp biểu đồ TH1 và TH3.

Diện tích biểu đồ B = $97,95 \times 2H$

Diện tích biểu đồ

$$C = \int_0^{2H} 15,45 \sin \frac{\pi z}{2H} dz = (2/\pi) \times 15,45 \times 2H = 9,84 \times 2H$$

Diện tích biểu đồ A = Diện tích biểu đồ B - Diện tích biểu đồ

$$C = 88,11 \times 2H$$

Suy ra: $U_A = \frac{97,95U_b - 9,84U_c}{88,11} = 1,11U_B - 0,11U_c$

$$T_v = 0,162 \Rightarrow U_B = 45,37\%$$

$$U_C = 32,92\%$$

Nên $U_A = 1,11U_B - 0,11U_c = 1,11 \times 45,37 - 0,11 \times 32,92 = 46,74\%$

Vậy sau 6 tháng độ lún lớp sét là

$$S_{t-th} = 0,4674 \times 145 \text{ mm} = 67,8 \text{ mm}$$

Có thể sử dụng phương pháp sau với các lời giải cho các sơ đồ căn bản:

Sơ đồ 0: tải phân bố đều kín khắp, ứng suất gây lún không đổi theo chiều sâu, được xem như bài toán tính lún cơ bản.

Sơ đồ 1: ứng suất gây lún có dạng tam giác giảm tuyến tính theo chiều sâu. Sơ đồ này kết hợp với sơ đồ 0 sẽ có sơ đồ 0 - 1

$$\text{Sơ đồ } 0-1 \Rightarrow T_{v(0-1)} = T_{v(0)} + (T_{v(1)} - T_{v(0)})I_{0-1}$$

Sơ đồ 2: ứng suất gây lún có dạng tam giác tăng tuyến tính theo chiều sâu. Phối hợp với sơ đồ 0 ta có dạng ứng suất hình thang, đáy lớn bên dưới, gọi là sơ đồ 0 - 2

$$\text{Sơ đồ } 0-2 \Rightarrow T_{v(0-2)} = T_{v(2)} + (T_{v(0)} - T_{v(2)})I_{0-2}$$

Bảng 2.22: Giá trị T_v ; I_{0-1} và I_{0-2}

U	T_v			Sơ đồ 0 - 1		Sơ đồ 0 - 2	
	Sơ đồ 0	Sơ đồ 1	Sơ đồ 2	σ'_1 σ'_2	σ'_1 σ'_2	σ'_1 σ'_2	σ'_1 σ'_2
0,100	0,008	0,047	0,003	σ'_1/σ'_2	I_{0-1}	σ'_1/σ'_2	I_{0-2}
0,200	0,031	0,100	0,009	0	1	1	1
0,300	0,071	0,158	0,024	0,1	0,84	1,5	0,82
0,400	0,126	0,221	0,048	0,2	0,69	2,0	0,71
0,500	0,197	0,294	0,092	0,3	0,56	2,5	0,62
0,600	0,287	0,383	0,160	0,4	0,45	3	0,55
0,700	0,403	0,500	0,271	0,5	0,36	3,5	0,5
0,800	0,567	0,665	0,440	0,6	0,27	4	0,45
0,900	0,848	0,940	0,720	0,7	0,19	5	0,39
0,993		2,000		0,8	0,12	7	0,30
0,994	2,000			0,9	0,06	10	0,23
0,996			2	1	0	20	0,13
1	α	α	α				

Ví dụ 2.2: Cùng ví dụ trên

Sau một năm $t = 2,592 \times 10^6 \text{ s}$

$$\text{Hệ số nén tương đối } a_o = \frac{\beta}{E} = \frac{0,8}{2000} = 0,0004 \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$\text{Hệ số thấm } k = 10^{-9} \text{ m/s} = 3,154 \times 10^{-2} \text{ m/năm}$$

Hệ số cốt kết

$$C_v = \frac{k_v}{a_o \gamma_w} = \frac{k_v E_o}{\beta \gamma_w} = \frac{3,154 \times 10^{-2} (\text{m/năm}) \times 2000}{0,8 \times 1 \times 10^{-2}}$$

$$T_v = (C_v t)^{0,5}$$

Trong đó: σ'_1 - ứng suất thẳng đứng, σ'_2 - ứng suất ngang

với $U = 0,5 \Rightarrow T_{v(0)} = 0,197$ và $T_{v(2)} = 0,092$

$$T_{v(0-2)} = T_{v(2)} + (T_{v(0)} - T_{v(2)})I_{0-2} = 0,092 + (0,197 - 0,092)0,53 = 0,148$$

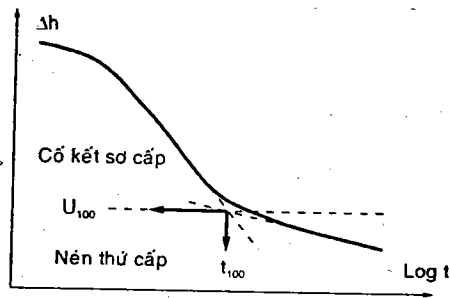
$$\text{Vậy } t = 0,51T_{v(0-2)} = 0,51 \times 0,148 = 0,075 \text{ năm} = 27,5 \text{ ngày}$$

Trong ví dụ trên diễn tiến lún chậm hơn, sau một tháng độ lún đạt được 46,74% độ lún ổn định.

Ở ví dụ sau độ lún đạt 50% độ lún ổn định chỉ sau 27,5 ngày, vì ví dụ sau chấp nhận biểu đồ ứng suất gây lún tuyến tính theo chiều sâu, biểu đồ này lớn hơn biểu đồ ở ví dụ trước, có biểu đồ gần với biểu đồ thực.

8- Độ lún do nén thứ cấp của nền đất

Loại độ lún do biến dạng thứ cấp của đất nền, sau quá trình phân tán nước lỗ rỗng thặng dư (cố kết sơ cấp), dưới một ứng suất hữu hiệu không đổi, thường được ký hiệu là S_s .



Hình 2.22: Sơ đồ xác định hệ số C_α

Ở cấp tải từ $p_1 = \sigma_{bt}$ (ở giữa lớp đất đang tính lún)

đến $p_2 = p_1 + \Delta p = p_1 + \sigma_z$

(σ_z ứng suất do tải ngoài gây ra ở giữa lớp đất đang tính lún).

Độ lún do hiện tượng nén thứ cấp dựa vào đoạn tuyến tính bên dưới của đường cong $e - \log t$, ở cấp tải từ p_1 đến p_2 của thí nghiệm nén cố kết mẫu đất. Công thức tính độ lún này có dạng

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} H_o (\Delta \log t) \quad (2.63)$$

đường tương ứng với điểm đầu của đoạn tuyến tính dưới

$\log t$.

C_α - chỉ số nén thứ cấp được định nghĩa bởi Raymond và Wahls (1976) cùng Mesri và Choi (1977), dựa trên phần nén thứ cấp của đường cong $e - \log p$ như sau

$$C_\alpha = \frac{-\Delta e}{\Delta \log t} \quad (2.64)$$

Ví dụ 2.3: Một lớp đất sét mềm có kết thường (NC) bão hòa nước dày 20m, có hệ số rỗng tự nhiên $e_o = 2,855$. Lớp sét này có độ lún do cố kết là 300mm, dưới cấp tải từ $p_1 = \sigma_{bt} = 40 \text{ kN/m}^2$ (ở giữa lớp đất sét) đến $p_2 = p_1 + \Delta p = p_1 + \sigma_z = 80 \text{ kN/m}^2$, thời gian lún do cố kết là 25 năm. Tính độ lún do nén thứ cấp từ năm thứ 25 đến năm thứ 50.

Giải: Kết quả thí nghiệm cố kết ở cấp tải: $40 \text{ kN/m}^2 - 80 \text{ kN/m}^2$, chiều cao ban đầu của mẫu đất 25,4 mm; số đọc ban đầu của đồng hồ đo độ lún là 12,7 mm.

Từ biểu đồ thí nghiệm, chỉ số nén thứ cấp được tính như sau

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} = \frac{2,32 - 2,301}{\log\left(\frac{4290}{1800}\right)} = 0,051$$

Độ lún do nén thứ cấp (không phụ thuộc cấp tải mà chỉ phụ thuộc thời gian) trong vòng 25 năm (từ năm thứ 25 đến năm thứ 50) là

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} H_o (\Delta \log t) = \frac{0,051}{1 + 2,372} 20m \times \log \frac{50}{25} = 0,092 \text{ m}$$

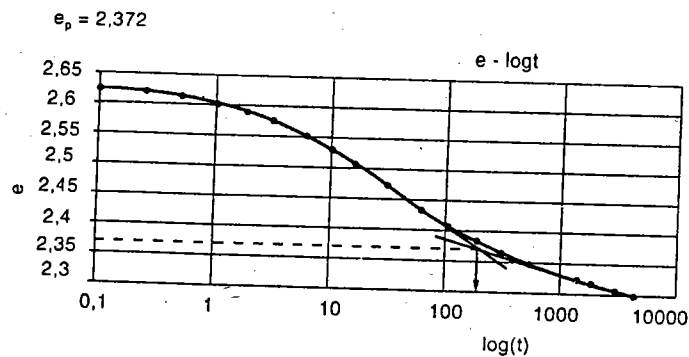
Mặt khác, độ lún do cố kết sơ cấp khi tải tăng từ 40 kN/m^2 đến 80 kN/m^2

$$S_c = \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} h = (2,631 - 2,372)/(1 + 2,631) \times 20 \text{ m} = 1,426 \text{ m}$$

Vậy độ lún tổng cộng sau 50 năm là

$$S = S_c + S_s = 1,426 + 0,092 = 1,518 \text{ m}$$

Số đọc đồng hồ lún (mm)	Thời gian thí nghiệm (phút)	Hệ số rỗng e	Số đọc đồng hồ lún (mm)	Thời gian thí nghiệm (phút)	Hệ số rỗng e
11,224	0	2,631	10,180	30	2,473
11,151	0,1	2,620	9,919	60	2,433
11,123	0,25	2,616	9,769	100	2,410
11,082	0,5	2,609	9,614	180	2,387
11,019	1	2,600	9,489	300	2,368
10,942	1,8	2,588	9,373	520	2,350
10,859	3	2,576	9,223	1350	2,327
10,711	6	2,553	9,172	1800	2,320
10,566	10	2,531	9,116	2850	2,311
10,401	16	2,506	9,053	4290	2,301



Hình 2.23

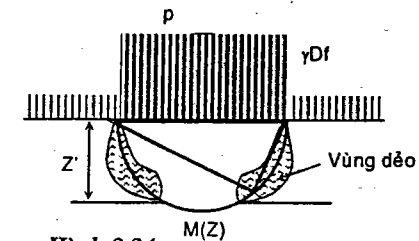
Phương pháp xác định hệ số rỗng cuối giai đoạn cố kết thấm

Bảng 2.23: Các biểu thức tính C_α

s	Loại đất thích hợp	Tác giả
$C_\alpha = 0,032C_c$		Mesri và Gollewski (1977)
$C_\alpha = (0,06 \text{ đến } 0,07)C_c$	Bùn và sét hữu cơ	Mesri (1986)
$C_\alpha = (0,015 \text{ đến } 0,03)C_c$	Sét lẫn cát	Mesri (1990)
$C_\alpha = 0,00168 + 0,00033I_p$		Nakase (1988)
$C_\alpha = 0,0001\sigma_N$		DM 7

2.3 VẤN ĐỀ SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN

1- Phương pháp tính dựa trên mức độ phát triển của vùng biến dạng dẻo trong nền



Hình 2.24

Công thức của Frohlich

$$p_o = \gamma D_f (\alpha) + H(\alpha - 1) \quad (2.65)$$

Ứng với nền đất không xuất hiện vùng biến dạng dẻo, $Z_{max} = 0$

$$Z_{max} = -D_f + \frac{p - \gamma D_f}{\pi \gamma} \left(\cot g \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right) - \frac{H}{\gamma} = 0$$

hoặc có thể viết dưới dạng

$$\text{trong đó } \alpha = \frac{\pi}{\cot g \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)} + 1$$

Trong công thức này, bề rộng b của móng không ảnh hưởng lên sức chịu tải.

φ	10°	20°	30°	35°	40°	45°
α	1,74	3,06	5,59	7,71	10,85	15,64

Với một móng đặt trên mặt đất ($D_f = 0$) nền đất không dính $c = 0$, nên ($H = c \cdot \cot g \varphi = 0$), công thức của Frohlich cho sức chịu tải đàn hồi của nền bằng 0. Điều này đồng nghĩa với đất rời khi có tải tác động trên mặt lập tức sẽ xuất hiện vùng biến dạng dẻo.

Với một móng đặt trên mặt ($D_f = 0$) nền đất dính rỗng ($\varphi = 0$), công thức của Frohlich cho sức chịu tải của nền có dạng

$$p_o = H(\alpha - 1) = \lim_{\varphi \rightarrow 0} \frac{\pi c \times \cot g \varphi}{\cot g \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)} \approx \pi c \quad (2.66)$$

Công thức được sử dụng trong QPXD 45 - 78 của Việt Nam

Khi tính toán sức chịu tải của nền theo trạng thái giới hạn về biến dạng, để độ lún của móng có sai số nhỏ, nền đất phải còn hoạt động như vật liệu biến dạng đàn hồi, vì cách xác định các ứng suất trong tính lún đều dựa vào lý thuyết Boussinesq (là lý thuyết đặt nền tảng trên cơ sở lý thuyết đàn hồi tuyến tính của Hookes). Sức chịu tải của nền được chọn tương ứng với vùng biến dạng dẻo phát triển từ đáy móng đến độ sâu $Z_{max} = b/4$. Nói cách khác, với hai vệt nhỏ biến dạng dẻo này, nền có thể còn được xem như là bán không gian biến dạng tuyến tính.

$$p_{z_{max} = \frac{b}{4}} = \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(\gamma \frac{b}{4} + \gamma D_f + c \cot g\varphi \right) + \gamma D_f \quad (2.67)$$

$$R = p_{Z_{max} = b/4} = Ab\gamma_2 + BD_f\gamma_1 + Dc \quad (2.68)$$

Các hệ số A, B, D phụ thuộc góc ma sát trong φ của nền theo bảng 2.24.

Bảng 2.24: Giá trị hệ số sức chịu tải A B D

φ	$A = \frac{0,25\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$	$B = 1 + \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$	$D = \frac{\pi \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$
0	0	1	3,1416
2	0,0290	1,1159	3,3196
4	0,0614	1,2454	3,5100
6	0,0976	1,3903	3,7139
8	0,1382	1,5527	3,9326
10	0,1837	1,7349	4,1677
12	0,2349	1,9397	4,4208
14	0,2926	2,1703	4,6940
16	0,3577	2,4307	4,9894
18	0,4313	2,7252	5,3095
20	0,5148	3,0591	5,6572
22	0,6097	3,4386	6,0358
24	0,7178	3,8713	6,4491
26	0,8415	4,3661	6,9016
28	0,9834	4,9338	7,3983
30	1,1468	5,5872	7,9453
32	1,3353	6,3424	8,5497
34	1,5547	7,2188	9,2198
36	1,8101	8,2403	9,9654
38	2,1092	9,4367	10,7985
40	2,4614	10,8455	11,7334
42	2,8785	12,5138	12,7874

trong đó:

γ_1 - trọng lượng đơn vị thể tích của đất từ đáy móng trở lên mặt đất

γ_2 - trọng lượng đơn vị thể tích của đất từ đáy móng trở xuống

D_f - chiều sâu chôn móng, đôi khi được ký hiệu là h

c - lực dính đơn vị của đất đáy móng trở xuống.

Trong QPXD 45 - 70, công thức này được giới thiệu dưới dạng sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền có dạng

$$R^{tc} = m(Ab\gamma_2 + BD_f\gamma_1 + Dc) \quad (2.69)$$

Các đặc trưng đất nền trong R^{tc} là các đặc trưng tiêu chuẩn gồm γ^{tc} , c^{tc} và ϕ^{tc} . Trong QPXD 45 - 78, sức chịu tải tiêu chuẩn được xét thêm điều kiện làm việc đồng thời giữa nền và công trình và được gọi là sức chịu tải tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai R_{II} của đất nền.

$$R_{II} = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma_{II} + B \cdot D_f \cdot \gamma'_{II} + Dc_{II}) \quad (2.70)$$

trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc:

$m = 0,6$ khi nền là cát bột dưới MNN,

$m = 0,8$ khi nền là cát mịn dưới MNN,

$m = 1$ với các trường hợp khác.

m_1, m_2 - lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với nền đất, được chọn theo bảng 2.25.

k_{tc} - hệ số độ tin cậy:

$k_{tc} = 1$ khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các thí nghiệm

$k_{tc} = 1,1$ khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê.

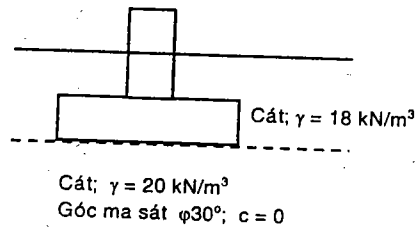
Bảng 2.25: Giá trị các hệ số điều kiện làm việc

Loại đất	m_1	m_2	
		Tỷ lệ kích thước công trình L/H*	
		≥ 4	$\leq 1,5$
Đất hòn lớn lấp đầy cát	1,4	1,2	1,4
Các loại cát (trừ cát mịn và cát bụi)			
Cát mịn			
- Khô và ít ẩm	1,2	1,1	1,3
- Bão hòa nước	1,1	1,1	1,3
Cát bụi			
- Khô và ít ẩm	1,2	1,1	1,2
- Bão hòa nước	1,1	1,0	1,2
Đất hòn lớn lấp đầy sét			
Các loại có độ sệt B > 0,5	1,1	1,0	1,0

* L là chiều dài công trình, * H là chiều cao công trình.

Các đặc trưng đất nền trong R_{II} là các đặc trưng tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai gồm γ_{II} , c_{II} và φ_{II} .

Vi dụ 2.4: Có một móng nông dạng vuông cạnh $b = 1,1\text{m}$, chiều sâu chôn móng là $D_f = 1\text{m}$. Tính sức chịu tải tiêu chuẩn R^{tc} theo QPXD 45 - 70, khi nền được cấu tạo như hình bên. Cho biết nền đất trong khu vực xây dựng không có MNN xuất hiện.



Giải: Sức chịu tải tiêu chuẩn

$$R^{tc} = m[A\gamma_2 + BD\gamma_1 + Dc]$$

$$m = 1; \varphi = 30^\circ \rightarrow A = 1,15; B = 5,59; D = 7,95$$

$$D\gamma_1 = 1\text{m} \times 18\text{ kN/m}^3 = 18\text{ kN/m}^2$$

Trọng lượng riêng của đất nền dưới đáy móng $\gamma_2 = 20\text{ kN/m}^3$

$$R^{tc} = 1(1,15 \times 1,1 \times 20 + 5,59 \times 18) = 126\text{ kN/m}^2$$

2. Phương pháp tính dựa trên giả thuyết cân bằng giới hạn điểm

Prandtl là người đầu tiên quan sát trực tiếp hình dạng các mặt trượt đất nền bên dưới mô hình móng và đã đưa ra hình dạng giải tích của các mặt trượt đáy móng gồm các đoạn thẳng nối với nhau bởi đoạn cong spirale. Với một số giả thuyết đơn giản bài toán, áp lực cực hạn đáy móng q_u được Prandtl giới thiệu gồm hai thành phần: do lực dính cN_c và do phụ tải hông q_0N_q .

$$q_u = q_0N_q + cN_c$$

$$N_q = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \exp(\pi tg\varphi);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg\varphi$$

Sau đó, Terzaghi, Buisman, Caquot, Sokolovski, Meyerhof, Hansen và nhiều tác giả đã bổ sung thành phần ma sát và công thức sức chịu tải của đất nền. Công thức tổng quát có dạng

$$p_u \equiv q_u = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + cN_c + qN_q \quad (2.71)$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi\right) tg\varphi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (2.72)$$

$$N_c = \cotg\varphi [N_q - 1] \quad (2.73)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2\varphi} - 1 \right) tg\varphi \quad (2.74)$$

trong đó: K_p - hệ số áp lực bị động của đất lên mặt nghiêng của nêm trượt

Trong phần chứng minh trên, sức chịu tải của đất nền gồm ba thành phần:

- Thành phần ma sát dưới đáy móng $\frac{\gamma \cdot b}{2} N_\gamma$, trong đó γ là trọng

lượng riêng của đất từ đáy móng trở xuống hết phần nền.

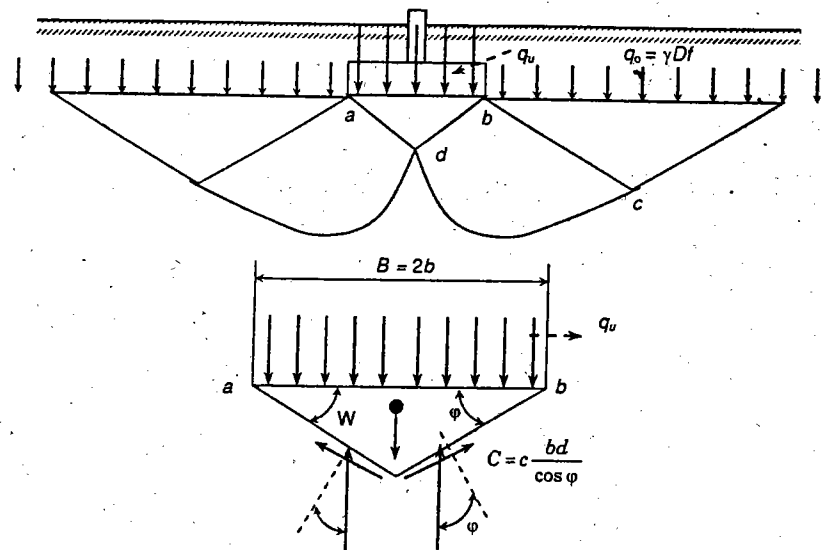
- Thành phần phụ tải hông $q \cdot N_q$ với $q = \gamma \cdot D_f$ là áp lực tác động bên hông móng ở cao trình đáy móng và γ của thành phần này là trọng lượng riêng của đất từ đáy móng trở lên mặt đất.

- Thành phần lực dính $c \cdot N_c$ với lực dính c được chọn là của lớp đất ngay dưới đáy móng.

Terzaghi đề nghị chỉ sử dụng các hệ số sức chịu tải N_γ , N_q và N_c cho đất chặt hay cứng. Đối với đất ít chặt hay dẻo mềm, nên thay các thông số chống cắt bằng

$$c^* = (2/3) c$$

$$\text{và } tg\varphi^* = (2/3) tg\varphi \quad (2.75)$$



Hình 2.26: Mô hình mặt trượt dưới đáy móng theo Terzaghi

Theo Terzaghi, sức chịu tải trên đất chặt (*general shear*) có dạng

$$\text{Móng băng } p_u \equiv q_u = 0,5\gamma \cdot b \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + q \cdot N_q \quad (2.76)$$

$$\text{Móng vuông } p_u \equiv q_u = 0,4\gamma \cdot b \cdot N_\gamma + 1,3c \cdot N_c + q \cdot N_q \quad (2.77)$$

$$\text{Móng tròn } p_u \equiv q_u = 0,3\gamma \cdot b \cdot N_\gamma + 1,3c \cdot N_c + q \cdot N_q \quad (2.78)$$

với b là đường kính móng.

Tuy nhiên, hầu hết các nhà cơ học đất ngày nay đều thừa nhận rằng sử dụng các công thức của Terzaghi cho đất mềm rất bất lợi, như Meyerhof đã chỉ rõ rằng các công thức này chỉ xét phụ tải hông q , mà không xét đến đến hoạt động của đoạn mặt trượt bên trên mặt đáy móng.

3- Công thức sức chịu tải có xét đến ảnh hưởng của dạng móng, chiều sâu chôn móng và độ nghiêng của tải tác động

Phương pháp này được Meyerhof khởi xướng, vào những năm đầu của thập kỷ 1960, trong các nghiên cứu của nhiều tác giả khác như: De Beer, Vesic, Hansen, Hanna, .. xét đến các ảnh hưởng của:

- Hình dạng móng lên mặt trượt
- Độ chôn sâu của móng
- Độ nghiêng của móng.

Và công thức sức chịu tải đất nền dưới móng nông có dạng sau

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot E_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 0,5\gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \quad (2.79)$$

Các hệ số ảnh hưởng của hình dạng móng F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$ được De Beer đề nghị (1970) dựa trên phân tích rất nhiều kết quả đo đạc các móng thực, có dạng như sau:

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{b}{l}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad (2.80)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{b}{l}\right) \text{tg}\varphi \quad (2.81)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{b}{l}\right) \quad (2.82)$$

Các hệ số ảnh hưởng của độ sâu chôn móng F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$ được Hansen đề nghị (1970) có dạng

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \left(\frac{D_f}{b}\right) \text{ cho móng có } \frac{D_f}{b} \leq 1 \quad (2.83)$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \text{arctg}\left(\frac{D_f}{b}\right) \quad (2.84)$$

cho móng $\frac{D_f}{b} > 1$ và arctg tính bằng radian

$$F_{qd} = 1 + 2\text{tg}\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \frac{D_f}{b} \text{ cho móng có } D_f/b \leq 1 \quad (2.85)$$

$$F_{qd} = 1 + 2\text{tg}\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \text{arctg}\left(\frac{D_f}{b}\right) \quad (2.86)$$

cho móng có $\frac{D_f}{b} > 1$ và $\text{arctg} = \text{radian}$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Các hệ số ảnh hưởng của độ nghiêng của tải tác động lên móng F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$ được Meyerhof và Hanna đề nghị năm (1963) và (1981) như sau

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad (2.87)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi}\right)^2 \quad (2.88)$$

Các hệ số N_c , N_q , N_γ do Vesic hiệu chỉnh (1973) các giá trị mà Terzaghi đưa ra trước đó. Điểm khác nhau giữa hai mô hình chứng minh của Vesic và Terzaghi là góc nghiêng của nêm nén chặt dưới đáy móng, theo Terzaghi góc nghiêng này $\alpha = \varphi$, còn theo Vesic nhận xét từ thực nghiệm cho rằng $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$.

Theo Vesic các hệ số sức chịu tải có dạng

$$N_q = \gamma g^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} e^{\pi \tan \varphi} \right) \quad (2.89)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.90)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (2.91)$$

Ví dụ 2.5: Có một móng nông dạng vuông dưới cột chịu tổng tải 150 kN với góc nghiêng là 20° so với phương thẳng đứng, chiều sâu chôn móng là $D_f = 1$ m. Tính bề rộng của móng với hệ số an toàn $FS = 3$, khi nền đất là cát có trọng lượng riêng tự nhiên là $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, góc ma sát $\varphi = 30^\circ$, lực dính $c = 0$. Nền đất trong khu vực xây dựng không có MNN.

Giải: Với lực dính $c = 0$, công thức sức chịu tải cực hạn có dạng

$$q_u = q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 0,5 \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Ta có

$$q = \gamma \cdot D_f = 18 \times 1 = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ \rightarrow N_q = 18,4 \text{ và } N_\gamma = 22,4$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{b}{l} \right) \tan \varphi = 1 + 0,577 = 1,577$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{b}{l} \right) = 1 - 0,4 = 0,6, \text{ vì là móng vuông } \frac{b}{l} = 1$$

Giả sử bề rộng móng lớn hơn chiều sâu chôn móng

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D_f}{b} \text{ cho móng có } \frac{D_f}{b} \leq 1$$

$$= 1 + \frac{(0,289)(1)}{b} = 1 + \frac{0,202}{b}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90} \right)^2 = 0,605$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{30} \right)^2 = 0,11$$

Bảng 2.26: Giá trị các hệ số sức chịu tải của Vesic (1973)

φ	N_q	N_c	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	1	5,14	0,00	24	9,60	19,32	9,44
1	1,09	5,38	0,07	25	10,66	20,72	10,88
2	1,20	5,63	0,15	26	11,85	22,25	12,54
3	1,31	5,90	0,24	27	13,20	23,94	14,47
4	1,43	6,19	0,34	28	14,72	25,80	16,72
5	1,57	6,49	0,45	29	16,44	27,86	19,34
6	1,72	6,81	0,57	30	18,40	30,14	22,40
7	1,88	7,16	0,71	31	20,63	32,67	25,99
8	2,06	7,53	0,86	32	23,18	35,49	30,21
9	2,25	7,92	1,03	33	26,09	38,64	35,19
10	2,47	8,34	1,22	34	29,44	42,16	41,06
11	2,71	8,80	1,44	35	33,30	46,12	48,03
12	2,97	9,28	1,69	36	37,75	50,59	56,31
13	3,26	9,81	1,97	37	42,92	55,63	66,19
14	3,59	10,37	2,29	38	48,93	61,35	78,02
15	3,94	10,98	2,65	39	55,96	67,87	92,25
16	4,34	11,63	3,06	40	64,20	75,31	109,41
17	4,77	12,34	3,53	41	73,90	83,86	130,21
18	5,26	13,10	4,07	42	85,37	93,71	155,54
19	5,80	13,93	4,68	43	99,01	105,11	186,53
20	6,40	14,83	5,39	44	115,31	118,37	224,63
21	7,07	15,81	6,20	45	134,87	133,87	271,75
22	7,82	16,88	7,13	46	158,50	152,10	330,34
23	8,66	18,05	8,20	47	187,21	173,64	403,65

$$\begin{aligned} \text{vậy } q_u &= q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 0,5 \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \\ &= 18 \times 18,4 \times 1,577 (1 + 0,202/b) \times 0,605 + 0,5 \times 18 \times b \times 22,4 \times 0,6 \times 1 \times 0,11 \\ &= 316 + 63,8/b + 13,3b \end{aligned}$$

Như vậy sức chịu tải cho phép q_a

$$q_a = \frac{q_u}{FS} = \frac{q_u}{3} = 105,33 + \frac{21,26}{b} + 4,43b$$

$$\text{do vậy } q_a \times F = q_a \times b^2 = 150 \text{ kN} \rightarrow q_a = \frac{150}{b^2}$$

$$105,33 + \frac{21,26}{b} + 4,43b = \frac{150}{b^2}$$

Giải phương trình trên bằng phép tính đúng dần,

ta có được $b = 1,1$ m

Hoặc sức chịu tải cho phép của đất nền

$$q_u = \frac{q_u}{3} = 105,33 + \frac{21,26}{b} + 4,43b$$

$$= 105,33 + \frac{21,26}{1,1} + 4,43 \times 1,1 = 130 \text{ kN/m}^2$$

Dạng thường được sử dụng do Terzaghi và Peck hiệu chỉnh công thức trên từ rất nhiều quan sát thực nghiệm là

$$p_u = q_u = 5,7c_u \left(1 + 0,3 \frac{b}{L} \right) + \gamma D_f \quad (2.92)$$

$$\text{Công thức tổng quát có dạng } p_u = q_u = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + cN_c + qN_q \quad (2.93)$$

Công thức trên gồm ba thành phần:

$0,5 \gamma b N_\gamma$ - thành phần chống trượt của khối nền nằm ngay sát dưới đáy móng;

cN_c - thành phần lực dính của lớp đất dưới đáy móng;

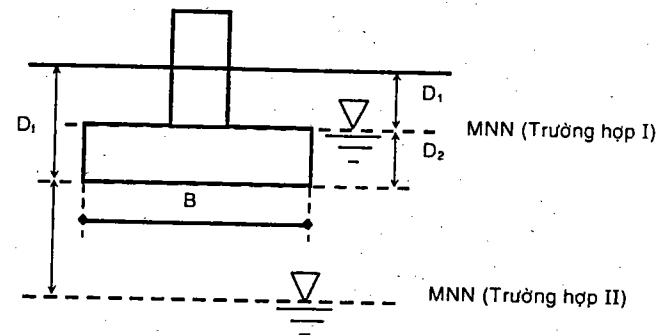
qN_q hay γD_f - thành phần phụ tải hông.

4- Ảnh hưởng của MNN lên sức chịu tải sau khi có thoát nước

Sau khi đặt tải một thời gian ngắn, tùy theo tính thấm của đất, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư (do đặt tải) Δu phân tán giảm dần và ứng suất hữu hiệu sẽ gia tăng σ'_z một lượng tương ứng.

Từ thời điểm mà nước lỗ rỗng thặng dư thoát ra hoàn toàn khỏi nền đất, tương ứng với sự kết thúc của cố kết thấm sơ cấp cũng có nghĩa thông thường là đạt độ lún ổn định. Tình trạng áp lực nước lỗ rỗng sẽ trở lại tình trạng trước khi đặt tải. Lúc này ứng xử của đất nền tương ứng với phương pháp thí nghiệm cát có thoát nước - có cố kết (CD), và kết quả của thí nghiệm là góc ma sát ϕ' hay ϕ_{cd} và lực dính c' hay c_{cd} của đường $s = \sigma'_{tg} \phi' + c'$ trên hệ trục ứng suất hữu hiệu. Do vậy, khi tính toán sức chịu tải của đất nền ta sử dụng góc ma sát hữu hiệu ϕ' lực dính c' và trọng lượng riêng đầy nổi γ' .

Do vậy, khi tính sức chịu tải của đất nền phải hết sức chú ý đến vị trí MNN. Đặc biệt là sự dao động của MNN theo mùa hoặc do thủy triều, sẽ kéo theo sự thay đổi sức chịu tải của đất nền.



Hình 2.25: Ảnh hưởng MNN lên sức chịu tải

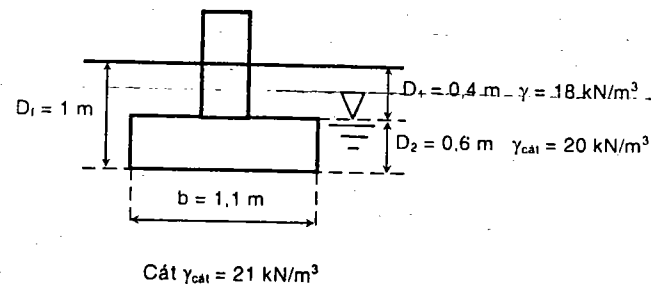
Trường hợp I: Mực nước ngầm (MNN) nằm cao hơn mặt đáy móng, sức chịu tải của đất nền dưới đáy móng sẽ được tính như sau

$$R^{lc} = m[A \cdot b \cdot \gamma_2 + B \cdot D_f \cdot \gamma_1 + Dc]$$

Với $D_f \cdot \gamma_1 = D_1 \cdot \gamma_1 + D_2 \cdot \gamma_1$ và γ_2 cho thành phần ma sát bên dưới đáy móng $Ab \cdot \gamma_2$.

Ví dụ 2.6 : Có một móng nông dạng vuông cạnh $b = 1,1$ m, chiều sâu chôn móng là $D_f = 1$ m. Tính sức chịu tải tiêu chuẩn R^{lc} theo QPXD 45 - 70, khi nền được cấu tạo như hình dưới.

Mực nước ngầm trong khu vực xây dựng nằm sâu hơn mặt đất 0,4 m.



Giải:

Trường hợp I: Sức chịu tải tiêu chuẩn

$$R^{lc} = m[Ab \cdot \gamma_2 + B D_f \cdot \gamma_1 + Dc]$$

với: $m = 1$; $\phi = 30^\circ \rightarrow A = 1,15$; $B = 5,59$; $D = 7,95$

$$D_f \gamma_1 = D_1 \gamma_1 + D_2 \gamma_1$$

$$= 0,4 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 + 0,6 \text{ m} \times (20 - 10) \text{ kN/m}^3 = 13,2 \text{ kN/m}^2$$

Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền dưới đáy móng

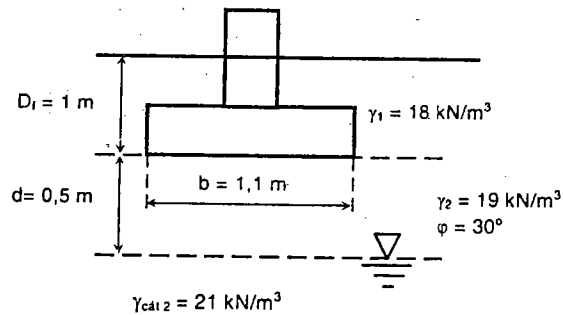
$$\gamma'_2 = (20 - 10) \text{ kN/m}^3$$

$$R^{tc} = 1[1,15 \times 1,1 \text{ m} \times (20 - 10) \text{ kN/m}^3 + 5,59 \times 13,2 \text{ kN/m}^2] = 86,4 \text{ kN/m}^2$$

Trường hợp 2: MNN nằm trong khoảng từ mặt đáy móng xuống bên dưới đáy móng một độ sâu $b \cdot \text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) = k \cdot b$, sức chịu tải của đất nền dưới đáy móng sẽ được tính như sau:

$$R^{tc} = m[Ab \cdot \gamma_2 + BD_f \cdot \gamma_1 + Dc]$$

Với $D_f \cdot \gamma_1$ không xét lực đẩy nổi vì nằm trên MNN và $\bar{\gamma}_2$ cho thành phần ma sát bên dưới đáy móng $Ab \bar{\gamma}_2$, với $\bar{\gamma}_2 = \gamma'_2 + \frac{d}{kb} [\gamma_2 - \gamma'_2]$



$$R^{tc} = m[Ab \cdot \bar{\gamma}_2 + BD_f \cdot \gamma_1 + Dc]$$

$m = 1$ vì nền không phải là cát bụi hoặc cát mịn

$$D_f \cdot \gamma_1 = 1 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$kb = \text{tg}(45^\circ + 30^\circ/2) b = 1,732 \times 1,1 \text{ m} = 1,9 \text{ m}$$

$$\bar{\gamma}_2 = \gamma'_2 + (d/kb)[\gamma_2 - \gamma'_2] = (21 - 10) + \frac{0,5}{1,9} [19 - 11] = 13,1 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ \rightarrow A = 1,15; B = 5,59; D = 7,95$$

$$R^{tc} = 1,15 \times 1,1 \times 13,1 + 5,59 \times 18 = 117,2 \text{ kN/m}^2$$

Khi MNN nằm sâu hơn mặt đáy móng kb , thì không tính ảnh hưởng đẩy nổi lên các giá trị trọng lượng riêng của đất nền trong sức chịu tải.

Rõ ràng là MNN dâng lên phạm vi nền đất, sức chịu tải của nền giảm đáng kể. Từ $126 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 117,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 86,4 \text{ kN/m}^2$ trong ba ví dụ trên.

5- Sức chịu tải ròng cho phép (net allowable bearing capacity)

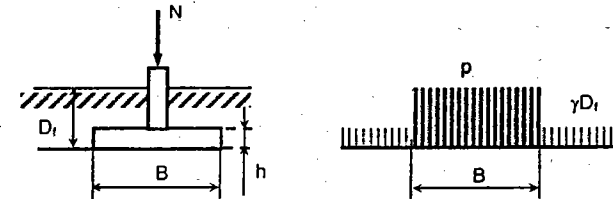
Xét điều kiện cân bằng tới hạn của mặt đáy móng

$$q_u = \left(\frac{\gamma' b}{2} N_\gamma + c' N_c + \gamma' D_f N_q \right) = p$$

$$= \frac{N}{F} + \gamma (D_f - h) + \gamma_b h = \frac{N}{F} + \gamma D_f + (\gamma_b - \gamma) h$$

Nếu ta xem giá trị $(\gamma_b - \gamma) h$ là rất bé so với các giá trị khác và có thể bỏ qua. Ta có thể suy ra, sức chịu tải ròng của nền đất q_n , giá trị này so sánh với lượng gia tăng áp lực đáy móng do tải công trình truyền vào đất, không kể trọng lượng móng và đất trên móng

$$q_n = \frac{1}{3} \left(\frac{\gamma' b}{2} N_\gamma + c' N_c + \gamma' D_f [N_q - 1] \right) = \frac{N}{F} \quad (2.94)$$



Hình 2.26: Sơ đồ áp lực ròng đáy móng

Ví dụ 2.7 Một móng băng cạnh 2 m, chiều sâu đáy móng là 2 m, trọng lượng riêng của đất nền trên MNN là 20 kN/m^3 , trọng lượng riêng bão hòa của đất nền dưới MNN là 21 kN/m^3 , MNN ở độ sâu ngang mặt đáy móng. Các đặc trưng chống cắt theo thí nghiệm cắt chậm $\varphi' = 30^\circ$ và $c' = 0$. Tính sức chịu tải cực hạn ròng và sức chịu tải tiêu chuẩn ròng của đất nền?

Giải Từ $\varphi' = 30^\circ \Rightarrow N_q = 18,40; N_\gamma = 22,40; N_c = 30,14$

$$q_{ult(net)} = \frac{\gamma' b}{2} N_\gamma + c' N_c + q' (N_q - 1)$$

$$q_u = 0,5 \times 2 \times 11 \times 22,4 + 20 \times 2 \times (18,4 - 1)$$

$$= 246,4 + 696 = 942,4 \text{ KPa.}$$

Nếu hệ số an toàn $FS = 3$

Sức chịu tải cho phép ròng của đất nền sẽ là

$$q_{a(net)} = \frac{q_{ult(net)}}{3} = 314 \text{ KPa}$$

Tính sức chịu tải tiêu chuẩn rỗng

Từ $\varphi_{uv} = 0 \Rightarrow A = 1,15; B = 5,59; D = 7,95$

Công thức sức chịu tải tiêu chuẩn rỗng trở thành

$$R^{lc} = m[Ab\gamma_2 + (B-1)D_f\gamma_1 + Dc]$$

$$R^{lc} = 1,15 \times 2 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^3 + (5,59 - 1) \times 2 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 \\ = 25,3 + 183,6 = 208,9 \text{ KPa}$$

6- Sức chịu tải tính theo lý thuyết đàn hồi

Từ công thức tính lún theo lý thuyết đàn hồi, ta có thể suy ra sức chịu tải của đất nền theo độ lún cho trước.

$$s = \frac{bq}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \Rightarrow q_a = \frac{E_s s}{b(1 - \mu_s^2) \alpha} \quad (2.95)$$

trong đó: α - hệ số phụ thuộc hình dạng móng.

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\text{Ln} \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \text{Ln} \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right] \text{ và } m = \frac{b}{l}$$

Ví dụ 2.8: Một móng băng cạnh 2m. Các đặc trưng biến dạng: $E_s = 8 \text{ MPa}$ hệ số Poisson $\mu_s = 0,3$. Tính sức chịu tải cho phép ứng với độ lún $s = 0,04 \text{ m}$.

Giải: Với móng băng $\alpha = 2,55$ và sức chịu tải ứng với độ lún 0,04m

$$q_a = \frac{E_s s}{b(1 - \mu_s^2) \alpha} = \frac{8000 \times 0,04}{2 \times (1 - 0,3^2) \times 2,55} = 69 \text{ KPa}$$

7- Sức chịu tải rỗng theo các thí nghiệm hiện trường

a- Theo thí nghiệm xuyên động chuẩn SPT

Thí nghiệm xuyên động chuẩn SPT được tiến hành với tốc độ nhanh tương ứng với phương pháp thí nghiệm cát nhanh không thoát nước. Do vậy, kết quả SPT diễn tả đúng ứng xử của đất rời, còn với đất dính nó diễn tả đúng được ứng xử tức thời và không diễn tả tốt ứng xử lâu dài của đất dính. Tuy vậy, theo lý thuyết cơ học đất tới hạn và thực nghiệm chứng tỏ rằng với đất dính cố kết thường (NC) thì sức chịu tải tức thời sẽ bé hơn sức chịu tải lâu dài, vì trong quá trình chịu tải hệ số rỗng của các loại đất rời và cố kết thường sẽ giảm, đồng nghĩa cá đặc trưng chống cắt tăng lên.

Năm 1956, Meyerhof đề nghị công thức thực nghiệm ước lượng sức chịu tải ứng với độ lún $s = 2,54 \text{ cm}$:

$$b \leq 1,22 \text{ m} \Rightarrow q_{a(net)} (\text{kN/m}^2) = 11,98 N \quad (2.96)$$

$$b > 1,22 \text{ m} \Rightarrow q_{a(net)} (\text{kN/m}^2) = 7,99 N \left(\frac{3,28b + 1}{3,28b} \right)^2 \quad (2.97)$$

Với N là số búa của thí nghiệm SPT và b là bề rộng móng tính bằng m.

Đến năm 1977, Bowles đề nghị một công thức hiệu chỉnh có dạng như sau

$$b \leq 1,22 \text{ m} \Rightarrow q_{a(net)} (\text{kN/m}^2) = 19,16 N F_d \left(\frac{S}{25,4} \right) \quad (2.98)$$

$$b > 1,22 \text{ m} \Rightarrow q_{a(net)} (\text{kN/m}^2) = 11,98 N \left(\frac{3,28b + 1}{3,28b} \right)^2 F_d \left(\frac{S}{25,4} \right) \quad (2.99)$$

trong đó: S - độ lún tính bằng mm.

và hệ số ảnh hưởng độ sâu chôn móng $F_d = 1 + 0,33(D_f/b) \leq 1,33$

Ví dụ 2.9: Một móng băng cạnh 2 m đặt trên nền đất cát có kết quả thí nghiệm xuyên động (SPT) trong phạm vi từ đáy móng đến độ sâu $3b$, $N = 10$; độ sâu chôn móng $D_f = 2 \text{ m}$. Tính sức chịu tải rỗng cho phép ứng với độ lún $s = 25,4 \text{ mm}$

Giải: Theo Bowles, ta có khi $S = 25,4 \text{ mm}$ và $b > 1,22 \text{ m}$

$$\Rightarrow q_{a(net)} (\text{kN/m}^2) = 11,98 N \left(\frac{3,28B + 1}{3,28B} \right)^2 F_d$$

Trong trường hợp bài toán $F_d = 1,33$

Sức chịu tải rỗng $q_{a(net)}$ tính được là

$$q_{a(net)} (\text{kN/m}^2) = 11,98 \times 10 \left(\frac{3,28 \times 2 + 1}{3,28 \times 2} \right)^2 \times 1,33 = 211,6 \text{ KPa}$$

b- Theo thí nghiệm xuyên tĩnh CPT

Tương tự với thí nghiệm SPT, thí nghiệm CPT cũng thường được thực hiện với vận tốc nhanh, nên diễn tả tốt ứng xử của đất rời thoát nước tốt và ứng xử tức thời của đất dính. Từ kết quả thí nghiệm nón xuyên tĩnh, lực kháng mũi q_c trong vùng nền bên dưới đáy móng. Meyerhof đề nghị công thức thực nghiệm ước lượng sức chịu tải ứng với độ lún $s = 2,54 \text{ cm}$:

$$b \leq 1,22 \text{ m} \Rightarrow q_{a(net)} = \frac{q_c}{15} \quad (2.100)$$

$$b > 1,22 \text{ m} \Rightarrow q_{a(net)} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3,28b + 1}{3,28b} \right)^2 \quad (2.101)$$

Vi dụ 2.10: Một móng băng cạnh $b = 2$ m đặt trên nền đất cát có kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) trong phạm vi từ đáy móng đến độ sâu $3b$, $q_c = 1$ Mpa, độ sâu chôn móng $D_f = 2$ m. Tính sức chịu tải ròng cho phép ứng với độ lún $S = 25,4$ mm

Giải: Khi $S = 25,4$ mm và $b > 1,22$ m

$$\Rightarrow q_{a(net)} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3,28b + 1}{3,28b} \right)^2$$

Sức chịu tải ròng $q_{a(net)}$ tính được là

$$q_{a(net)} = \frac{1000}{25} \left(\frac{3,28 \times 2 + 1}{3,28 \times 2} \right)^2 = 53 \text{ KPa}$$

c- Theo thí nghiệm bàn nén hiện trường

Thí nghiệm bàn nén hiện trường thường được tiến hành với loại tròn có đường kính từ 150 mm đến 722 mm, hoặc loại bàn nén vuông cạnh 305 mm. Hồ thí nghiệm phải có kích thước gấp ít nhất là 4 lần kích thước của bàn nén và chiều sâu của hồ tốt nhất là bằng với chiều sâu đặt móng D_f . Thí nghiệm được tiến hành đến khi nền sụp đổ hoặc đến độ lún nhiều hơn độ lún cho phép thường dùng. Sức chịu tải giới hạn của bàn nén $q_{u(b)}$ được chọn ứng với áp lực tương ứng với khi nền bị phá hoại hoặc ứng với độ lún cực hạn cho phép.

Với đất sét, sức chịu tải tức thời của nền không phụ thuộc vào bề rộng của móng, như ta đã thấy trong các phần phân tích trên. Do đó sức chịu tải tức thời của một móng nông trên nền đất sét có kết thường có thể suy trực tiếp từ kết quả của thí nghiệm nén như sau

$$q_{u(m)} = q_{u(b)}$$

trong đó: $q_{u(m)}$ - sức chịu tải cực hạn của móng;

$q_{u(b)}$ - sức chịu tải cực hạn của bàn nén.

Sức chịu tải của một móng nông trên nền đất cát có thể được ước lượng theo công thức sau, từ tính chất nó phụ thuộc vào kích thước của móng

$$q_{u(m)} = q_{u(b)} \frac{b_m}{b_b} \quad (2.102)$$

với: b_m - bề rộng móng; b_b - bề rộng bàn nén

Mặt khác, ta cũng có thể tính toán sức chịu tải của móng nông theo kết quả của bàn nén căn cứ trên độ lún dự định, với cùng một áp lực tác động q_0 . Lúc này độ lún của móng có thể tính toán như sau

$$\text{Với đất dính } S_m = S_b \frac{b_m}{b_b} \quad (2.103)$$

$$\text{Với đất rời } S_m = S_b \left(\frac{b_m}{b_b} \right)^2 \left(\frac{3,28b_b + 1}{3,28b_m + 1} \right)^2 \quad (2.104)$$

Vi dụ 2.11: Kết quả thí nghiệm bàn nén hiện trường, có kích thước 0,305 mm × 0,305 mm trên nền cát, được ghi nhận như sau

q (KPa)	0	100	200	300	400	500	600	700
S (mm)	0	3,1	5,2	9,5	12	19,5	28	60

Tính kích thước một móng nông vuông, gánh một tải 3 MN với độ lún cho phép là 2,5 cm.

Giải: Phương pháp thường sử dụng là phép tính đúng đắn trên cơ sở tính độ lún của móng nông từ độ lún của bàn nén. Kết quả tính trong bảng 2.27

Bảng 2.27

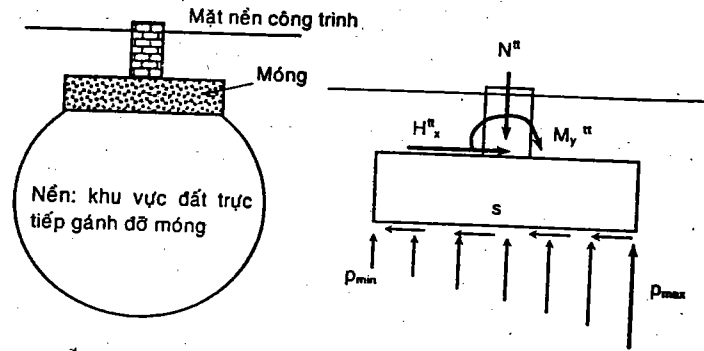
Q_0 (kN)	Bề rộng móng b_m (m)	$q_0 = \frac{Q_0}{b_m^2}$ (KPa)	Độ lún S_b tương ứng của bàn nén do q_0 (mm)	Độ lún S_m của móng do q_0 (mm)
3000	4	187,50	4,5	15,53
3000	3,5	244,90	6,8	23,00
3000	3,4	259,52	7,2	24,25

Như vậy, có thể chọn một móng vuông cạnh 3,4 m × 3,4 m sẽ có độ lún là 24,25 mm.

Chương 3

THIẾT KẾ MÓNG NÔNG

Móng nông là móng có độ chôn sâu vào đất không lớn, nên có thể bỏ qua hệ lực ma sát giữa đất và diện tích xung quanh của móng.



Hình 3.1: Sơ đồ cấu tạo và hệ ngoại lực tác động lên móng nông

Hệ ngoại lực: lực đứng N ; lực ngang H_x , H_y và moment M_y , M_x tác động lên móng sẽ được móng tiếp nhận và truyền vào nền đất, áp lực đáy móng thường được tính toán theo giả thuyết phân tuyến tính và cường độ lớn hay bé tùy kích thước đáy móng.

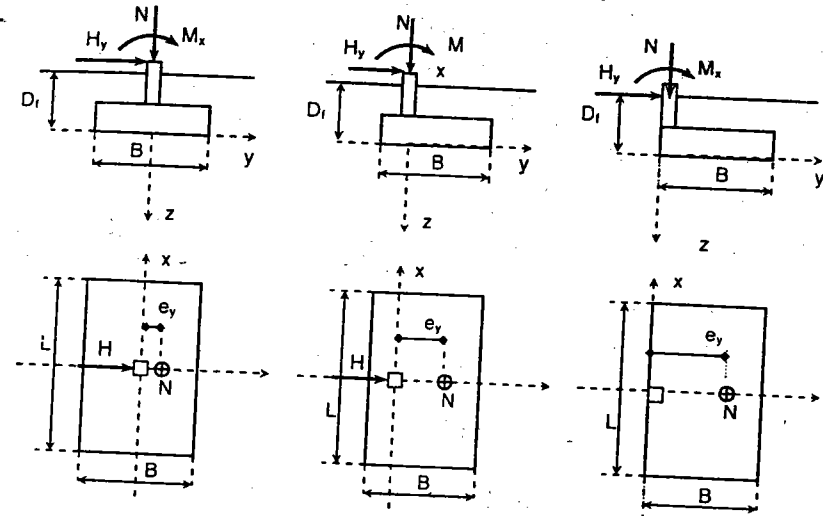
Nền đất có thể là đất tự nhiên hoặc đất được gia cường nếu chúng không đủ khả năng chịu tải hoặc biến dạng lớn.

3.1 PHÂN LOẠI

Theo hình dạng và đặc điểm chịu tải, móng nông có thể chia thành:

- Móng đơn lệch tâm nhỏ
- Móng đơn lệch tâm lớn như móng chân vịt
- Móng phối hợp đặt dưới hai cột
- Móng băng một phương và hai phương dưới nhiều cột hoặc dưới tường chịu lực

- Móng bè dưới nhiều cột hoặc nhiều tường của một phần hoặc toàn bộ công trình. Móng bè có thể cấu tạo dạng bản, dạng sàn nấm, dạng bè hộp.



Hình 3.2: Sơ đồ móng đơn chịu tải lệch tâm bé và lớn

Theo cách thi công thì có móng lắp ghép được chế tạo sẵn và móng thi công tại chỗ thường được gọi là móng toàn khối.

Theo vật liệu, móng nông có thể phân chia thành các loại sau:

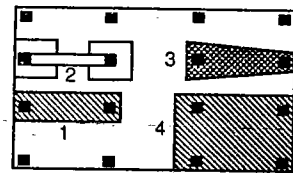
- Móng gạch chỉ thích hợp cho tải trọng nhỏ và nằm trên mực nước ngầm.
- Móng đá hộc xây thích hợp cho tải trọng trung bình, nằm trên hoặc dưới mực nước ngầm và chỉ chịu ứng suất nén.
- Móng bê tông khối được sử dụng trong các móng chỉ chịu ứng suất nén.

- Móng bê tông cốt thép được sử dụng phổ biến trong mọi trường hợp.

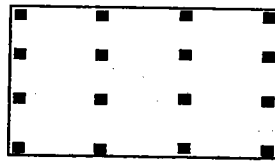
Theo độ cứng, móng nông có thể phân chia thành:

- Móng cứng có độ lún đồng đều trong toàn diện tích đáy móng.
 - Móng mềm hoặc móng chịu uốn là móng có thể biến dạng cong được.
- Đôi khi móng đơn còn được phân loại theo độ lệch tâm của tải thẳng đứng tác động lên móng:
- Móng đơn chịu tải đứng đúng tâm hoặc lệch tâm nhỏ rất thường gặp trong các móng cột của nhà dân dụng, loại này chỉ cần kiểm tra khả năng chịu tải của nền đất và độ lún cho phép mà không cần kiểm tra góc xoay.

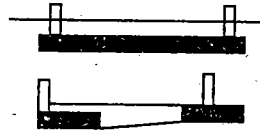
- Móng đơn chịu tải đứng lệch tâm lớn, độ lệch tâm này do moment lớn so với lực đứng như: móng tường chắn; móng của khán đài một mái hoặc do lệch tâm hình học giữa tâm của đáy công trình và tâm móng như: móng biên của công trình xây chen. Loại móng này ngoài việc kiểm tra khả năng chịu tải của nền còn phải kiểm tra góc xoay của bản thân móng.



- 1: móng phối hợp chữ nhật
- 2: móng phối hợp bởi dầm nổi
- 3: móng phối hợp hình thang
- 4: móng bè



Mặt bằng một móng bè



Móng phối hợp



Móng bè dạng bản



Móng bè dạng sàn năm



Móng bè dạng hộp

Hình 3.3: Các dạng móng phối hợp và móng bè

Có nhiều phương pháp tính toán móng đơn có thể phân chia theo loại tải tác động:

- Móng chủ yếu chịu tải thẳng đứng, tải ngang nhỏ hơn tải đứng như các móng công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp. Ổn định của móng phụ thuộc vào độ lún và sức chịu tải đứng an toàn cho phép của nền đất.

- Móng chủ yếu chịu tải ngang như móng của bờ kè; tường chắn đất; mố cầu; đê đập; trụ quạt gió; trụ điện.... Ổn định các loại móng này phụ thuộc vào cường độ chống trượt của nền đất.

Ngoài ra khi móng đơn đặt trên đất cứng, đất quá cố kết mạnh hoặc đá, việc tính toán ổn định nền móng chủ yếu dựa vào cường độ chịu tải của nền đất.

3.2 MÓNG NÔNG CHỊU TẢI ĐỨNG

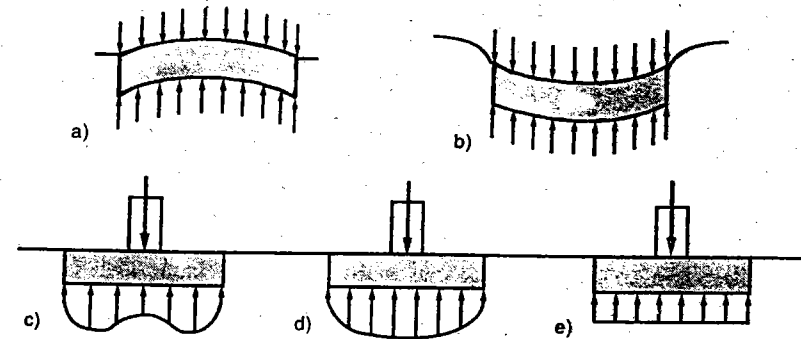
3.2.1 Áp lực đáy móng hay phản lực nền

1- Tải đúng tâm

Móng mềm (móng uốn được) tùy vào độ cứng của nền có dạng phản lực nền phân bố đều như hình 3.4a và 3.4b.

Móng cứng không uốn được sẽ có dạng phản lực nền tác động như hình 3.4c và 3.4d.

Giả thuyết đơn giản hóa phản lực nền như hình 3.4e đã được Taylor gợi ý từ những năm 1948.



Hình 3.4: Các dạng phản lực nền

Trong giả thuyết đơn giản này áp lực đáy móng p bằng với phản lực đất nền q được tính theo công thức sau

$$p = q = \frac{N + Q}{F} - u$$

với: N - tải tác động ở chân cột hoặc đáy công trình;

Q - trọng lượng móng và đất trên móng;

u - áp lực nước ở đáy móng.

Vi dụ 3.1: Một móng vuông rộng 2 m chôn sâu 2 m, mực nước ngầm cao hơn đáy móng 0,5 m. Tải trọng chân cột 600 kN. Tính phản lực đất nền hay áp lực đáy móng.

Giải: Vì chưa biết bề dày móng nên có hai cách tính:

1- Tính trọng lượng móng và đất trên móng theo trọng lượng riêng trung bình giữa bê tông và đất trên móng.

2- Tính trọng lượng móng và đất trên móng theo trọng lượng riêng bê tông, sai số thêm về an toàn.

Theo khuynh hướng một với trọng lượng riêng trung bình giữa bê tông và đất là 22 kPa.

$$p = q = \frac{N + Q}{F} - u = \frac{N}{F} + \gamma_{tb} D_f - u \quad (3.1)$$

$$p = \frac{600}{2 \times 2} + 22 \times 2 - 10 \times 0,5 = 189 \text{ kPa}$$

Theo khuynh hướng hai, khi biết bề dày móng tính Q là trọng lượng móng và đất đắp trên móng.

$$p = q = \frac{N + Q}{F} - u = \frac{N}{F} + \gamma_b D_f - u \quad (3.2)$$

$$p = \frac{600}{2 \times 2} + 24 \times 2 - 10 \times 0,5 = 193 \text{ kPa}$$

Sai số giữa hai cách tính là rất bé.

Ví dụ 3.2: Một móng bê có kích thước 50 m × 70 m × 1,8 m chôn sâu 8,7m, mực nước ngầm cao hơn đáy móng 3,7 m. Tổng tải trọng các chân cột 805 MN. Tính phản lực đất nền hay áp lực đáy móng. So sánh với áp lực do trọng lượng bản thân gây ra tại cao trình đáy móng trước khi xây công trình. Biết rằng trọng lượng riêng của đất nền trên và dưới mực nước ngầm là 19 kN/m³, trọng lượng riêng của bê tông là 24 kN/m³.

Giải: $h = 1,8 \text{ m}$ là bề dày móng

$$p = q = \frac{N + Q}{F} - u = \frac{N}{F} + \gamma_b h - u$$

$$p = \frac{805000}{50 \times 70} + 24 \times 1,8 - 10 \times 3,7 = 236,2 \text{ kPa}$$

Ứng suất do trọng lượng bản thân trước khi xây công trình là

$$19 \times 8,7 - 10 \times 3,7 = 128,3 \text{ kPa}$$

Áp lực ròng ở mặt đáy móng là

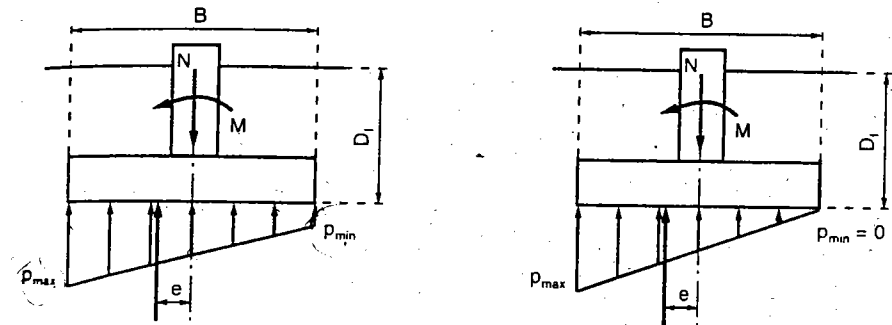
$$236,2 - 128,3 = 107,9 \text{ kPa.}$$

2. Tải lệch tâm

Khi tải tác động lệch tâm móng với móng cứng ứng suất đáy móng được giả thuyết như sau:

- Phân bố tuyến tính dạng hình thang hoặc tam giác nếu nền còn làm việc như vật liệu đàn hồi.

- Phân bố đều khi đất nền đã chuyển sang hoạt động trong miền dẻo.



Hình 3.5: Các dạng phân lực nền độ lệch tâm bê

3. Móng chịu tải lệch tâm hoặc moment một phương

Độ lệch tâm e của móng nông chịu tải đứng N lệch tâm e , hoặc moment M

$$e = \frac{Ne_1}{N + Q}, \quad e = \frac{M}{N + Q} \quad (3.3)$$

N tải đứng; e_1 độ lệch tâm của tải đứng; Q trọng lượng móng và đất trên móng;

Nếu độ lệch tâm theo phương cạnh b , và u là áp lực nước tại độ sâu đáy móng.

Áp lực đáy móng cực đại p_{max} và cực tiểu p_{min} bằng với phản lực đất nền tương ứng được tính theo công thức sau

$$p_{max} = \left(\frac{N + Q}{F} - u \right) \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \quad (3.4)$$

$$p_{min} = \left(\frac{N + Q}{F} - u \right) \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \quad (3.5)$$

$$p_{min} = 0 \text{ khi } e = b/6$$

$$p_{min} > \text{khi } e < b/6$$

Ví dụ 3.3: Một móng vuông cạnh 2 m chôn sâu 1,5 m. Tải trọng chân cột $N = 600 \text{ kN}$ và $M = 60 \text{ kN.m}$. Tính phản lực đất nền hay áp lực đáy móng trong hai trường hợp không có mực nước ngầm hiện diện và mực nước ngầm cao hơn đáy móng đáy móng 1 m.

Giải: Trường hợp không có mực nước ngầm

Trọng lượng móng và đất trên móng

$$Q = 2\text{m} \times 2\text{m} \times 1,5\text{m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 132 \text{ kN}$$

$$\text{Độ lệch tâm } e = \frac{M}{N+Q} = \frac{60}{600+132} = 0,082 \text{ m}$$

$$p = 183 \text{ kPa}$$

$$p_{\max} = \left(\frac{N+Q}{F} - u \right) \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \\ = \left(\frac{600+132}{2 \times 2} - 0 \right) \times \left(1 + \frac{6 \times 0,082}{2} \right) = 228 \text{ kPa}$$

$$p_{\min} = \left(\frac{N+Q}{F} - u \right) \left(1 - \frac{6e}{b} \right) = 138 \text{ kPa}$$

Trường hợp mực nước ngầm cao hơn mặt đáy móng 1m

Trọng lượng móng và đất trên móng

$$Q = 2\text{m} \times 2\text{m} \times 1,5\text{m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 132 \text{ kN}$$

Lực đẩy nổi của nước lên móng

$$U = u \times F = 2\text{m} \times 2\text{m} \times 1\text{m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 40 \text{ kN}$$

Độ lệch tâm

$$e = \frac{M}{N+Q-U} = \frac{60}{600+132-40} = 0,087\text{m}$$

$$p = \frac{N+Q-U}{F} = \frac{600+132-40}{2 \times 2} = 173$$

$$p_{\max} = \left(\frac{N+Q-U}{F} \right) \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \\ = \left(\frac{600+132-40}{2 \times 2} \right) \times \left(1 + \frac{6 \times 0,087}{2} \right) = 218\text{kPa}$$

$$p_{\min} = \left(\frac{N+Q-U}{F} \right) \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \\ = \left(\frac{600+132-40}{2 \times 2} \right) \times \left(1 - \frac{6 \times 0,087}{2} \right) = 128 \text{ kPa}$$

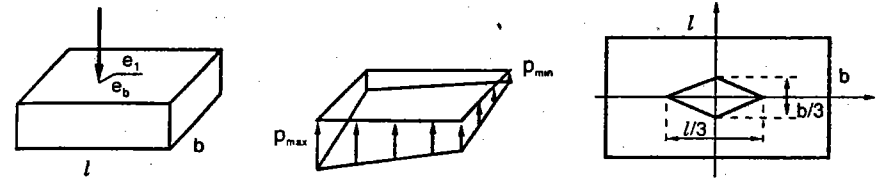
Để dàng nhận thấy $u = \frac{U}{F}$

3- Móng chịu tải lệch tâm hoặc moment hai phương

Khi móng có độ lệch tâm theo hai phương độ lệch tâm lần lượt là e_b và e_l

Áp lực đáy móng có thể tính theo công thức sau

$$p_{\max, \min} = \left(\frac{N+Q}{F} - u \right) \left(1 \pm \frac{6e_b}{b} \pm \frac{6e_l}{l} \right) \quad (3.6)$$



Hình 3.6: Dạng phân lực nền tải lệch tâm hai phương

Điều kiện $p_{\min} \geq 0$ khi

$$\left(1 - \frac{6e_b}{b} - \frac{6e_l}{l} \right) \geq 0 \Rightarrow \frac{6e_b}{b} + \frac{6e_l}{l} \leq 1 \quad (3.7)$$

Ví dụ 3.4: Có bốn silo chứa nông sản đặt trên một móng bè như hình bên. Trọng lượng bản thân của mỗi silo là 29 MN và khi chứa đầy hàng đạt trọng lượng 110 MN.

Trọng lượng của móng bè là 60 MN, có kích thước là 50m x 50m. Mỗi silo được vô hàng độc lập.

Kiểm tra lại kích thước móng để áp lực đáy móng

không bao giờ bị âm do tải các silo không đồng đều.

Giải.

Trường hợp 1: lệch tâm một phương, khi hai silo một bên đầy hàng còn hai silo trống.

Tải tác động lên móng bè

$$\text{Tải đứng } N = 4 \times 29 \text{ MN} + 2 \times 110 \text{ MN} = 336 \text{ MN}$$

$$\text{Moment } 2 \times 110 \text{ MN} \times 12 \text{ m} = 2640 \text{ MN.m}$$

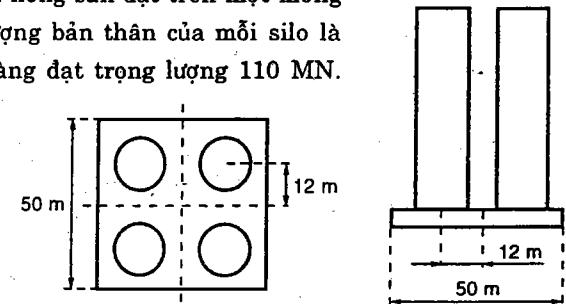
Độ lệch tâm

$$e = \frac{M}{N+Q} = \frac{2640 \text{ MN.m}}{336 \text{ MN} + 60 \text{ MN}} = 6,67 \text{ m}$$

Kiểm tra điều kiện lệch tâm một phương để áp lực đáy móng cực tiểu còn dương.

$$e = 6,67 \text{ m} \leq \frac{b}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ m} \text{ thỏa}$$

Trường hợp 2: Lệch tâm hai phương, khi một silo đầy hàng còn ba silo trống.



Tải tác động lên móng bè

Tải đứng: $N = 4 \times 29 \text{ MN} + 1 \times 110 \text{ MN} = 226 \text{ MN}$

Moment: $M_b = M_l = 110 \text{ MN} \times 12 \text{ m} = 1320 \text{ MN.m}$

Độ lệch tâm

$$e_b = e_l = \frac{M_b}{N + Q} = \frac{1320 \text{ MN} \cdot \text{m}}{226 \text{ MN} + 60 \text{ MN}} = 4,62 \text{ m}$$

$$\frac{6e_b}{b} + \frac{6e_l}{l} = \frac{6 \times 4,62 \text{ m}}{50 \text{ m}} + \frac{6 \times 4,62 \text{ m}}{50 \text{ m}} = 1,11 > 1$$

không thỏa điều kiện $p_{min} > 0$.

Để đảm bảo điều kiện $p_{min} = 0$, trong bài toán này móng bè cần có cạnh là

$$2 \frac{6e_l}{l} = 2 \frac{6 \times 4,62 \text{ m}}{l(m)} = 1 \Rightarrow l = b = 55,4 \text{ m}$$

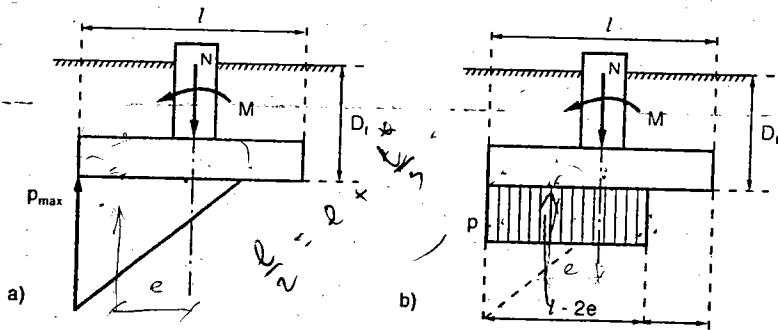
4- Móng chịu tải lệch tâm lớn

a- Lệch tâm một phương

Khi độ lệch tâm một phương lớn $e > l/6$ sẽ gây áp lực đáy móng cực tiểu bị âm

$$p_{min} < 0$$

Một phần móng bị nhắc khỏi mặt đất đáy móng. Có thể tính toán nền chịu áp lực đất phân bố tuyến tính tam giác như hình 3.7a hoặc phân bố đều trong phạm vi chiều dài tính đối $l^* = l - 2e$.



Hình 3.7: Dạng phân lực nền tải lệch tâm lớn

3.5: Một móng rộng $b = 2 \text{ m}$, $l = 3 \text{ m}$. Tải N thẳng đứng có cường độ lệch tâm theo phương cạnh dài $e_l = 0,7 \text{ m}$. Phân tích áp lực

Giải: Tại đứng có cường độ 600 kN đặt lệch tâm theo phương cạnh dài $0,7 \text{ m} > (l/6) = 3/6 = 0,5 \text{ m}$, nên áp lực cực tiểu bị âm và có giá trị là

$$p_{min} = \frac{600 \text{ kN}}{2 \text{ m} \times 3 \text{ m}} \left(1 - \frac{6 \times 0,7 \text{ m}}{3 \text{ m}} \right) = -40 \text{ kN/m}^2$$

Áp lực đáy móng cực đại có giá trị:

$$p_{max} = \frac{600 \text{ kN}}{2 \text{ m} \times 3 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 \times 0,7 \text{ m}}{3 \text{ m}} \right) = 240 \text{ kN/m}^2$$

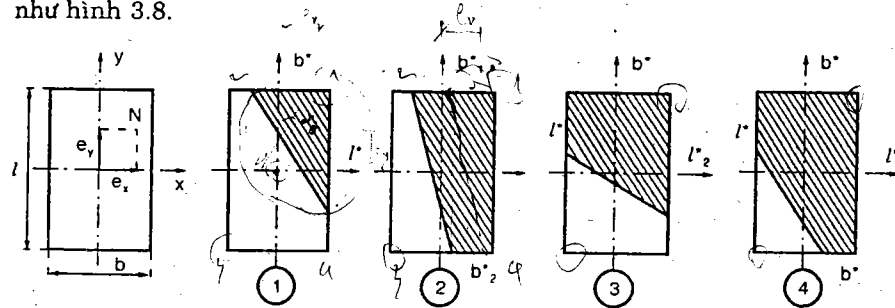
Áp lực trung bình trong khu vực đáy móng còn chịu nén

$$p = \frac{N}{b \times l^*} = \frac{N}{b \times (l - 2e)} = \frac{600 \text{ kN}}{2 \text{ m} \times (3 \text{ m} - 0,7 \text{ m})} = 130 \text{ kN/m}^2$$

với: l^* - chiều dài tính đối (có áp lực nén)

b- Lệch tâm hai phương với độ lệch tâm lớn

Khi móng chịu tải lệch tâm lớn do hai moment M_x , M_y hoặc do lệch tâm hình học. Một phần diện tích móng không còn tiếp xúc với đất như hình 3.8.



Hình 3.8: Khu vực có phân lực nền dưới đáy móng khi tải lệch tâm lớn theo hai phương

Tính toán áp lực nền phân bố đều trong phạm vi nền bị nén.

Có từ định nghĩa thông thường, độ lệch tâm là

$$e_x = \frac{M_y}{N} \tag{3.8}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} \tag{3.9}$$

Dạng diện tích tiếp xúc giữa móng và nền là tam giác như hình 3.8.1

$$\left(e_x > \frac{b}{6} \text{ và } e_y > \frac{l}{6} \right) \Rightarrow \frac{e_x}{b} > \frac{1}{6} \text{ và } \frac{e_y}{l} > \frac{1}{6} \tag{3.10}$$

$$p_{min} > 0 \Rightarrow e_x < \left(1 - \frac{6e_y}{l} \right) \frac{b}{6} \Rightarrow e_y > \frac{l}{6}; e_x > \frac{b}{6}$$

Đặt p là áp lực nền phân bố đều được tính theo công thức sau

$$p = \frac{2N}{b^* \times l^*} \quad (3.11)$$

với $b^* = 3b \left(0,5 - \frac{e_x}{b} \right) = 1,5b - 3e_x$ (3.12)

$l^* = 3l \left(0,5 - \frac{e_x}{l} \right) = 1,5l - 3e_y$ (3.13)

Dạng diện tích tiếp xúc giữa móng và nền là hình thang như hình 3.8.2

$$p_{2/3} < p_{1/3} \quad \frac{e_x}{b} > \frac{e_y}{l} \quad \text{và} \quad \frac{e_y}{l} < \frac{1}{6} \quad \text{và} \quad \frac{e_x}{b} > \frac{3 \frac{e_x}{l} \left(1 - 2 \frac{e_y}{l} \right)}{1 + 6 \frac{e_y}{l}} \quad (3.14)$$

Với điều kiện trên và đặt p là áp lực nền phân bố đều dưới diện tích hình thang được tính theo công thức sau

$$p = \frac{2N}{l \times (b_1^* + b_2^*)} \rightarrow \frac{N}{F} \rightarrow \text{Đảm bảo tính kháng} \quad (3.15)$$

trong đó: $b_1^* = \frac{b \left(1 - 2 \frac{e_x}{b} \right) \left(1 + 6 \frac{e_y}{l} \right)}{1 + 12 \left(\frac{e_y}{l} \right)^2}$ (3.16)

$$b_2^* = \frac{b \left(1 - 2 \frac{e_x}{b} \right) \left(1 - 6 \frac{e_y}{l} \right)}{1 + 12 \left(\frac{e_y}{l} \right)^2} \quad (3.17)$$

Dạng diện tích tiếp xúc giữa móng và nền là hình thang như hình 3.8.3

$$\frac{e_x}{b} < \frac{e_y}{l} \quad \text{và} \quad \frac{e_x}{b} < \frac{1}{6} \quad \text{và} \quad \frac{e_y}{l} > \frac{3 \frac{e_x}{b} \left(1 - 2 \frac{e_y}{l} \right)}{1 + 6 \frac{e_y}{l}} \quad (3.18)$$

Với điều kiện trên và đặt p là áp lực nền phân bố đều dưới diện tích hình thang được tính theo công thức sau

$$p = \frac{2N}{b \times (l_1^* + l_2^*)} \quad (3.19)$$

trong đó: $l_1^* = \frac{l \left(1 - 2 \frac{e_y}{l} \right) \left(1 + 6 \frac{e_x}{b} \right)}{1 + 12 \left(\frac{e_x}{b} \right)^2}$ (3.20)

$$l_2^* = \frac{l \left(1 - 2 \frac{e_y}{l} \right) \left(1 - 6 \frac{e_x}{b} \right)}{1 + 12 \left(\frac{e_x}{b} \right)^2} \quad (3.21)$$

Dạng diện tích tiếp xúc giữa móng và nền là hình ngũ giác

Nếu các điều kiện ràng buộc về lệch tâm không thỏa ba trường hợp trên, diện tích tiếp xúc giữa móng và nền có dạng ngũ giác như hình 6.4.

với: $b^* = \frac{b \frac{e_x}{b} (3l - 2e_y)}{2l \left(\frac{e_y}{l} - \frac{b}{2} \right)}$ (3.22)

3.2.2 Thiết kế nền dưới móng nông

Theo tiêu chuẩn thiết kế nền và công trình của QPXD 45 - 78 hướng dẫn có các cách tính toán nền nhà và công trình sau:

1- Tính nền theo biến dạng cho móng chịu tải đúng tâm

Theo QPXD 45 - 78, một móng nông chịu tải đứng đúng tâm được tính theo trạng thái giới hạn về biến dạng cho nền đất (không phải là đất yếu hoặc đá không biến dạng), có thể chia công việc tính toán nền này làm hai bước như sau:

Bước 1: Kiểm tra ứng suất đáy móng đủ nhỏ để nền còn ứng xử như "vật liệu đàn hồi"

$$p^{tc} \leq R^{tc} = m(Ab\gamma^{tc} + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) \text{ theo QPXD 45 - 70} \quad (3.23)$$

hoặc $p^{tc} \leq R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II})$ theo QPXD 45 - 78 (3.24)

- trong đó: p^{tc} - áp lực tiêu chuẩn ở đáy móng;
- R^{tc} - sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền;
- R_{II} - sức chịu tải tính toán theo trạng thái giới hạn II của đất nền;
- γ^{tc} - trọng lượng đơn vị tiêu chuẩn của đất nền từ đáy móng trở xuống;
- γ^* - trọng lượng đơn vị tiêu chuẩn của đất nền từ đáy móng trở lên;
- D_f - chiều sâu chôn móng;

- φ^{lc} - góc ma sát trong tiêu chuẩn của đất nền;
- c^{lc} - lực dính đơn vị tiêu chuẩn của đất nền;
- γ_{II} - trọng lượng đơn vị tiêu chuẩn của đất nền từ đáy móng trở xuống;
- γ_{II}^* - trọng lượng đơn vị tiêu chuẩn của đất nền từ đáy móng trở lên;
- φ_{II} - góc ma sát trong tính toán theo trạng thái giới hạn II của đất nền;
- c_{II} - lực dính đơn vị tính toán theo trạng thái giới hạn II của đất nền;
- A, B, D - các hệ số sức chịu tải.

Các phương pháp tính nền theo trạng thái giới hạn cường độ chịu tải đều dựa vào ứng suất cho phép q_a được suy từ sức chịu tải cực hạn q_{ult} này.

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS}, \quad \text{với } p_{ult} \equiv q_{ult} = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + cN_c + qN_q \quad (3.25)$$

Sức chịu tải cho phép q_a có thể suy từ công thức tính lún của lý thuyết bán không gian đàn hồi tuyến tính, phương thức tính toán này cùng cơ sở với thiết kế theo trạng thái giới hạn về biến dạng.

$$p_a = \frac{S_a E}{b \alpha_{\max} (1 - \nu^2)}$$

$$\text{được suy từ công thức } S = \frac{p b \alpha_{\max} (1 - \nu^2)}{E} \quad (3.26)$$

Do đó, sức chịu tải tiêu chuẩn R^c của đất nền được tính với các giá trị bé của c^{lc} , φ^{lc} và γ^{lc} , hoặc R_{II} của đất nền được tính với các giá trị bé của c_{II} , φ_{II} và γ_{II} được thống kê các chỉ tiêu riêng của một đơn nguyên địa chất theo phương pháp bình phương cực tiểu với xác suất tin cậy $\alpha = 0,85$. Nếu các chỉ tiêu riêng chống cắt c , φ có được từ thí nghiệm cắt trực tiếp, thí nghiệm này không kiểm tra được áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt và c , φ được vẽ trong mặt tổng ứng suất nên thành phần ma sát dưới đáy móng $1/2 b \gamma N_\gamma$ nên tính với trọng lượng riêng bão hòa.

Nếu tính sức chịu tải vào giai đoạn tức thời (*short term*) ngay khi hoàn tất công trình, nền đất chưa kịp thoát nước lỗ rỗng thặng dư, được tính với các giá trị c_{qu} , φ_{qu} của phương pháp cắt nhanh không cố kết, với phương pháp này trọng lượng đơn vị thể tích của đất nền là γ không xét lực đẩy nổi Archimède lên các hạt.

Trừ đất cát, sức chịu tải tiêu chuẩn R^c được tính với trọng lượng đơn vị đẩy nổi của nền cát, γ' , vì hệ số thấm của cát rất lớn nên ngay khi hoàn tất công trình áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu (do tải của công trình gây ra), phân tán hầu hết. Thông thường với đất cát, kết quả các thí nghiệm cắt nhanh trên máy cắt trực tiếp có kết quả gần giống với thí nghiệm cố kết - thoát nước trên máy nén ba trục.

Bước 2: Kiểm tra biến dạng của nền hoặc độ lún ở tâm móng, S_o , đủ nhỏ để không cản trở việc sử dụng bình thường của nhà và công trình, hoặc tránh giảm tính bền vững lâu dài của công trình. Đặc biệt độ lún lệch giữa các móng hoặc góc xoay, i , của một móng cũng phải đủ nhỏ để không gây ra nội lực phụ nguy hiểm cho kết cấu công trình.

$$S_o \leq S_{gh} \quad \text{và} \quad i \leq i_{gh} \quad (3.27)$$

Công việc tính toán lún của nền được dựa trên cơ sở của bài toán Boussinesq (cơ sở là bài toán đàn hồi) để xác định vùng biến dạng lún dưới đáy móng, nên điều kiện $p^{lc} < R^{lc}$ là điều kiện cần cho bước tính toán này. Tính toán độ lún của nền đất có thể tiến hành với phương pháp tổng phân tử và áp dụng các dạng công thức sau

$$S = \sum_1^n s_i = \sum_1^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i; \quad S = \sum_1^n a_{oi} \Delta p_i h_i; \quad S = \sum_1^n \frac{\beta_i}{E_{oi}} \Delta p_i h_i \quad (3.28)$$

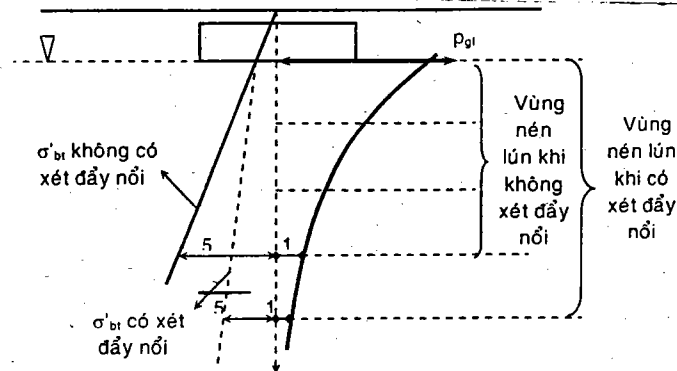
$$\text{với: } \beta_i = 1 - \frac{2\mu_i^2}{1 - \mu_i} \quad (3.29)$$

Ba công thức trên được tính toán với đường cong e-p của thí nghiệm nén cố kết.

Hoặc tính độ lún theo đường e - log p (hay e - log σ)

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{C_i}{1 + e_{oi}} H_i \log \frac{p_{oi} + \Delta p_i}{p_{oi}} \quad (3.30)$$

Với phương pháp toán tính theo trạng thái giới hạn về cường độ không cần kiểm tra bước tính toán độ lún này.



Hình 3.9: Sơ đồ xác định vùng nền lún dưới đáy móng

2. Tính nền theo biến dạng cho móng chịu tải thẳng đứng lệch tâm

Tương tự như móng chịu tải đứng đúng tâm, móng nông chịu tải thẳng đứng lệch tâm cần một số điều kiện sau:

Bước 1: Để nền còn hoạt động đàn hồi cần có

$$p^{tc} \leq R^{tc} = m(AB\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) \approx R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II})$$

$$p_{\max}^{tc} \leq 1,2R^{tc} = 1,2m(AB\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) \approx 1,2R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II})$$

$$p_{\min}^{tc} \geq 0 \text{ hoặc với một số công trình có cầu chạy } \frac{p_{\min}^{tc}}{p_{\max}^{tc}} \geq 0,25 \quad (3.31)$$

Bước 2: Các điều kiện biến dạng giới hạn

$$S_{gh} \geq S_o; \quad i_{gh} \geq i \quad (3.32)$$

Với góc xoay i_y hay i_l theo phương y (trục dài của móng) và góc xoay i_x hay i_b phương x (trục ngắn của móng) được xác định theo phương pháp tổng phân tố với công thức

$$i_y = \frac{\Delta S_y}{b_y} \quad \text{và} \quad i_x = \frac{\Delta S_x}{b_x} \quad (3.33)$$

Hoặc được xác định theo phương pháp lớp biến dạng tuyến tính:

$$i_x = \frac{1 - \mu^2}{E} k_x \frac{N e_x}{\left(\frac{b_x}{2}\right)^3} \quad \text{và} \quad i_y = \frac{1 - \mu^2}{E} k_y \frac{N e_y}{\left(\frac{b_y}{2}\right)^3} \quad (3.34)$$

3. Tính nền theo khả năng chịu tải

Đây là cách tính theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất khi:

- Có tải trọng ngang đáng kể truyền lên nền như tường chắn, công trình chịu lực xô ngang, có tải động đất.
- Móng hoặc toàn công trình đặt ở bờ dốc hoặc lớp đất có độ nghiêng lớn.
- Nền là sét dẻo mềm và mềm (độ sệt $> 0,5$) no nước có hệ số cố kết $C_v \leq 10^7 \text{ cm}^2/\text{năm}$, vì thoát nước chậm nên phải xét đến sự xuất hiện của trạng thái không ổn định do áp lực nước lỗ rỗng thặng dư gây bởi tải ngoài làm giảm khả năng chống cắt của đất. Nền đất loại này chưa kịp lún có thể đã bị trượt.

- Nền là đá là loại nền biến dạng nhỏ.

Mục đích tính toán nền theo khả năng chịu tải là đảm bảo độ bền của nền, cũng như không cho móng bị trượt hay lật.

Thiết kế móng nông

Việc tính toán nền theo trạng thái giới hạn thứ nhất xuất phát từ điều kiện

$$N \leq \frac{\Phi}{k_{tc}} \quad (3.35)$$

trong đó: N - tải trọng tính toán tác động lên nền;

Φ - khả năng chịu tải của nền;

k_{tc} - hệ số độ tin cậy không được chọn nhỏ hơn 1,2 tùy tính chất công trình.

Sức chịu tải của toàn nền dưới móng chịu tải lệch tâm nhỏ và lớn, được xác định cho các trường hợp khác nhau như sau:

Nền là đá

$$\Phi = R_{da} \times b^* \times l^* \quad (3.36)$$

Nền là đất có:

- Chiều sâu chôn móng không lớn hơn bề rộng móng, tải tác động nghiêng một góc δ so với trục đứng, móng chữ nhật có chiều dài lớn hơn ba lần chiều rộng

$$\Phi = b^* \times l^* \times [\gamma D_f + (\pi + 1 - 2\delta + \cos\delta)c_u] \quad (3.37)$$

- Với móng chữ nhật chiều dài nhỏ hơn ba lần chiều rộng

$$\Phi = b^* \times l^* \times [\gamma D_f + (5,7 - 0,28(l^*/b^*) - 1)c_u] \quad (3.38)$$

- Móng chịu tải thẳng đứng:

$$\Phi = b^* \times l^* \times [\gamma D_f + 5,14c_u] \quad (3.39)$$

trong đó: b^* - chiều rộng móng tính đối khi có độ lệch tâm theo phương chiều rộng là e_b , được tính theo công thức

$$b^* = b - 2e_b \quad (3.40)$$

l^* - chiều dài móng tính đối khi có độ lệch tâm theo phương chiều dài là e_l , được tính theo công thức

$$l^* = l - 2e_l \quad (3.41)$$

γ - trọng lượng riêng của đất nền từ đáy móng trở lên mặt đất

D_f - chiều sâu chôn móng; c_u - sức chống cắt không thoát nước.

Khả năng chống cắt của đất nền không phải là đá và đất sét mềm thoát nước chậm, chịu tải ngang hoặc chịu tải đứng lệch tâm lớn sẽ được tính theo công thức

$$s = \sigma g \varphi_1 + c_1$$

với: φ_1, c_1 - góc ma sát tính toán và lực dính tính toán có được từ thống kê tập hợp các số liệu thí nghiệm cát các mẫu riêng lẻ của một lớp địa chất hoặc một đơn nguyên địa chất với xác suất tin cậy $\alpha = 0,95$.

Khả năng chịu tải của nền đất được xác định trên cơ sở lý thuyết cân bằng giới hạn hoặc theo nghiệm giải tích của Prandtl, Terzaghi, Sokolovski, Meyerhoff,... hoặc theo phương pháp đồ giải - giải tích, như phương pháp mặt trượt trụ tròn hoặc phương pháp mặt trượt phân mảnh của Fellenius hoặc Bishop.

Khi móng chủ yếu chịu tải ngang H sẽ phải thỏa điều kiện:

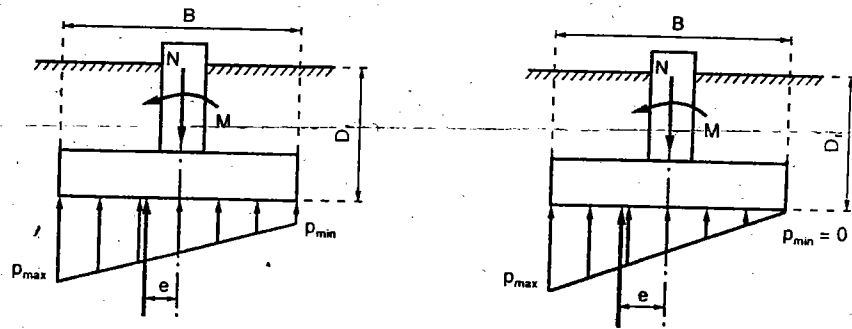
$$H \leq \frac{T_{ult}}{FS} \text{ với } T_{ult} \text{ là}$$

khả năng chịu tải ngang cực hạn của nền và có thể có được từ thí nghiệm bàn kéo hiện trường hoặc từ thành phần nằm ngang của sức chịu tải giới hạn tác động xiên trong thí nghiệm bàn nén.

Theo tiêu chuẩn thiết kế nền móng của Pháp 1990 (DTU), kiểm tra điều kiện ổn định nền đất, khi $p_{min} > 0$ hay $e_B < B/6$, theo điều kiện sau

$$p = \frac{3p_{max} + p_{min}}{4} \leq q_a$$

với: q_a - sức chịu tải cho phép của đất nền.

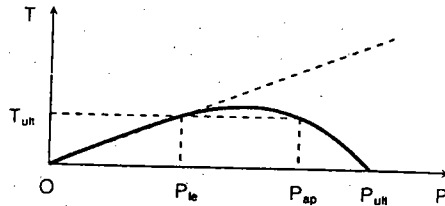


Hình 3.11: Phân lực nền tải lệch tâm e nhỏ

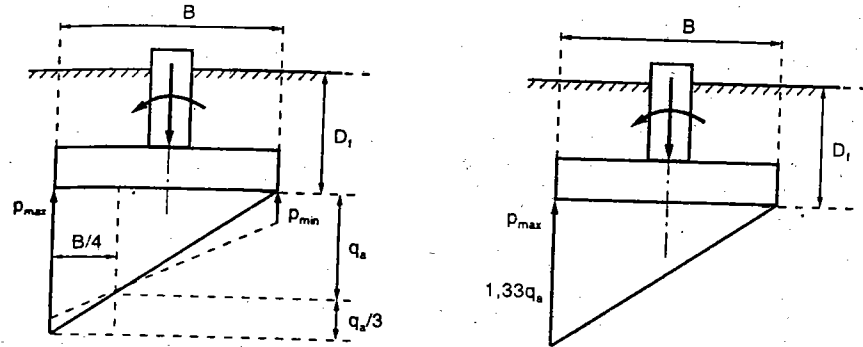
Khi độ lệch tâm lớn có $p_{min} \leq 0$ hay $e_B \geq B/6$, điều kiện ổn định nền như sau

$$p = \frac{3}{4} p_{max} \leq q_a \Rightarrow p_{max} \leq \frac{4}{3} q_a \text{ trong tổ hợp tải có kể tải trọng gió}$$

Nếu không kể tải gió, điều kiện ổn định là $p < q_a$



Hình 3.10: Quan hệ áp lực đứng và ngang của thí nghiệm bàn kéo hiện trường



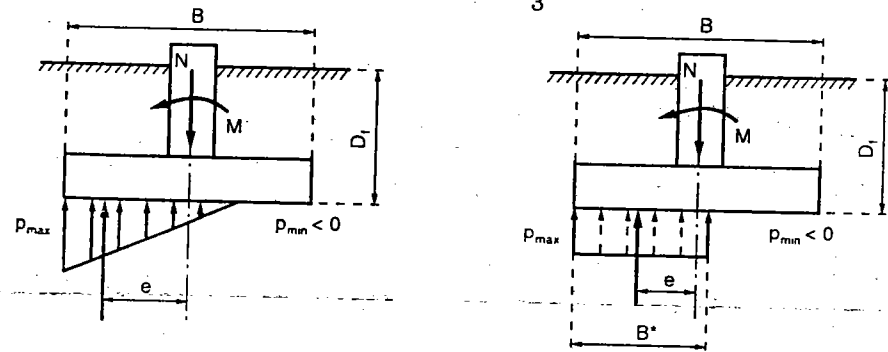
Hình 3.12: Điều kiện giới hạn phân lực nền tải lệch tâm lớn

Điều kiện ổn định nền

- Áp lực đáy móng trung bình p_m trong phạm vi áp lực dương phải nhỏ hơn sức chịu tải cho phép q_a của đất nền, khi tổ hợp tải không kể tải gió.

$$p_m < q_a$$

- Khi tổ hợp tải có kể tải gió $p_m = \frac{4q_a}{3}$



Hình 3.13: Dạng tương đương phân lực nền khi tải lệch tâm nhỏ

3.2.3 Thiết kế nền dưới móng băng và móng bè

Tương tự như móng đơn nền dưới móng băng cũng được tính toán theo hai bước:

Bước 1: Nền còn hoạt động đàn hồi như điều kiện 3.31 và 3.32

Bước 2: Các biến dạng phải nhỏ hơn biến dạng giới hạn như điều kiện 3.33 và 3.34

Móng bè cũng được kiểm tra theo hai bước trên nhưng tính lún với lý thuyết bán không gian đàn hồi hoặc lớp đàn hồi.

3.2.4 Thiết kế kết cấu móng

1- Tính kết cấu móng nông chịu tải đứng đúng tâm

a- Tính bề dày móng h

Bề dày móng h được chọn sao cho móng không bị chân cột xuyên thủng qua. Nếu móng đủ dày, thực nghiệm cho thấy móng bị chọc thủng theo hình tháp cụt mặt đỉnh là chân cột hoặc đáy công trình, góc lan tỏa ứng suất nén α là góc cứng của vật liệu làm móng. Góc cứng của bê tông là 45° , của gạch là 40 đến 42° . Nếu như móng bị xuyên thủng từ đáy móng theo tháp xuyên mà mặt nghiêng của tháp hợp với mặt ngang một góc 45° , như trong hình trên ta có lực gây xuyên thủng bằng với áp lực đáy móng p'' nhân với phần diện tích đáy móng nằm ngoài tháp xuyên.

$$P_{xt} = p'' \cdot S_{\text{ngoài tháp xuyên}} = [b^2 - (b_c + 2h_o)^2] \cdot p'' \quad (3.42)$$

Lực chống xuyên thủng bằng với tích số của sức chống kéo bê tông và diện tích xung quanh của "tháp xuyên tính toán".

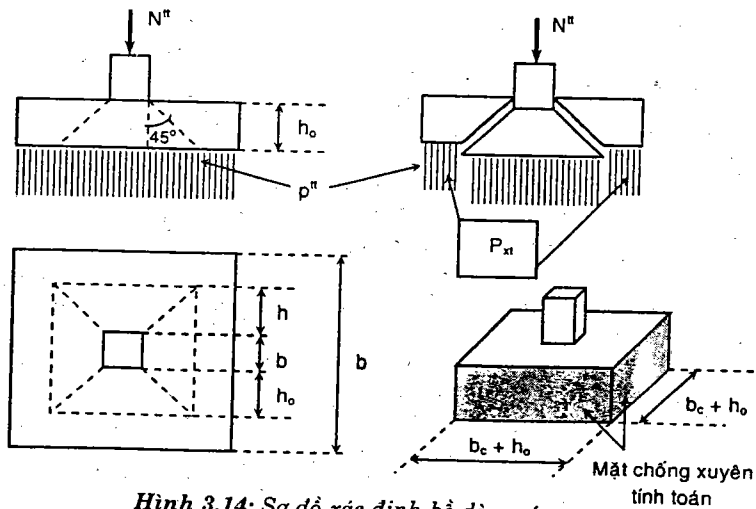
$$P_{cx} = \frac{3}{4} [R_k \cdot S_{\text{xung quanh của tháp xuyên}}] \approx 0,75 \cdot R_k [4(b_c + h_o)h_o] \quad (3.43)$$

Với chiều dày làm việc $h_o = h - a_b$

trong đó: a_b - lớp bê tông bảo vệ thép đáy móng,

R_k - sức chống cắt của bê tông móng.

Tháp xuyên tính toán được chọn gần đúng bằng diện tích xung quanh của khối lập phương cạnh $b_c + h_o$ và dày h_o .



Hình 3.14: Sơ đồ xác định bề dày móng

Khi chọn móng đủ dày để tháp xuyên phủ trùm đáy móng, theo điều kiện $b_c + 2h_o \tan \alpha > b$ (3.44)

Móng sẽ thỏa điều kiện móng cứng tuyệt đối và có thể xây bằng gạch đĩnh hoặc đá khối.

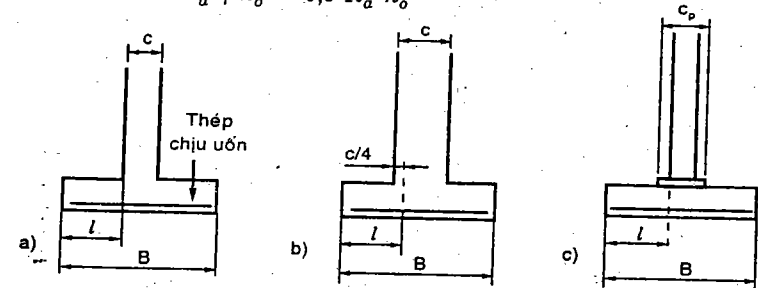
b- Tính cốt thép trong móng

Xem mặt I - I sát chân cột như là mặt ngang (tham khảo chọn vị trí mặt ngang trong hình 3.16b), moment tác động lên mặt này là

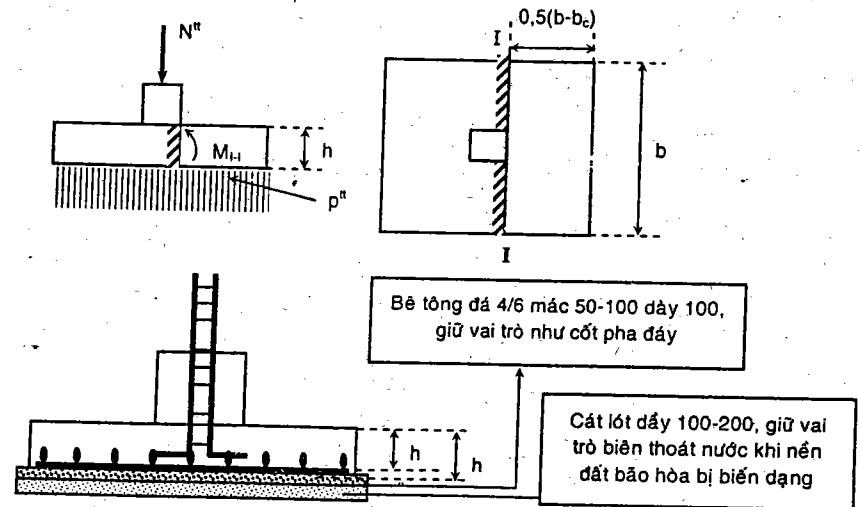
$$M_{I-I} = p'' \cdot \frac{1}{2} (b - b_c) b \frac{(b - b_c)}{4} = \frac{p'' \cdot b (b - b_c)^2}{8} \quad (3.45)$$

Diện tích cốt thép cần thiết, được xác định theo công thức gần đúng sau

$$F_a = \frac{M_{I-I}}{R_a \gamma h_o} \approx \frac{M_{I-I}}{0,9 R_a h_o} \quad (3.46)$$

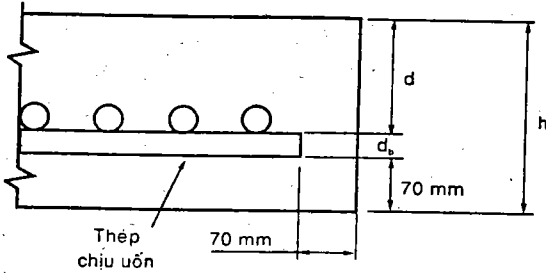


Hình 3.15: Vị trí mặt ngang để tính moment uốn trong móng bê tông
a) Cột bê tông; b) Cột gạch hoặc đá xây; c) Cột thép



Hình 3.16: Sơ đồ tính cốt thép trong móng

Cốt thép của phương còn lại được tính và bố trí tương tự.



Hình 3.17: Chi tiết cốt thép trong móng

2. Tính kết cấu móng nông chịu tải đứng lệch tâm

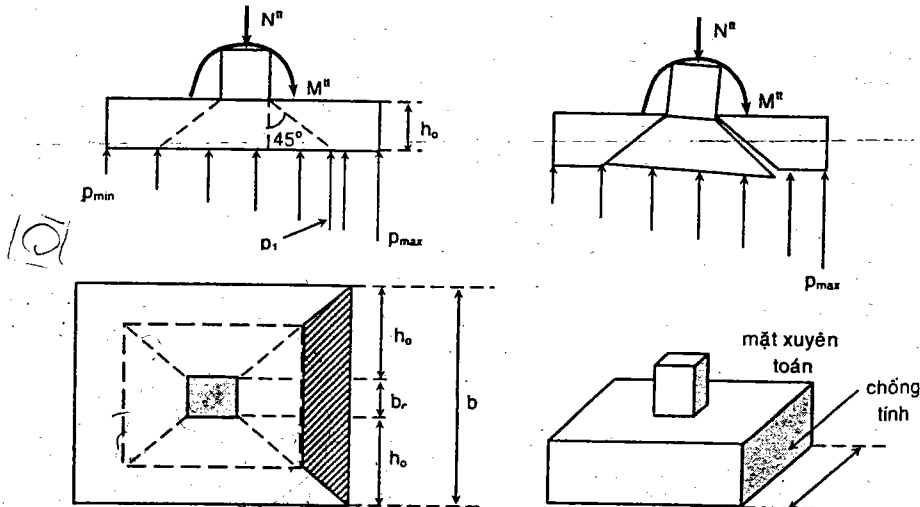
- Tính bề dày móng h, tải lệch tâm một phương

Trong trường hợp móng độc lập chịu tải đứng lệch tâm, như trong hình 3.18 cho thấy có một mặt của tháp xuyên có khả năng bị xuyên thủng trước tiên và từ đấy mới lan dần sang các mặt còn lại. Nên cần tính toán với một mặt bị xuyên bất lợi nhất thay vì tính cho cả tháp xuyên thủng.

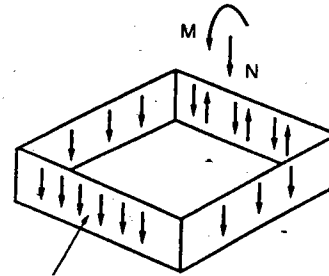
$$P_{xt} = [0,5(b + b_c + 2h_o) \times 0,5(b - [b_c + 2h_o])] \times 0,5x[p_{max} + p] \quad (3.47)$$

Lực chống xuyên cũng chỉ xét ứng với một mặt của tháp xuyên quy ước.

$$P_{cx} = 3/4 [R_k \cdot S_{\text{mặt mặt bên của tháp xuyên}}] \# 0,75 \cdot R_k [(b_c + h_o)h_o] \quad (3.48)$$



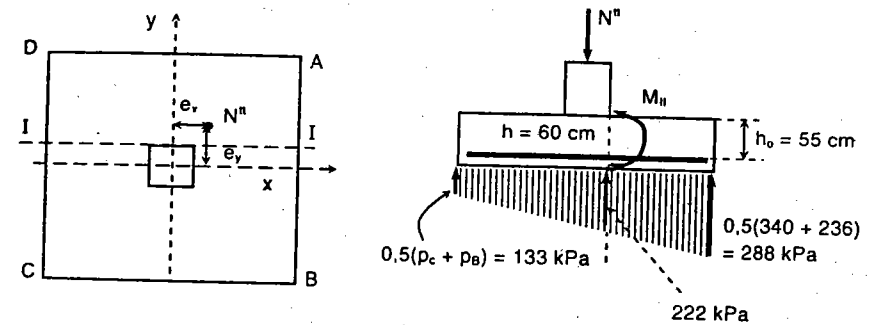
Hình 3.18: Mặt xuyên thủng nguy hiểm của móng chịu tải lệch tâm



Mặt nguy hiểm nhất của khối xuyên thủng trong móng nông chịu moment

b. Tính cốt thép

Cốt thép trong móng độc lập chịu tải lệch tâm được tính gần giống như móng



Hình 3.19: Sơ đồ tính moment uốn trong móng

Chịu tải đúng tâm nhưng với các phản lực đáy móng không đồng đều tại các góc A, B, C, D. Ví dụ phản lực nền có giá trị như sau

$$P_{max(A)} = 340 \text{ kPa}, \quad P_{(D)} = 236 \text{ kPa}, \quad P_{(B)} = 185 \text{ kPa}$$

$$P_{min(C)} = 81 \text{ kPa}, \quad P_{(D')} = 209 \text{ kPa}, \quad P_{(A')} = 313 \text{ kPa}$$

Xem mặt I - I là mặt cạnh cột song song với AD như là mặt ngàm, moment tác động lên mặt này là

$$\begin{aligned} M_{II} &= P_{mn} b_x \frac{b_y - b_c}{2} \cdot \frac{b_y - b_c}{4} + P_{max(tb)} \cdot b_y \frac{b_y - b_c}{2} (b_y - b_c) \frac{2}{3} = \\ &= 222 b_x \frac{b_y - b_c}{2} \cdot \frac{b_y - b_c}{4} + (288 - 222) b_y \frac{b_y - b_c}{2} (b_y - b_c) \frac{2}{3} \\ &= 222 \cdot 2 \frac{2 - 0,3}{2} \cdot \frac{2 - 0,3}{4} + \frac{(288 - 222) \cdot 2}{2} \frac{2 - 0,3}{2} \cdot (2 - 0,3) \frac{2}{6} \\ &= 160,4 + 31,79 = 192,2 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Từ giá trị moment này ta tính lượng cốt thép cần thiết theo công thức gần đúng sau

$$F_a = \frac{M_{I-I}}{R_a \gamma h_o} \approx \frac{M_{I-I}}{0,9 R_a h_o} = \frac{0,1922 MN.m}{0,9 \times 210 MPa \times 0,55 m} \times 10^4 cm^2 = 18,5 cm^2$$

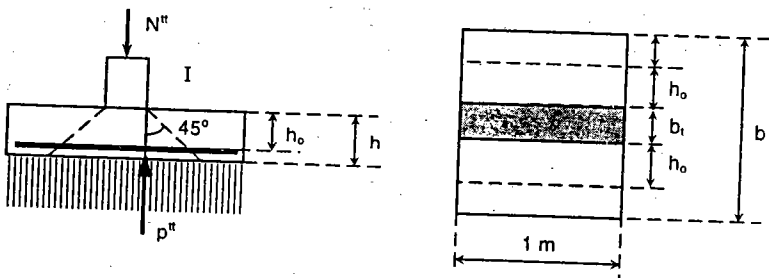
Chọn 10 $\phi 16 \Rightarrow \phi 16$ a 190

Tương tự ta tính cốt thép cho phương II - II.

3- Tính kết cấu móng băng dưới tường

Móng băng dưới tường là bài toán phẳng nên được tính toán với một mét dài, mặt khác, móng không bị xuyên và uốn dọc theo phương của tường, nên bề dày và cốt thép chỉ được tính toán với phương ngang của tường.

a- Tính bề dày móng h



Hình 3.20: Sơ đồ tính xuyên thủng

Tính toán xuyên thủng một bên tường

Lực gây xuyên thủng $P_{xt} = p'' \cdot S_{ngoài\ tháp\ xuyên}$

Lực chống xuyên $P_{cx} = \frac{3}{4} [R_k \cdot S_{một\ mặt\ của\ tháp\ xuyên}]$

Điều kiện để tường không xuyên thủng móng là

$$P_{cx} \geq P_{xt}$$

b- Tính cốt thép trong móng

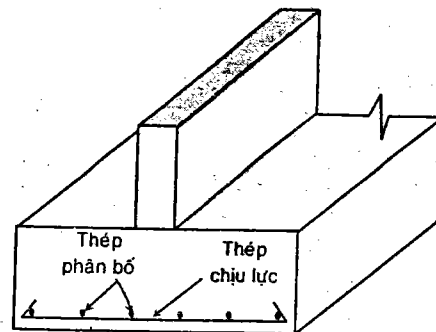
Xem mặt I - I, ở chân tường, như là mặt ngàm, moment tác động lên mặt này là

$$M_{II} = p'' \frac{b-b_t}{2} 1m \frac{(b-b_t)}{4} = 0,125 p'' (b-b_t)^2$$

Diện tích cốt thép cần thiết

$$F_a = \frac{M_{I-I}}{R_a \gamma h_o} \approx \frac{M_{I-I}}{0,9 R_a h_o}$$

Phương II - II chỉ cần thép cấu tạo.

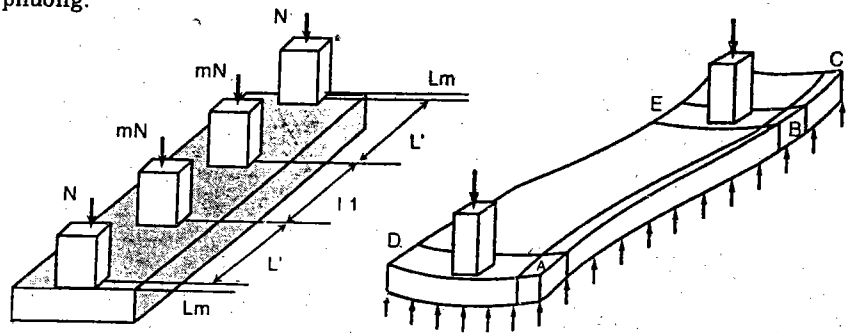


Hình 3.21: Thép trong móng băng dưới tường

Trong trường hợp tính móng tường tuyệt đối cứng. Điều kiện để cho trong bản thân móng không có ứng suất căng là thép xuyên thủng phải phủ trùm đáy móng.

4- Tính kết cấu móng băng dưới các cột

Khác móng băng dưới tường, móng băng dưới cột bị uốn theo hai phương.



Hình 3.22: Móng băng dưới các cột

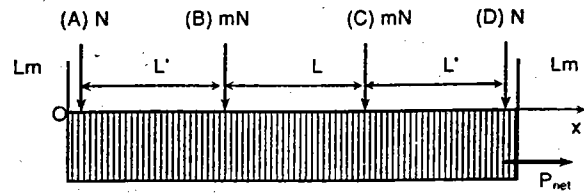
Hình 23: Biến dạng của móng băng dưới các cột

Nội lực trong móng do phản lực đất nền được tính toán theo hai phương pháp:

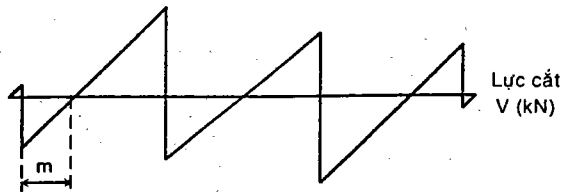
1- Hoặc theo giả thuyết phản lực nền phân bố tuyến tính, nội lực trong móng băng được tính giống như sơ đồ dầm nền thường được gọi là phương pháp tính này là tính như "dầm lật ngược".

Tổng lực tính toán tác động lên móng là $\Sigma N'' = n \Sigma N''_c$.

Chúng ta có thể giải nội lực trong móng với phản lực đất nền đã xét đến trọng lượng đất trên móng hoặc với phản lực ròng p_{net} .

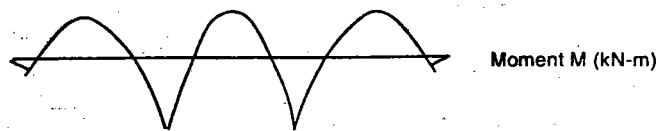


Lực cắt V trong móng được xác định theo quan hệ sau $V = \int_{x_1}^{x_2} p dx$

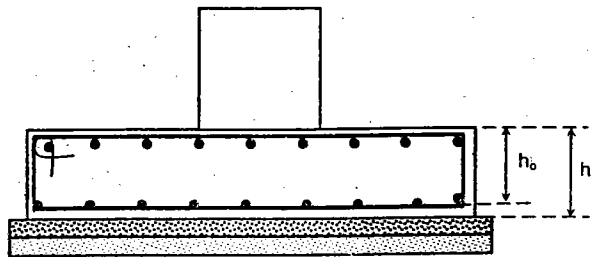


Moment uốn trong móng được xác định theo quan hệ cơ bản sau

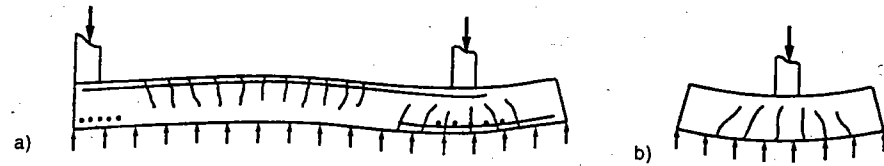
$$M = \int_{x_1}^{x_2} V dx$$



Từ biểu đồ lực cắt và moment uốn tính toán bề dày móng hoặc tính toán cốt đai chống cắt hỗ trợ cho bê tông, và tính cốt thép dọc trục móng băng, theo phương ngang cốt thép được tính như móng băng dưới tường.



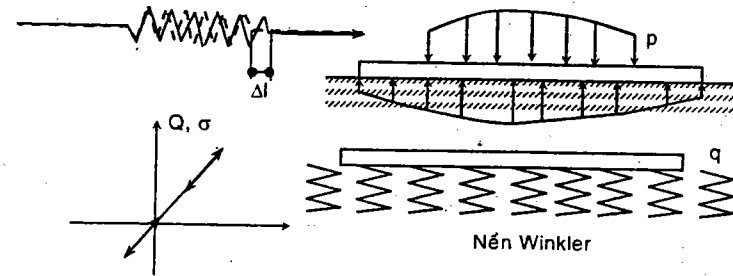
Hình 3.24 Sơ đồ đặt thép trong móng băng dưới các cột



Hình 3.25: Sơ đồ đặt thép trong móng băng dưới các cột
a) Mặt cắt dọc; b) Mặt cắt ngang

Hoặc theo các mô hình nền gắn với ứng xử thực của nền đất: nền đàn hồi cục bộ Winkler; nền đàn hồi tổng quát; nền đàn hồi-dẻo;... Hiện nay, phương pháp dựa trên nền đàn hồi cục bộ thường được sử dụng ở khá nhiều nước.

Sơ đồ nền Winkler, đất nền được tương đồng với một hệ vô số các lò xo đàn hồi tuyến tính, hằng số đàn hồi của hệ các lò xo được gọi là hệ số phản lực nền, k.



Hình 3.26: Mô hình nền Winkler

Mô hình nền Winkler $Q = k \times \Delta l$ hoặc $\sigma = k \times \Delta l$

Hệ số nền $k = \frac{\sigma}{S} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{s_1 - s_2}$, đơn vị của hệ số nền k là kN/m³. Hệ

số nền được xác định từ thí nghiệm bàn nén hiện trường tiết diện tròn hoặc vuông có kích thước từ 0,3 m đến 1 m, thậm chí lớn hơn khi cần khảo sát đặc tính đất cho những công trình quan trọng.

Trên công trường người ta có thể tiến hành thí nghiệm bàn nén vuông kích thước 0,3m x 0,3m và công thức chuyển đổi hệ số nền k của một móng vuông kích thước B(m) x B(m) từ kết quả thí nghiệm bàn nén trên có dạng như sau

- Trên nền cát $k = k_{0,3} \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2$ (3.49)

$$\text{- Trên nền sét } k = k_{0,3} \left[\frac{0,3}{B} \right] \quad (3.50)$$

Đối với móng chữ nhật kích thước $B(m) \times L(m)$, hệ số nền được chuyển đổi từ móng vuông có cùng áp lực tác động trên hai móng sẽ có dạng như sau

$$k = \frac{k_{(B \times B)} \left(1 + \frac{B}{L} \right)}{1,5} \quad (3.51)$$

Từ công thức tính hệ số nền dưới móng chữ nhật từ móng vuông chúng ta nhận thấy hệ số nền của đất dưới móng băng là $k = (2/3)k_{(B \times B)}$.

Hệ số nền $k_{0,3}$ của một số loại đất cát và sét như bảng 3.1.

Bảng 3.1

Loại đất	Trạng thái	$k_{0,3}$ (MN/m ³)
Cát khô hoặc ẩm	Rời	8 - 25
	Chặt TB	25 - 125
	Chặt	125 - 375
Cát bão hòa	Rời	10 - 15
	Chặt TB	35 - 40
	Chặt	130 - 150
Sét	Đẻo ($q_u = 100 - 200$ Kpa)	12 - 25
	Đẻo cứng ($q_u = 200 - 400$ Kpa)	25 - 50
	Cứng ($q_u > 400$ Kpa)	> 50

Với q_u là sức chịu nén một trục của đất nền

Đối với dầm dài, Vesic đề nghị một công thức gần đúng xác định hệ số nền, như sau

$$k' = B k = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}} \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad (3.52)$$

trong đó: E_F - module Young của vật liệu móng;

$$I_F = \frac{1}{12} B_I h^2 \text{ - moment quán tính của tiết diện ngang của dầm;}$$

E_s - module Young của đất nền; μ - hệ số Poisson

Scott (1981) đề nghị một công thức tương quan xác định $k_{0,3}$ từ kết quả xuyên động SPT cho đất cát.

$$k_{0,3} \text{ (MN/m}^3\text{)} = 1,8 N \quad (3.53)$$

Một công thức gần đúng xác định hệ số nền k thường được sử dụng có dạng như sau

$$k = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad (3.54)$$

Hệ phương trình cơ bản cho dầm trên nền Winkler

$$EJ y^{(4)} = p(x) - q(x)$$

$$EJ y^{(4)} + k^* \times y(x) = p(x)$$

trong đó: $p(x)$ - áp lực lên móng ở tiết diện x ;

$q(x)$ - phản lực của đất nền ở tiết diện x .

và theo định nghĩa hệ số nền, ta có

$$q(x) = k^* \times y(x), \text{ với } k^* = kB \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Trong trường hợp tải tập trung thì $p(x) = 0$ và phương trình vi phân trực vông có dạng $EI y^{(4)} + k^* \times y(x) = 0$

$$\text{Chia hai vế cho } EJ \text{ và đặt } \alpha = \sqrt[4]{\frac{k^*}{4EI}} \text{ (1/m)}$$

Phương trình vi phân cơ bản của móng băng trên nền đàn hồi trở thành

$$y^{(4)}(x) + 4\alpha^4 y(x) = 0$$

Nghiệm tổng quát là

$$y(x) = e^{\alpha x}(C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x}(C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x) \quad (II.1)$$

Từ hệ số đặc trưng α nhiều tác giả và nhiều quy phạm thiết kế đề nghị phân loại móng băng theo độ cứng như bảng 3.2.

Bảng 3.2

αl	Loại dầm móng	Ghi chú
$< \pi/4$	Dầm móng ngắn	Có thể tính toán với giả thiết móng cứng tuyệt đối và phản lực nền phân bố đều hoặc hình thang
$\pi/4 + \pi$	Dầm móng dài hữu hạn	
$> \pi$	Dầm móng dài vô hạn	

α - Dầm móng dài vô hạn

Phương trình trực vông có dạng là

$$y = C_3 \cdot e^{-\alpha x} \cos \alpha x + C_4 \cdot e^{-\alpha x} \sin \alpha x$$

C_3 và C_4 được xác định theo các điều kiện đặt tải của bài toán.

• Dầm dài vô hạn chịu tác động của tải P tập trung tại gốc trục tọa độ O

Trong trường hợp tải tập trung P đặt tại gốc trục tọa độ, tại gốc $O, x = 0$ có:

- Góc xoay triệt tiêu:

$$\delta = y' = 0 \Rightarrow C_3 = C_4 = C$$

- Lực cắt $Q = -EIy''' = -P/2$

$$\Rightarrow C = P/8\alpha^3 EI$$

Phương trình trục võng của dầm dài vô hạn chịu tải tập trung

$$y = \frac{1}{EI} \frac{P}{8\alpha^3} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x) = \frac{P\alpha}{2k^*} A_{(\alpha x)}$$

Từ $q(x) = k^*y(x)$ và $k^*/EI = 4\alpha^4$

\Rightarrow Phản lực đất nền: $q(x) = 4\alpha^4 EI$

$$\Rightarrow q(x) = \frac{P\alpha}{2} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x) = \frac{P\alpha}{2} A_{(\alpha x)}$$

Phương trình góc xoay

$$\delta = y' = -\frac{1}{EI} \frac{P}{4\alpha^2} e^{-\alpha x} \sin \alpha x = -\frac{1}{EI} \frac{P}{4\alpha^2} B_{(\alpha x)}$$

Phương trình moment

$$M = -EIy'' = \frac{P}{4\alpha} (e^{-\alpha x} \cos \alpha x - e^{-\alpha x} \sin \alpha x) = \frac{P}{4\alpha} C_{(\alpha x)} \quad (3.55)$$

Phương trình lực cắt

$$Q = -EIy''' = -\frac{P}{2} e^{-\alpha x} \cos \alpha x = -\frac{P}{2} D_{(\alpha x)} \quad (3.56)$$

Trong đó các hệ số có dạng

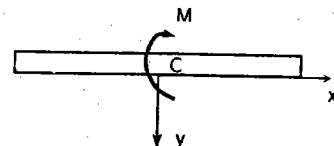
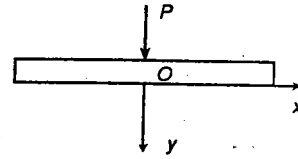
$$\begin{aligned} A_{(\alpha x)} &= e^{-\alpha x} \cos \alpha x + e^{-\alpha x} \sin \alpha x; & B_{(\alpha x)} &= e^{-\alpha x} \sin \alpha x \\ C_{(\alpha x)} &= e^{-\alpha x} \cos \alpha x - e^{-\alpha x} \sin \alpha x; & D_{(\alpha x)} &= e^{-\alpha x} \cos \alpha x \end{aligned} \quad (3.57)$$

• Moment M_0 tập trung tại gốc trục tọa độ O

Trong trường hợp tải tập trung M_0 đặt tại gốc trục tọa độ, tại gốc $O, x = 0$ có

Tại gốc $O, x = 0$ có độ võng $y = 0$

$$\Rightarrow C_3 = 0 \Rightarrow y = C_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x$$



và $M = \frac{M_0}{2} \Rightarrow -EIy'' = \frac{M_0}{2}$

$$\Rightarrow -EIy''_{x=0} = EI 2C_4 \alpha^2 = \frac{M_0}{2} \Rightarrow C_4 = \frac{M_0}{4\alpha^2 EI}$$

Do vậy phương trình trục võng của dầm dài vô hạn chịu moment M_0 tập trung tại gốc O có dạng

$$y = \frac{M_0}{4\alpha^2 EI} B_{(\alpha x)}$$

Phản lực nền $q(x) = \alpha^2 M_0 B_{(\alpha x)} \quad (3.58)$

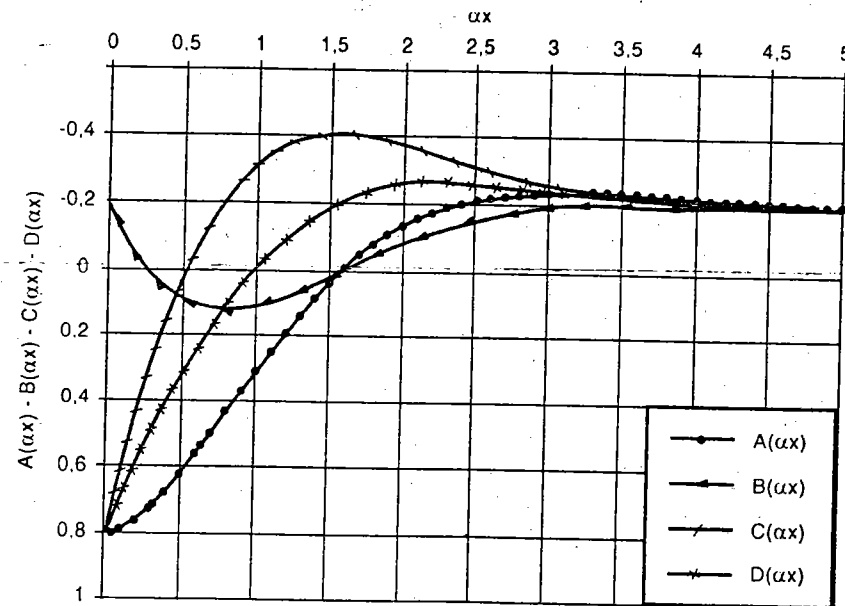
Phương trình moment: $M = \frac{M_0}{2} D_{(\alpha x)} \quad (3.59)$

Phương trình lực cắt: $Q = \frac{-\alpha M_0}{2} A_{(\alpha x)} \quad (3.60)$

Các hệ số

$$A_{(\alpha x)} = e^{-\alpha x} \cos \alpha x + e^{-\alpha x} \sin \alpha x; \quad B_{(\alpha x)} = e^{-\alpha x} \sin \alpha x;$$

$$C_{(\alpha x)} = e^{-\alpha x} \cos \alpha x - e^{-\alpha x} \sin \alpha x; \quad D_{(\alpha x)} = e^{-\alpha x} \cos \alpha x$$



Biểu đồ các hệ số $A_{(\alpha x)}, B_{(\alpha x)}, C_{(\alpha x)}, D_{(\alpha x)}$ tính móng nông

Bảng 3.3: Bảng giá trị các hàm A(αx); B(αx); C(αx) và D(αx)

(αx)	A(αx)	B(αx)	C(αx)	D(αx)	(αx)	A(αx)	B(αx)	C(αx)	D(αx)
0	1	0	1	1	3,5	-0,0389	-0,0106	-0,0177	-0,0283
0,1	0,9907	0,0903	0,8100	0,9003	3,6	-0,0366	-0,0121	-0,0124	-0,0245
0,2	0,9651	0,1627	0,6398	0,8024	3,7	-0,0341	-0,0131	-0,0079	-0,0210
0,3	0,9267	0,2189	0,4888	0,7077	3,8	-0,0314	-0,0137	-0,0040	-0,0177
0,4	0,8784	0,2610	0,3564	0,6174	3,9	-0,0286	-0,0139	-0,0008	-0,0147
0,5	0,8231	0,2908	0,2415	0,5323	4	-0,0258	-0,0139	0,0019	-0,0120
0,6	0,7628	0,3099	0,1431	0,4530	4,1	-0,0231	-0,0136	0,0040	-0,0095
0,7	0,6997	0,3199	0,0599	0,3798	4,2	-0,0204	-0,0131	0,0057	-0,0074
0,8	0,6354	0,3223	-0,0093	0,3131	4,3	-0,0179	-0,0124	0,0070	-0,0054
0,9	0,5712	0,3185	-0,0657	0,2527	4,4	-0,0155	-0,0117	0,0079	-0,0038
1	0,5083	0,3096	-0,1108	0,1988	4,5	-0,0132	-0,0109	0,0085	-0,0023
1,1	0,4476	0,2967	-0,1457	0,1510	4,6	-0,0111	-0,0100	0,0089	-0,0011
1,2	0,3899	0,2807	-0,1716	0,1091	4,7	-0,0092	-0,0091	0,0090	-0,0001
1,3	0,3355	0,2626	-0,1897	0,0729	4,8	-0,0075	-0,0082	0,0089	0,0007
1,4	0,2849	0,2430	-0,2011	0,0419	4,9	-0,0059	-0,0073	0,0087	0,0014
1,5	0,2384	0,2226	-0,2068	0,0158	5	-0,0045	-0,0065	0,0084	0,0019
1,6	0,1959	0,2018	-0,2077	-0,0059	5,1	-0,0033	-0,0056	0,0079	0,0023
1,7	0,1576	0,1812	-0,2047	-0,0235	5,2	-0,0023	-0,0049	0,0075	0,0026
1,8	0,1234	0,1610	-0,1985	-0,0376	5,3	-0,0014	-0,0042	0,0069	0,0028
1,9	0,0932	0,1415	-0,1899	-0,0484	5,4	-0,0006	-0,0035	0,0064	0,0029
2	0,0667	0,1231	-0,1794	-0,0563	5,5	0,0000	-0,0029	0,0058	0,0029
2,1	0,0439	0,1057	-0,1675	-0,0618	5,6	0,0005	-0,0023	0,0052	0,0029
2,2	0,0244	0,0896	-0,1548	-0,0652	5,7	0,0010	-0,0018	0,0046	0,0028
2,3	0,0080	0,0748	-0,1416	-0,0668	5,8	0,0013	-0,0014	0,0041	0,0027
2,4	-0,0056	0,0613	-0,1282	-0,0669	5,9	0,0015	-0,0010	0,0036	0,0025
2,5	-0,0166	0,0491	-0,1149	-0,0658	6	0,0017	-0,0007	0,0031	0,0024
2,6	-0,0254	0,0383	-0,1019	-0,0636	6,1	0,0018	-0,0004	0,0026	0,0022
2,7	-0,0320	0,0287	-0,0895	-0,0608	6,2	0,0019	-0,0002	0,0022	0,0020
2,8	-0,0369	0,0204	-0,0777	-0,0573	6,3	0,0019	0,0000	0,0018	0,0018
2,9	-0,0403	0,0132	-0,0666	-0,0534	6,4	0,0018	0,0002	0,0015	0,0017
3	-0,0423	0,0070	-0,0563	-0,0493	6,5	0,0018	0,0003	0,0011	0,0015
3,1	-0,0431	0,0019	-0,0469	-0,0450	6,6	0,0017	0,0004	0,0009	0,0013
3,2	-0,0431	-0,0024	-0,0383	-0,0407	6,7	0,0016	0,0005	0,0006	0,0011
3,3	-0,0422	-0,0058	-0,0306	-0,0364	6,8	0,0015	0,0006	0,0004	0,0010
3,4	-0,0408	-0,0085	-0,0237	-0,0323	6,9	0,0014	0,0006	0,0002	0,0008
					7	0,0013	0,0006	0,0001	0,0007

b- Tải phân bố đều trong một đoạn dầm dài vô hạn

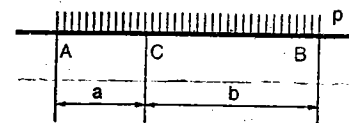
Kết quả độ võng y , moment M , lực cắt Q tại một điểm của dầm dài vô hạn chịu tải trọng phân bố đều dài hữu hạn trên dầm móng có thể tính toán theo các công thức nêu trong bảng bên dưới.

• Điểm C dưới tải

$$\text{Độ võng } y_c = \frac{P}{2k^*} (2 - D_{(aa)} - D_{(ab)})$$

$$\text{Moment } M_c = \frac{P}{4\alpha^2} (B_{(aa)} + B_{(ab)})$$

$$\text{Lực cắt } V_c = \frac{P}{4\alpha} (C_{(aa)} - C_{(ab)})$$

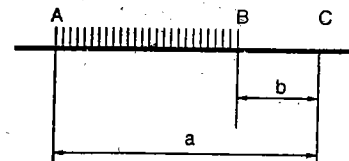


• Điểm C bên phải tải

$$\text{Độ võng } y_c = -\frac{P}{2k^*} (D_{(aa)} - D_{(ab)})$$

$$\text{Moment } M_c = \frac{P}{4\alpha^2} (B_{(aa)} - B_{(ab)})$$

$$\text{Lực cắt } Q_c = \frac{P}{4\alpha} (C_{(aa)} - C_{(ab)})$$

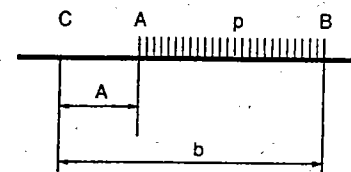


• Điểm C bên trái tải

$$\text{Độ võng } y_c = \frac{P}{2k^*} (D_{(aa)} - D_{(ab)})$$

$$\text{Moment } M_c = -\frac{P}{4\alpha^2} (B_{(aa)} + B_{(ab)})$$

$$\text{Lực cắt } Q_c = \frac{P}{4\alpha} (C_{(aa)} - C_{(ab)})$$



c- Dầm móng dài bán vô hạn

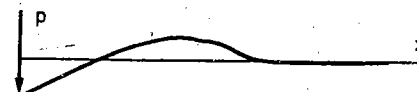
Với dầm dài bán vô hạn chịu tải tập trung có thể sử dụng các công thức sau

Đầu dầm tự do, tải tập trung P ở đầu dầm

$$\text{Độ võng } y = \frac{2P\alpha}{k^*} D_{(\alpha x)}$$

$$\text{Moment } M = -\frac{P}{\alpha^2} B_{(\alpha x)}$$

$$\text{Lực cắt } V_c = -P_1 C_{(\alpha x)}$$

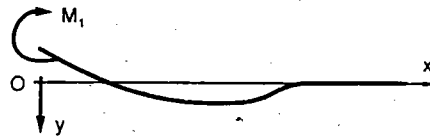


• Đầu dầm tự do, Moment tập trung M_1 đầu dầm

Độ võng $y = -\frac{2M_1\alpha}{k^*} C_{(\alpha x)}$

Moment $M = M_1 A_{(\alpha x)}$

Lực cắt $Q_c = -2M_1\alpha B_{(\alpha x)}$



• Đầu dầm tự do, tải P đặt gần đầu dầm

Độ võng

$$y = \frac{P\alpha}{2k^*} [(C_{(\alpha a)} + 2D_{(\alpha a)})A_{(\alpha a)} - 2(C_{(\alpha a)} + D_{(\alpha a)})B_{(\alpha a)} + A_{\alpha(a+x)}]$$

Moment

$$M = \frac{P}{4\alpha} [(C_{(\alpha x)} + 2D_{(\alpha x)})C_{(\alpha x)} - 2(C_{(\alpha x)} + D_{(\alpha x)})D_{(\alpha x)} + C_{\alpha(a-x)}]$$

Lực cắt



$$Q = -\frac{P}{2} [(C_{(\alpha x)} + 2D_{(\alpha x)})D_{(\alpha x)} - (C_{(\alpha x)} + D_{(\alpha x)})A_{(\alpha x)} \pm D_{\alpha(a-x)}]$$

Sơ đồ tính dầm bán vô hạn trên nền Winkler, tải tập trung

Tải trọng bù

Trong tính toán chúng ta thường gặp trường hợp lực không đặt ở đầu mút trái, và vì đầu mút này không có nội lực nên ta phải đặt hệ tải gồm lực đứng P^0 và moment M^0 tác động lên điểm này để sao cho tại cạnh móng trái không có M và Q, hệ tải này được gọi là tải bù

Đầu dầm tự do, nội lực M^0 , và Q^0 xuất hiện do các tải đặt bên phải đầu dầm



Để khử nội lực dư này, ta đặt vào đầu mút trái hai lực M^0 và P^0 và xem như dầm dài vô hạn.

Dưới tác dụng của hệ tải này nội lực M_2^0 và Q_2^0 tại đầu mút trái sẽ là

$$M_2^0 = \frac{P_0}{4\alpha} + \frac{M_0}{2} \tag{3.61}$$

$$Q_2^0 = -\frac{P_0}{2} - \alpha \frac{M_0}{2} \tag{3.62}$$

Nội lực dư tại đầu mút dầm triệt tiêu khi

$$M_1^0 \quad M_2^0 = M_1^0 + \frac{P_0}{4\alpha} + \frac{M_0}{2} = 0 \rightarrow M^0 = -4M_1^0 - \frac{2M_0^0}{\alpha} \tag{3.63}$$

$$Q_1^0 \quad Q_2^0 = Q_1^0 - \frac{P_0}{2} - \alpha \frac{M_0}{2} = 0 \rightarrow P^0 = 4\alpha M_1^0 + Q_1^0 \tag{3.64}$$

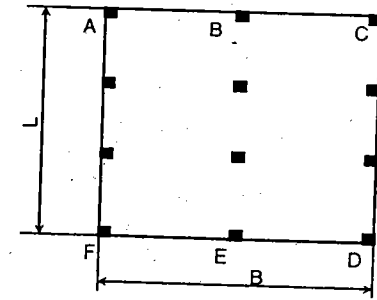
5- Tính kết cấu móng bè theo phương pháp phân lực nền phân bố tuyến tính

Phương pháp này gồm các bước sau:

1- Sau khi có các lực cột từ khung truyền xuống: $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, \dots, Q_n$. Thử chọn móng bè có kích thước $L \times B$ như hình vẽ. Xác định tổng hợp lực các cột:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n$$

2- Xác định áp lực đáy móng tại các điểm A, B, C, D,... bằng phương trình sau



Hình 3.27: Móng bè dưới

$$p = \frac{Q}{F} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \tag{3.65}$$

trong đó: $F = BL$

$I_x = \frac{1}{2} BL^3$ moment quán tính quanh trục x;

$I_y = \frac{1}{2} B^3 L$ moment quán tính quanh trục y;

$M_x = Qe_x$ moment của các lực chân cột quanh trục x;

$M_y = Qe_y$ moment của các lực chân cột quanh trục y;

e_x và e_y - độ lệch tâm theo phương x và phương y của tổng hợp lực các lực cột, được xác định theo tọa độ x, y của các cột.

$$e_x = \frac{Q_1 x_1 + Q_2 x_2 + \dots + Q_n x_n}{Q} - \frac{B}{2}$$

$$e_y = \frac{Q_1 y_1 + Q_2 y_2 + \dots + Q_n y_n}{Q} - \frac{L}{2} \tag{3.66}$$

3- So sánh các áp lực này với sức chịu tải cho phép của đất nền, khi tính theo ứng suất cho phép, hoặc với R^c khi tính theo trạng thái giới hạn biến dạng.

4- Tính độ lún tại tâm móng hoặc độ lún trung bình của móng, so với độ lún cho phép S_{gh} .

5- Chia bè thành nhiều dẫy theo phương x và phương y . Tính kết cấu từng dẫy với hai giả thuyết: hoặc phản lực nền là phân bố đều hoặc phản lực nền phân bố dạng hình thang.

6- Vẽ biểu đồ lực cắt và moment cho mỗi dẫy.

7- Từ biểu đồ lực cắt tính bề dày hoặc chọn bề dày bè và kiểm tra điều kiện chống cắt.

8- Từ biểu đồ moment, chọn giá trị cực đại và cực tiểu để tính cốt thép cần thiết.

6- Tính kết cấu móng bè trên nền Winkler

Móng bè trên nền Winkler, dựa trên lý thuyết bản và vỏ chịu tác động của phản lực nền. Lần lượt ta tính tác động của một chân cột lên khu vực bản xung quanh chân cột trên, sau đó ta dùng nguyên lý chồng chập để xác định biểu đồ moment, lực cắt, phản lực và độ võng của bản. Phương pháp tính gồm các bước sau:

Bước 1: Chọn thử bề dày h của bản.

Bước 2: Xác định độ cứng chống uốn R của bản theo công thức sau

$$R = \frac{E_F h^3}{12(1 - \mu_F^2)} \quad (3.67)$$

trong đó: E_F - module Young của vật liệu móng;

μ_F - hệ số Poisson của vật liệu làm móng.

Bước 3: Tính bán kính vùng ảnh hưởng độ cứng

$$L' = \sqrt[4]{\frac{R}{k}} \quad (3.68)$$

Vùng ảnh hưởng của một cột có thể trong khoảng từ 3 đến 4 L'

Bước 4: Xác định giá trị moment, trong hệ tọa độ cực, của một điểm do tải đứng trong cột gây ra, theo công thức sau

$$M_t = \text{moment tiếp tuyến} = -\frac{P}{4} \left[A_1 - \frac{(1 - \mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad (3.69)$$

$$M_R = \text{moment xuyên tâm} = -\frac{P}{4} \left[\mu_F A_1 - \frac{(1 - \mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad (3.70)$$

trong đó: r - khoảng cách từ chân cột đến điểm đang khảo;

P - lực chân cột; A_1, A_2 - các hệ số phụ thuộc tỷ số r/L' .

Trong hệ tọa độ Decartes, xyz . Ta có

$$M_x = M_t \sin^2 \alpha + M_R \cos^2 \alpha \quad (3.71)$$

$$M_y = M_t \cos^2 \alpha + M_R \sin^2 \alpha \quad (3.72)$$

Bước 5: Tính lực cắt (Q) cho mỗi đơn vị chiều rộng của bè do lực đứng chân cột gây ra

$$Q = -\frac{P}{4L'} A_3 \quad (3.73)$$

với: A_3 - hệ số phụ thuộc tỷ số $\frac{r}{L'}$

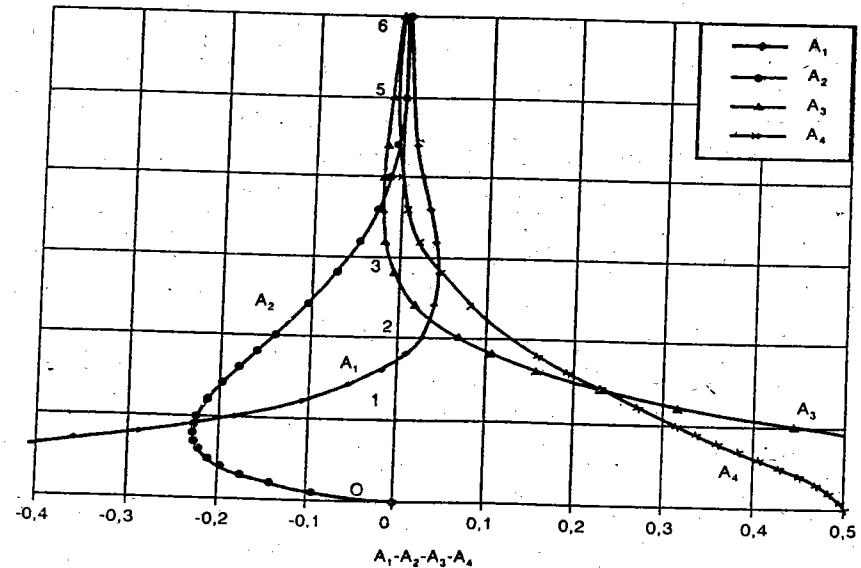
Bước 6: Chuyển vị đứng

$$\Delta H = \frac{PL^2}{8R} \text{ tại chân cột} \quad (3.74)$$

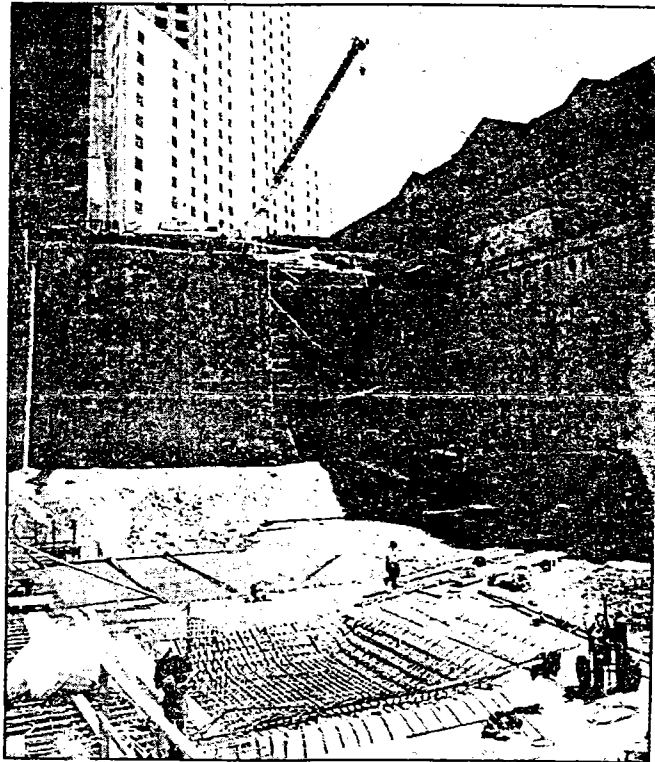
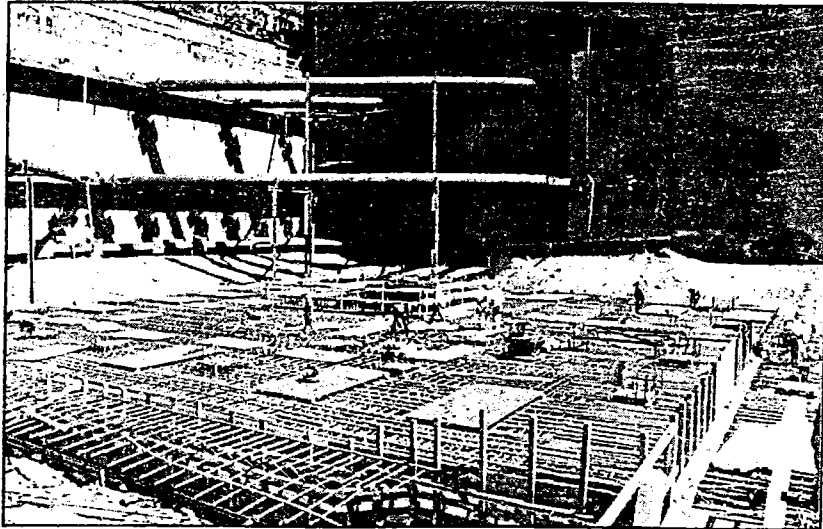
$$\Delta H = \frac{PL^2}{4R} A_4 \text{ điểm cách cột một khoảng } r \quad (3.75)$$

với: A_4 - hệ số phụ thuộc tỷ số $\frac{r}{L'}$

Bước 7: Đặt tải trọng bù ở các biên của từng dẫy của bè sao cho thỏa các điều kiện biên của bè.



Hình 3.28: Các hệ số tính móng bè



Hình 3.29: Thi công móng bè

Chương 4

THIẾT KẾ MÓNG CỌC

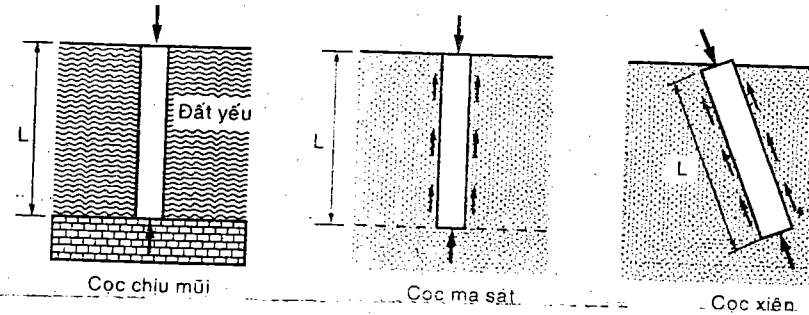
Khi các loại móng nông không thỏa những điều kiện kỹ thuật gánh đỡ công trình, phương án móng cọc được phân tích tính toán nhằm truyền tải trọng công trình xuống các lớp đất sâu hơn.

4.1 ĐỊNH NGHĨA CỌC

Cọc là những thanh tiết diện tròn hoặc vuông kích thước từ 5 ÷ 7 cm cho cọc tràm, tre đến hàng mét cho cọc nhồi, chiều dài từ vài mét đến hơn trăm mét, được đưa vào nền đất để truyền tải trọng công trình bên xuống đất nền xung quanh cọc và ở bên dưới mũi cọc.

Khi tỷ lệ $\frac{L}{B} > 5$ có thể được xem là cọc,

với: L - Chiều sâu cọc cắm vào đất; B - cạnh cọc.



Hình 4.1: Một số dạng cọc trong nền đất

4.2 PHÂN LOẠI CỌC

4.2.1 Theo vật liệu

Theo vật liệu, chúng ta có thể phân chia cọc thành: cọc gỗ, cọc thép, cọc bê tông, cọc phối hợp giữa các vật liệu trên.

1- Cọc gỗ

Gỗ làm cọc thường được sử dụng là: thông, tràm, tre và phải được thường xuyên nằm dưới mực nước ngầm, tránh mốc, mục, mối, mọt....

Một số yêu cầu kỹ thuật cho một cây cọc gỗ như nó phải đủ tươi, độ ẩm không nhỏ hơn 20%, độ thon không lớn hơn 1%, không được cong vênh hai chiều và độ cong phải nhỏ hơn 1%.

Trong một số trường hợp cần thiết, cọc gỗ thông được ngâm tẩm nhựa đường và thuốc chống mối mọt để có thể sử dụng trên mực nước ngầm, cọc trụ chống đỡ các trụ cầu, móng nhà trên vùng đất có mực nước ngầm sâu, loại này có tuổi thọ đạt đến ba, bốn mươi năm.

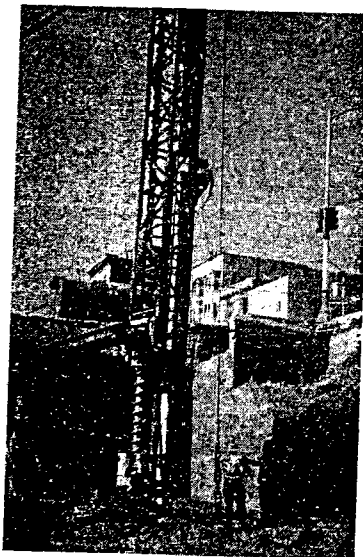
2- Cọc bê tông

Cọc bê tông cốt thép gồm hai loại cơ bản: cọc chế tạo sẵn và cọc nhồi (đổ bê tông tại chỗ vào những hố khoan hoặc hố đào) cọc chế tạo sẵn được hạ bằng búa đóng, hoặc ép bằng các kích thủy lực, hay hạ bằng xói nước - kết hợp búa rung, đôi khi khoan mũi trước rồi đóng. Cọc nhồi có nhiều phương pháp thực hiện: khoan hoặc đào đơn giản trong đất sét dẻo, hoặc phải giữ ổn định thành vách bằng ống chống hay sử dụng dung dịch huyền phù bentonite khi gặp đất rời.

a- Cọc bê tông tiên chế

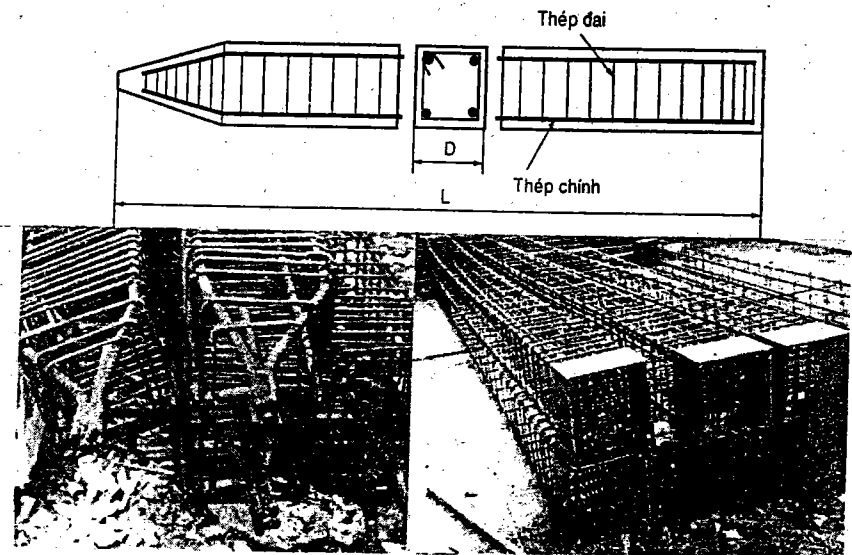
Cọc bê tông chế tạo sẵn tại công trường hoặc ở những nhà máy. Chúng có tiết diện ngang dạng vuông cạnh $d = 20$ cm đến 40 cm, dài từ 4 đến 8 m cho các cọc hạ vào đất bằng các máy ép (như các cọc Méga) và có thể dài từ 8 m đến 20 m cho loại hạ bằng búa đóng cọc. Dĩ nhiên, chiều dài cọc còn phụ thuộc vào nhiều yếu tố khá như: điều kiện và phương tiện vận chuyển từ nơi sản xuất đến công trường,....

Ngoài ra cọc cũng có thể có dạng tiết diện tròn, tam giác, lục giác có cấu tạo đặc hoặc rỗng ruột, đôi khi cọc cũng được làm bằng bê tông ứng suất trước.

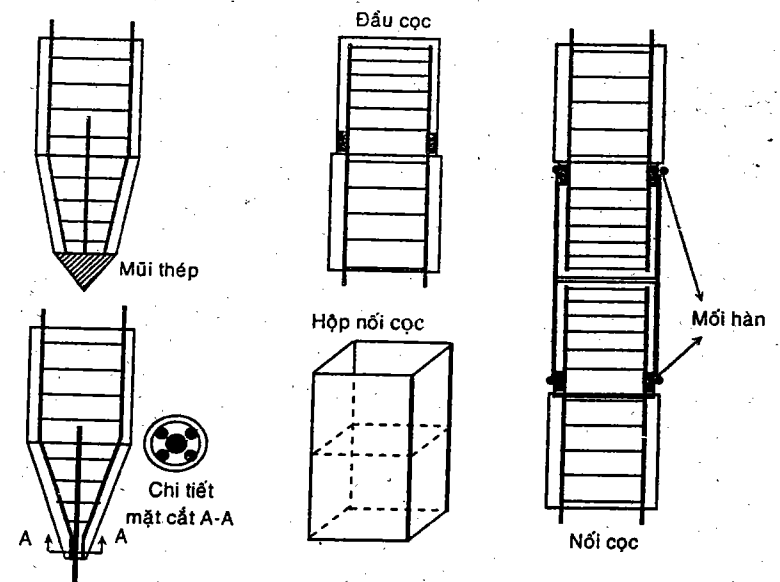


Hình 4.2: Cọc bê tông và các thiết bị hạ cọc

Loại cọc bê tông ứng suất trước thường là cọc ống rỗng ruột có kích thước từ 0,8 m đến vài mét đường kính, thường được sử dụng cho các công trình cầu, bến cảng.



Hình 4.3: Chi tiết cọc bê tông



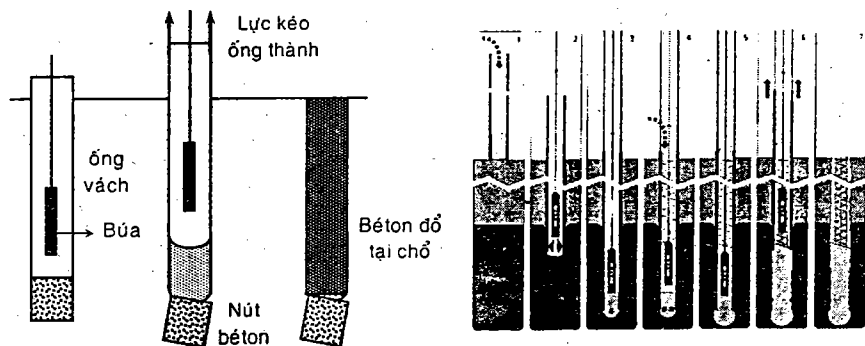
Hình 4.4: Chi tiết mũi cọc và nối cọc

Cọc bê tông chế tạo sẵn thường được bố trí 4 hoặc 8 thanh thép dọc chịu uốn, thép đai chống cắt do cấu vận chuyển hoặc cấu lắp dựng, các vĩ thép $\phi 6$ lưới ô vuông 50×50 ở đầu cọc để chống vỡ bê tông khi bị ép mặt mạnh, khu vực bố trí loại vĩ này ở hai đầu đoạn cọc nối một khoảng bằng cạnh B, thanh thép gia cường ở mũi cọc để chịu đựng lực kháng xuyên khi qua các lớp đất cứng (xem chi tiết H.4.3 và H.4.4).

b- Cọc nhồi

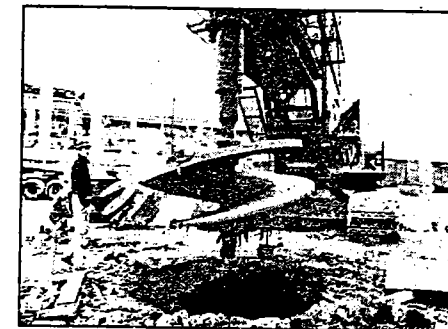
Cọc nhồi là loại cọc được đúc bê tông tại chỗ vào lỗ trống được đào hoặc khoan trong lòng đất, tiết diện ngang là tròn, hình chữ nhật, hoặc dạng chữ thập, chữ H, chữ L,... Để ổn định thành vách các lỗ trống này trong nền đất dễ bị sụt lở, có thể sử dụng ống vách hoặc sử dụng bùn khoan bentonite, đòi hỏi nhiều điều kiện kỹ thuật gắt gao trong suốt quá trình thực hiện. Cốt thép trong cọc nhồi hoặc cọc barrette nhằm chịu moment do tải ngang hoặc chịu tải nén cùng với bê tông, chúng ta phải tính toán cẩn thận chiều dài cần thiết của cốt thép này.

Cọc nhồi ổn định thành vách bằng ống chống Do Franki khởi xướng, nên còn có tên là cọc Franki, ống vách được hạ bằng cách đóng trực tiếp lên nút bê tông bịt đầu ống (H.4.5); loại cọc ống vách được đưa xuống sau lưới khoan và loại cọc hạ ống vách bằng các tia nước áp lực cao. Việc thu hồi ống vách rất khó khăn và cần các máy móc thiết bị chuyên dụng làm giảm ma sát giữa đất và mặt ngoài ống trong suốt thời gian ống nằm trong đất. Chính điều này hạn chế kích thước của cọc loại này.



Hình 4.5: Cọc nhồi có ống thành kiểu cọc Franki

Khi thi công cọc nhồi và cọc barrette trong các loại đất dính, cọc chỉ đi qua trong đất dính dẻo cao đến cứng, thành vách hố khoan có thể tự ổn định không cần chống đỡ bằng ống vách (H.4.6)

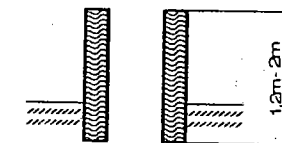


Hình 4.6: Khoan cọc nhồi trong đất dính

Cọc nhồi và cọc barrette ổn định thành vách bằng bùn khoan

Các bước cơ bản trong quá trình thi công cọc nhồi ổn định thành vách bằng bùn khoan gồm:

1- Chuẩn bị tường dẫn hoặc ống dẫn ngăn định vị cọc và tránh lở miệng hố trong quá trình đào hoặc khoan. Chuẩn bị đầy đủ lượng bùn khoan trong các silo hoặc các hồ chứa, tường dẫn bằng bê tông cốt thép bao quanh miệng lỗ khoan có kích thước trong lớn hơn dụng cụ khoan vài cm để lưới khoan hoặc gầu đào lên xuống dễ dàng.

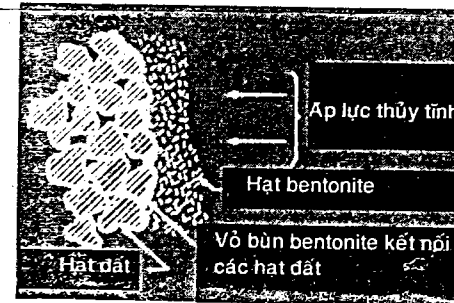


Hình 4.7: Tường dẫn

Bùn khoan nhằm ổn định thành vách lỗ trống trong quá trình tạo lỗ trống trong lòng đất cho đến kết thúc giai đoạn đổ bê tông.

Bùn khoan thường gồm nước và đất sét bentonite, đôi khi phải thêm phụ gia. Cũng có khi phải

thêm bột thủy tinh hoặc sợi ngăn như bã mía hoặc rơm rạ, để tăng trọng lượng riêng và tăng khả năng chịu kéo của bùn. Trong trường hợp đặc biệt, bentonite có thể được thay bằng các chất biopolymères. Những đặc trưng vật lý cơ bản của bùn khoan gồm có:



Hình 4.8: Bentonite

- Khối lượng riêng từ 1,01 đến 1,05 T/m³ (ngoại trừ trường hợp cần có dung dịch bùn nặng như khi thêm bột thủy tinh).

- Độ nhớt Marsh phải lớn hơn 35 giây và độ pH > 7.
- Độ chứa cát phải bằng không.
- Độ lọc nước phải nhỏ hơn 30 m³.
- Độ bám thành phải nhỏ hơn 2 mm.

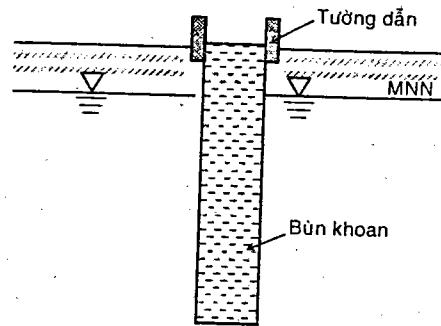
Độ lọc nước và độ bám thành lớp được thực hiện với dụng cụ Baroid trong 30 phút dưới áp lực 7 bars.

2- *Tạo lỗ* trong lòng đất bằng lưỡi khoan thường hoặc kèm tia nước áp lực cao hay bằng gầu đào. Trong suốt quá trình tạo lỗ, dung dịch bentonite trung lỗ khoan hoặc đào phải luôn luôn cao hơn mặt nước ngầm ít nhất là 1m. Điều này nhằm đảm bảo bùn luôn có khuynh hướng thấm vào trong đất qua thành vách hố khoan. Nhờ đó mà thành vách được giữ ổn định tốt hơn.

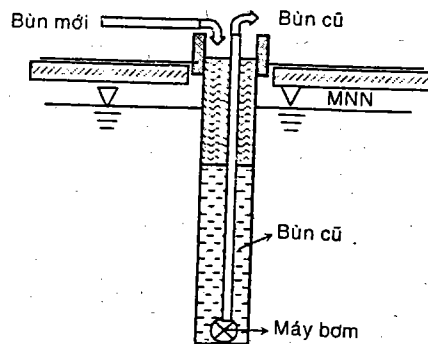
Trong quá trình khoan hoặc đào, bùn sẽ nặng dần lên do những hạt mịn trong đất lẫn vào, điều này dẫn đến giảm độ nhớt của bùn khoan nên người ta phải rây lại khi thu hồi bùn. Để tăng độ nhớt của bùn khoan người ta thêm vào một số phụ gia như: bicarbonate de soude, alginates, CMC, amidon,...

Khi cần giảm độ nhớt của bùn khoan ta có thể hòa vào bùn các phụ gia như: tanins, polyphosphates hoặc lignosulfonates.

3- *Thay bùn*: Sau khi hoàn tất việc tạo lỗ, phải thay bùn khoan đạt các yêu cầu kỹ thuật nghiêm ngặt nhằm tránh bùn bám vào các thanh thép ngăn trở bê tông bám chặt vào các thanh thép trong quá trình đổ bê tông, cũng như tránh lượng cát mịn nhiều trong bùn sẽ trộn lẫn vào bê tông. Thông thường người ta thả một máy



Hình 4.9: Hồ khoan đầy bùn khoan



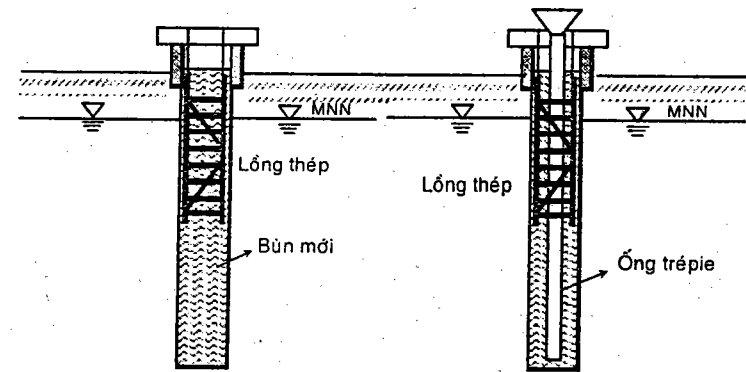
Hình 4.10: Thay bùn mới đúng yêu cầu

bơm xuống tận đáy hố đào để bơm bùn khoan đang khá nặng sau quá trình đào ra khỏi hố đào. Trong khi bơm bùn từ đáy hố, đồng thời xả bùn khoan mới nhẹ hơn 1,05 T/m³ vào miệng hố đào luôn giữ mực bùn cao hơn MNN, cho đến khi toàn bộ bùn trong hố khoan hoàn toàn là bùn mới.

4- *Đặt lồng thép* cần thiết vào hố khoan, định vị thật cẩn thận khi có các cao trình thép nối cho các tầng hầm và có barrette cùng nằm chung với tường rãnh (*parois*). Xung quanh lồng thép có treo các miếng bê tông (hay bánh xe bê tông) dày 3,5 cm đến 5 cm hoặc các vật tương đương để tạo lớp bê tông bảo vệ lồng thép. Sau đó, đặt ống đỡ bê tông (*trépie*), được nối từ các đoạn ống, mỗi đoạn có chiều dài từ 0,5 m đến 3 m. đường kính ống trépie thay đổi từ 6 cm đến 30 cm.

Đầu dưới của ống đỡ bê tông phải cách đáy hố khoan ít nhất là 20 cm nhằm cho mẻ bê tông đầu tiên thoát ra khỏi ống dễ dàng (H.4.11).

Với lồng thép ngắn và nhẹ nên nghĩ đến cách neo để tránh bị đẩy nổi khi đổ bê tông, hoặc bị chìm vào bê tông tươi khi tháo các điểm tựa để rút ống chống ngăn ở miệng hố khoan sau khi hoàn tất công tác đổ bê tông.



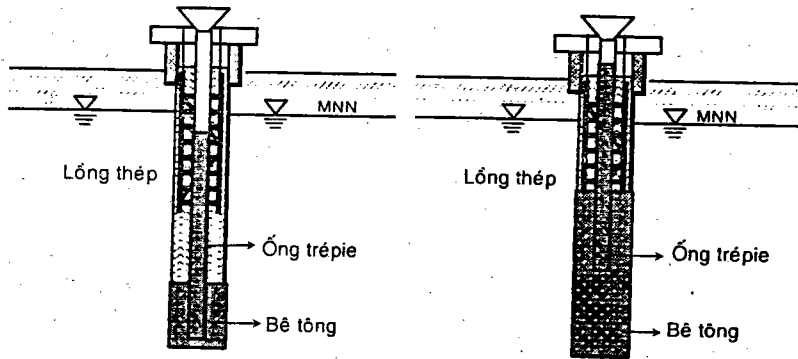
Hình 4.11: Đặt lồng thép và ống đỡ bê tông (trépie)

5- *Đổ bê tông* là giai đoạn quan trọng nhất cho chất lượng của cọc nhồi.

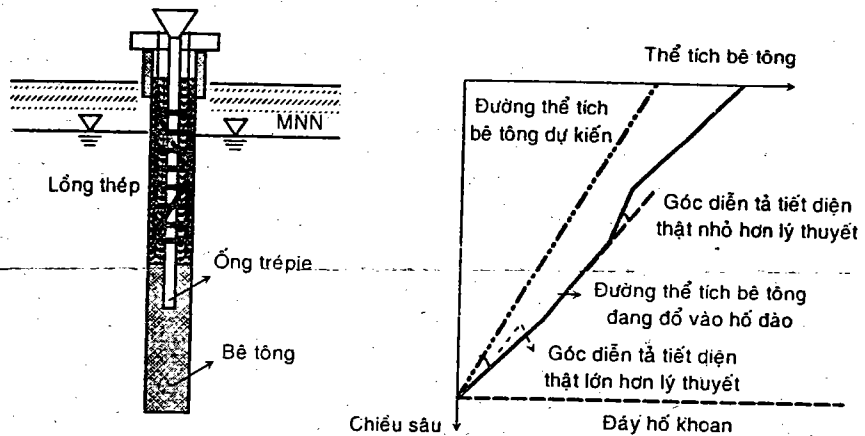
Trước tiên phải chuẩn bị cho việc cách ly bê tông và bùn khoan đang đầy áp trong ống trépie. Có thể đặt trên mặt bùn trong ống trépie, một lớp dày những hạt mốp nhẹ hoặc một miếng nhựa mỏng hay một quả banh nhựa có đường kính vừa vặn nhỏ hơn ống trépie vài cm. Phải đổ thật nhanh mẻ 6 m³ hoặc 12 m³ bê tông đầu tiên, trong tối đa 2 phút, sao cho bê tông chứa đầy trong ống và khi ra khỏi ống sẽ phủ nhanh đầu ống

trépie, để cho bê tông luôn luôn chảy vào trong bê tông bên dưới bùn. Nếu không thì bê tông sẽ hòa vào bùn và như thế công tác đổ bê tông thất bại.

Trong quá trình đổ bê tông, để bê tông luôn chuyển dễ dàng ta phải tháo bớt ống trépie ở đầu trên, sao cho đầu dưới của ống trépie ngập trong bê tông không nhỏ hơn 2 m.



Hình 4.12: Đổ bê tông dưới bùn



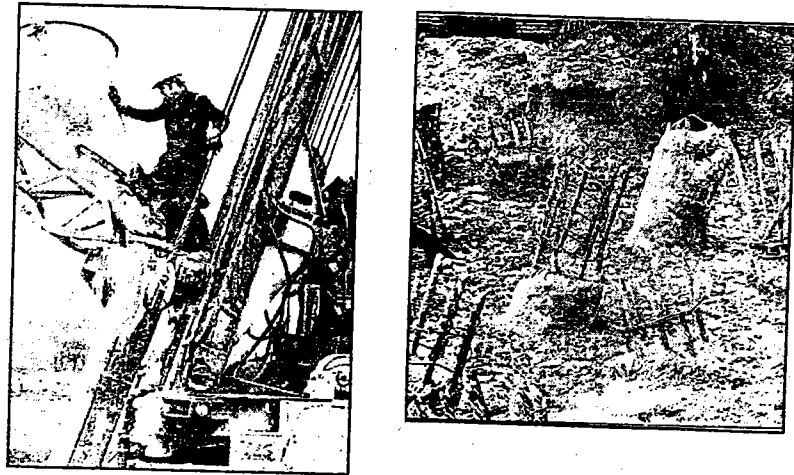
Hình 4.13: Theo dõi quá trình đổ bê tông

Sau khi đổ mỗi mẻ bê tông, phải đo độ dâng bê tông trong hố đào, vẽ đường thể tích bê tông thực tế đang đổ vào hố và so với đường lý thuyết, nếu hai đường này gặp nhau đồng nghĩa với thành vách đã bị sụp, thì công cọc nhồi bị thất bại, phải ngừng đổ bê tông và đào lại.

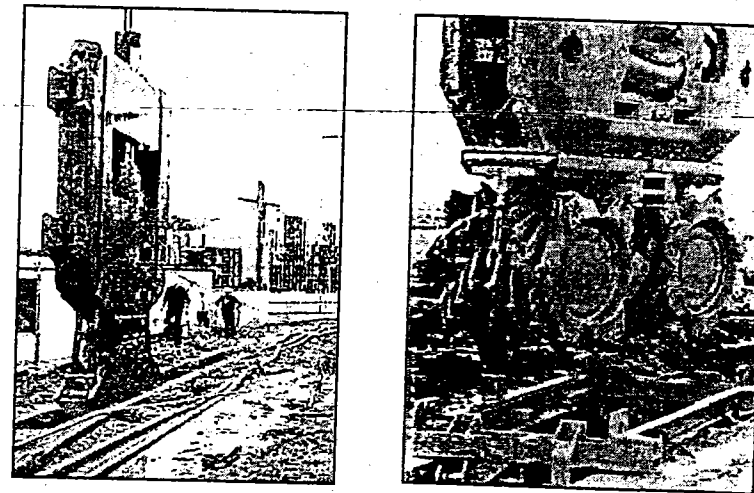
Yêu cầu tính chất của bê tông đổ trong ống trépie gồm:

- Mác bê tông phải lớn hơn 300
- Tỷ lệ (nước/ciment) phải nhỏ hơn 0,6.

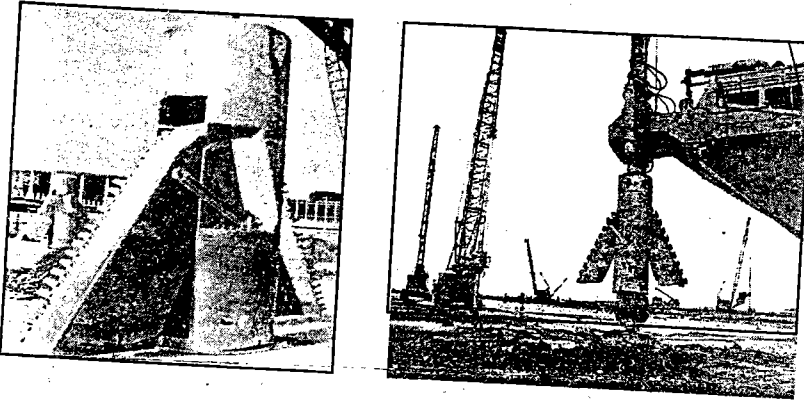
Độ sụt không nhỏ hơn 14 cm, thường là 18 cm. Cần sử dụng các loại phụ gia hóa dẻo và chậm đông cho bê tông cọc nhồi.



Hình 4.14: Cọc nhồi xiên



Hình 4.15: Gầu đào barrette và hydrofraise tự hành



Hình 4.16: Lưỡi khoan mở rộng

Cọc nhồi có thể mở rộng đáy hoặc xiên được thi công với thiết bị chuyên dụng (H.4.14, 4.16).

3- Cọc thép

Cọc thép rất đắt tiền, thường được sử dụng trong những điều kiện không thể thay thế bằng cọc bê tông.



Hình 4.17: Các dạng cọc thép và búa rung

Cọc thép thường được dùng trong các sửa chữa cấp bách hoặc các công trình bến cảng hoặc ổn định bờ. Trong trường hợp này, đó là dạng cọc bản thép. Các dạng khác là dạng I, dạng +, hoặc H, hoặc cọc ống thép.

4.2.2 Phân loại cọc theo đặc tính chịu lực

Cọc chịu mũi khi phần lớn tải trọng được truyền qua mũi cọc vào lớp đất cứng ở mũi cọc. Cọc chịu mũi còn được gọi là cọc chống.

Cọc ma sát khi cọc không tựa đến lớp đất cứng, tải trọng được phân bố phần lớn qua lực ma sát đất xung quanh cọc và một phần nhỏ qua mũi cọc. Cọc ma sát còn được gọi là cọc treo.

Ngoài ra, cọc còn được phân loại theo kích thước như: cọc nhỏ có cạnh ≤ 25 cm và cọc khi có cạnh ≥ 25 cm

Cũng còn có khuynh hướng phân chia cọc thành: Cọc có độ chồi khi hạ cọc bằng phương pháp đóng hoặc ép; cọc không có độ chồi khi hạ cọc trong rãnh đào hoặc cọc nhỏ.

4.3 THIẾT KẾ MÓNG CỌC

Một móng cọc gồm các cọc cùng chịu lực chung và đài cọc, là bộ phận liên kết các cọc lại thành một nhóm để cùng gánh đỡ một bộ phận công trình hoặc cả công trình.

Trước tiên cần phân tích điều kiện địa chất để tìm lớp đất để có thể tựa mũi cọc, cũng như xem xét kết cấu công trình để chọn độ cao đặt đài cọc. Đôi khi dưới đài cọc chỉ có một cọc, lúc này cần tạo đài lớn hơn cột một vài tầng để có độ cứng lớn hơn cột (nhằm phù hợp giả thiết chân cột ngàm vào đài) và là nơi đặt thép cột trước khi đổ bê tông cột.

Tính toán một móng cọc gồm các bước sau:

- Chọn loại cọc, kích thước cọc, xác định sức chịu tải của cọc, tính số lượng cọc và bố trí các cọc trong móng.

- Kiểm tra tải trọng tác động lên các cọc trong móng, phải nhỏ hơn khả năng gánh đỡ cho phép của cọc có xét đến ảnh hưởng nhóm, khi tính theo giới hạn về cường độ.

- Kiểm tra nền đất dưới móng cọc, tính toán độ lún của móng khối quy ước cho cả nhóm cọc cùng lún vào đất khi tính toán theo giới hạn về biến dạng.

- Tính toán kết cấu đài cọc.

1- Tính số cọc và bố trí cọc

Loại và kích thước cọc thường được lựa chọn theo đặc điểm địa chất nơi xây dựng, các loại cọc đang hiện hữu trên thị trường trong khu vực cũng như các phương tiện thi công hạ cọc, và một số điều kiện khác như: hình dáng và kích thước đáy công trình, giá thành loại cọc,....

Sau khi lựa chọn được kích thước cọc, sức chịu tải của một cọc được tính theo các phương pháp và các công thức khác nhau, giá trị nhỏ nhất tính được sẽ được chọn để đưa vào tính sơ bộ móng cọc. Sức chịu tải của

cọc sẽ được hiệu chỉnh sau khi tiến hành thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường. Thí nghiệm nén tĩnh này phải tiến hành đúng theo quy phạm hiện hành của khu vực hoặc quốc gia mà công trình tọa lạc.

2- Tính số lượng cọc

Số lượng cọc có thể được ước lượng theo công thức sau:

$$n = \kappa \frac{N}{Q_a} \tag{4.1}$$

với: n - số cọc trong móng; N - tải trọng thẳng đứng;

Q_a - sức chịu tải tính toán của một cọc;

κ - hệ số xét đến ảnh hưởng của moment tác động lên móng cọc, lấy từ 1 đến 1,5.

3- Bố trí cọc

Các cọc có thể được bố trí theo mạng lưới tam giác đều hoặc ô vuông, khoảng cách các cọc, ở cao trình đáy đài không được nhỏ hơn 1,5 lần đường kính hay cạnh cọc và ở mặt phẳng mũi cọc không được nhỏ hơn ba lần đường kính hay cạnh cọc. Khi khoảng cách cọc lớn hơn 6d ảnh hưởng lẫn nhau của các cọc có thể bỏ qua. Do đó, khoảng cách trong một móng cọc thông thường có thể được bố trí từ 3d đến 6d.

Hiệu ứng nhóm lên sức chịu tải của cọc, do sự ảnh hưởng lẫn nhau của các cọc trong nhóm nên sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn.

Công thức hiệu ứng nhóm η thường được sử dụng trong tính toán móng cọc của Converse-Labarre có dạng sau

$$\eta = 1 - \theta \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 n_1 n_2} \right] \tag{4.2}$$

trong đó: n_1 - số hàng cọc trong nhóm cọc; n_2 - số cọc trong một hàng;

$$\theta \text{ (deg)} = \arctg \frac{d}{s} \tag{4.3}$$

với: s - khoảng cách hai cọc tính từ tâm;

d - đường kính hoặc cạnh cọc.

4- Kiểm tra tải trọng tác động lên các cọc trong móng

Theo phương thẳng đứng

Khi móng cọc chịu lực lệch tâm, tải tác động lên mỗi cọc trong nhóm không đều nhau và được xác định theo công thức sau

$$P_{(x,y)} = \frac{\sum N}{n} + \frac{M_y x}{\sum_{i=1}^n x_i^2} + \frac{M_x y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \tag{4.4}$$

trong đó: $\sum N$ - tổng tải trọng thẳng đứng tác động tại đáy đài cọc;

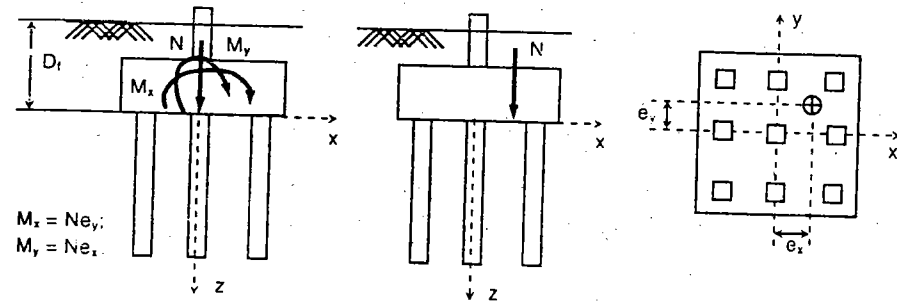
n - số lượng cọc trong móng;

M_x - moment của tải ngoài quanh trục x đi qua trọng tâm của các tiết diện cọc tại đáy đài,

M_y - moment của tải ngoài quanh trục y đi qua trọng tâm của các tiết diện cọc tại đáy đài;

x, y - tọa độ cọc cần xác định tải tác dụng trong tọa trục x, y ở đáy đài;

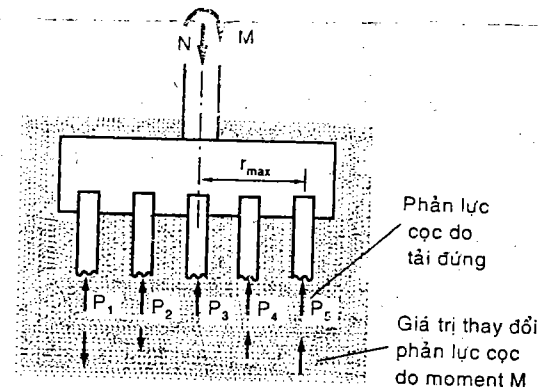
x_i, y_i - tọa độ cọc thứ i trong tọa trục x, y ở đáy đài.



Hình 4.18: Móng cọc chịu tác động moment hai phương

Điều kiện kỹ thuật cần thiết

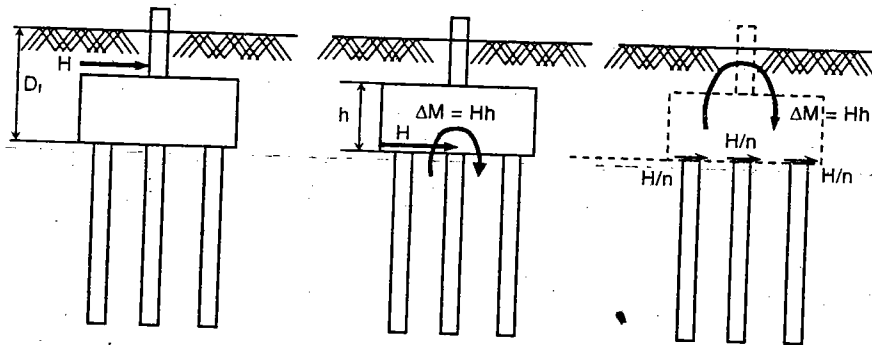
$$P_{max} \leq P_c \equiv Q_a; \quad P_{min} \leq P_n$$



Hình 4.19: Tác động của moment ở đáy móng lên các cọc trong ống

Cân bằng tải ngang tác động

Khi móng cọc chịu tải ngang, với móng cọc dài cứng ta có thể phân chia tải ngang lên vị trí các đầu cọc, điều này dẫn đến giá trị moment tác động lên nhóm cọc sẽ tăng thêm một lượng tương ứng với việc dời lực ngang từ vị trí chân cột xuống mặt ngang đáy đài, $\Delta M = Hh$ như hình 4.20.



Hình 4.20: Cân bằng lực ngang tác động lên dài cọc

Các lực ngang này phải nhỏ hơn lực ngang cho phép $[H_{ng}]$ cho bởi quy phạm xây dựng thường có được bằng việc thống kê kết quả các công trình đã xây dựng trên móng cọc. Cơ sở của phương pháp này là với lực ngang cho phép ứng với chuyển vị ngang của đầu cọc 1cm, và bản thân cọc chịu một ứng suất kéo bé.

Hoặc từ lực ngang H/n tác động ở đầu cọc tiến hành tính toán chuyển vị ngang, moment và lực cắt dọc theo chiều dài cọc theo lý thuyết đàn hồi cục bộ Winkler. Chuyển vị ngang lớn nhất phải nhỏ hơn chuyển vị ngang khống chế bởi điều kiện kỹ thuật của công trình xây dựng. Cốt thép trong cọc được tính từ giá trị biểu đồ moment dọc chiều sâu của cọc. Đồng thời phải kiểm tra điều kiện làm việc của đất nền xung quanh cọc, theo hướng dẫn trong phần tính cọc chịu tải ngang.

5- Tính lún một cọc riêng lẻ

Độ lún s của một cọc làm việc riêng lẻ gồm độ co của vật liệu làm cọc s_1 , độ biến dạng nén của đất nền dưới mũi cọc s_2 , độ chuyển vị đứng hoặc phương dọc trục cọc của đất nền xung quanh cọc do ma sát giữa đất và mặt bên cọc s_3 .

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

Độ lún s_1 do biến dạng co của thân cọc được tính như một thanh vừa chịu nén bởi lực Q_{ap} ở hai đầu và lực Q_{as} ma sát xung quanh cọc theo công thức sau

$$s_1 = \frac{(Q_{ap} + \xi Q_{as})L}{AE} \quad (4.5)$$

trong đó: A - diện tích tiết diện ngang thân cọc;

E - module đàn hồi vật liệu làm cọc; L - chiều dài cọc;

ξ - hệ số phụ thuộc vào hình dạng phân bố lực ma sát f_s giữa cọc và đất dọc thân cọc. Nếu f_s phân bố đều hoặc dạng parabol theo chiều sâu thì $\xi = 0,5$; nếu f_s phân bố tuyến tính theo chiều sâu thì $\xi = 0,67$.

Độ lún s_2 do biến dạng nén của đất nền dưới mũi cọc được tính theo lý thuyết nền đàn hồi như công thức sau

$$s_2 = \frac{q_{ap}D}{E_o} (1 - \mu_o^2) \alpha \quad (4.6)$$

trong đó: $q_{ap} = \frac{Q_{ap}}{A_p}$ - áp lực lên đất nền ở mũi cọc;

Q_{ap} - phần tải tác động lên mũi cọc hoặc sức chịu tải an toàn của đất ở dưới mũi cọc;

E_o, μ_o - module biến dạng và hệ số Poisson của đất nền dưới mũi cọc;

D - đường kính hoặc cạnh cọc;

α - hệ số phụ thuộc hình dạng tiết diện ngang mũi cọc trong phương pháp tính lún theo nền đàn hồi.

Độ lún s_3 do chuyển dịch theo phương đứng của đất bởi lực ma sát đất và mặt bên của cọc có thể được tính theo công thức sau

$$s_3 = \left(\frac{Q_{as}}{uL} \right) \frac{D}{E_o} (1 - \mu_o^2) I_s \quad (4.7)$$

trong đó: Q_{as} - phần tải tác động lên mặt bên cọc hoặc sức chịu tải an toàn của ma sát đất và cọc;

u - chu vi tiết diện ngang cọc;

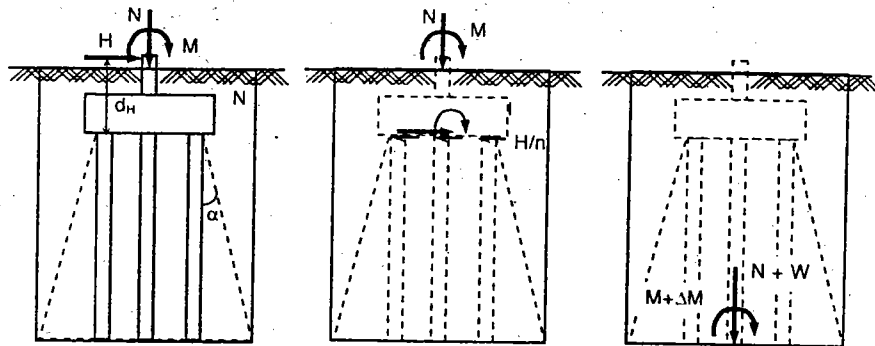
I_s - hệ số ảnh hưởng, Vesic đề nghị công thức tính như sau:

$$I_s = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (4.8)$$

6. Tính lún móng cọc

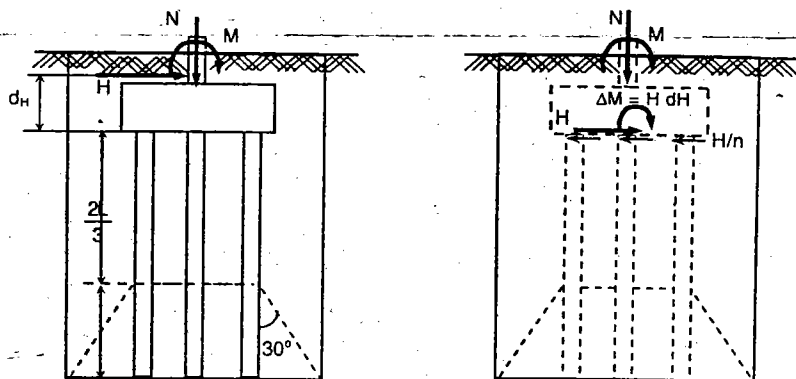
Độ lún của một móng cọc có thể được đại diện bằng độ lún của móng quy ước bao trùm cả nhóm cọc dưới móng. Móng quy ước được xác định bằng cách vẽ một đường thẳng từ mép ngoài của cọc ngoài cùng, tại cao độ đáy đài, hợp với mặt thân cọc một góc ảnh hưởng α với:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} \quad \text{trong đó:} \quad \varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{\sum l_i}$$



Hình 4.21: Dạng móng khối quy ước

Chúng ta cũng có thể xác định kích thước móng khối quy ước theo cách, từ độ sâu 2/3 chiều dài cọc ta vẽ một đường thẳng hợp với mặt đứng của cọc ngoài cùng một góc 30°, đường này cắt mặt phẳng mũi cọc cho kích thước đáy móng khối quy ước.



Hình 4.22: Dạng móng khối quy ước cho phép xét độ lún lớp đất trong vùng có cọc

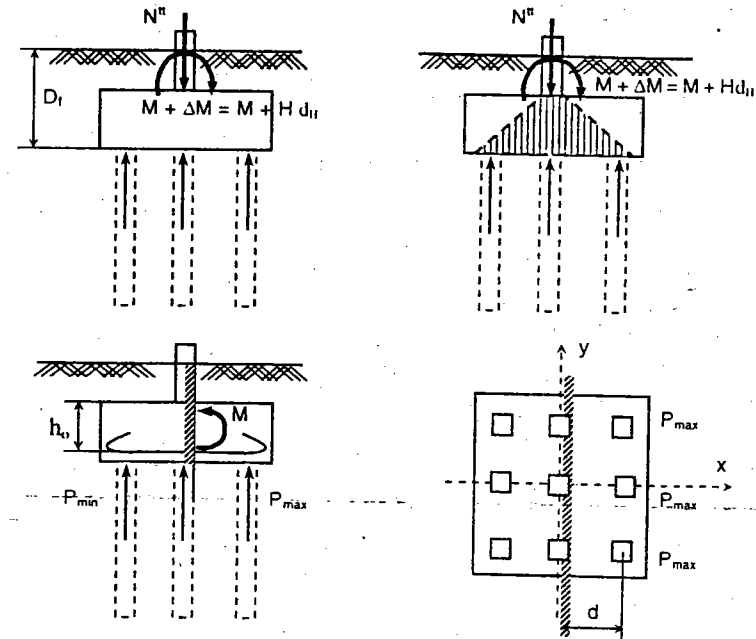
Sau khi xác định móng khối quy ước ta tính trọng lượng cọc và đất trong móng khối quy ước.

Kiểm tra điều kiện tổng áp lực đứng tại vị trí đáy móng phải nhỏ hơn sức chịu tải cho phép của đất nền tại vị trí này.

Sau đó tính toán áp lực gây lún ở đáy móng khối quy ước, và tính lún của móng khối này theo phương pháp tổng phân tố hoặc bất kỳ phương pháp tính lún nào.

Độ lún của móng cọc cũng phải nhỏ hơn độ lún giới hạn S_{gh} để đảm bảo công năng sử dụng của công trình mà nó gánh đỡ. Cũng như phải đảm bảo độ lún lệch giữa các móng nhằm tránh phát sinh nội lực trong kết cấu công trình.

7. Tính kết cấu móng



Hình 4.23: Cấu tạo đài cọc

Bê dày đài: Nhằm đảm bảo đài cọc có ứng suất nén, với các nhóm ít hơn 16 cọc, ta có thể chọn bê dày làm việc của đài cọc, h_0 , thỏa điều kiện sau

$$b - 2b_m < (b_c + h_0)$$

trong đó: b - bề rộng đài cọc; b_c - bề rộng chân cột;

b_m - khoảng cách từ mép cọc ngoài cùng đến biên đài cọc

Hoặc lực gây xuyên thủng do chân cột phải nhỏ hơn lực chống xuyên dài cọc

$$N - nP \leq 0,75(b_c + h_c) 4 \times h_c \times R_k \quad (4.9)$$

với: nP - tổng tải lên các cọc nằm trong đáy móng khối quy ước.

Khi dài cọc quá lớn (bề trên cọc), lực gây xuyên thủng có thể lấy bằng lực chân cột.

$$N \leq 0,75(b_c + h_c) 4 \times h_c \times R_k \quad (4.10)$$

Còn khi dài cọc trên một hàng cọc, tính kết cấu dài như sơ đồ dầm.

Cốt thép trong móng: Xét mặt ngàm di qua chân cột, moment do các cọc nằm bên phải mặt ngàm của hình 4.23, có thể viết, cho trường hợp riêng này, dưới dạng: $M = 3 P_{max} . d$

Diện tích cốt thép cần thiết được tính từ moment M , một cách gần đúng như sau

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_0} \quad (4.11)$$

Tương tự, chúng ta cũng tính được cốt thép cho mặt ngàm còn lại.

Chú ý: khi dài cọc trên một hàng cọc, tính kết cấu dài như sơ đồ dầm.

4.4 SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CỦA CỌC THEO VẬT LIỆU

Cọc làm việc như một thanh chịu nén đúng tâm, lệch tâm hoặc chịu kéo (khi cọc bị nhổ) và sức chịu tải của cọc theo vật liệu có thể được tính theo công thức sau

$$Q_{VL} = \varphi A_p R_{vl} \quad (4.12)$$

với: Q_{VL} - sức chịu tải của cọc theo vật liệu;

A_p - diện tích tiết diện ngang của cọc;

R_{vl} - cường độ chịu nén tính toán của vật liệu làm cọc;

φ - hệ số ảnh hưởng bởi độ mảnh của cọc.

Cọc làm việc trong nền đất chịu tác động của áp lực nén của đất xung quanh, nên thông thường ta không xét đến ảnh hưởng của uốn dọc. Ngoại trừ các trường hợp đặc biệt như cọc quá mảnh hoặc do tác động của sự rung động gây ra sự vượt tiêu áp lực xung quanh hay cọc đi qua lớp đất bùn loãng. Ảnh hưởng của độ mảnh phải được xét đến trong sức chịu tải của cọc theo vật liệu.

Bảng 4.1: Sức chịu nén của vật liệu làm cọc

Vật liệu	R_n (MPa)	Ghi chú
Gỗ thông	10	
Gỗ tràm	4 - 4,5	
Thép	Theo giới hạn chảy của thép 210 (thép loại CI) 270 (thép loại CII) 340 (thép loại CIV) 500 (thép loại CIV)	
Bê tông	Theo mác bê tông (mác 200) (mác 250) 13 (mác 300)	(*)

Với cọc bê tông cốt thép, sức chịu tải cực hạn của cọc theo vật liệu xác định theo công thức thanh chịu nén có xét đến uốn dọc. Sự uốn dọc được xét như tính một cột trong tính toán bê tông.

$$Q_n = \varphi(R_n \cdot A_p + R_n \cdot A_{nt}) \quad (4.13)$$

với: R_n - sức chịu kéo hay nén cho phép của thép;

R_n - sức chịu nén cho phép của bê tông;

φ - hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc phụ thuộc độ mảnh và theo thực nghiệm lấy như sau:

$$\varphi = 1,028 - 0,000288\lambda_d^2 - 0,0016\lambda \quad (4.14)$$

$$\varphi = 1,028 - 0,000288\lambda_d^2 - 0,0016\lambda_d \quad (4.15)$$

Hoặc φ tra theo bảng 4.2.

Bảng 4.2: Hệ số độ mảnh φ

$\lambda = l_0/r$	< 14	21	28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104
$\lambda_d = l_0/d$	< 4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
φ	1	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,81	0,78	0,74	0,70	0,65	0,60	0,55

trong đó r - bán kính của cọc tròn hoặc cạnh cọc vuông,

d - bề rộng của tiết diện chữ nhật.


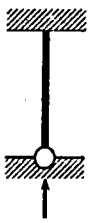

Chiều dài tính toán của cọc

$$l_0 = cl \quad (4.16)$$

trong đó: l - chiều dài thực của đoạn cọc khi bắt đầu đóng cọc vào đất tính từ đầu cọc đến điểm ngàm trong đất (cọc thường bị gãy khi đang

đóng hoặc ép có đoạn cọc tự do trên mặt đất còn nhiều), hoặc l được chọn là chiều dày lớp đất yếu có cọc đi ngang qua và v là hệ số phụ thuộc liên kết của hai đầu cọc lấy theo bảng 4.3.

Bảng 4.3: Hệ số v phụ thuộc liên kết

 <p style="text-align: center;">$v = 2$</p> <p style="text-align: center;">Đầu cọc ngàm trong đài và mũi cọc nằm trong đất mềm</p>	 <p style="text-align: center;">$v = 0,7$</p> <p style="text-align: center;">Đầu cọc ngàm trong đài và mũi cọc tựa lên đất cứng hoặc đá</p>	 <p style="text-align: center;">$v = 0,5$</p> <p style="text-align: center;">* đầu cọc ngàm trong đài và mũi cọc ngàm trong đá</p>
--	---	--

Hoặc nếu xét đến sự hiện diện của đất bùn loãng xung quanh cọc, M. Jacobson đề nghị ảnh hưởng uốn dọc như bảng 4.4.

Bảng 4.4: Hệ số φ theo Jacobson

$\lambda = L/r$	50	70	85	105	120	140
φ	1	0,8	0,588	0,41	0,31	0,23

với: L - chiều dài cọc; r - bán kính hoặc cạnh cọc.

Chúng ta cũng có thể sử dụng công thức tính sức chịu tải của cọc theo vật liệu theo tổng kết các kinh nghiệm xây dựng ở một số quốc gia được giới thiệu trong Quy phạm Xây dựng Việt Nam 21 - 86, như sau

$$Q_{vl} = k \cdot m \cdot R_{gh} \tag{4.17}$$

trong đó: $k = 0,7$ - hệ số đồng nhất;

$m = 1$ - hệ số điều kiện làm việc;

R_{gh} - sức chịu tải giới hạn của vật liệu làm cọc.

Với cọc bê tông cốt thép

$$Q_{vl} = k \cdot m (R_a F_a + R_n \cdot F_b) \tag{4.18}$$

các ký hiệu giống như các công thức trên.

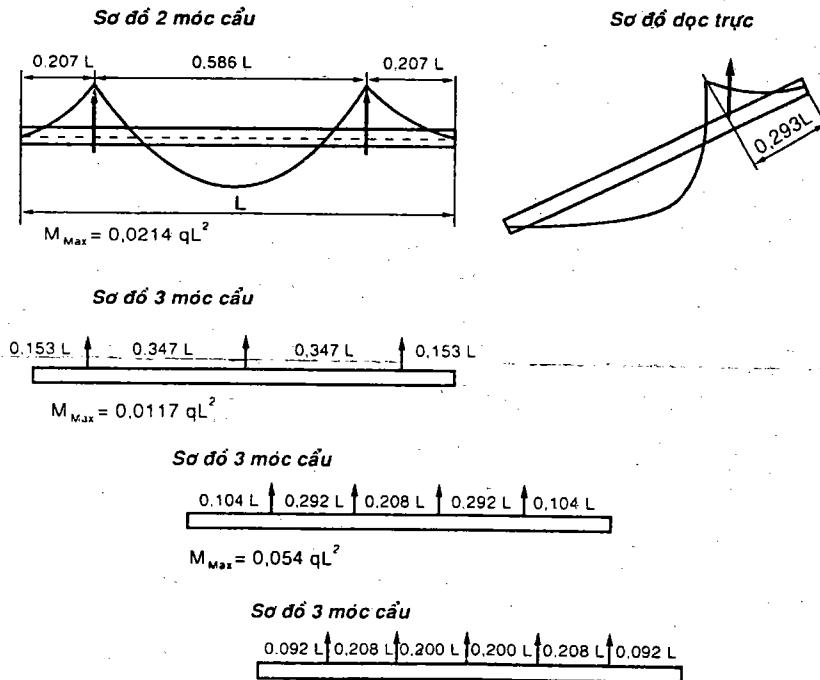
Sức chịu kéo căng của cọc bê tông cốt thép theo vật liệu khi cọc làm việc chịu nhỏ

$$Q_{nh,VL} = k \cdot m \cdot R_a \cdot F_a \tag{4.19}$$

Mặt khác, cọc chế tạo sẵn bị uốn trong quá trình vận chuyển và cấu dựng cọc nên cần lượng cốt thép chống uốn, chống cắt trong quá trình này. Hơn nữa, khi đóng hoặc ép hạ cọc, phần đầu và mũi cọc bị ép mặt và xung động nên cần thêm hệ thép đai dày đặc hơn như hình 4.3 và 4.4.

Từ kết quả moment cực đại do cầu cọc có thể dễ dàng tính số lượng thép cần thiết, chú ý q là trọng lượng cọc theo chiều dài đơn vị cần xét đến hệ số động từ 1,2 đến 2 tùy theo điều kiện phương tiện vận chuyển và cung đường vận chuyển có tình trạng tốt hay xấu.

Sơ đồ tính cọc cầu vận chuyển như hình 4.24.



Hình 4.24: Sơ đồ tính vận chuyển cọc 2, 3, 4, 5 móc cầu

Sức chịu tải theo vật liệu của cọc nhồi

Do cọc nhồi được thi công đổ bê tông tại chỗ vào các hố khoan, hố đào sẵn sau khi đã đặt lượng cốt thép cần thiết vào hố khoan. Việc kiểm soát điều kiện chất lượng bê tông khó khăn, nên sức chịu tải của cọc nhồi không thể tính như cọc chế tạo sẵn mà có khuynh hướng giảm như công thức sau

$$Q_{VL} = R_u \cdot A_b + R_{an} \cdot A_u \quad (4.20)$$

với: R_u - cường độ tính toán của bê tông cọc nhồi

• $R_u = \frac{R}{4,5}$ khi đổ bê tông dưới nước hoặc dưới bùn, nhưng không lớn

hơn 6 MPa

• $R_u = \frac{R}{4}$ khi đổ bê tông trong hố khoan khô, nhưng không lớn

hơn 7 MPa

R - mức thiết kế của bê tông;

A_b - diện tích tiết diện ngang của bê tông trong cọc;

A_u - diện tích tiết diện ngang của cốt thép trong cọc;

R_{an} - cường độ tính toán cho phép của cốt thép.

$\phi < 28 \text{ mm}$, $R_{an} = \frac{R_c}{1,5}$ nhưng không lớn hơn 220 MPa

4.5 SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CỦA CỌC THEO ĐẤT NỀN

Sức chịu tải cực hạn của cọc Q_u gồm tổng sức chống cắt cực hạn giữa đất và vật liệu làm cọc ở mặt bên của cọc Q_s , cùng với sức gánh đỡ cực hạn của đất ở mũi cọc Q_p

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (4.21)$$

$$Q_s = u \int_0^L \tau_s dz \quad \text{và} \quad Q_p = A_p q_p \quad (4.22)$$

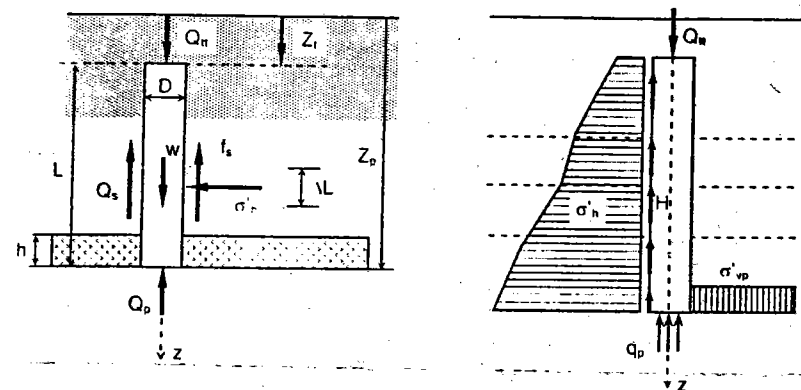
Hoặc $Q_u = A_s f_s + A_p \cdot q_p$

(với: A_s - diện tích xung quanh cọc tiếp xúc với đất

Sức chịu tải cho phép của cọc

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} \quad \text{hoặc} \quad Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (4.23)$$

với: FS, FS_p, FS_s - lần lượt là hệ số an toàn chung, an toàn cho mũi và thân cọc, thường được chọn từ 2 đến 3, tùy theo loại tổ hợp tải trọng.



Hình 4.25: Sơ đồ các lực của đất tác động trở lại cọc

Sơ đồ trong hình 4.25 diễn tả các thành phần chịu tải của cọc theo đất nền do chịu mũi và ma sát xung quanh.

Sức chịu tải của cọc theo đất nền có thể được dự đoán theo các phương pháp chính sau:

- Theo chỉ tiêu cơ học của đất nền: chỉ tiêu chống cắt và trọng lượng riêng còn gọi là phương pháp tĩnh.
- Theo chỉ tiêu trạng thái còn gọi là phương pháp thống kê.
- Theo thí nghiệm nén tĩnh cọc tại hiện trường.
- Theo thí nghiệm động cho các loại cọc hạ vào đất bằng búa đóng.

4.5.1 Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ học của đất nền hay là phương pháp tĩnh học

1- Sức chịu mũi của đất ở mũi cọc q_p

a) Phương pháp Terzaghi: Phương pháp cổ điển nhất ước lượng sức chịu mũi do Terzaghi và Peck đề nghị sử dụng các công thức bán thực nghiệm, được phát triển trên cơ sở các công thức sức chịu tải của móng nông, với sơ đồ trượt của đất dưới mũi cọc tương tự như sơ đồ trượt của đất dưới móng nông.

$$Q_p = \pi R_p^2 (1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0,6\gamma R_p N_\gamma) \quad \text{cho cọc tròn bán kính } R_p \quad (4.24)$$

$$Q_p = D^2 (1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma B_p N_\gamma) \quad \text{cho cọc vuông cạnh } B_p \quad (4.25)$$

Terzaghi đề nghị sử dụng ngay các hệ số sức chịu tải N_c, N_q, N_γ được thiết lập cho móng nông tiết diện tròn hoặc vuông có dạng

$$N_c = \cot g\varphi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2)tg\varphi}}{2 \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} - 1 \right]; \quad N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2)tg\varphi}}{2 \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})};$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) tg\varphi. \quad (4.26)$$

K_p hệ số áp lực bị động của đất tác động lên mặt nghiêng của nệm nén chặt dưới đáy móng.

Bảng 4.5: Bảng các hệ số sức chịu tải N_c , N_q , N_γ của Terzaghi

φ	$[N_c]$	$[N_q]$	$[N_\gamma]$	φ	$[N_c]$	$[N_q]$	$[N_\gamma]$
0	1	5,7	0	27	15,896	29,236	
1	1,105	5,997		28	17,808	31,612	
2	1,220	6,300		29	19,981	34,242	
3	1,347	6,624		30	22,456	37,162	19,7
4	1,487	6,968		31	25,282	40,411	
5	1,642	7,337	0,5	32	28,517	44,036	
6	1,812	7,730		33	32,230	48,090	
7	2,001	8,151		34	36,504	52,637	
8	2,209	8,602		35	41,440	57,754	42,4
9	2,439	9,086		36	47,156	63,528	
10	2,694	9,605	1,2	37	53,799	70,067	
11	2,975	10,163		38	61,546	77,495	
12	3,288	10,763		39	70,614	85,966	
13	3,634	11,410		40	81,271	95,663	100,4
14	4,019	12,108		41	93,846	106,807	
15	4,446	12,861	2,5	42	108,750	119,669	
16	4,922	13,676		43	126,498	134,580	
17	5,451	14,559		44	147,736	151,950	
18	6,042	15,517		45	173,285	172,285	297,5
19	6,701	16,558		46	204,191	196,219	
20	7,439	17,690	5	47	241,800	224,549	
21	8,264	18,925		48	287,855	258,285	780,1
22	9,190	20,272		49	344,636	298,718	
23	10,231	21,746		50	415,146	347,509	1153,2
24	11,401	23,361					
25	12,720	25,135	9,7				
26	14,210	27,085					

Sau đó, nhiều tác giả đã đưa ra các giả thuyết dạng trượt của đất dưới mũi cọc chỉ phát triển xung quanh mũi cọc. Nhằm mục đích tính toán đúng sức chịu tải của đất dưới đáy móng sâu, với những hiệu chỉnh các hệ số sức chịu tải bởi ảnh hưởng độ sâu và hình dạng của móng sâu.

Ví dụ như Caquot - Kisérel giới thiệu hai công thức xác định giá trị cực hạn của hai hệ số sức chịu tải như sau

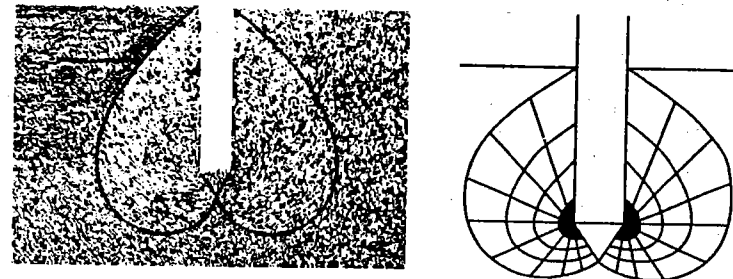
$$N_{q \max} = 10^{3,04tg\varphi} \quad \text{và} \quad N_{c \max} = \frac{N_{q \max} - 1}{tg\varphi} \quad (4.27)$$

Dù vậy, sức chịu tải cực hạn theo các công thức tính toán vẫn tăng tuyến tính theo chiều sâu của mũi cọc.

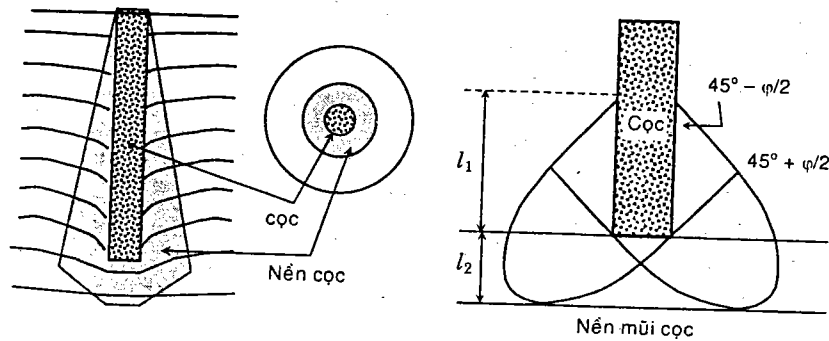
Trong khi đó, trong một lớp đất, thực nghiệm chứng tỏ rằng sức chịu mũi của đất ở mũi cọc chỉ tăng đến một độ sâu nhất định rồi không đổi nữa kể từ độ sâu tới hạn ký hiệu là D_c hay L_c hoặc Z_c . Hiện tượng này rõ nhất là trong đất cát.

Nhiều nghiên cứu về sức chịu tải của cọc cũng cho thấy rằng tính sức chịu tải của cọc theo các thí nghiệm khảo sát địa chất tại hiện trường cho kết quả gần với thực tế làm việc của cọc hơn như: thí nghiệm xuyên tĩnh, xuyên động, nén ép ngang.

Hầu hết các nghiên cứu thực nghiệm hoạt động của nền cọc, ở mũi cọc phạm vi ảnh hưởng ngang khoảng bằng ba lần đường kính của cọc và phạm vi nền của mũi cọc khoảng 2D dưới mũi cọc và 4D trên mũi cọc.



Hình 4.26: Mô hình vùng phá hoại nền dưới mũi cọc



Hình 4.27: Nền đất xung quanh cọc ở giai đoạn chịu tải cực hạn

Theo De Beer, mặt trượt của đất nền khu vực dưới mũi cọc có dạng như hình vẽ và

$$l_2 \geq \frac{D}{2} \frac{\cos \varphi}{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \text{tg}\varphi}$$

$$l_1 > \frac{D}{2} \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \exp(\pi \cdot \text{tg}\varphi) \quad (4.28)$$

b. Phương pháp Meyerhof

Như trên đã phân tích, sức chịu tải của nền đất dưới mũi cọc sẽ lớn hơn cách tính của Terzaghi xem như là móng nông do ảnh hưởng của độ sâu đặt móng. Có rất nhiều tác giả nghiên cứu ảnh hưởng này và điều chỉnh các hệ số sức chịu tải của nền N_c , N_q và N_r .

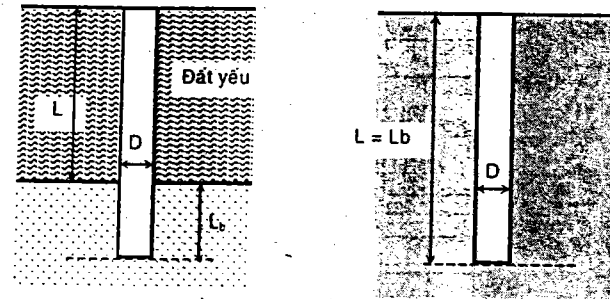
Đối với sức chịu tải đơn vị diện tích của phần đất nằm dưới đáy các móng sâu và móng cọc, công thức có xét tới hình dạng và chiều sâu chôn móng thường được diễn tả dưới dạng

$$q_u = q_p = cN'_c + q'N'_q \quad (4.29)$$

Sức chịu tải cực hạn đất nền ở mũi cọc có thể viết dưới dạng

$$Q_u = A_p q_p = A_p (cN'_c + q'N'_q) \quad (4.30)$$

Phương pháp Meyerhof xác định các hệ số N'_c , N'_q . Sức chịu tải ở mũi cọc trong đất nền, đặc biệt là cát, gia tăng theo chiều sâu cọc chôn trong lớp cát chịu tải và đạt cực đại khi tỷ số $\frac{L_b}{D} = \left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}$.



Hình 4.28: Sơ đồ chọn chiều dài cọc ngàm vào đất L_B

với: L_b - chiều sâu cọc cắm trong đất tốt và D là cạnh cọc ở độ sâu mũi cọc.

do vậy: $L_b < L$ khi cọc xuyên qua lớp yếu và ngàm vào đất cứng;

$L_b = L$ khi cọc trong nền đồng nhất.

Khi $\frac{L_b}{D} > \left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}$ thì cọc thật sự ngàm vào đất cứng tương đương

điều kiện.

$\frac{D_c}{D} > 5$ đã nêu ở định nghĩa móng sâu.

Meyerhof đề nghị xác định sức chịu tải mũi cọc như sau

1- Xác định góc ma sát của cát, φ .

2- Xác định tỷ số $\left(\frac{L_b}{D}\right)$.

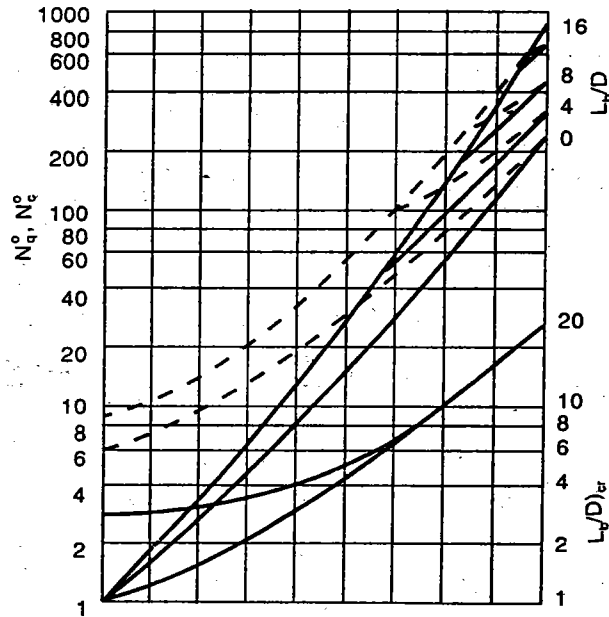
3- Xác định $\left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}$ từ biểu đồ (H.4.29).

4- Xác định giá trị gần đúng của N'_q và N'_c từ biểu đồ (H.4.29)

5- Tính Q_p theo công thức 4.22 và 4.23 với N'_q và N'_c xác định ở bước 4.

Giá trị giới hạn lớn nhất của q_u trường hợp nền cát được tính theo đẳng thức sau:

$$Q_u (kN/m^2) = 50N'_q \text{tg}\varphi \quad (4.31)$$



Hình 4.29: Biểu đồ xác định các hệ số sức chịu tải đất nền dưới mũi cọc

Meyerhof cũng đề nghị, trên cơ sở tổng kết rất nhiều thực nghiệm, sức chịu mũi của cọc trong nền cát đồng nhất được xác định theo kết quả xuyên động chuẩn (SPT).

$$q_p \text{ (kN/m}^2\text{)} = 40N(L/D) < 400N \quad (4.32)$$

N giá trị trung bình của thí nghiệm SPT trong phạm vi $10D$ bên trên và $5D$ bên dưới mũi cọc.

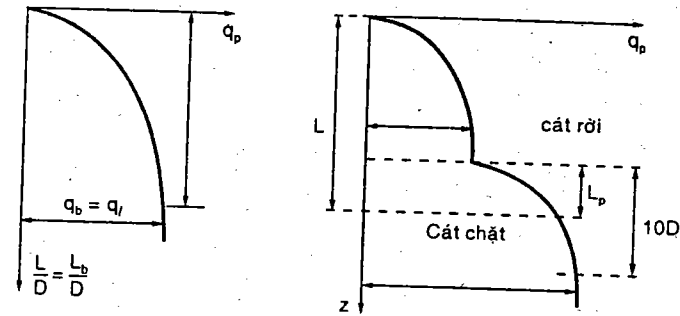
Với trường hợp cọc đi xuyên qua lớp đất yếu vào lớp cát chịu lực, q_p được xác định theo biểu thức sau

$$q_p = q_{l(y)} + \frac{[q_{l(c)} - q_{l(y)}]L_b}{10D} \leq q_{l(c)} \quad (4.33)$$

với: $q_{l(y)}$ - sức chịu mũi giới hạn của lớp đất yếu;

$q_{l(c)}$ - sức chịu mũi giới hạn của lớp cát chặt;

L_b - chiều dài cọc xuyên trong cát chặt.



Hình 4.30: Giá trị giới hạn của lực chịu mũi cực hạn q_p

Với nền là đất sét bão hòa, sức chịu tải đất nền ở mũi cọc có thể ước lượng theo công thức sau

$$Q_p = N_c' \cdot c_u \cdot A_p = 9c_u \cdot A_p \quad (4.34)$$

Tóm tắt cách tính sức chịu tải đất nền dưới mũi cọc theo Meyerhof. Các thông số chống cắt c và ϕ chọn trong tính toán tương ứng với trạng thái ứng suất hữu hiệu, và q_p theo công thức $q_p = cN_c' + q'N_q'$ lần lượt theo các bước sau

1- Từ ϕ suy ra $\left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}$ bởi biểu đồ (H.4.29).

2- Tính $\frac{L_b}{D}$

3- Nếu $\frac{L_b}{D} \geq \frac{\left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}}{2}$ chọn các giá trị tối đa N_c' và N_q' tương ứng

trong biểu đồ (H.4.29)

4- Nếu $\frac{L_b}{D} < \frac{\left(\frac{L_b}{D}\right)_{cr}}{2}$, các giá trị N_c' và N_q' được xác định như sau

$$N_c' = N_{c'(L_b/D=0)} + [N_{c'(max)} - N_{c'(L_b/D=0)}] \left[\frac{L_b/D}{0,5(L_b/D)_{cr}} \right] \quad (4.35)$$

$$N_q' = N_{q'(L_b/D=0)} + [N_{q'(max)} - N_{q'(L_b/D=0)}] \left[\frac{L_b/D}{0,5(L_b/D)_{cr}} \right] \quad (4.36)$$

4.5.2 Sức chịu mũi của đất ở mũi cọc q_p theo thí nghiệm hiện trường

1- Từ kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT, sức chịu tải đơn vị diện tích của đất nền dưới mũi cọc q_p và sức chịu mũi cọc theo đất nền Q_p được tính theo các công thức sau

$$Q_p = A_p \cdot q_p \text{ và } q_p = k_c \cdot q_{ce} \quad (4.37)$$

trong đó: k_c - hệ số sức chịu tải cho trong bảng 4.6;

q_{ce} - sức kháng mũi tương đương;

Bảng 4.6: Giá trị k_c

Loại đất		Cọc có độ chối	Cọc không có độ chối
Sét và bột	A	0,40	0,55
	B		
	C		
Cát và sỏi sạn	A	0,15	0,50
	B		
	C		
Đá phần	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

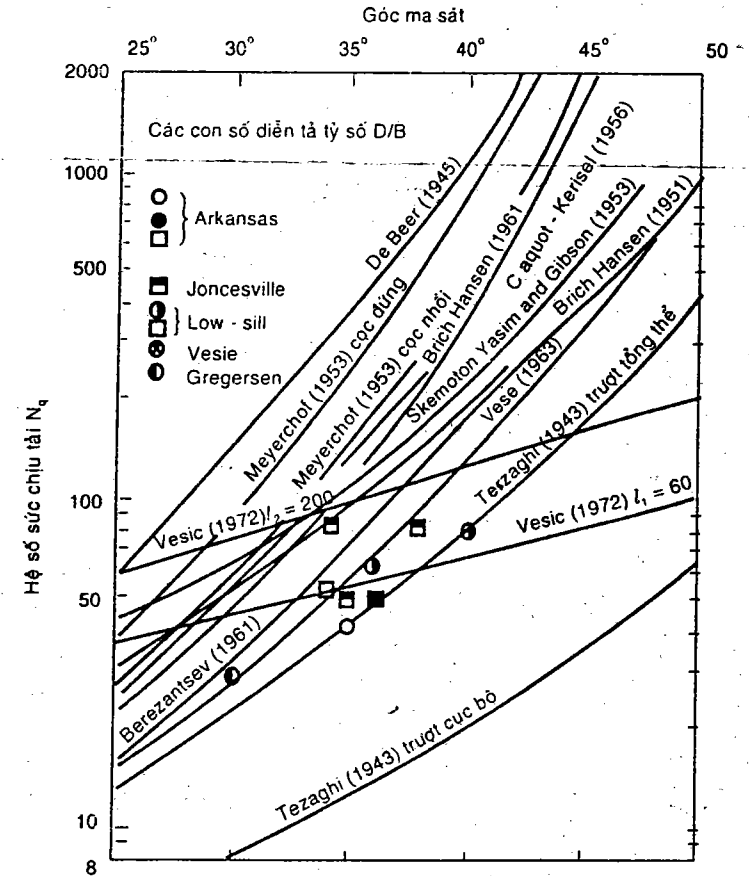
Bảng 4.7: Xếp hạng loại đất theo AFNOR (Pháp)

Xếp hạng loại đất		TN nén ép ngang p_l (MPa)	CPT q_c (MPa)
Sét; bột	A	Sét mềm; bột mềm	< 0,7
	B	Sét và bột dẻo cứng	1,2 đến 2,0
	C	Sét và bột dẻo cứng đến rắn	> 2,5
Cát; sỏi sạn	A	Rời	< 0,5
	B	Chật trung bình	1 đến 2
	C	Chật	> 2,5
Đá phần	A	Mềm	< 0,7
	B	Phong hóa	1 đến 2,5
	C	chật	> 3

Bảng 4.8: Giá trị k_p

Loại đất		Cọc có độ chối	Cọc không có độ chối
Sét và bột	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Cát và sỏi sạn	A	1	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Đá phần	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6

Có rất nhiều phương pháp đề nghị tính toán sức chịu tải đất nền dưới mũi cọc, với đất nền là cát hoặc sét cho nền tổng quát ở giai đoạn nước lỗ rỗng thặng dư, do đóng cọc, đã thoát hết. Nên việc ước lượng sức chịu tải cọc theo nền đất quá là một điều rất khó, và điều phải thử cọc tĩnh là tất yếu.



Hình 4.31: So sánh giá trị N_q của các tác giả

Ghi chú B là cạnh cọc và D là chiều sâu chôn cọc.

4.5.3 Thành phần chịu tải do ma sát xung quanh cọc Q_s

Thành phần Q_s có thể xác định bằng cách tích phân lực chống cắt đơn vị f_c của đất - cọc trên toàn bộ mặt tiếp xúc của cọc và đất, lực chống cắt này cho bởi biểu thức quen thuộc của Coulomb:

$$f_s = c_u + \sigma'_h \cdot \operatorname{tg} \varphi_a = c_u + K_s \cdot \sigma'_v \cdot \operatorname{tg} \varphi_a \quad (4.38)$$

với: c_u - lực bám dính giữa cọc và đất;

φ_a - góc ma sát giữa cọc và đất;

σ'_h - ứng suất pháp tuyến hữu hiệu tại mặt bên của cọc

tính theo công thức sau

$$\sigma'_h = K_s \cdot \sigma'_v = K_s \cdot \gamma' z$$

trong đó: K_s - hệ số áp lực ngang, hệ số này rất khó xác định chính xác.

Có nhiều khuyh hướng rất khác nhau trong việc ước lượng giá trị hệ số áp lực ngang:

Khuyh hướng 1: Xem đất nền là "vật liệu đàn hồi"

$$K_s = \xi = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (4.39)$$

với: μ - hệ số Poisson của đất.

Khuyh hướng 2: Hệ số K_s chọn theo áp lực ngang của đất ở trạng thái tĩnh K_0 , hệ số này đã được Jaky thống kê từ rất nhiều thí nghiệm thực trên các loại đất,

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (4.40)$$

Với số lượng cọc không nhiều trong móng cọc và các cọc khoan nhồi, đất nền là loại đất cố kết thường, hệ số áp lực ngang được chọn để tính toán là $K_s = K_0 = 1 - \sin \varphi'$

Với cọc đặt trong nền đất cố kết trước, hệ số áp lực ngang được chọn để tính toán theo Jaky có dạng như sau

$$K_s = K_0 = (1 - \sin \varphi_a) \sqrt{OCR} \quad (4.41)$$

với: OCR - hệ số cố kết trước.

Khuyh hướng 3: Khi đóng hoặc ép cọc vào nền đất, thể tích cọc chiếm lỗ rỗng của đất và đất dần đạt gần đến trạng thái cân bằng bị động điều này có nghĩa là hệ số áp lực đất K_s tiến dần đến giá trị hệ số áp lực bị động K_p . Và Boules đề nghị hệ số K_s là trung bình cộng của áp lực ở trạng thái tĩnh K_0 , hệ số áp lực đất ở trạng thái cân bằng chủ động K_0 và hệ số áp lực đất ở trạng thái cân bằng bị động K_p .

$$K_s = \frac{K_0 + F_w K_0 + K_p}{2 + F_w} \quad (4.42)$$

trong đó: F_w - hệ số chọn từ 1 trở lên.

Thực tế đo đạc, hệ số K_s thay đổi theo chiều sâu, theo biến dạng thể tích và độ chặt của đất xung quanh cọc. Ở đầu cọc K_s gần bằng hệ số áp lực bị động K_p của Rankine. Ở mũi cọc K_s gần bằng hệ số áp lực ngang ở trạng thái tĩnh, K_0 .

Trong tính toán thực tế có thể lấy theo bảng 4.9 theo [B.M.Das, 1984].

Bảng 4.9: Giá trị K_s (theo B.J. Das)

Cọc khoan nhồi	$K_s = K_0 = 1 - \sin \varphi'$
Cọc đóng tốc độ chậm và cọc ép	$K_s = K_0$ (giới hạn dưới) $K_s = 1,4 K_0$ (giới hạn trên)
Cọc đóng tốc độ nhanh và cọc rung	$K_s = K_0$ (giới hạn dưới) $K_s = 1,8 K_0$ (giới hạn trên)

Trường Cầu Đường Paris (ENPC) giới thiệu kết quả nghiên cứu của Broms về hệ số áp lực ngang K_s và góc ngoại ma sát của đất cát như trong bảng sau:

Bảng 4.10: Giá trị K_s Theo ENPC

Loại cọc	φ_a	K_s (cát chặt trung bình)	K_s (cát chặt)
Cọc thép	20°	0,5	1,0
Cọc bê tông	$3/4 \varphi$	1,0	2,0
Cọc nhồi	$3/4 \varphi$	0,5	0,5
Cọc gỗ	$2/3 \varphi$	1,5	4,0

Ngoài ra có thể kể đến các phương pháp sau:

a- Phương pháp α

Tomlinson đề nghị thêm vào thành phần lực dính một hệ số α , trong công thức xác định lực ma sát xung quanh giữa cọc và đất.

$$f_s = \alpha \cdot c_u + \sigma'_h \operatorname{tg} \varphi_a = \alpha \cdot c_u + K_s \cdot \sigma'_v \cdot \operatorname{tg} \varphi_a$$

Theo Viện dầu hỏa Hoa Kỳ (API) hệ số hiệu chỉnh α được xác định như bảng 4.11.

Bảng 4.11: Giá trị α (theo API)

Lực chống cắt không thoát nước c_u (kPa)	Hệ số α
< 25	1
25 - 75	1 - 0,5 (các giá trị trung gian nội suy)
> 75	0,5

Hệ số α cũng có thể tham khảo các kết quả nghiên cứu của Tomlinson, như bảng 4.12.

Bảng 4.12: Giá trị α (theo Tomlinson)

Loại đất	L/D	Hệ số α
1- Cát chặt hoặc sét cứng	< 20	1,25
	> 20	$c_u < 75: \alpha = 1,25$ $c_u = 75 - 180: \alpha = 1,25 - 0,4$
2- Sét mềm, silt và đất dính cứng	8 - 20	0,4
	> 20	$c_u = 0 - 25: \alpha = 1,25 - 0,7$ $c_u > 25: \alpha = 0,7$
3- Sét cứng	8 - 20	0,4
		$c_u = 0 - 30: \alpha = 1,25 - 1$
		$c_u = 30 - 80: \alpha = 1$
		$c_u = 80 - 130: \alpha = 1 - 0,4$ $c_u > 130: \alpha = 0,4$

b- Phương pháp β : Phương pháp này được Burland gọi ra từ năm 1973 trên các giả thuyết sau:

- Lực dính của đất giảm đến 0, trong quá trình đóng cọc, do đất bị phá vỡ kết cấu.

- Ứng suất hữu hiệu của đất tác động lên mặt đứng của cọc sau khi áp lực nước lỗ rỗng thặng dư phân tán hết ít nhất phải bằng ứng suất này ở trạng thái tĩnh, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư xuất hiện do thể tích cọc lấn chiếm và đất xung quanh bị nén, nhưng hệ số thấm của đất bé nên cần phải có thời gian để nước thoát đi.

- Ứng suất chống cắt của đất quanh cọc trong quá trình chịu tải chỉ liên quan đến vùng đất mỏng xung quanh cọc, vùng này tùy thuộc dạng cọc và tính thoát nước của đất giữa hai thời điểm đóng và chát tải lên cọc.

Và công thức xác định lực ma sát đất và cọc có dạng

$$f_s = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \operatorname{tg} \varphi_a$$

$$\text{Đặt } \beta = K_s \cdot \operatorname{tg} \varphi_a \quad (4.43)$$

$$\text{ta được } f_s = \beta \cdot \sigma'_v$$

Vì σ'_v là ứng suất do trọng lượng bản thân nên khi có ứng suất phụ thêm do tải ngoài đặt trên mặt đất ta có thể hiệu chỉnh: $f_s = \beta (\sigma'_v + \sigma'_v)$

Theo phương pháp này giá trị β dao động trong khoảng từ 0,25 đến 0,4 nếu ta sử dụng $K_s = K_o$.

Một số nghiên cứu khác của Bhushan (1982) bổ sung cách xác định β như sau

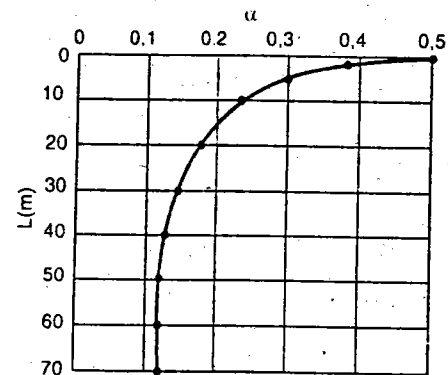
$$\beta = K_s \cdot \operatorname{tg} \varphi_a = 0,18 + 0,0065D_r, \text{ hoặc } K_s = 0,5 + 0,008 D_r \quad (4.44)$$

trong đó: D_r - độ chặt tương đối của cát.

c- Phương pháp λ : Focht và Vijavergiya đề nghị một hệ số λ để hiệu chỉnh lực ma sát xung quanh giữa cọc và đất sét,

$$f_s = \lambda (\sigma'_v + 2c_u)$$

trong đó: λ - biến đổi theo chiều sâu đóng cọc, được suy từ biểu đồ sau:

Hình 4.32: Biểu đồ xác định giá trị hệ số λ

1- Thành phần chịu tải do ma sát xung quanh cọc q_s theo thí nghiệm hiện trường

Từ kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT có thể tính được thành phần chịu tải do ma sát xung quanh cọc Q_s theo biểu thức sau

$$Q_s = A_s \cdot \sum f_{si}$$

Giá trị lực ma sát đơn vị f_{si} của lớp đất thứ i được xác định theo biểu thức sau

$$f_{si} = \min \left\{ \frac{q_{ci}}{\beta}; q_{s \max} \right\} \quad (4.45)$$

với: q_{ci} - sức kháng mũi trung bình CPT của lớp đất thứ I;
 β và q_{smax} - được suy từ bảng 4.16

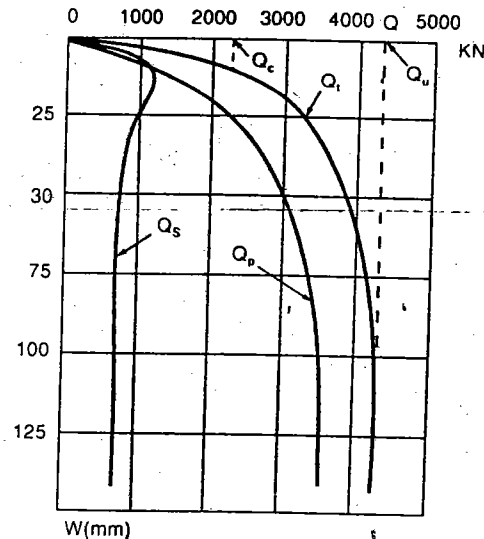
Bảng 4.13: Các giá trị β và q_{smax}

Cọc	Đất	Sét; bột				Cát; sạn sỏi			Đá phấn		
		A	B		C	A	B	C	A	B	
nhồi	β		75(1)			200	200	200	125	80	
	$q_{smax}(kPa)$	15	40	80(1)	40	80(1)		120	40	120	
Nhồi có vách	β		100	100(2)		100(2)	250	250	300	125	100
	$q_{smax}(kPa)$	15	40	60(2)	40	80(2)		40	120	40	80
thép	β		120		150	300	300	300	(3)		
	$q_{smax}(kPa)$	15	40		80			120	(3)		
Bê tông	β		75			150	150	150	(3)		
	$q_{smax}(kPa)$	15	80		80			120	(3)		

Ghi Chú: (1) Có vét đáy hố khoan và tạo rãnh
 (2) Hố khoan khô và ống vách không ngoài ngoài
 (3) Với đá phấn ma sát với một số loại cọc rất bé, cần có khảo sát riêng

2- Ghi chú đặc biệt

Tỷ lệ thành phần ma sát và chịu mũi trong sức chịu tải của cọc theo đất nền tùy thuộc vào sức chống cắt của đất nền, nhưng trong điều kiện tổng quát, đặc biệt rõ với cọc nhồi, một chuyển vị ở mức 8 mm thì thành phần ma sát xung quanh cọc đã được huy động hoàn toàn. Trong khi đó, phải cần chuyển vị 10% đường kính cọc cho cọc đóng và 30% đường kính cọc cho cọc cho cọc nhồi thì thành phần chịu mũi của đất



Hình 4.33
 Các thành phần chịu tải của cọc

nền mới phát triển hoàn toàn. Trong hình 4.33 diễn tả kết quả thí nghiệm các thành phần ma sát và chịu mũi trong sức chịu tải của cọc theo đất nền. Dễ dàng nhận thấy thành phần ma sát đã huy động hoàn toàn ở độ lún 15 mm, trong khi đó thành phần chịu mũi chỉ đạt cực đại ứng với chuyển vị đứng là 120 mm. Nếu chọn sức chịu tải của cọc là 2800 kN ứng với độ lún 15mm thì thành phần ma sát đã được huy động hoàn toàn (1200 kN) còn thành phần chịu mũi chỉ mới phát huy khoảng 44% (1600 kN)

Nhưng từ lâu, hầu hết các công thức sức chịu tải của cọc theo đất nền đều cộng hai thành phần ma sát cực hạn và thành phần chịu mũi cực hạn lại thành sức chịu tải cực hạn của cọc theo đất nền Q_u , việc cộng hai giá trị cực hạn lại không thực hợp lý do vậy có khuynh hướng điều chỉnh sai số này bằng cách sử dụng hai hệ số an toàn FS_p và FS_q khác nhau.

Sức chịu tải từ biến hay sức chịu tải giới hạn đàn hồi Q_c được định nghĩa một cách quy ước tương ứng với điểm cuối cùng của giai đoạn tuyến tính trên đường tải - độ lún của thí nghiệm nén tĩnh cọc. Trong chiều hướng thành phần ma sát phát triển nhanh hơn thành phần chịu mũi, một cách hợp lý hệ số an toàn cho ma sát (FS_s) được chọn nhỏ hơn hệ số an toàn cho thành phần chịu mũi (FS_p).

Với cọc không có độ chối

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1,5} \quad (4.46)$$

Với cọc có độ chối

$$Q_c = \frac{Q_p}{1,5} + \frac{Q_s}{1,5} = \frac{Q_u}{1,5} \quad (4.47)$$

Sức chịu tải từ biến hay sức chịu tải giới hạn đàn hồi Q_c được sử dụng ở một số nước Tây Âu,

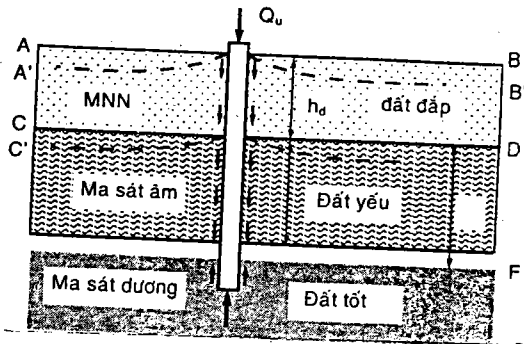
Sức chịu tải cho phép Q_n

Theo khuynh hướng này sức chịu tải cho phép được suy từ sức chịu tải từ biến như sau:

- Với tổ hợp tải cơ bản $Q_n \leq 0,7 Q_c$
- Với tổ hợp tải đặc biệt $Q_n \leq 0,9 Q_c$

(4.48)

3- Ma sát âm



Trường hợp các cọc xuyên qua lớp đất mềm cắm vào lớp đất cứng và lớp đất mềm đang diễn tiến lún do cố kết bởi lớp gia tải trên mặt hay do hạ mực nước ngầm, ..., mà độ lún các lớp đất lớn hơn độ lún của các cọc thì phần lớp đất yếu có chuyển vị đứng nhiều hơn chuyển vị đứng của thân cọc bên cạnh và các lớp bên trên nó sẽ gây ra lực ma sát âm. Ngay cả trường hợp cọc chỉ nằm trong lớp đất yếu không tựa mũi vào đất cứng, còn gọi là cọc treo, cũng có thể bị tác động bởi ma sát âm dưới tác động của tải phân bố trên mặt đất hoặc do các tác động gây ra biến dạng đất nền như hạ mực nước ngầm (lún), hoặc dâng mực nước ngầm (nở),...

Lực ma sát âm có khuynh hướng kéo cọc đi xuống trong khi cọc chịu nén. Lực ma sát âm này tỷ lệ với áp lực ngang của đất tác động lên cọc và tốc độ lún cố kết của đất, hiện tượng ma sát âm sẽ kết thúc khi độ lún cố kết chấm dứt, lúc bấy giờ ma sát của đất và cọc sẽ trở thành ma sát dương.

Lực ma sát âm không chỉ tác động lên mặt bên của cọc mà còn tác động lên mặt bên của đài cọc, hoặc mặt bên của móng cầu hay mặt tường chắn có tựa lên cọc.

Khi tác động các tải lên công trình sẽ gây độ lún của cọc và giảm độ dịch chuyển tương đối giữa đất và cọc (đồng nghĩa giảm ma sát âm), ít nhất ở phần trên và nhiều hơn ở đoạn dưới, như vậy những tác động ma sát âm có nhiều ở khu vực gần đầu cọc. Trong thực tế tính toán, những tác động của hoạt tải ngắn hạn chỉ được xem xét khi nó gây ra được sự giảm ma sát âm.

Xem xét một cây cọc dài L đóng xuyên qua lớp đất đắp, dày h_d , rồi lớp đất yếu dày H, cắm sâu vào lớp đất chịu lực. Dưới tác động lớp đất đắp, lớp đất yếu bị lún do cố kết trong một thời gian dài (có thể vài năm

Thiết kế móng cọc

đến thậm chí vài chục năm tùy theo hệ số thấm của lớp yếu). Mặt AB sẽ đi xuống đến A'B'; CD sẽ đi xuống đến C'D'; cả hai độ chuyển dịch này lớn hơn độ lún của cọc dưới tác động của công trình. Mặt EF có cùng độ chuyển dịch đứng với cọc được gọi là mặt trung tính. Từ mặt EF trở lên đất xung quanh sẽ kéo cọc xuống bằng lực ma sát âm. Bên dưới mặt EF đất chống lại sự đi xuống của cọc bằng lực ma sát dương.

Nguyên lý tính ma sát âm cực đại

Tại độ sâu z, lực ma sát âm đơn vị được tính bởi biểu thức

$$f_n = \sigma'_h \cdot tg\phi_u + c_u = K \cdot \sigma'_v \cdot tg\phi_u + c_u$$

Tổng lực ma sát âm lên cọc

$$Q_{msa} = u \int_0^{h_d+h} (K \cdot \sigma'_v \cdot tg\phi_u + c_u) dz$$

Trong điều kiện dài hạn hoặc chống cát trong điều kiện thoát nước

$$f_n = \sigma'_h \cdot tg\phi'_a = K \cdot \sigma'_v \cdot tg\phi'_a$$

và
$$Q_{msa} = u \int_0^{h_d-h} (K\sigma'_v \cdot tg\phi'_a) dz \tag{4.49}$$

với: u - chu vi tiết diện ngang của cọc;

h_d - bề dày lớp đất đắp;

h - bề dày vùng có ma sát âm hay vùng nền đất yếu có chuyển vị đứng lớn hơn độ lún của cọc.

Bề dày có vùng ma sát âm: bề dày h trong công thức tính ma sát âm thường không phải là toàn bộ lớp đất yếu mà là vùng nền có độ lún lớn hơn độ lún của cọc.

Giá trị của $Ktg\phi_a$

Tiêu chuẩn thiết kế công trình dân dụng của Pháp, năm 1993, đề nghị giá trị $Ktg\phi_a$ như bảng 4.14.

Bảng 4.14: Bảng giá trị $Ktg\phi_a$ để tính ma sát âm

Loại đất		Loại cọc		Cọc nhồi có ống vách	Cọc nhồi không ống vách	Cọc ép, đóng
Bùn hữu cơ				0,10	0,15	0,20
Sét	mềm			0,10	0,15	0,20
	Chắc đến cứng			0,15	0,20	0,30
Cát sỏi	Rất rời			0,35		
	rời			0,45		
	chặt			1,00		

Để giảm ma sát âm, có thể quét lên mặt bên cọc một lớp nhựa bitum, trong trường hợp này, Ktg_α được chọn lớn nhất là bằng 0,05.

4.6 TÍNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO CHỈ TIÊU TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT NỀN - PHƯƠNG PHÁP THỐNG KÊ

Nhằm mục đích tính toán sơ bộ sức chịu tải cọc theo các kết quả thống kê các chỉ tiêu đặc trưng vật lý của đất nền cho các tiên dự án, có thể sử dụng phương pháp rất đơn giản ít chính xác và không cần nhiều thí nghiệm cơ học phức tạp, đó là phương pháp thống kê còn có tên là phương pháp tính sức chịu tải cọc theo chỉ tiêu vật lý của đất nền.

1- Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc chống

(khi nền đất có E_o > 50 MPa = 500 kg/cm²) được xác định theo công thức sau

$$Q_{tc} = A_p \cdot q_p$$

trong đó: q_p - được xác định như sau

- q_p = 20MPa = 2000 T/m² đất nền cọc tựa là đá, đất hạt lớn và sét cứng

- q_p = $\frac{q_{pn}^{tc}}{k_d} \left(\frac{h_3}{d_3} + 1,5 \right)$

với: q_{pn}^{tc} - cường độ chịu nén trung bình của đá ở trạng thái no nước; k_d = 1,4;

h₃ - độ sâu chôn cọc trong đá; d₃: đường kính ngầm trong đá

- q_p = $\frac{q_{pn}^{tc}}{k_d}$ với cọc ống chống lên đá.

2- Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc ma sát

(cọc đóng có cạnh cọc từ 250mm đến 800 mm)

Sức chịu nén

$$Q_{tc} = m_R \cdot q_p \cdot A_p + u \sum_{i=1}^n m_f \cdot f_{si} \cdot l_i \quad (4.50)$$

trong đó: m_R, m_f - các hệ số điều kiện làm việc của đất ở mũi cọc và ở mặt bên của cọc

Bảng 4.15: Hệ số m_R và m_f

Phương pháp hạ cọc	Hệ số điều kiện làm việc của cọc	
	Dưới mũi cọc m _R	Ở mặt bên cọc m _f
1- Hạ cọc đặc và cọc rỗng có bịt đầu, bằng búa hơi búa diesel	1	1
2- Rung và ép cọc vào:		
a- Đất cát chặt vừa:		
- hạt thô và hạt vừa	1,2	1,0
- hạt mịn	1,1	1,0
- hạt bụi	1,0	1,0
b- Đất sét có độ sệt I _L = 0,5		
- Á cát	0,9	0,9
- Á sét	0,8	0,9
- Sét	0,7	0,9
c/ Đất sét có độ sệt I _L < 0	1,0	1,0

Các hệ số m_R và m_f của đất có độ sệt trong khoảng từ [0 ÷ 5] có được bằng phép nội suy.

Bảng 4.16: Sức chịu tải đơn vị diện tích của đất ở mũi cọc, q_p, T/m²

Độ sâu của mũi cọc, m	Sức chịu tải đơn vị diện tích của đất ở mũi cọc, q _p , T/m ²						
	Của đất cát chặt vừa có hạt là						
	Sỏi	Thô		Thô vừa	Mịn	Bụi	
	Của đất sét với chỉ số độ sệt I _L						
	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 (730)	500	400 (350)	260 (240)	150	90
15	1170	820 (750)	560	440 (400)	290	165	100
20	1260	850	620	480 (450)	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	550	380	210	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

Các giá trị trong ngoặc cho đất sét

Lực ma sát đơn vị giữa đất và mặt xung quanh cọc f_s có được từ bảng 4.17.

Bảng 4.17: Lực ma sát bên của cọc f_s

Độ sâu trung bình của lớp đất, m	Ma sát bên của cọc, f_s , T/m ²								
	Của cát chặt vừa								
	Thô và vừa	Min	Bụi						
	Của đất sét có độ sệt I_L là								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	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	3,5	2,5	2	1,4	0,8	0,7	0,6	0,5
4	5,3	3,8	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	0,8	0,7	0,6
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1	0,8	0,7	0,6
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1	0,8	0,7	0,6
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1	0,8	0,7	0,6
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2	1,1	0,8	0,7	0,6
20	7,9	5,6	4,1	3	2	1,2	0,8	0,7	0,6
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2	1,2	0,8	0,7	0,6
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9	0,8	0,7
35	10	7	5	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

- Các giá trị của f_s của cát chặt tăng thêm 30%
- Khi xác định f_s nên chia các lớp đất mỏng hơn 2 m.
- Sức chịu nhỏ của cọc

$$Q_{tc} = m u \sum_{i=1}^n m_f \cdot f_{si} \cdot l_i \quad (4.51)$$

với: m - hệ số điều kiện làm việc chịu nhỏ,

với cọc hạ vào đất < 4 m lấy hệ số $m = 0,6$

với cọc hạ vào đất > 4 m hệ số $m = 0,8$

• Trong phương pháp này, sức chịu tải dọc trục của cọc nhồi có thể được ước lượng theo công thức

$$Q_{tc} = m \left(m_R \cdot q_p \cdot A_p + u \sum_{i=1}^n m_f \cdot f_{si} \cdot l_i \right) \quad (4.52)$$

Hệ số điều kiện làm việc m :

Bảng 4.18: Hệ số điều kiện làm việc m

Loại đất	m
Đất sét có độ bão hòa $S > 0,85$	0,80
Các trường hợp khác	1

Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc m_R :

Bảng 4.19: Hệ số điều kiện làm việc đất ở mũi cọc m_R

Phương pháp thi công cọc	m_R
Cọc có đáy mở rộng bằng nổ mìn	1,3
Cọc có đáy mở rộng bằng phương pháp đổ bê tông dưới nước	0,9
Các trường hợp khác	1

Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc m_f :

Bảng 4.20: Hệ số điều kiện làm việc đất ở mặt bên của cọc m_f

Loại và phương pháp hạ cọc	m_f			
	Cát	Á cát	Á sét	Sét
1- Cọc chế tạo bằng phương pháp đóng ống thép có bít mũi rồi đổ bê tông đồng thời rút ống-thép	0,8	0,8	0,8	0,7
2- Cọc nhồi có tác động rung khi đổ bê tông	0,9	0,9	0,9	0,9
3- Cọc nhồi khi đổ bê tông có:				
a- Có ống chống	0,7	0,7	0,7	0,6
b- Dưới bùn bentonite				
4- Cọc khoan phun với áp lực 2 - 4 atm	0,9	0,8	0,8	0,8

q_p , T/m² - cường độ chịu tải của đất dưới mũi cọc nhồi và cọc ống được tính như sau:

- Đất sỏi lẫn cát và cát q_p được tính theo công thức

$$q_p = 0,75 \beta (\gamma'_1 \cdot d_p \cdot A_k^0 + \alpha \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot B_k^0) \text{ cho cọc nhồi và cọc ống lấy}$$

nhân đất

$$q_p = \beta (\gamma'_1 \cdot d_p \cdot A_k^0 + \alpha \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot B_k^0) \text{ cho cọc ống còn giữ nguyên nhân đất}$$

trong đó: γ'_1 - trọng lượng riêng đất dưới mũi cọc có kể đến đáy nổi khi đất nằm dưới mực nước ngầm;

γ_1 - trọng lượng riêng đất nằm trên mũi cọc có kể đến đáy nổi khi đất nằm dưới mực nước ngầm.

Các hệ số α , β , A_k° và B_k°

Bảng 4.21: Các hệ số α , β , A_k° và B_k°

các hệ số A_k°		Các hệ số A_k° , B_k° , α và β								
		23°	25°	27°	29°	31°	33°	35°	37°	39°
A_k°		9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108	163
B_k°		18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185	260
α khi L/d_p	4	0,78	0,79	0,8	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	0,7	0,7	0,74	0,76	0,78	0,8	0,82	0,84
	10	0,62	0,65	0,67	0,7	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
	12,5	0,58	0,64	0,63	0,67	0,7	0,73	0,75	0,7	0,80
	15	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
	17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
	20	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
	22,5	0,46	0,51	0,55	0,6	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
≥ 25	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,7	0,74	0,77	
β khi d_p	< 0,8 m	0,31	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,23
	< 0,4 m	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Đất sét q_p được chọn theo bảng 4.22.

Bảng 4.22: Giá trị sức chịu mũi q_p

Chiều sâu mũi cọc, m	q_p (T/m ²) ứng với độ sét l_s						
	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	35
7	115	100	85	75	60	50	45
10	135	120	105	95	80	70	60
12	155	140	125	110	95	80	70
15	180	165	150	130	100	100	80
18	210	190	170	150	130	115	95
20	230	240	190	165	145	125	105
30	330	300	260	230	200		
40	450	400	350	300	250		

4.7 TÍNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO CÔNG THỨC ĐÓNG CỌC

Trong quá trình đóng cọc, nếu ta quan sát năng lượng cho bởi một nhát búa $E = Wh$, với W là trọng lượng phần va đập của búa và h là chiều cao rơi, theo nguyên lý cân bằng năng lượng E sẽ bằng với sức chịu tải cực hạn của cọc nhân với độ xuyên của cọc vào đất, e , do chính nhát búa ấy. Độ xuyên e được định nghĩa như là độ chối của cọc. Tuy nhiên, không phải tất cả năng lượng do nhát búa đóng dành cho cọc xuyên vào đất mà còn mất mát do độ nảy của búa, đàn hồi của cọc, đàn hồi của đất quanh cọc, phát nhiệt,... Wellington đã đưa ra công thức xác định sức chịu tải của cọc rất sớm, ngày nay vẫn còn được sử dụng ở các nước Bắc Mỹ dưới tên Engineering News, có dạng

$$Q_u = \frac{WH}{e_f + c} = \frac{kE}{e_f + c} \quad (4.53)$$

trong đó: W - trọng lượng phần rơi của búa;

H - chiều cao rơi của búa;

e_f - độ chối của búa, độ xuyên của cọc vào đất do một nhát búa sau khi để cọc nghỉ nhằm tránh hiện tượng chối giả;

c - hằng số xét đến năng lượng thất thoát:

$$c = 2,54 \text{ cm}$$

với búa rơi, $c = 2,54$ mm với búa hơi và búa diesel;

E - năng lượng búa; k - hệ số năng lượng búa.

Công thức trên được tính với hệ số an toàn $FS = 6$.

Một số tính năng búa đóng cọc:

Bảng 4.23: Tính năng các loại búa

Hiệu búa	Loại	Năng lượng, E (KN-m)	Số nhát trong một phút	Trọng lượng phần va đập, W, (KN)
K	K150	379,7	45-60	147,2
M	MB70	191,2-86	38-60	70,5
K	K-60	143,3	42-60	58,7
K	K-45	123,5	39-60	44
M	M-43	113,9-51,3	40-60	42,1
K	K-35	96	39-60	34,3
MKT	DE70B	85,4-57	40-50	31,1
K	K-25	68,8	39-60	24,5
V	N-46	44,1	50-60	17,6
L	520	35,7	80-84	22,6
M	M-14S	35,3-16,1	42-60	13,2
V	N-33	33,4	50-60	13,3
L	440	24,7	86-90	17,8
MKT	DE20	24,4-16,3	40-50	8,9
MKT	DE-10	11,9	40-50	4,9
L	180	11	80-95	7,7

K - Kobe Diesel; L - Link, Belt, Cedar Rapids, Iowa; M - Mitsubishi International Corporation; MKT - McKienan-Terry, New Jersey; V - Vulcan Iron Works, Florida

Ngày nay có rất nhiều công thức động để tính sức chịu tải của cọc. Một vài công thức thường được nhắc đến là Danish, Janbu, Guercévanov:

1. Công thức Danish, được sử dụng với FS = 3 đến 6

$$Q_u = \frac{kE}{e_f + \sqrt{\frac{kEL}{2A_p E_p}}} \quad (4.54)$$

2. Công thức Janbu, được sử dụng với FS = 4 đến 5

$$Q_u = \frac{kE}{K_u e_f}$$

$$K_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right)$$

$$C_d = 0,75 + 0,15 \frac{W_c}{W}$$

$$\lambda = \frac{k.E.L}{A_p . E_p . e_f^2} \quad (4.55)$$

3. Công thức Hilley, được sử dụng với FS > 3

$$Q_u = \frac{kE}{e_f + \frac{1}{2}(c_1 + c_2 + c_3)} \frac{W + e^2 W_c}{W + W_c} \quad (4.56)$$

trong đó: e - hệ số hồi phục có giá trị như sau:

- Cọc có đầu bịt thép, $e = 0,55$,
- Cọc thép có đệm đầu cọc bằng gỗ mềm, $e = 0,4$,
- Cọc bê tông cốt thép có đệm đầu cọc bằng gỗ, $e = 0,25$

c_1 - biến dạng đàn hồi của đầu cọc, đệm đầu cọc và cọc dẫn, nếu có, m

c_2 biến dạng đàn hồi của cọc, m

$c_3 = \frac{Q_u L}{A_p E_p}$ và c_3 - biến dạng đàn hồi của đất nền của cọc, thường

được lấy bằng 0,005 m

4. Công thức Guercévanov

Độ chối thực tế $e_f > 2$ mm

$$Q_u = \frac{n.A_p.M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E}{n.A_p.e_f} \frac{W_n + e^2(W_c + W_{cd})}{W_n + W_c + W_{cd}}} - 1 \right] \quad (4.57)$$

Độ chối thực tế $e_f < 2$ mm

$$Q_u = \frac{1}{20} \frac{2e_f + c}{e_f + c} \left[\sqrt{\frac{1 + 8E(c_f + c)}{(2e_f + c)^2} \frac{W}{W + W_c}} \theta - 1 \right] \quad (4.58)$$

trong đó: n - hệ số lấy bằng 150 Tf/m²;

W_{cd} - trọng lượng cọc dẫn, Tf;

W_n - trọng lượng của cả búa, Tf;

e - hệ số hồi phục, khi đóng cọc bê tông cốt thép có dùng mũ đệm, lấy $e^2 = 0,2$

c - độ chối đàn hồi của cọc, m;

θ - hệ số xác định theo công thức:

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{n_o}{A_p} + \frac{n_h}{A_s} \right) \frac{W}{W + W_c} \sqrt{2g(H - h)} \quad (4.59)$$

với: n_o, n_h - hệ số chuyển từ sức chống cắt động sang sức chống cắt tĩnh của đất ở mũi cọc và đất xung quanh cọc, $n_o = 0,0025$ s.m/Tf, $n_h = 0,25$ s.m/Tf;

h - chiều cao nẩy đầu tiên của búa, m;

g - gia tốc trọng trường 9,81 m/s².

Các ký hiệu khác giống như phần giới thiệu trong phần mở đầu (bảng 4.24):

Bảng 4.24: Giá trị hệ số M

Loại đất ở mũi cọc	M
1- Sỏi sạn có lấp cát	1,3
2- Cát thô vừa chặt trung bình và á sét cứng	1,2
3- Cát mịn chặt trung bình	1,1
4- Cát bụi chặt trung bình	1
5- Á sét dẻo, á sét và sét cứng	0,9
6- Á sét và sét nửa cứng	0,8
7- Á sét và sét khô	0,7

Sức chịu tải cho phép của cọc

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} = \frac{Q_u}{k_{tc} k_d}$$

$k_d = 1$, khi chọn Q_u là giá trị bé nhất trong các giá trị thử.

k_{tc} được chọn như tính toán cọc theo chỉ tiêu vật lý đất nền.

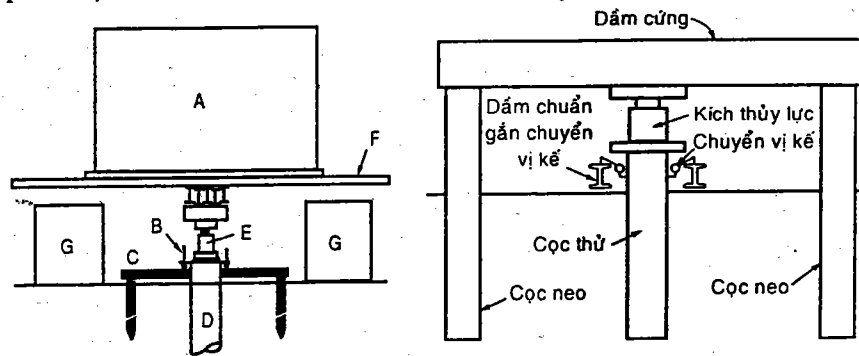
4.8 TÍNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ NÉN TĨNH

Thí nghiệm nén cọc tĩnh, dọc trục hoặc thẳng góc với trục, là phương pháp đáng tin cậy nhất trong việc xác định sức chịu tải dọc trục của cọc hoặc sức chịu tải ngang của cọc. Thí nghiệm này cho phép kiểm nghiệm lại các phương pháp tính toán sức chịu tải khác cho cọc và để chọn giá trị chịu tải chính xác của cọc.

Phương pháp thí nghiệm là tăng tải từng cấp lên cọc thử và đo độ lún ổn định tương ứng, cho tới lúc đạt giá trị cực hạn của tải tác động. Từ đường quan hệ tải - độ lún có thể suy ra sức chịu tải cực hạn Q_u sức chịu tải từ biến Q_c và sức chịu tải cho phép Q_a của cọc.

Thí nghiệm thử cọc gồm:

Các bộ phận tạo điểm tựa như đối trọng hoặc neo vào các cọc xung quanh cọc thử.



Hình 4.35: Sơ đồ chi tiết đo tải tĩnh cọc sử dụng cọc neo

Bộ phận tạo lực nén như kịch và các tấm cứng làm điểm tựa.

Các thiết bị đo lực tác động và chuyển vị. Ngoài ra cũng có thể lấp đất (dán chặt) các đầu dò vào mặt bên xung quanh dọc thân cọc thử để biết tình trạng ứng suất - biến dạng quanh cọc.

Để tránh ảnh hưởng lên kết quả sức chịu tải của cọc bởi hiện tượng xú biến cho đất thoát nước kém và hiện tượng chùn ứng suất cho đất thoát nước nhanh. Thời gian cho cọc nghỉ cần thiết, để kết cấu đất xung quanh cọc và dưới mũi cọc ổn định, từ 7 ngày đến 60 ngày tùy loại đất nền.

1- Lộ trình gia tải thí nghiệm nén tĩnh cọc

Để thuận lợi cho việc thí nghiệm, trước tiên phải chọn sức chịu cực hạn Q_u đúng nhất trong các phương pháp tính, so với sức chịu tải cực hạn thực tế. Thông thường là sức chịu tải theo kết quả khảo sát hiện trường như CPT hay nén ép ngang của Ménard.

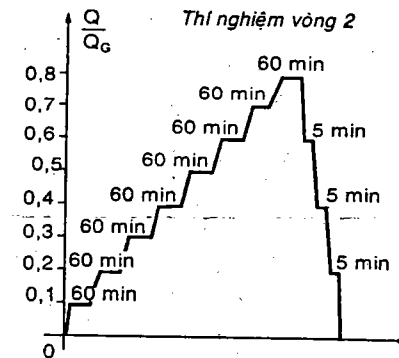
Thí nghiệm lượng giá nhằm mục đích đạt đến sự phá hoại của đất nền đỡ cọc. Thí nghiệm lượng giá được tiến hành hai chu kỳ đặt tải:

- Chu kỳ 1, gia tải làm 5 cấp để tải đạt đến $0,5 Q_{max,e}$ mỗi cấp tải trong thời gian 1 giờ. Sau đó giữ tải một cấp trong 5 phút. Với 1,3

$$Q_u = Q_{max,e} \leq Q_{vl}$$

- Tiếp theo là chu kỳ hai gồm tăng tải 5 cấp mỗi cấp 30 phút và 5 cấp mỗi cấp 1 giờ, nhằm đạt đến $Q_{max,e}$ kế tiếp là giữ tải 4 cấp, mỗi cấp 5 phút.

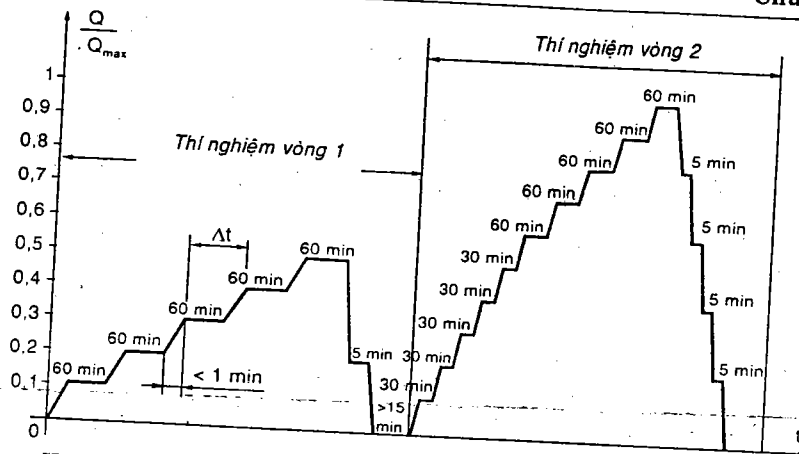
Thí nghiệm kiểm soát nhằm mục đích kiểm chứng sức chịu tải của cọc theo đất nền và bảo đảm ứng xử cọc giống như dự kiến. Thí nghiệm kiểm soát được tiến hành một chu kỳ đặt tải:



Hình 4.36: Các bước gia tải trong thí nghiệm nén tĩnh cọc (kiểm tra)

Gia tải làm 8 cấp để tải đạt đến $0,8 Q_{VL}$, mỗi cấp tải trong thời gian 1 giờ. Sau đó giữ tải 3 cấp, mỗi cấp 5 phút.

Trong cả hai thí nghiệm đều ghi nhận chuyển vị đi xuống của đầu cọc theo thời gian ở tất cả mọi cấp tải.



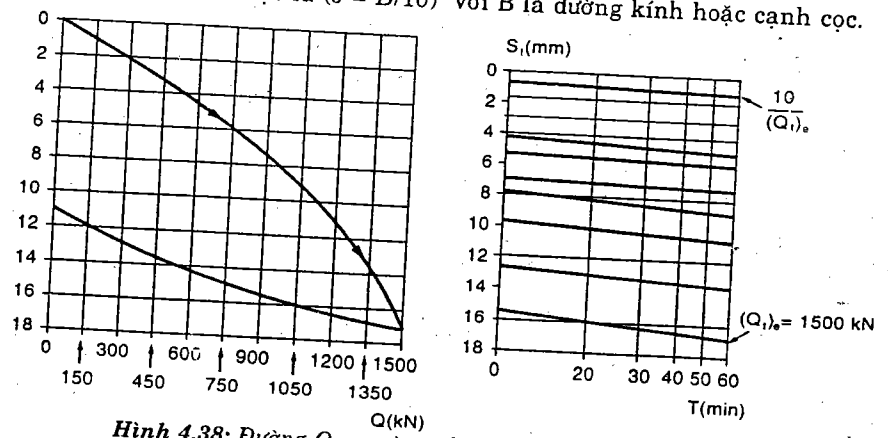
Hình 4.37: Các bước gia tải trong thí nghiệm nén tĩnh cọc (lượng giá Q_u)

2- Khai thác kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc

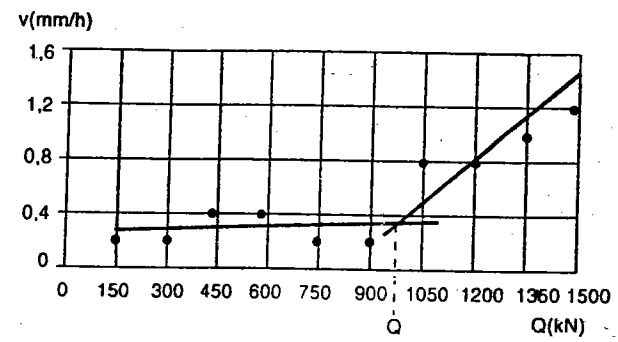
Trong thí nghiệm lượng giá kết quả được vẽ thành ba đường sau:

- Đường Q - s (tải - độ lún đầu cọc ở cuối mỗi cấp tải trọng tích lũy)
 - Đường s - logt (độ lún đầu cọc ở mỗi cấp tải trọng - logarit thời gian)
 - Đường v - Q (vận tốc chuyển vị đầu cọc - tải)
- Phân tích các đường này có được:

- 1- Sức chịu tải từ biến Q_c tương ứng với giao điểm của hai đoạn thẳng H.4.39). Mặt khác ta cũng có thể xác định theo định nghĩa của Q_c trên đường cong của hình Q - s.
- 2- Sức chịu tải cực hạn Q_u tương ứng với đường tiệm cận đứng của đường Q - s, nếu trường hợp đường tiệm cận này không rõ, Q_u được chọn ứng với độ lún đầu cọc là $(s = B/10)$ với B là đường kính hoặc cạnh cọc.

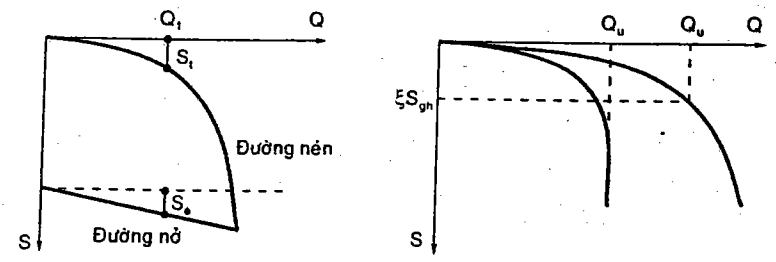


Hình 4.38: Đường Q - s và s - logt thí nghiệm nén tĩnh cọc



Hình 4.39: Đường v - Q thí nghiệm nén tĩnh cọc

Theo tiêu chuẩn Việt Nam, các bước thí nghiệm gần giống như trên và khai thác kết quả thí nghiệm với các đường Q - S (tải - độ lún).



Hình 4.40: Sơ đồ chọn sức chịu tải an toàn cho cọc theo thí nghiệm nén tĩnh (TCVN)

Có hai xu hướng khai thác kết quả thí nghiệm nén tĩnh:

- Hoặc tổng độ lún S_t - tải Q ;
- Hoặc độ lún thật (ròng) của cọc $S = (S_t - S_0)$ - tải Q

Số lượng cọc cần thử được chỉ định theo mức độ quan trọng công trình và không nhỏ hơn ba cọc.

Theo đề nghị của TCVN 190:1996, sức chịu tải cho phép của cọc từ thí nghiệm nén tĩnh cọc có thể được xác định theo ba cách sau:

- 1- Tải trọng tương ứng với chuyển vị đầu cọc là 8mm, chia cho hệ số 1,25.
- 2- Tải trọng tương ứng với chuyển vị đầu cọc bằng 10% bề rộng cọc.
- 3- Tải trọng lớn nhất có được trong quá trình thử cọc, chia cho hệ số an toàn $FS = 2$.

4.9 TỔNG QUÁT VỀ CỌC CHỊU TẢI NGANG

Các công trình chịu tải ngang lớn như tường chắn đất, bến cảng, mố và trụ cầu, nhà cao tầng..., được xây dựng trong vùng nền đất yếu thường được sử dụng cọc để gánh đỡ vừa tải đứng lẫn tải ngang.

Để gánh đỡ tải trọng ngang có thể sử dụng cọc đóng xiên, hay sử dụng ngay cọc đứng kích thước lớn.

Xác định moment và chuyển vị ngang dọc theo trục của một cọc thẳng đứng chịu tác động một moment M_0 và lực ngang H_0 tại cao trình mặt đất đã được nhiều tác giả nghiên cứu. Cũng như ổn định của nền đất xung quanh cọc này đã được Terzaghi đề cập tới trong các bài báo và giáo trình của ông trong những năm 1950.

4.9.1 Cọc xiên

Khi có tải ngang lớn mà cọc đóng đứng không đủ sức chịu tải ngang, có thể đóng cọc xiên. Độ xiên của cọc giúp cho cọc tăng khả năng chống đỡ các ngoại lực xiên. Khi tải ngang đổi chiều do gió, do lực thắng xe, do áp lực nước chảy trong vùng có ảnh hưởng thủy triều, ..., có thể đóng cọc xiên hai chiều, độ xiên của cọc có thể đạt đến 20° hoặc hơn tùy khả năng của thiết bị hạ cọc.

Sức chịu tải cực hạn của cọc xiên có thể tính theo công thức quen thuộc như sau

$$Q_u \equiv q_p A_p + f_s A_s$$

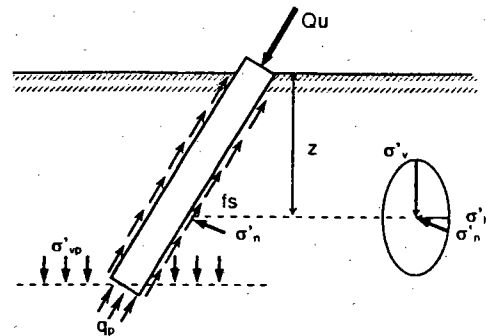
trong đó: f_s - lực ma sát giữa đất và cọc ở độ sâu z có dạng

$$f_s = \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi_u + c'_u \quad (4.60)$$

trong đó: σ'_n - ứng suất pháp thẳng góc với mặt cọc ở độ sâu z . Tại độ sâu này, ta nhận thấy ellipse ứng suất có 1/2 trục dài là ứng suất chính đại: σ'_v và 1/2 trục ngắn là ứng suất chính tiểu σ'_h , nên $\sigma'_h < \sigma'_n$ bất chấp độ xiên của cọc là bao nhiêu. Do vậy để đơn giản tính toán và thiên về an toàn, có thể sử dụng công thức tính như cọc thẳng đứng.

$$f_s = \sigma'_h \operatorname{tg} \varphi_u + c'_u < f_s = \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi_u + c'_u$$

Tương tự cũng có thể sử dụng công thức tính sức chịu tải đơn vị của đất nền ở mũi cọc q_p của cọc thẳng đứng để tính cho cọc xiên.

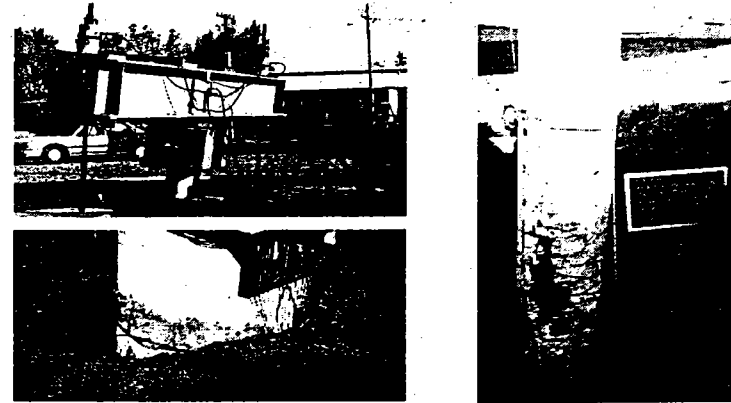


Hình 4.41: Các thành phần lực không của đất lên cọc xiên

4.9.2 Cọc đứng chịu tải ngang và moment

1- Thí nghiệm

Cọc đứng chịu tải trọng ngang yếu hơn cọc xiên, nhưng trong thực tế thi công đặc biệt với công trình xây dựng dân dụng khó có điều kiện làm cọc nghiêng vì diện tích và điều kiện thi công không cho phép. Mặt khác, tỷ số giữa tải đứng và tải ngang của loại công trình này không lớn, nên cọc thẳng đứng thường được chọn vừa chịu tải đứng lẫn tải ngang.



Hình 4.42 Thử cọc chịu tải ngang và kết quả vùng phá hoại cọc

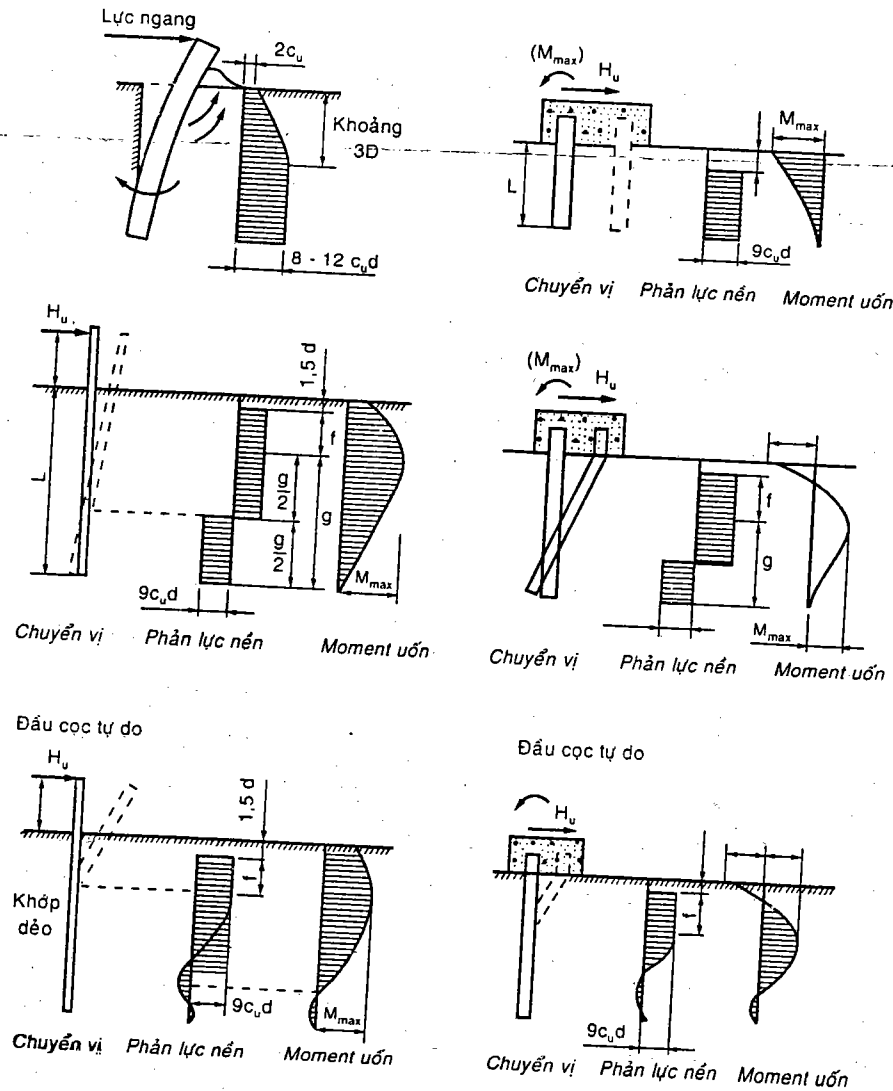
Trong hình 4.42 mô tả thí nghiệm cọc chịu tải ngang có đo đạc cẩn thận với các đầu đo ứng suất - biến dạng dọc mặt bên cọc. Kết quả cho thấy cọc chịu tải ngang bị phá hoại dọc một đoạn cọc (ngâm trượt) khá gần với mặt đất, điều này cho thấy cọc đứng chịu tải ngang có moment uốn cực đại nằm gần đầu cọc và phần đất gánh đỡ tải ngang chủ yếu là do lớp đất trên mặt nên khi tính toán cọc chịu tải ngang cần chú ý trước tiên các lớp đất trên mặt, nếu chúng quá yếu thì phải nghĩ đến thay nền hoặc chuyển sang cọc xiên.

2- Tính cọc chịu tải ngang theo Broms

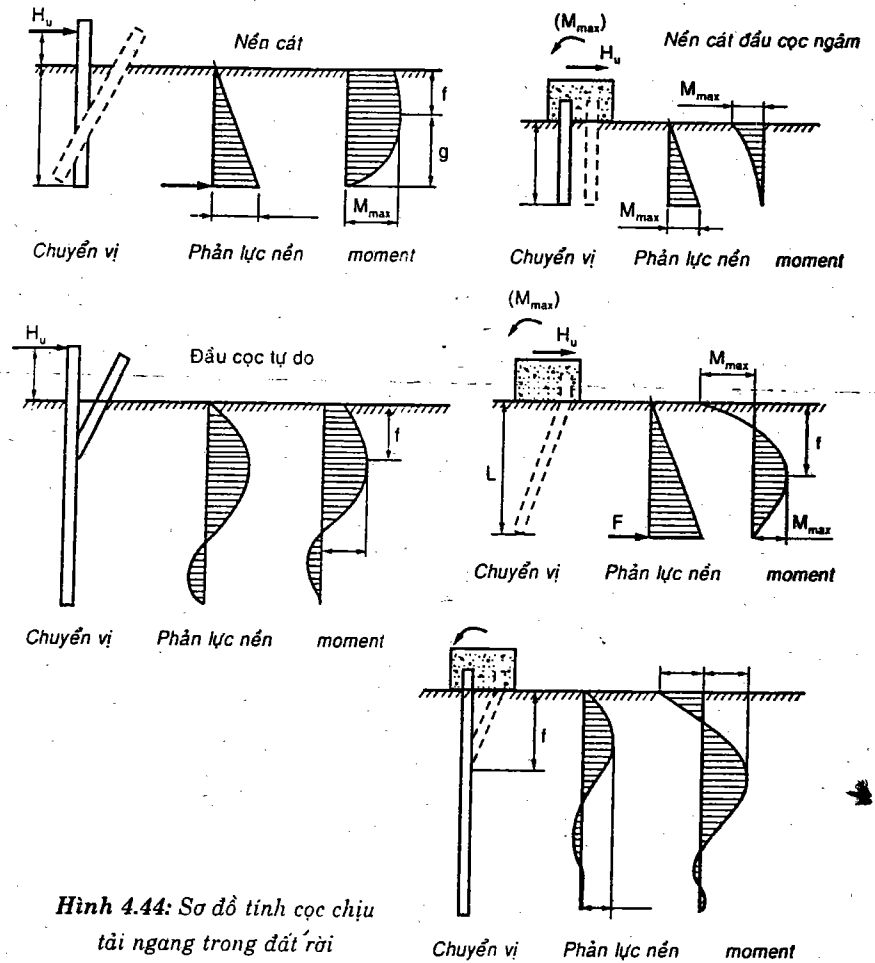
Sơ đồ làm việc cọc chịu tải ngang

Broms giới thiệu một cách tóm tắt các trường hợp cọc chịu tải ngang đóng trong đất dính (H.4.43) và trong đất rời (H.4.44). Theo Broms có năm trường hợp cọc chịu tải ngang cho một loại đất nền gồm:

- 1- Cọc ngắn - đầu cọc tự do (mũi cọc tự do)
- 2- Cọc dài - đầu cọc tự do (có khớp dẻo)
- 3- Cọc rất ngắn - đầu cọc ngàm
- 4- Cọc ngắn - đầu cọc ngàm (mũi cọc tự do)
- 5- Cọc dài - đầu cọc ngàm (có khớp dẻo).



Hình 4.43: Sơ đồ tính cọc chịu tải ngang trong đất sét



Hình 4.44: Sơ đồ tính cọc chịu tải ngang trong đất rời

Các trường hợp đầu cọc tự do, moment uốn cực đại gây thờ cứng trong thân cọc phía áp lực đất nền chủ động.

Trường hợp cọc rất ngắn - đầu cọc ngàm có moment uốn cực đại tại đầu cọc gây thờ cứng trong thân cọc phía áp lực đất nền bị động.

Trường hợp cọc ngắn và dài - đầu cọc ngàm có giá trị moment về hai hướng gần tương đương.

Các trường hợp cọc chịu tải ngang đóng trong nền cát có đặc điểm moment gần giống như nền sét, nhưng áp lực đất lên cọc thay đổi theo chiều sâu.

• Trong nền sét

a- Sức chịu tải ngang cực hạn trường hợp đầu cọc tự do

Cọc ngắn (trường hợp đầu cọc tự do H.4.45).

$$H_u = \frac{2,25d \cdot g^2 \cdot c_u}{(e + 1,5d + 0,5f)} \quad (4.61)$$

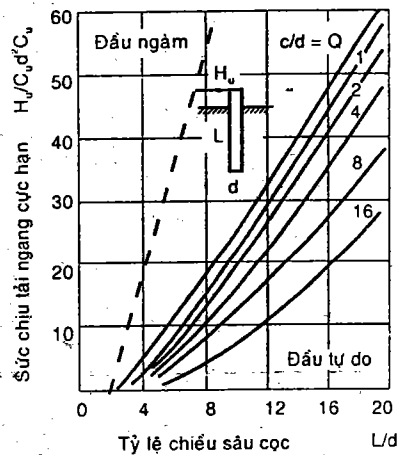
trong đó: $f = \frac{H_u}{9c_u \cdot d}$

và $L = 1,5d + f + g$

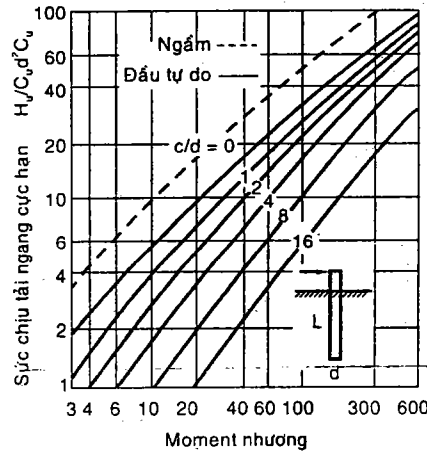
Nếu $M_{yield} \leq 2,25dg^2c_u$ thì cọc có điểm khớp dẻo và là cọc dài

Cọc dài (trường hợp đầu cọc tự do của H.4.46).

$$H_u = \frac{M_{yield}}{(e + 1,5d + 0,5f)} \quad (4.62)$$



Hình 4.45: Biểu đồ tính H_u theo L/d trong đất dính



Hình 4.46: Biểu đồ tính M_{yield}

b- Sức chịu tải ngang cực hạn trường hợp đầu cọc ngầm

Kiểm tra nếu $M_{yield} > H_u(0,5L + 0,75d)$ thì là cọc ngắn. Nếu không thì là cọc dài vừa hoặc là cọc dài.

Và nếu $M_{yield} > 2,25c_u dg^2$ thì là cọc dài vừa, nếu không là cọc dài.

Tải ngang cực hạn được tính theo các công thức sau:

- Cọc ngắn - đầu ngầm

$$H_u = 9c_u d(L - 1,5d)$$

- Cọc dài vừa - đầu ngầm

$$H_u = \frac{2,25c_u dg^2 + M_{yield}}{1,5d + 0,5f}$$

- Cọc dài vừa - đầu ngầm

$$H_u = \frac{2M_{yield}}{1,5d + 0,5f} \quad (4.63)$$

• Trong nền cát

a- Sức chịu tải ngang cực hạn trường hợp đầu cọc tự do

Cọc ngắn

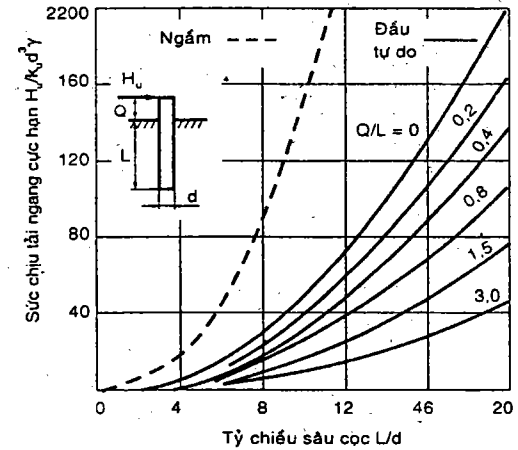
$$H_u = \frac{0,5 \gamma d K_p L^3}{e + L}$$

Cọc dài

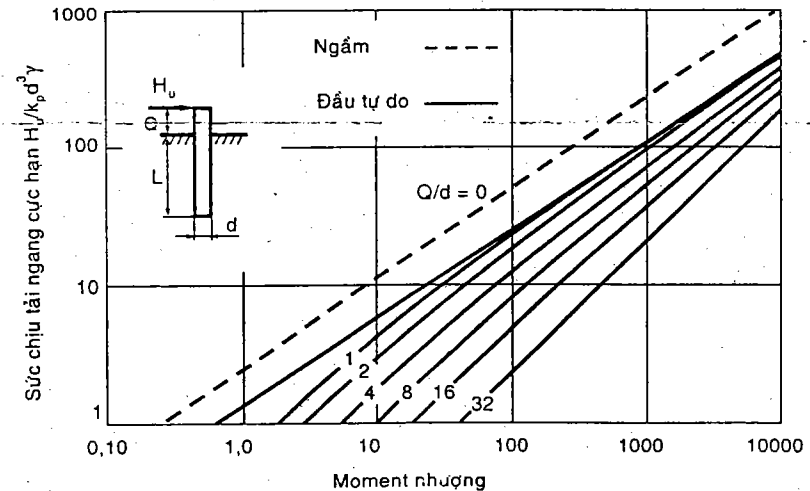
$$H_u = \frac{M_{yield}}{e + 0,67f}$$

trong đó:

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma d K_p}} \quad (4.64)$$



Hình 4.47: Biểu đồ tính H_u theo L/d trong đất rời



Hình 4.48: Biểu đồ tính M_{yield}

Kiểm tra nếu $M_{yield} > \gamma d K_p L^3$ thì là cọc ngắn. Nếu không thì là cọc dài vừa hoặc là cọc dài.

Và nếu $M_{yield} > \text{moment tại độ sâu } f$, thì là cọc dài vừa, nếu không là cọc dài.

- Cọc ngắn - đầu ngàm $H_u = 1,5\gamma d K_p L^2$

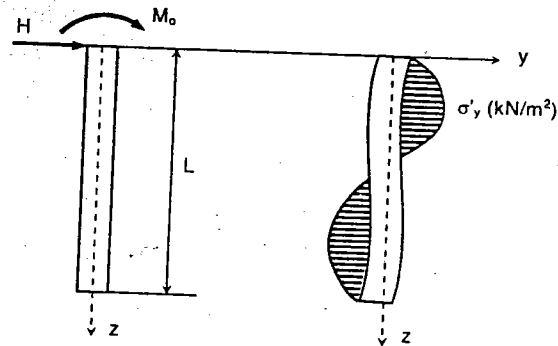
- Cọc dài vừa - đầu ngàm $H_u = 0,5\gamma d K_p L^2 + \frac{M_{yield}}{L}$

- Cọc dài vừa - đầu ngàm $H_u = \frac{2M_{yield}}{e + 0,67f}$ (4.65)

b- Sức chịu tải ngang của cọc trong tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam

Xác định moment và chuyển vị ngang dọc theo trục của một cọc thẳng đứng chịu tác động một moment M_o và lực ngang H_o tại cao trình mặt đất đã được nhiều tác giả nghiên cứu. Cũng như ổn định của nền đất xung quanh cọc này đã được Terzaghi đề cập tới trong các bài báo và giáo trình của ông trong những năm 1950.

Hãy xem xét một cọc có chiều dài L , chịu hệ tải như hình 4.49.



Hình 4.49: Sơ đồ làm việc cọc chịu tải ngang

Khi tính toán cọc chịu tải ngang, đất xung quanh cọc được xem như môi trường đàn hồi tuyến tính được mô phỏng bằng mô hình nền Winkler.

$$\sigma_y = C_y y \Rightarrow C_y^z = \frac{\sigma_y}{y} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (4.66)$$

Phương trình trục uốn của cọc có dạng

$$E_b I \frac{d^4 y}{dz^4} + \sigma_y^z = 0 \quad (4.67)$$

Với hệ số nền theo phương ngang, $C_y^z = K_o z$, thay đổi tuyến tính theo chiều sâu.

trong đó: K_o - hệ số nền quy ước klay hệ số tỷ lệ, có thứ nguyên là T/m^4

Bảng 3.26: Giá trị hệ số nền K

Loại đất quanh cọc	Hệ số K_o (T/m^4)	
	Cọc đóng	Cọc nhồi
Sét, á sét dẻo chảy, $I_L = [0,75 - 1]$	65 - 250	50 - 200
Sét, á sét dẻo mềm, $I_L = [0,5 - 0,75]$		
Á sét dẻo, $I_L = [0 - 1]$	200 - 500	200 - 400
Cát bụi, $e = [0,6 - 0,8]$		
Sét, á sét dẻo và nửa cứng, $I_L = [0 - 0,5]$		
Á sét cứng, $I_L < 0$	500 - 800	400 - 600
Cát nhỏ, $e = [0,6 - 0,75]$		
Cát hạt trung, $e = [0,55 - 0,7]$		
Sét, á sét cứng, $I_L < 0$	800 - 1300	600 - 1000
Cát hạt thô, $e = [0,55 - 0,7]$		

Từ lời giải của phương trình trên ta suy ra các đại lượng cần thiết: áp lực tính toán, σ_z (T/m^2), moment uốn M_z (Tm), lực cắt Q_z (T), trong các tiết diện của cọc như sau

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_o A_1 - \frac{\psi_o}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_o}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}^3 E_b I} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_o A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_o B_3 + M_o C_3 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}} D_3$$

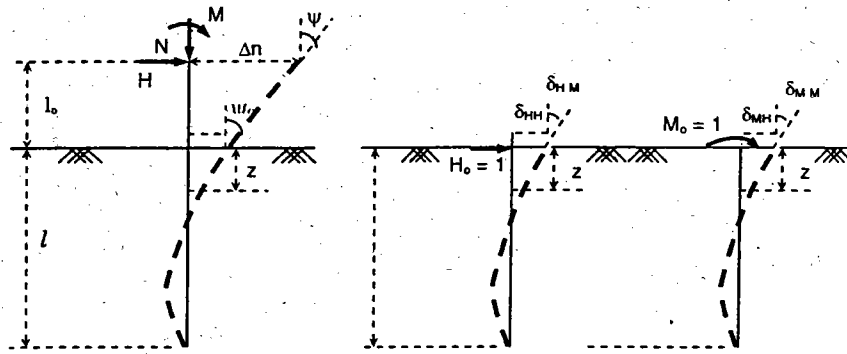
$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_o A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_o B_4 + \alpha_{bd} M_o C_4 + H_o D_4 \quad (4.68)$$

trong đó: z_e - chiều sâu tính đối, $z_e = \alpha_{bd} z$

l_e - chiều dài cọc trong đất tính đối, $l_e = \alpha_{bd} l$

$$\text{hệ số biến dạng } \alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} \quad (4.69)$$

b_c - chiều rộng quy ước của cọc. Theo TCVN 205: 1998, khi $d \geq 0,8m$ thì $b_c = d + 1m$ và khi $d < 0,8m$ thì $b_c = 1,5d + 0,5m$



Hình 4.50: Sơ đồ tác động của moment và tải ngang lên cọc

Các chuyển vị δ_{HH} , δ_{HM} , δ_{MH} , δ_{MM} của cọc ở cao trình mặt đất, do các ứng lực đơn vị đặt cao trình này.

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \cdot E_b \cdot I} A_o$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \cdot E_b \cdot I} B_o$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} \cdot E_b \cdot I} C_o \quad (4.70)$$

A_o , B_o , C_o , D_o , tra trong bảng G2 của TCVN 205.

Moment uốn và lực cắt của cọc tại cao trình mặt đất

$$H_o = H$$

$$M_o = M + H \cdot l_o$$

Chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o , tại cao trình mặt đất

$$y_o = H_o \cdot \delta_{HH} + M_o \cdot \delta_{HM}$$

$$\psi_o = H_o \cdot \delta_{MH} + M_o \cdot \delta_{MM}$$

Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực hoặc đáy dài

$$\Delta_n = y_o + \psi_o \cdot l_o + \frac{H \cdot l_o^3}{3E_b \cdot I} + \frac{M \cdot l_o^2}{2E_b \cdot I} \quad (4.71)$$

Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực hoặc đáy dài

$$\psi = \psi_o + \frac{H \cdot l_o^2}{2E_b \cdot I} + \frac{M \cdot l_o}{E_b \cdot I} \quad (4.72)$$

Ổn định nền quanh cọc

Điều kiện ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động có dạng sau

$$\sigma_y^z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_I} (\sigma_v t g \varphi_I + \xi c_I)$$

trong đó: σ_v - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu z ;

γ_1 - trọng lượng đơn vị thể tích tính toán của đất;

c_I , φ_I - lực dính và góc ma sát trong tính toán của đất;

ξ - hệ số bằng 0,6 cho cọc nhồi và cọc ống; bằng 0,3 cho các cọc còn lại

η_1 - hệ số bằng 1 cho mọi trường hợp trừ công trình chắn đất, chắn mức lấy bằng 0,7;

η_2 - hệ số xét đến tỷ lệ ảnh hưởng của phân tải trọng thường xuyên trong tổng tải,

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{nM_p + M_v} \quad (4.73)$$

trong đó: M_p - moment do tải thường xuyên;

M_v - moment do tải tạm thời.

n lấy bằng 2,5 trừ các trường hợp sau:

1- Móng băng $n = 4$

2- Công trình quan trọng: $l_e < 2,5$ lấy $n = 4$

$l_e > 2,5$ lấy $n = 2,5$

Khi $l_e < 2,5$: cọc ngắn hay cọc cứng, ổn định nền theo phương ngang được kiểm tra tại hai độ sâu $z = L$ và $z = L/3$

Khi $l_e > 5$ Cọc dài hay cọc chịu uốn, ổn định nền theo phương ngang được kiểm tra tại độ sâu $z = \frac{0,85}{\alpha_{bd}}$

Vi dụ: Tính moment uốn M dọc theo cọc và chuyển dịch ngang của cọc ở cao trình mặt đất và cao trình lực ngang H tác động của một cọc bê tông cốt thép, tròn rỗng. Cọc có đường kính trong $d_t = 0,4$ m, đường kính ngoài $d = 0,6$ m. Chiều dài cọc chôn trong đất, $l = 8$ m, cao trình lực ngang tác động, $l_o = 2$ m. Module đàn hồi của bê tông $E_b = 2,8 \cdot 10^6$ T/m². Lực ngang $H = 4,15$ T. Nền đất là cát hạt trung độ chặt trung bình.

Giải: Moment quán tính tiết diện ngang của cọc

$$I = \frac{\pi(d^4 - d_t^4)}{64} = \frac{3,14(0,6^4 - 0,4^4)}{64} = 5,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Độ cứng tiết diện ngang của cọc

$$E_b \cdot I = 2,8 \cdot 10^6 \times 5,1 \cdot 10^{-3} \text{ Tm}^2 = 14,28 \cdot 10^3 \text{ Tm}^2$$

Chiều rộng quy ước b_c của cọc

$$b_c = 1,5d + 0,5 = 1,4 \text{ m}$$

(Theo TCVN 205, khi $d \geq 0,8$ m thì $b_c = d + 1$ m và khi $d < 0,8$ m thì

$b_c = 1,5d + 0,5$ m).

Nền đất là cát hạt trung độ chặt trung bình có hệ số tỷ lệ $K = 650T/m^4$
 Hệ số biến dạng

$$\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E_b \cdot I}} = \sqrt[5]{\frac{650 \times 1,4}{14,28 \cdot 10^3}} = 0,576 \text{ m}^{-1}$$

Chiều tính đối của phần cọc trong đất

$$l_e = \alpha_{bd} \cdot l = 0,576 \times 8 \text{ m} = 4,6$$

Các chuyển vị δ_{HH} , δ_{HM} , δ_{MH} , δ_{MM} của cọc ở cao trình mặt đất, do các ứng lực đơn vị đặt cao trình này.

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \cdot E_b \cdot I} A_o = \frac{1}{0,576^3 \times 14,28 \cdot 10^3} 2,441 = 9,085 \cdot 10^{-4} \text{ m/T}$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \cdot E_b \cdot I} B_o = \frac{1}{0,576^2 \times 14,28 \cdot 10^3} 1,621 = 3,457 \cdot 10^{-4} \text{ T}^{-1}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} \cdot E_b \cdot I} C_o = \frac{1}{0,576 \times 14,28 \cdot 10^3} 1,751 = 2,140 \cdot 10^{-4} \text{ T}^{-1} \text{ m}^{-1}$$

Moment uốn và lực cắt của cọc tại cao trình mặt đất

$$H_o = H = 4,15 \text{ T}$$

$$M_o = M + H \cdot l_o = 4,15 \times 2 = 8,3 \text{ Tm}$$

Chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o , tại cao trình mặt đất

$$y_o = H_o \cdot \delta_{HH} + M_o \cdot \delta_{HM}$$

$$= (4,15 \times 9,085 \cdot 10^{-4} + 8,3 \times 3,457 \cdot 10^{-4}) \text{ m} = 67 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,67 \text{ cm}$$

$$\psi_o = H_o \delta_{MH} + M_o \delta_{MM}$$

$$= (4,15 \times 3,457 \cdot 10^{-4} + 8,3 \times 2,140 \cdot 10^{-4}) \text{ rad} = 32,11 \cdot 10^{-4} \text{ rad} = 0,18 \text{ độ}$$

Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực ngang H

$$\Delta_n = y_o + \psi_o l_o + \frac{H l_o^3}{3 E_b I} + \frac{M l_o^2}{2 E_b I}$$

$$= 0,0067 + \left(32,01 \cdot 10^{-4} \times 2 + \frac{4,15 \times 2^3}{3 \times 14,28 \cdot 10^3} \right) = 0,014 \text{ m}$$

Áp lực tính toán, σ_z (T/m^2), moment uốn M_z (Tm), lực cắt Q_z (T), trong các tiết diện của cọc được tính theo các công thức sau

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_o A_1 - \frac{\psi_o}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_o}{\alpha_{bd}^2 \cdot E_b \cdot I} C_1 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}^3 \cdot E_b \cdot I} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 \cdot E_b \cdot I \cdot y_o \cdot A_3 - \alpha_{bd} \cdot E_b \cdot I \cdot \psi_o \cdot B_3 + M_o \cdot C_3 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}} D_3$$

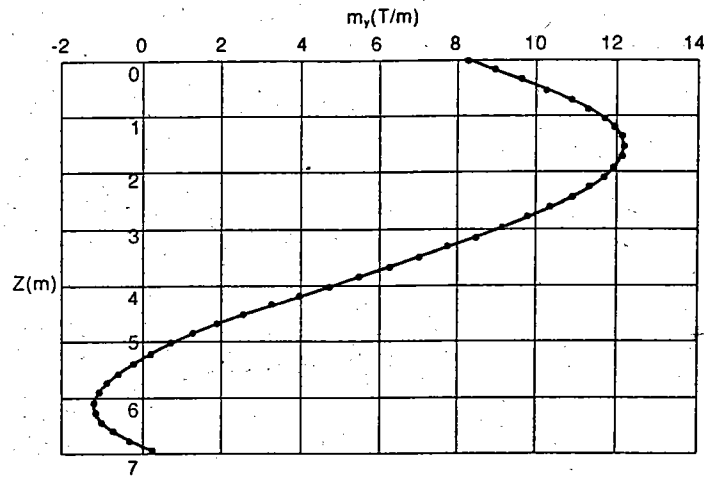
$$Q_z = \alpha_{bd}^3 \cdot E_b \cdot I \cdot y_o \cdot A_4 - \alpha_{bd}^2 \cdot E_b \cdot I \cdot \psi_o \cdot B_4 + \alpha_{bd} \cdot M_o \cdot C_4 + H_o \cdot D_4$$

trong đó: z_e - chiều sâu tính đối, $z_e = \alpha_{bd} z$

Các giá trị $A_1, A_3, A_4, B_1, B_3, B_4, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra trong bảng G3 của TCVN 205.

Bảng 3.27: Tính moment uốn M_z dọc thân cọc

Z	Z _e	A ₃	B ₃	C ₃	D ₃	M _z
0	0	0	0	1	0	8,3
0,174	0,1	0	0	1	0,1	9,015
0,347	0,2	-0,001	0,000	1,000	0,200	9,701
0,521	0,3	-0,004	-0,001	1,000	0,300	10,334
0,694	0,4	-0,011	-0,002	1,000	0,400	10,895
0,868	0,5	-0,021	-0,005	0,999	0,500	11,369
1,042	0,6	-0,036	-0,011	0,998	0,600	11,744
1,215	0,7	-0,057	-0,020	0,996	0,699	12,013
1,389	0,8	-0,085	-0,034	0,992	0,799	12,172
1,563	0,9	-0,121	-0,055	0,985	0,897	12,221
1,736	1	-0,167	-0,083	0,975	0,994	12,160
1,910	1,1	-0,222	-0,122	0,960	1,090	11,993
2,083	1,2	-0,287	-0,173	0,938	1,183	11,727
2,257	1,3	-0,365	-0,238	0,907	1,273	11,367
2,431	1,4	-0,455	-0,319	0,866	1,358	10,924
2,604	1,5	-0,559	-0,420	0,811	1,437	10,404
2,778	1,6	-0,676	-0,543	0,739	1,507	9,820
2,951	1,7	-0,808	-0,691	0,646	1,566	9,180
3,125	1,8	-0,956	-0,867	0,530	1,612	8,494
3,299	1,9	-1,118	-1,074	0,385	1,640	7,775
3,472	2	-1,295	-1,314	0,207	1,646	7,030
3,646	2,1	-1,487	-1,590	-0,010	1,627	6,271
3,819	2,2	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	5,506
3,993	2,3	-1,912	-2,263	-0,582	1,486	4,746
4,167	2,4	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	3,997
4,340	2,5	-2,379	-3,109	-1,379	1,165	3,270
4,514	2,6	-2,621	-3,600	-1,877	0,917	2,571
4,688	2,7	-2,865	-4,137	-2,452	0,598	1,909
4,861	2,8	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	1,290
5,035	2,9	-3,331	-5,340	-3,852	-0,295	0,722
5,208	3	-3,540	-6,000	-4,688	-0,891	0,213
5,382	3,1	-3,722	-6,690	-5,621	-1,603	-0,230
5,556	3,2	-3,864	-7,403	-6,653	-2,443	-0,599
5,729	3,3	-3,955	-8,127	-7,785	-3,424	-0,886
5,903	3,4	-3,979	-8,847	-9,016	-4,557	-1,082
6,076	3,5	-3,919	-9,544	-10,340	-5,854	-1,177
6,250	3,6	-3,757	-10,196	-11,751	-7,325	-1,162
6,424	3,7	-3,471	-10,776	-13,235	-8,979	-1,024
6,597	3,8	-3,036	-11,252	-14,774	-10,821	-0,752
6,771	3,9	-2,427	-11,585	-16,346	-12,854	-0,334
6,944	4	-1,614	-11,731	-17,919	-15,075	0,246

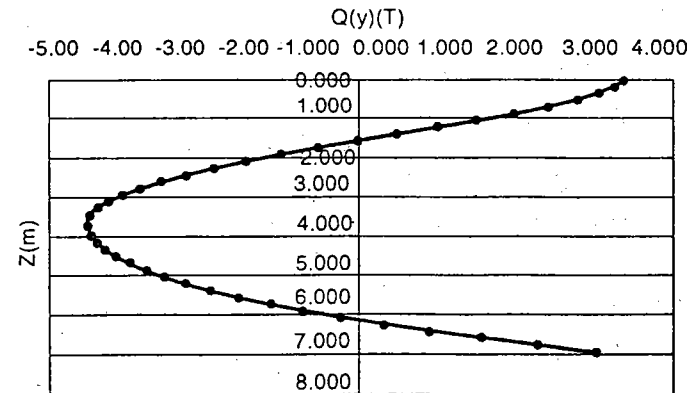


Hình 4.51: Biểu đồ moment của cọc chịu tải ngang

Bảng 3.28: Tính lực cắt Q_y dọc thân cọc

Z	Z _e	A _e	B _e	C _e	D _e	Q _e (T)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0,000	0	0	0	0	1	4,150
0,174	0,1	-0,005	0,000	0	1	4,064
0,347	0,2	-0,020	-0,003	0,000	1,000	3,824
0,521	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1,000	3,458
0,694	0,4	-0,080	-0,021	-0,003	1,000	2,994
0,868	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999	2,455
1,042	0,6	-0,180	-0,072	-0,016	0,997	1,863
1,215	0,7	-0,245	-0,114	-0,030	0,994	1,238
1,389	0,8	-0,320	-0,171	-0,051	0,989	0,600
1,563	0,9	-0,404	-0,243	-0,082	0,980	-0,037
1,736	1	-0,499	-0,333	-0,125	0,967	-0,658
1,910	1,1	-0,603	-0,443	-0,183	0,946	-1,252
2,083	1,2	-0,716	-0,575	-0,259	0,917	-1,809
2,257	1,3	-0,838	-0,730	-0,356	0,876	-2,321
2,431	1,4	-0,967	-0,910	-0,479	0,821	-2,782
2,604	1,5	-1,105	-1,116	-0,630	0,747	-3,189
2,778	1,6	-1,248	-1,350	-0,815	0,652	-3,538
2,951	1,7	-1,396	-1,613	-1,036	0,529	-3,828
3,125	1,8	-1,547	-1,906	-1,299	0,374	-4,059

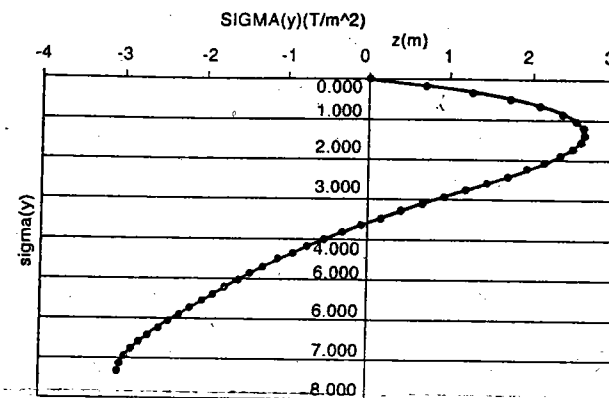
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
3,299	1,9	-1,699	-2,227	-1,608	0,181	-4,230
3,472	2	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057	-4,345
3,646	2,1	-1,992	-2,956	-2,379	-0,345	-4,403
3,819	2,2	-2,125	-3,360	-2,849	-0,692	-4,409
3,993	2,3	-2,243	-3,785	-3,379	-1,104	-4,363
4,167	2,4	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592	-4,268
4,340	2,5	-2,407	-4,683	-4,632	-2,161	-4,128
4,514	2,6	-2,437	-5,140	-5,355	-2,821	-3,943
4,688	2,7	-2,420	-5,591	-6,143	-3,580	-3,714
4,861	2,8	-2,346	-6,023	-6,990	-4,445	-3,444
5,035	2,9	-2,200	-6,420	-7,892	-5,423	-3,131
5,208	3	-1,969	-6,765	-8,840	-6,520	-2,775
5,382	3,1	-1,638	-7,034	-9,822	-7,739	-2,376
5,556	3,2	-1,187	-7,204	-10,822	-9,082	-1,930
5,729	3,3	-0,599	-7,243	-11,819	-10,549	-1,435
5,903	3,4	0,147	-7,118	-12,787	-12,133	-0,887
6,076	3,5	1,074	-6,789	-13,692	-13,826	-0,282
6,250	3,6	2,205	-6,212	-14,496	-15,613	0,385
6,424	3,7	3,563	-5,338	-15,151	-17,472	1,119
6,597	3,8	5,173	-4,111	-15,601	-19,374	1,926
6,771	3,9	7,059	-2,473	-15,779	-21,279	2,810
6,944	4	9,244	-0,358	-15,610	-23,140	3,775



Hình 4.52: Biểu đồ lực cắt của cọc chịu tải ngang

Bảng 4.29: Bảng tính ứng suất σ_z theo phương ngang của mặt bên của cọc

Z	Z ₀	A ₁	B ₁	C ₁	D ₁	SIGMA(z)
0,000	0	1	0	0	0	0
0,174	0,1	1	0,1	0,005	0	0,694
0,347	0,2	1	0,2	0,020	0,001	1,268
0,521	0,3	1	0,3	0,045	0,004	1,728
0,694	0,4	1	0,4	0,080	0,011	2,084
0,868	0,5	1	0,5	0,125	0,021	2,341
1,042	0,6	0,999	0,6	0,180	0,036	2,509
1,215	0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	2,597
1,389	0,8	0,997	0,799	0,320	0,085	2,614
1,563	0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	2,568
1,736	1	0,992	0,997	0,499	0,167	2,468
1,910	1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	2,323
2,083	1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	2,141
2,257	1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	1,930
2,431	1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	1,697
2,604	1,5	0,937	1,468	1,115	0,560	1,449
2,778	1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	1,191
2,951	1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	0,929
3,125	1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	0,668
3,299	1,9	0,795	1,770	1,752	1,126	0,411
3,472	2	0,735	1,823	1,924	1,308	0,161
3,646	2,1	0,662	1,863	2,098	1,506	-0,080
3,819	2,2	0,575	1,887	2,272	1,720	-0,309
3,993	2,3	0,470	1,892	2,443	1,950	-0,527
4,167	2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-0,733
4,340	2,5	0,202	1,830	2,765	2,454	-0,926
4,514	2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-1,109
4,688	2,7	-0,162	1,643	3,030	3,003	-1,281
4,861	2,8	-0,385	1,490	3,128	3,288	-1,444
5,035	2,9	-0,640	1,290	3,196	3,574	-1,599
5,208	3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-1,748
5,382	3,1	-1,251	0,723	3,207	4,133	-1,892
5,556	3,2	-1,612	0,343	3,132	4,392	-2,032
5,729	3,3	-2,011	-0,112	2,991	4,626	-2,169
5,903	3,4	-2,450	-0,648	2,772	4,826	-2,304
6,076	3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-2,435
6,250	3,6	-3,445	-1,991	2,050	5,075	-2,563
6,424	3,7	-4,000	-2,813	1,520	5,097	-2,684
6,597	3,8	-4,590	-3,742	0,857	5,029	-2,796
6,771	3,9	-5,210	-4,784	0,047	4,853	-2,895
6,944	4	-5,854	-5,941	-0,927	4,548	-2,975
7,118	4,1	-6,514	-7,216	-2,080	4,092	-3,030
7,292	4,2	-7,179	-8,607	-3,428	3,461	-3,051



Hình 4.53: Biểu đồ áp lực ngang của cọc chịu tải ngang

Bảng 4.30: Giá trị các hệ số A₀, B₀, C₀ Bảng G2 - TCVN 205

L ₀	Cọc tựa lên đất			Cọc tựa lên đá			Cọc ngầm trong đá		
	A ₀	B ₀	C ₀	A ₀	B ₀	C ₀	A ₀	B ₀	C ₀
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,180	0,600
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798
0,9	22,240	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1,0	18,030	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,160	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,020	1,415
1,6	7,151	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,434	1,480
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2,0	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,891	1,841	1,460	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,080	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,743	1,673	1,701	2,210	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	1,687	2,330	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3,0	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
> 4	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,750	2,401	1,600	1,732

z_2	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
0	1	0	0	0	0	1	0	0
0,1	1	0,1	0,005	0	0	1	0,1	0,005
0,2	1	0,2	0,020	0,001	0	1	0,2	0,02
0,3	1	0,3	0,045	0,004	0,000	1,000	0,300	0,045
0,4	1	0,4	0,080	0,011	-0,001	1,000	0,400	0,080
0,5	1	0,5	0,125	0,021	-0,003	0,999	0,500	0,125
0,6	0,999	0,6	0,180	0,036	-0,005	0,999	0,600	0,180
0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	-0,010	0,997	0,700	0,245
0,8	0,997	0,799	0,320	0,085	-0,017	0,995	0,799	0,320
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,027	0,990	0,898	0,405
1	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,042	0,983	0,996	0,499
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,061	0,973	1,093	0,603
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,086	0,959	1,188	0,717
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,119	0,938	1,280	0,840
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,160	0,910	1,369	0,972
1,5	0,937	1,468	1,115	0,560	-0,210	0,874	1,453	1,111
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,272	0,826	1,530	1,259
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,346	0,764	1,600	1,412
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	-0,434	0,686	1,659	1,571
1,9	0,795	1,770	1,752	1,126	-0,538	0,590	1,705	1,734
2	0,735	1,823	1,924	1,308	-0,658	0,471	1,735	1,898
2,1	0,662	1,863	2,098	1,506	-0,797	0,326	1,745	2,062
2,2	0,575	1,887	2,272	1,720	-0,956	0,151	1,731	2,222
2,3	0,470	1,892	2,443	1,950	-1,136	-0,057	1,689	2,375
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-1,339	-0,303	1,613	2,516
2,5	0,202	1,830	2,765	2,454	-1,565	-0,591	1,497	2,641
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-1,815	-0,926	1,335	2,743
2,7	-0,162	1,643	3,030	3,003	-2,089	-1,312	1,119	2,815
2,8	-0,385	1,490	3,128	3,288	-2,388	-1,755	0,842	2,849
2,9	-0,640	1,290	3,196	3,574	-2,709	-2,257	0,495	2,836
3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,053	-2,824	0,068	2,764
3,1	-1,251	0,723	3,207	4,133	-3,417	-3,458	-0,446	2,621
3,2	-1,612	0,343	3,132	4,392	-3,796	-4,163	-1,059	2,392
3,3	-2,011	-0,112	2,991	4,626	-4,188	-4,939	-1,780	2,062
3,4	-2,450	-0,648	2,772	4,826	-4,585	-5,788	-2,619	1,610
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-4,981	-6,708	-3,586	1,016
3,6	-3,445	-1,991	2,050	5,075	-5,365	-7,695	-4,690	0,257
3,7	-4,000	-2,813	1,520	5,097	-5,728	-8,745	-5,939	-0,696
3,8	-4,590	-3,742	0,857	5,029	-6,055	-9,847	-7,339	-1,871
3,9	-5,210	-4,784	0,047	4,853	-6,329	-10,990	-8,895	-3,302
4	-5,854	-5,941	-0,927	4,548	-6,533	-12,158	-10,608	-5,028
4,1	-6,514	-7,216	-2,080	4,092	-6,644	-13,329	-12,478	-7,089
4,2	-7,179	-8,607	-3,428	3,461	-6,638	-14,476	-14,496	-9,533

Bảng 4.31: Bảng giá trị các hệ số A_i, B_i, C_i, D_i (bảng G_3 - TCVN 205-98)

z'	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	0	0	1	0	0	0	0	1
0,1	0	0	1	0,1	-0,005	0,000	0	1
0,2	-0,001	0,000	1,000	0,200	-0,020	-0,003	0,000	1,000
0,3	-0,004	-0,001	1,000	0,300	-0,045	-0,009	-0,001	1,000
0,4	-0,011	-0,002	1,000	0,400	-0,080	-0,021	-0,003	1,000
0,5	-0,021	-0,005	0,999	0,500	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	-0,036	-0,011	0,998	0,600	-0,180	-0,072	-0,016	0,997
0,7	-0,057	-0,020	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,030	0,994
0,8	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,320	-0,171	-0,051	0,989
0,9	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,980
1	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	-0,222	-0,122	0,960	1,090	-0,603	-0,443	-0,183	0,946
1,2	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,917
1,3	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,730	-0,356	0,876
1,4	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,910	-0,479	0,821
1,5	-0,559	-0,420	0,811	1,437	-1,105	-1,116	-0,630	0,747
1,6	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,350	-0,815	0,652
1,7	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,613	-1,036	0,529
1,8	-0,956	-0,867	0,530	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	-1,118	-1,074	0,385	1,640	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,1	-1,487	-1,590	-0,010	1,627	-1,992	-2,956	-2,379	-0,345
2,2	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,360	-2,849	-0,692
2,3	-1,912	-2,263	-0,582	1,486	-2,243	-3,785	-3,379	-1,104
2,4	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,5	-2,379	-3,109	-1,379	1,165	-2,407	-4,683	-4,632	-2,161
2,6	-2,621	-3,600	-1,877	0,917	-2,437	-5,140	-5,355	-2,821
2,7	-2,865	-4,137	-2,452	0,598	-2,420	-5,591	-6,143	-3,580
2,8	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	-2,346	-6,023	-6,990	-4,445
2,9	-3,331	-5,340	-3,852	-0,295	-2,200	-6,420	-7,892	-5,423
3	-3,540	-6,000	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,840	-6,520
3,1	-3,722	-6,690	-5,621	-1,603	-1,638	-7,034	-9,822	-7,739
3,2	-3,864	-7,403	-6,653	-2,443	-1,187	-7,204	-10,822	-9,082
3,3	-3,955	-8,127	-7,785	-3,424	-0,599	-7,243	-11,819	-10,549
3,4	-3,979	-8,847	-9,016	-4,557	0,147	-7,118	-12,787	-12,133
3,5	-3,919	-9,544	-10,340	-5,854	1,074	-6,789	-13,692	-13,826
3,6	-3,757	-10,196	-11,751	-7,325	2,205	-6,212	-14,496	-15,613
3,7	-3,471	-10,776	-13,235	-8,979	3,563	-5,338	-15,151	-17,472
3,8	-3,036	-11,252	-14,774	-10,821	5,173	-4,111	-15,601	-19,374
3,9	-2,427	-11,585	-16,346	-12,854	7,059	-2,473	-15,779	-21,279
4	-1,614	-11,731	-17,919	-15,075	9,244	-0,358	-15,610	-23,140
4,1	-0,567	-11,638	-19,454	-17,478	11,749	2,304	-15,007	-24,895
4,2	0,747	-11,249	-20,902	-20,048	14,591	5,584	-13,870	-26,468

Một số lời giải khác dựa trên hệ số T là nghịch đảo của α_{bd}

$$T = \frac{1}{\alpha_{bd}}$$

Và xếp loại cọc chịu tải ngang theo T như sau

$$L \geq 5T \text{ là cọc dài}$$

$$L \leq 2T \text{ là cọc cứng}$$

Tại độ sâu z có:

Chuyển vị ngang của cọc

$$y(z) = A_y \frac{Q_o \cdot T^3}{E_b \cdot I} + B_y \frac{M_o \cdot T^2}{E_b \cdot I}$$

Góc xoay $\theta(z) = A_\theta \frac{Q_o \cdot T^2}{E_b \cdot I} + B_\theta \frac{M_o \cdot T}{E_b \cdot I}$

Áp lực ngang của đất lên cọc

$$\sigma_y'(z) = \frac{A_p \cdot Q_o}{T} + \frac{B_p \cdot M_o}{T^2}$$

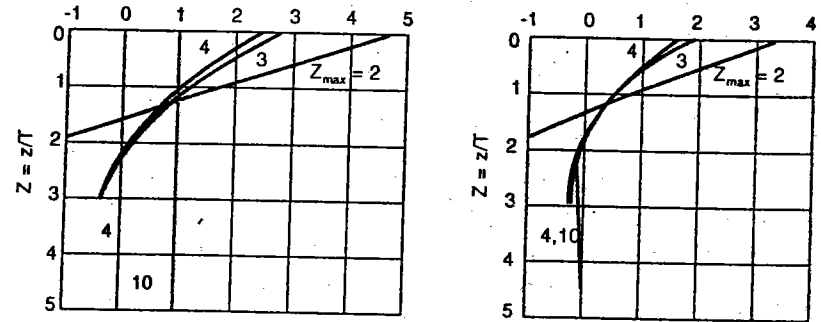
Lực cắt $V(z) = A_v \cdot Q_o + \frac{B_v \cdot M_o}{T}$

Moment $M_y(z) = A_m \cdot Q_o \cdot T + B_m \cdot M_o$

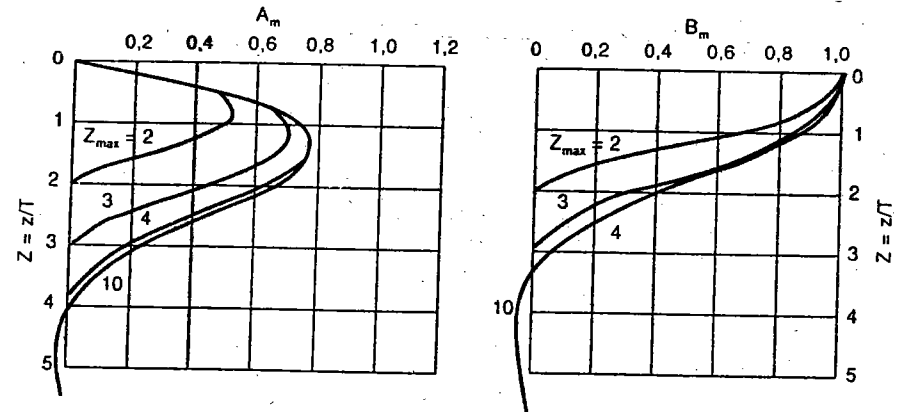
(4.74)

Bảng 4.32: Bảng giá trị A_i và B_i để tính toán cho cọc dài $L/T > 5$

$Z = z/T$	A_y	A_θ	A_m	A_v	A_p	B_y	B_θ	B_m	B_v	B_p
0	2,435	-1,623	0,000	1,000	-0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,368
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,015	0,046	0,000	-0,011	-0,026	0,029	-0,002



Hình 4.54: Hệ số A_y và B_y theo giá trị $L/T = Z_{max}$



Hình 4.55: Hệ số A_m và B_m theo giá trị $L/T = Z_{max}$

Ví dụ: Tính moment uốn M dọc theo cọc và chuyển dịch ngang của cọc ở cao trình mặt đất và cao trình lực ngang H tác động của một cọc bê tông cốt thép. Cọc có đường kính $d = 0,8$ m.

Chiều dài cọc chôn trong đất, $l = 10$ m, cao trình lực ngang tác động, $l_o = 2$ m. Module đàn hồi của bê tông $E_b = 2,8 \cdot 10^6$ T/m². Lực ngang $H = 4,15 T$. Nền đất là cát hạt trung độ chặt trung bình.

Giải Moment quán tính tiết diện ngang của cọc

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \times 0,8^4}{64} = 2 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

Độ cứng tiết diện ngang của cọc

$$E_b \cdot I = 2,8 \cdot 10^6 \times 2 \times 10^{-2} \text{ Tm}^2 = 5,6 \times 10^4 \text{ Tm}^2$$

Chiều rộng quy ước b_c của cọc

$$b_c = d + 1 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

(Theo TCVN 205, khi $d \geq 0,8$ m thì $b_c = d + 1$ m và khi $d < 0,8$ m thì $b_c = 1,5d + 0,5$ m)

Nền đất là cát hạt trung độ chặt trung bình có hệ số tỷ lệ $K = 650T/m^4$

Hệ số biến dạng

$$\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E_b \cdot I}} = \sqrt[5]{\frac{650 \times 1,8}{5,6 \times 10^4}} = 0,461 \text{ m}^{-1} \Rightarrow T = 1/\alpha_{bd}$$

Chiều tính đổi của phân cọc trong đất

$$l_e = \alpha_{bd} l = \frac{l}{T} = 0,461 \times 10 \text{ m} = 4,61$$

trong đó: z_e - chiều sâu tính đổi, $z_e = \alpha_{bd} z = \frac{z}{T}$

Áp lực ngang của đất lên cọc

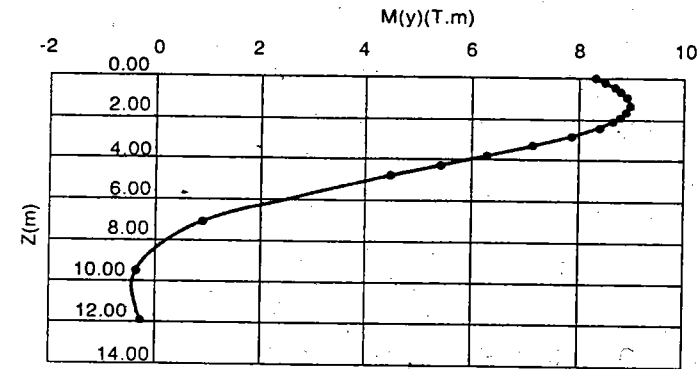
$$\sigma_y(z) = \frac{A_p \cdot Q_o}{T} + \frac{B_p \cdot M_o}{T^2}$$

Lực cắt $V(z) = A_v \cdot Q_o + \frac{B_v \cdot M_o}{T}$

Moment $M(z) = A_m \cdot Q_o \cdot T + B_m \cdot M_o$

Bảng 4.33: Bảng tính moment uốn M_y dọc thân cọc

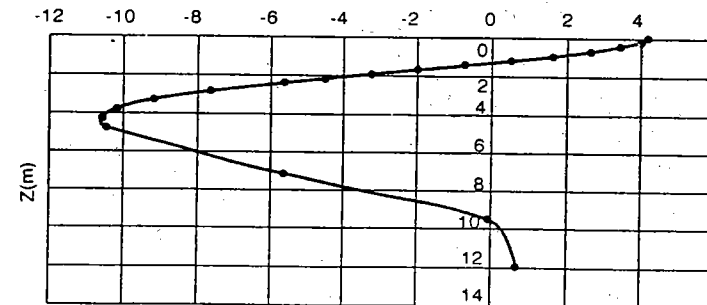
z_e	A_m	B_m	$M_y(z)$	z (m)
0	0	1	8,3	0
0,1	0,1	1	8,48343	0,237
0,2	0,198	0,999	8,654891	0,474
0,3	0,291	0,994	8,783981	0,711
0,4	0,379	0,987	8,8873	0,948
0,5	0,459	0,976	8,942744	1,185
0,6	0,532	0,96	8,943848	1,422
0,7	0,595	0,939	8,885109	1,659
0,8	0,649	0,914	8,776661	1,896
0,9	0,693	0,885	8,61667	2,133
1	0,727	0,852	8,405136	2,370
1,2	0,767	0,775	7,839408	2,844
1,4	0,772	0,688	7,12648	3,318
1,6	0,746	0,594	6,298588	3,791
1,8	0,696	0,498	5,410073	4,265
2	0,628	0,404	4,50514	4,739
3	0,225	0,059	0,902418	7,109
4	0	-0,042	-0,3486	9,479
5	-0,033	-0,026	-0,27633	11,848



Hình 4.56: Biểu đồ moment của cọc chịu tải ngang

Bảng 4.34: Bảng tính lực cắt $V(z)$ dọc thân cọc

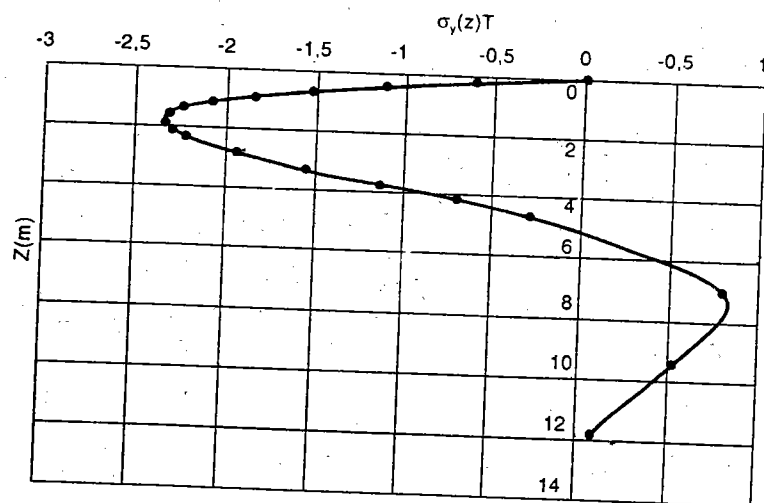
z_e	A_v	B_v	$V_y(z)$	z
0	1	0	4,15	0
0,1	0,989	-0,007	3,966672	0,236967
0,2	0,956	-0,028	3,416689	0,473934
0,3	0,906	-0,058	2,619142	0,7109
0,4	0,84	-0,095	1,617517	0,947867
0,5	0,764	-0,137	0,47605	1,184834
0,6	0,677	-0,181	-0,7504	1,421801
0,7	0,585	-0,226	-2,01727	1,658768
0,8	0,489	-0,27	-3,28108	1,895735
0,9	0,392	-0,312	-4,50969	2,132701
1	0,295	-0,35	-5,65964	2,369668
1,2	0,109	-0,414	-7,6903	2,843602
1,4	-0,056	-0,456	-9,20112	3,317536
1,6	-0,193	-0,477	-10,1827	3,791469
1,8	-0,298	-0,476	-10,5988	4,265403
2	-0,371	-0,456	-10,5084	4,739336
3	-0,349	-0,213	-5,63769	7,109005
4	-0,106	0,017	-0,10554	9,478673
5	0,015	0,029	0,632629	11,84834



Hình 4.57: Biểu đồ lực cắt của cọc chịu tải ngang

Bảng 4.35: Bảng tính ứng suất σ_y theo phương ngang của mặt bên của cọc

Z_0	A_n	B_n	$\sigma_y(z)$	(z)
0	0	0	0	0
0,1	-0,227	-0,145	-0,61187	0,236967
0,2	-0,422	-0,259	-1,12188	0,473934
0,3	-0,586	-0,343	-1,53325	0,7109
0,4	-0,718	-0,401	-1,85015	0,947867
0,5	-0,822	-0,436	-2,08402	1,184834
0,6	-0,897	-0,451	-2,23754	1,421801
0,7	-0,947	-0,449	-2,32215	1,658768
0,8	-0,973	-0,432	-2,34255	1,895735
0,9	-0,977	-0,403	-2,30669	2,132701
1	-0,962	-0,364	-2,22278	2,369668
1,2	-0,885	-0,268	-1,94603	2,843602
1,4	-0,761	-0,157	-1,5648	3,317536
1,6	-0,609	-0,047	-1,13601	3,791469
1,8	-0,445	0,054	-0,69951	4,265403
2	-0,283	0,14	-0,28868	4,739336
3	0,226	0,268	0,791924	7,109005
4	0,201	0,112	0,517558	9,478673
5	0,046	-0,002	0,077604	11,84834



Hình 4.58: Biểu đồ áp lực ngang của cọc chịu tải ngang

GIA CỐ NỀN

Khi đất nền tự nhiên không đủ khả năng gánh đỡ công trình cần phải gia cố nền, là nhằm thay đổi tính chất cơ học và vật lý của đất nền yếu bằng các biện pháp:

- Thay thế lớp đất xấu bằng loại đất tốt tạo các đệm chịu lực.

- Tác động cơ học: đầm chặt bằng tạ rơi; xe lu; gia tải trước bằng đất đắp có hoặc không có hút chân không, có thể kết hợp với các thiết bị thấm đứng; rung động hoặc đóng ống tạo lỗ rỗng rồi đưa vật liệu rời xuống thay thế thành các cọc vật liệu rời;....

- Tác động hóa học: trộn đất với xi măng, vôi trong lớp trên mặt; hoặc trộn sâu để tạo thành cọc hỗn hợp đất - vôi, đất - xi măng, phụt xi măng hoặc vữa xi măng cao áp vào nền đất ở tầng nông hay sâu;....

Hoặc đưa vào trong đất những vật liệu chịu kéo tốt hơn để tăng cường khả năng chịu kéo của đất vốn rất bé. Các vật liệu đưa vào đất gồm thanh kim loại, thanh gỗ, vải, sợi, lưới thường được gọi là vật liệu địa kỹ thuật.

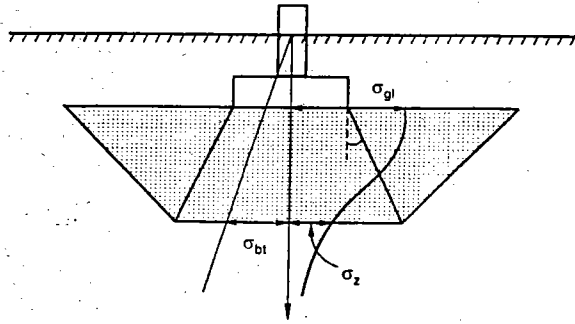
Khi lựa chọn phương án xử lý nền phải xét đến môi trường, điều kiện kỹ thuật, nguồn vật liệu tại chỗ, chi phí công trình, tiến độ thi công;....

5.1 ĐỆM VẬT LIỆU RỜI (ĐÁ - CÁT)

Khi nền là đất sét mềm hoặc cát rời có sức chịu tải bé và biến dạng lớn không đủ khả năng gánh đỡ tải trọng công trình, vùng biến dạng dỏ dưới đáy móng phát triển sâu hơn 25% bề rộng móng hoặc rộng hơn 50% bề rộng đáy công trình với móng công trình đất đắp, cần phải thay lớp đất yếu ấy bằng vật liệu rời (đá, sỏi, cát) có hoặc không trộn thêm vật liệu gia cường như xi măng, vôi nhằm đảm bảo khả năng làm việc của nền và công trình. Lớp đất thay thế được gọi là đệm vật liệu rời.

Ứng suất nén tại đáy đệm vật liệu rời gồm ứng suất do trọng lượng bản thân đất bên trên trước khi có công trình là σ_{bt} và ứng suất phụ thêm do công trình gây ra σ_z . Ứng suất này phải nhỏ hơn sức chịu tải của nền đất tại cùng độ sâu [có thể sử dụng sức chịu tải tiêu chuẩn R^{tc} (theo QPXD

45 - 70) hoặc sức chịu tải tính toán theo phương pháp trạng thái giới hạn về biến dạng R_{II} (theo quy phạm xây dựng 45 - 78), hay sức chịu tải cho phép R_a theo các tiêu chuẩn tính toán khác].



Hình 5.1: Sơ đồ tính toán đệm vật liệu rời

Tại đáy lớp đệm vật liệu rời, tổng áp lực do trọng lượng bản thân đất nền và tải ngoài phải nhỏ hơn khả năng chịu tải của đất nền tự nhiên tại độ sâu này.

Theo QPXD 45 - 70

$$\sigma_{bt} + \sigma_z < R^{tc}_z = m(A \cdot b_z \gamma^{tc} + B(h+z) \gamma^{tc*} + Dc^{tc})$$

Hoặc theo QPXD 45 - 78

$$\sigma_{bt} + \sigma_z < R_{IIz} = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_{tc}} (Ab_z \gamma_{II} + B(h+z) \gamma_{II}^* + Dc_{II})$$

$$\sigma_z = k_o \sigma_{gl}$$

với: k_o - hệ số phân bố ứng suất theo chiều sâu phụ thuộc $\frac{l}{b}$ và $\frac{z}{b}$ (hoặc $\frac{2z}{b}$).

b_z - bề rộng móng tính đối quy ước

$$b_z = \sqrt{F_z + a^2} - a \quad (5.1)$$

với: $a = \frac{l-b}{2} \quad (5.2)$

trong đó: l và b - chiều dài và chiều rộng của móng thiết kế;

m - hệ số điều kiện làm việc của đất nền;

m_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất nền;

m_2 - hệ số điều kiện làm việc của công trình trong tác dụng qua lại với nền.

Các hệ số sức chịu tải A, B, D tham khảo trong chương trước.

Bề rộng đáy đệm vật liệu rời, được xác định theo giả thuyết góc truyền ứng suất nén trong nền đất là 30° , sẽ là

$$b_d = b + 2h \cdot \text{tg}30^\circ \quad (5.3)$$

Khi nền thỏa điều kiện áp lực sẽ tiến hành tính lún với độ lún của đệm vật liệu rời và độ lún của đất yếu còn lại trung vùng nén lún bên dưới lớp đệm.

Độ lún nền gồm của đệm và đất yếu phải nhỏ hơn giá trị giới hạn

$$S_d + S_{dy} \leq S_{gh} \quad (5.4)$$

Nguyên lý tính toán đệm vật liệu rời cũng thường được sử dụng để kiểm tra nền đất dưới đáy móng có nhiều lớp. Khi dưới lớp đất cứng trực tiếp gánh đỡ móng có xuất hiện lớp đất yếu hơn. Việc kiểm tra khả năng gánh đỡ lớp đất cứng tương tự như lớp đệm vật liệu nghĩa là sức chịu tải đất nền theo được tính với các đặc trưng chống cắt của lớp cứng và sức chịu tải của lớp yếu bên dưới được tính với các đặc trưng chống cắt của lớp yếu đó.

Đệm vật liệu rời thường được sử dụng kết hợp với vải địa kỹ thuật khi đặt đệm trên đất yếu nhằm hạn chế sự chìm lắng hạt vào trong đất yếu. Phương pháp đệm vật liệu rời thường được sử dụng cho nền đường, nền kho, nền các công trình có tải trọng không lớn.

5.2 CỌC VẬT LIỆU RỜI (ĐÁ - CÁT)

1- Khái niệm chung

Cọc vật liệu rời xuất phát từ cọc đá ba lát là loại cọc cấu tạo bằng đá rời đặt trong đất tham gia cùng đất nền chống đỡ tải trọng công trình, đã gọi là cọc, nên bản thân cọc vật liệu rời phải đồng nhất, tiết diện liên tục theo chiều sâu, sức chịu tải của vật liệu phải lớn hơn đất nền nhiều lần. Vật liệu làm cọc không thể hòa lẫn vào đất (chìm dần vào đất yếu). Do đó, không phải loại đất yếu bất kỳ nào cũng có thể sử dụng cọc vật liệu rời.

Cọc vật liệu rời được sử dụng để gia cường các loại đất yếu không đủ khả năng gánh đỡ công trình hoặc có độ lún quá lớn khi chịu tải. Kích thước cọc có thể thay đổi từ 0,3 m đến 1 m thậm chí lớn hơn. Các phương pháp tạo cọc rời trong nền yếu, nhằm giảm thiểu áp lực lên nền đất yếu và tăng khả năng chịu tải của hỗn hợp đất - cọc vật liệu rời.

2- Những phương pháp thi công cọc vật liệu rời

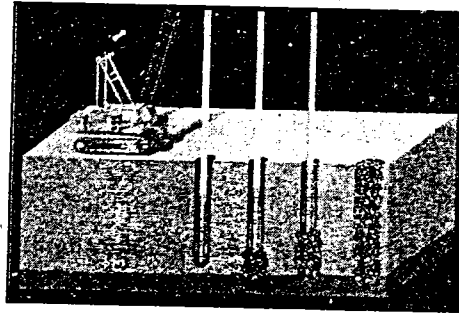
Có nhiều phương pháp khác nhau để tạo cọc vật liệu rời:

a- Phương pháp nén chặt bằng tác động rung:

Phương pháp nén chặt bằng tác động rung được sử dụng để làm chặt đất rời bằng một phân rung động; bộ phận này chìm vào đất nhờ trọng lượng bản thân cùng với chấn động rung có hoặc không có sự hỗ trợ của tia nước. Sau khi đạt tới chiều sâu dự định trước, bộ phận rung động được rút lên từ từ và đồng thời chỗ trống được lấp đầy lại bằng vật liệu rời như: cát, sỏi, sạn, đá ba lát hoặc đá dăm.

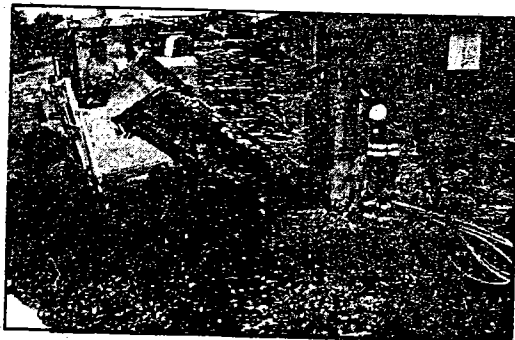
b- Phương pháp thay thế bằng rung động:

Phương pháp thay thế bằng rung động được sử dụng để cải tạo các loại đất dính có hơn 18% trọng lượng hạt lọt qua sàng số 200 [sàng có mắt lưới bằng 0,074 mm], tức là đất cát trở lên. Thiết bị sử dụng giống như phương pháp nén chặt bằng tác động rung. Bộ phận rung động được nhấn chìm vào trong đất dưới



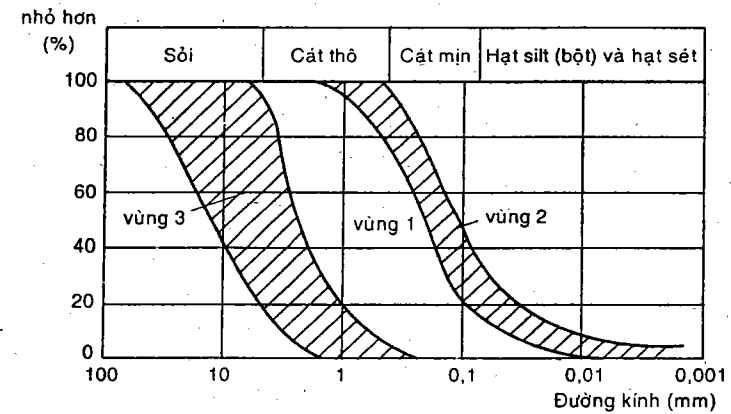
Hình 5.2: Nguyên lý thi công cọc vật liệu rời

tác dụng của trọng lực bản thân cộng với sự hỗ trợ của tia nước hoặc khí phun có tác dụng giội rửa cho đến đạt chiều sâu dự định. Trong phương pháp này đất xung quanh lỗ rỗng không bị nén chặt do thiết bị rung, mà chỉ nhờ tia nước hình thành lỗ rỗng.



Hình 5.3: Dạng cọc vật liệu rời

Trong quá trình ướt, lỗ được tạo thành trong đất nhờ bộ phận rung động tới chiều sâu dự định nhờ tia nước áp lực. Khi bộ phận rung động được rút lên, nó tạo ra một lỗ rỗng có đường kính khá lớn. Lỗ rỗng được lấp đầy từng phân bằng vật liệu rời và được đầm chặt bởi máy rung hoạt động bằng điện hoặc thủy lực ở gần đáy cuối của bộ phận rung động. Quá trình ướt phù hợp với nền đất có mực nước ngầm ở cao. Sự khác nhau chủ yếu giữa quá trình khô và ướt là sự không phun nước trong giai đoạn tạo lỗ rỗng ban đầu. Trong quá trình khô, lỗ rỗng vẫn duy trì được rỗng khi rút bộ phận rung động lên, nó đòi hỏi đất xử lý có độ bền cắt không thoát nước lớn hơn 40 kN/m^2 và mực nước ngầm tương đối sâu.



Hình 5.4: Loại đất có thể áp dụng phương pháp nén chặt bằng rung động và thay thế do rung động

Đất trong vùng 1 thích hợp cho phương pháp rung động nén chặt, vùng 2 chỉ thích hợp cho phương pháp thay thế, vùng 3 cả hai phương pháp đều không kinh tế

3- Những mối quan hệ cơ bản.

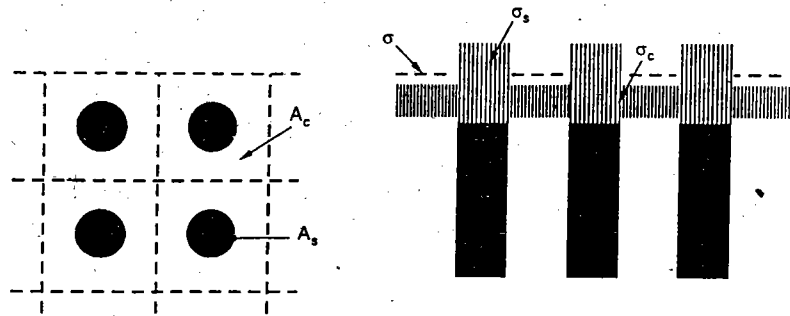
Vùng đất chịu ảnh hưởng xung quanh cọc vật liệu rời được coi gần đúng bằng diện tích hình tròn tương đương. Đối với các cọc vật liệu rời bố trí theo sơ đồ tam giác đều, vòng tròn tương đương có đường kính hiệu quả là

$$D_e = 1,05.S \quad (5.5)$$

Còn theo sơ đồ hình vuông

$$D_e = 1,13.S \quad (5.6)$$

trong đó: S - khoảng cách giữa các cọc vật liệu rời. Sơ đồ tam giác đều cho độ chặt của vùng đất bao quanh cọc tốt nhất. Trụ đất hỗn hợp có đường kính D_e gồm đất chịu ảnh hưởng xung quanh và một cọc vật liệu rời được coi là một đơn nguyên.



Hình 5.5: Đơn nguyên cọc - vùng đất ảnh hưởng và phân phối ứng suất

Hình 5.5 minh họa yếu tố diện tích thay thế cũng như ứng suất tập trung trên cọc vật liệu rời. Tỷ diện tích thay thế là tỷ số giữa diện tích của cọc vật liệu rời với diện tích toàn bộ trụ đất tương đương trong phạm vi một đơn nguyên và được thể hiện như sau

$$a_s = \frac{A_s}{A_s + A_c} \quad (5.7)$$

trong đó: A_s - diện tích ngang của cọc vật liệu rời;

A_c - diện tích ngang của đất yếu xung quanh cọc;

Tỷ diện tích thay thế cũng có thể biểu thị bằng đường kính D và khoảng cách S của cọc vật liệu rời như sau

$$a_s = C_1 \left(\frac{D}{S} \right)^2 \quad (5.8)$$

trong đó: C_1 - hằng số phụ thuộc dạng bố trí cọc vật liệu rời. Nếu bố trí hình vuông thì trong mỗi đơn nguyên cạnh S có một cọc đường kính D nên

$$a_s = \frac{\pi D^2}{4 S^2} = \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S} \right)^2 \Rightarrow C_1 = \frac{\pi}{4}$$

Theo dạng tam giác đều, trong mỗi đơn nguyên cạnh S có một nửa cọc đường kính D nên

$$a_s = \frac{\pi D^2}{S \times \frac{S\sqrt{3}}{2} \times \frac{1}{2}} = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{D}{S} \right)^2 \Rightarrow C_1 = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \quad (5.9)$$

Khi đất hỗn hợp chịu tải, nhiều nghiên cứu đã chỉ ra rằng sự tập trung ứng suất xuất hiện trên cọc vật liệu rời sẽ kèm theo giảm ứng suất trong đất sét mềm ở xung quanh. Điều này có thể giải thích là khi chất

tải, độ lún của cọc vật liệu rời và đất ở xung quanh xấp xỉ nhau do độ cứng của móng. Sự phân bố ứng suất thẳng đứng trong phạm vi một đơn nguyên (gồm cọc và đất xung quanh) được biểu thị bằng hệ số tập trung ứng suất n . Độ lớn hệ số tập trung ứng suất n phụ thuộc vào: quan hệ giữa độ cứng của cọc vật liệu rời với đất xung quanh và theo tỉ lệ diện tích thay thế, giá trị n được xác định từ thí nghiệm hiện trường. Theo tổng kết của Barksdal và Bachus (1983), hệ số tập trung ứng suất n biến đổi trong khoảng từ 2 đến 5. Trong khi đó, Aboshi (1979) và Bergado (1987) nhận được giá trị cao hơn, bằng 9. Hệ số tập trung ứng suất cao mà Bergado (1987) nhận được, có thể là do độ cứng cao của tấm phẳng sử dụng khi chất tải. Ứng suất trung bình σ trên diện tích một đơn nguyên tương ứng với tỷ diện tích thay thế đã cho a_s , được biểu thị như sau:

$$\begin{aligned} \sigma(A_s + A_c) &= \sigma_s A_s + \sigma_c A_c = \sigma_s A_s + \sigma_c (A - A_s) \\ \sigma &= \frac{\sigma_s A_s}{(A_s + A_s)} + \frac{\sigma_c A_c}{(A_s + A_c)} = \sigma_s a_s + \sigma_c (1 - a_s) \\ \sigma &= \sigma_s a_s + \sigma_c (1 - a_s) \end{aligned} \quad (5.10)$$

Với hệ số tập trung ứng suất $n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c}$

trong đó: σ_s - ứng suất trên cọc vật liệu rời;

σ_c - ứng suất trên đất yếu xung quanh.

Chia cả hai vế cho σ_c ta có được

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} a_s + (1 - a_s) = n a_s + 1 - a_s$$

Dễ dàng suy ra quan hệ ứng suất trung bình và ứng suất tác động lên cọc và trên đất xung quanh cọc theo các biểu thức sau

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (n - 1)a_s]} = \mu_c \sigma \quad (5.11)$$

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{[1 + (n - 1)a_s]} = \mu_s \sigma \quad (5.12)$$

trong đó: μ_s và μ_c - tỷ số ứng suất trên cọc và trên đất sét yếu so với ứng suất trung bình trên diện tích một đơn nguyên.

Ví dụ 5.1 Một tải phân bố đều $p = 100 \text{ kN/m}^2$ tác động lên mặt lớp sét yếu có gia cố hệ cọc vật liệu rời, đường kính cọc $D = 0,4 \text{ m}$, bố trí cách đều $S = 1,6 \text{ m}$ theo lưới ô vuông. Tính áp lực phân bố lên cọc và lên đất nền nếu hệ số tập trung ứng suất là $n = 7$.

Giải Tỷ diện tích thay thế

$$a_s = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{D}{S}\right)^2 = 0,906 \left(\frac{0,4}{1,6}\right)^2 = 0,057$$

Áp lực tác động lên cọc vật liệu rời

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{[1 + (n-1)a_s]} = \frac{7 \times 100}{[1 + (7-1)0,057]} = 521,6 \text{ kN/m}^2$$

Áp lực tác động lên đất yếu xung quanh hệ cọc

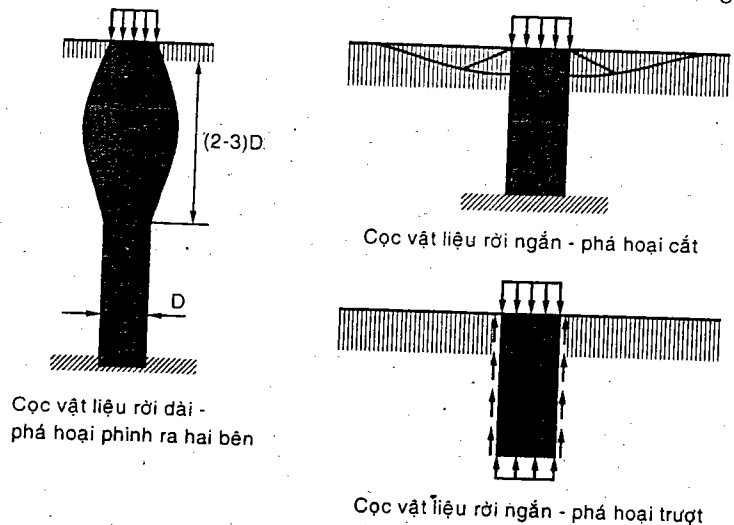
$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (n-1)a_s]} = \frac{100}{[1 + (7-1)0,057]} = 74,5 \text{ kN/m}^2$$

Với hệ cọc rời được bố trí như trên, áp lực lên đất yếu giảm được 25%.

4- Cơ chế phá hoại cọc vật liệu rời

Trong thực tế, cọc vật liệu rời thường được xây dựng xuyên qua toàn bộ lớp đất sét yếu nằm trên địa tầng rắn chắc (giống như cọc chống). Cũng có thể làm những cọc mà mũi của chúng chỉ trong phạm vi lớp sét yếu (giống như cọc treo). Các cọc vật liệu rời có thể bị phá hoại riêng từng cọc hoặc cả nhóm. Cơ chế phá hoại đối với một cọc đơn được minh họa trên hình 5.6. Có các dạng phá hoại sau:

- a) Phình ra bên, khi đất nền yếu xung quanh cọc có hệ số rỗng khá lớn;
- b) Cát qua cọc, khi đất nền xung quanh có thể hạn chế khả năng phình ngang của cọc;
- c) Trượt cọc, khi đất nền xung quanh có thể hạn chế khả năng phình ngang của cọc và vật liệu cọc chịu lực tốt hơn không có khả năng bị cắt.



Hình 5.6: Cơ chế phá hoại cọc rời

5- Khả năng chịu tải giới hạn của cọc đơn riêng biệt

Đối với cọc vật liệu rời đơn riêng biệt, cơ chế phá hoại phình ra bên là dễ xảy ra nhất. Ứng suất không cho nở hông giữ cọc thường được xác định dựa vào sức kháng bị động giới hạn mà đất xung quanh cọc có thể phát huy khi cọc phình ra phía ngoài. Hầu hết các phương pháp dự tính khả năng chịu tải giới hạn của cọc đơn được phát triển dựa vào mô hình phá hoại đã nêu ở trên. Bảng bên dưới lập ra các phương pháp dự tính khả năng chịu lực giới hạn tương ứng với các mô hình phá hoại sau: phình ra hai bên, cắt qua đầu cọc, trượt cọc như *Aboshi* và *Suematsu* (1985) đã trình bày.

Bảng 5.1: Các công thức tính sức chịu tải của cọc vật liệu rời

Mô hình phá hoại	Công thức tính sức chịu tải giới hạn của cọc
Phình ra bên Greenwood 1970	$q_{ult} = (\gamma_c z k_{pc} + 2C_o \sqrt{K_{pc}}) \frac{1 + \sin \phi_c}{1 + \sin \phi_s}$
Vesic 1972	$q_{ult} = (F'_d C_o + F'_q Q_o) \frac{1 + \sin \phi_d}{1 + \sin \phi_c}$
Hughes 1974	$q_{ult} = (\sigma_{ro} + 4C_o) \frac{1 + \sin \phi_d}{1 + \sin \phi_c}$
Madhav 1979	$q_{ult} = \frac{1 + \sin \phi_c}{1 + \sin \phi_s} (4C_o + \sigma_{ro} + k_o q_s) \left(\frac{W}{B}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{W}{B}\right)^2\right] q_s$
Bị cắt Vitkar 1978	$q_{ult} = c_o N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma_c D_f N_q$
Wong 1975	$q_{ult} = 2A_c (K_{pd} q_o + 2C_o \sqrt{K_{pd}}) + \frac{1}{K_{ac}} 3d_s K_{pd} \gamma d \frac{1-3d_c}{2L}$
Barkslade và Bachus 1983	$q_{ult} = (1/2) \gamma_d B t g^3 \psi + 2C_o^2 t g^2 \psi + 2(1-a) C_o t g \psi$ $\phi = 45^\circ + \frac{t g^{-1}(\mu_c a t g \phi_c)}{2}$
Trượt Aboshi 1979	$T = (1-a) C_o + (\gamma_c Z + \mu_c \sigma_z) a t g \phi_c \cos^2 \theta$ $\mu_c = \frac{n}{1 + (n-1)a}$

6- Khả năng chịu tải giới hạn của nhóm cọc vật liệu rời

Phương pháp chung dự tính khả năng chịu tải giới hạn của nhóm cọc vật liệu rời đều cho rằng góc ma sát trong của đất dính xung quanh cọc và lực dính trong cọc vật liệu rời là không đáng kể. Hơn nữa, cường độ của cọc vật liệu rời và của đất dính đều được phát huy đầy đủ. Nhóm cọc cũng xem như được chất tải bởi móng cứng. Khả năng chịu tải giới

hạn theo Barsdale và Bachus (1983), nếu xem ứng suất giới hạn q_{ult} và ứng suất ngang σ_3 là ứng suất chính cũng là áp lực bị động của đất nền lên mặt bên của nêm cân bằng, hình 5.7, thì điều kiện cân bằng của nêm là

$$q_{ult} = \sigma_3 \cdot \text{tg}^2 \beta + 2c_{tb} \cdot \text{tg} \beta \quad (5.13)$$

với:
$$\sigma_3 = \gamma_c \cdot D_f + \frac{\gamma_c \cdot B \cdot \text{tg} \beta}{2} + 2c_u \quad (5.14)$$

$$\beta = 45 + \frac{\varphi_{tb}}{2} \quad (5.15)$$

Góc ma sát trung bình của hỗn hợp đất - cọc

$$\varphi_{tb} = \text{tg}^{-1}(\mu_s \cdot a_s \cdot \text{tg} \varphi_s) \quad (5.16)$$

Lực dính trung bình của hỗn hợp đất - cọc

$$c_{tb} = (1 - a_s) c_u \quad (5.17)$$

trong đó:

γ_c - trọng lượng riêng bão hòa hoặc trọng lượng riêng ẩm của đất dính;

B - chiều rộng móng; β - góc nghiêng của mặt trượt;

c_u - độ bền cắt không thoát nước trong phạm vi đất dính không có cốt;

φ_s - góc ma sát trong của vật liệu rời;

φ_{tb} - góc ma sát trong của đất hỗn hợp;

c_{tb} - lực dính của đất hỗn hợp trên bề mặt trượt.

Phương pháp giải quyết ở trên chưa xét đến sự phá hoại do phình ra của từng cọc đơn. Chính vì vậy phương pháp chỉ áp dụng cho những loại đất dính rắn chắc có cường độ không thoát nước lớn hơn 30 - 40 kN/m². Tuy nhiên, phương pháp này tiện lợi để xác định gần đúng các hiệu quả tương đối đến các biến số thiết kế khả năng chịu tải giới hạn, chẳng hạn như: đường kính và khoảng cách cọc, sự tăng cường độ cắt do cốt kết và góc ma sát trong.

Ví dụ 5.2 Một móng băng rộng 2 m chôn sâu 1,5 m trong một lớp sét yếu có gia cố hệ cọc cát, cát làm cọc có góc ma sát $\varphi = 35^\circ$, đường kính cọc $D = 0,4$ m, bố trí cách đều $S = 1,6$ m theo lưới ô vuông. Đất nền yếu có khối lượng riêng $\rho = 1,6$ T/m³, sức chống cắt không thoát nước $c_u = 30$ kN/m². Thí nghiệm hiện trường cho hệ số tập trung ứng suất là $n = 7$. Tính sức chịu tải cực hạn của đất nền có gia cố cọc cát.

Giải: Tỷ diện tích thay thế

$$a_s = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{D}{S} \right)^2 = 0,906 \left(\frac{0,4}{1,6} \right)^2 = 0,057$$

Áp lực bị động tác động lên mặt biên

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{[1 + (n-1)a_s]} = \frac{7 \times 100}{[1 + (7-1)0,057]} = 5,216 \times 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi_{tb} = \text{tg}^{-1}(\mu_s \cdot a_s \cdot \text{tg} \varphi_s) = \text{tg}^{-1}(5,216 \times 0,057 \times \text{tg} 35^\circ) = 11,76^\circ$$

$$\beta = 45 + \frac{\varphi_{tb}}{2} = 50,88^\circ$$

$$c_{tb} = (1 - a_s) c_u = (1 - 0,057) 30 = 28,29 \text{ kN/m}^2$$

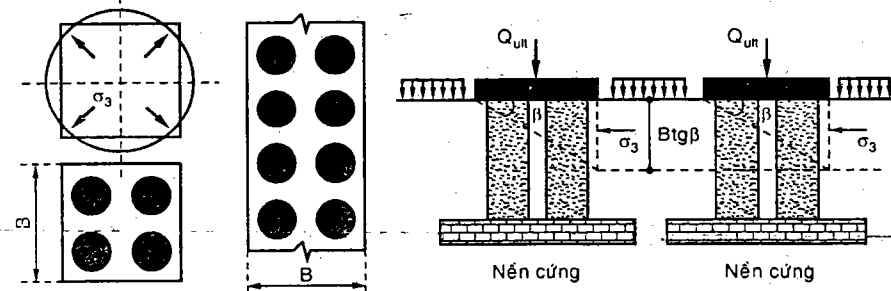
$$\begin{aligned} \sigma_3 &= \gamma_c \cdot D_f + \frac{\gamma_c \cdot B \cdot \text{tg} \beta}{2} + 2c_u \\ &= 16 \times 1,5 + \frac{16 \times 2 \times \text{tg} 50,88^\circ}{2} + 2 \times 30 = 103,674 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= \sigma_3 \text{tg}^2 \beta + 2c_{tb} \text{tg} \beta \\ &= 103,674 \times \text{tg}^2 50,88^\circ + 2 \times 28,29 \times \text{tg} 50,88^\circ = 227,11 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Trong trường hợp không có cọc cát theo công thức của Terzaghi là

$$q_{ult} = cN_c + \gamma_{sat} D_f = 5,7 \times 30 + 1,5 \times 16 = 195 \text{ kN/m}^2$$

Như vậy, khi có gia cường cọc cát như trong thí nghiệm trên, sức chịu tải của đất nền gia tăng 16,47%.



Hình 5.7: Cơ chế tham gia chịu tải của cọc vật liệu rời

7- Độ lún của hỗn hợp đất - cọc vật liệu rời

Các phương pháp tính lún của móng đặt trên nền hỗn hợp đất - cọc vật liệu rời như là nền tương đương đồng nhất có tỷ lệ giảm độ lún R như sau:

$$R = \frac{S_t}{S_o} \quad (5.18)$$

trong đó: S_t - độ lún của nền hỗn hợp đất - cọc vật liệu rời;

S_o - độ lún của nền đất chưa cải tạo.

Bảng 5.2: Các công thức tính lún nền có gia cố cọc mềm

Phương pháp	Công thức	Tác giả
Pp cân bằng	$S_t = m_v(\mu_c \sigma)H$ $R = \mu_c = \frac{1}{1 + (n-1)a_s}$	Aboshi 1979
Pp Priebe 1976	$\frac{1}{R} = 1 + a \left[\frac{1}{2} + f(\mu, a) \right]$ $f(\mu, a) = \left[\frac{1 - \mu^2}{1 - \mu - 2\mu^2} \right] \left[\frac{(1 - 2\mu)(1 - a)}{1 - 2\mu + a} \right] (k_a)_c = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2} \right)$	
Pp tường vật liệu rời	$S_t = RH \left(1 - \mu^2 \right) \left(1 - \frac{\mu^2}{1 - \mu^2} \right) \frac{\sigma}{E}$ $R = f \left(a, \varphi_c, \mu, \frac{\sigma}{E} \right)$	Van Impe và de Beer, 1983

Ví dụ 5.3 Một tải phân bố đều $p = 100 \text{ kN/m}^2$ tác động lên mặt lớp sét yếu có gia cố hệ cọc vật liệu rời, đường kính cọc $D = 0,4 \text{ m}$, bố trí cách đều $S = 1,6 \text{ m}$ theo lưới ô vuông. Thí nghiệm hiện trường cho hệ số tập trung ứng suất là $n = 7$. Độ lún của lớp nền sét yếu sau gia cố là bao nhiêu nếu lớp sét yếu dày 20m có module biến dạng $E = 1600 \text{ kN/m}^2$?

Giải: Tỷ diện tích thay thế

$$a_s = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{D}{S} \right)^2 = 0,906 \left(\frac{0,4}{1,6} \right)^2 = 0,057$$

Áp lực tác động lên đất yếu xung quanh hệ cọc

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (n-1)a_s]} = \mu_c \sigma = \frac{100}{[1 + (7-1)0,057]} = 0,745 \times 100 \text{ kN/m}^2$$

Độ lún khi không có gia cố

$$S_t = \frac{\beta}{E} \sigma H$$

$$S = \frac{0,8}{1600} \times 100 \times 20 = 1 \text{ m}$$

Độ lún sau gia cố

$$S_t = \frac{\beta}{E} (\mu_c \sigma) H$$

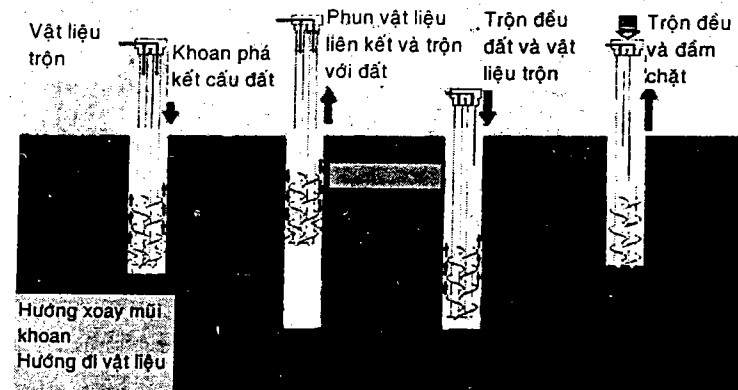
(5.19)

$$S = \frac{0,8}{1600} \times 0,745 \times 100 \times 20 = 0,745 \text{ m}$$

5.3 CỌC ĐẤT VÔI - CỌC ĐẤT XI MĂNG

Với đất yếu là bùn sét và bùn á sét có độ thấm kém hơn 10^{-6} cm/s khả năng ứng dụng cọc vật liệu rời không hiệu quả vì đất không nén chặt được trong quá trình thi công vì nước trong lỗ rỗng của bùn rất khó thoát đi để lỗ rỗng có thể giảm nhỏ lại. Mặt khác, vật liệu rời có thể bị chìm dần trong bùn nên không giữ được hình dạng cọc sau khi thi công. Trong trường hợp này các nghiên cứu của Thụy Điển, Pháp, Ý, Nhật, Thái Lan, Mỹ,... cho thấy cọc đất trộn vôi hoặc đất trộn xi măng rất hữu hiệu trong việc gia tăng sức chịu tải và giảm độ lún của nền đất.

Phương pháp hình thành cọc trộn đất với vôi sống hoặc với xi măng nhờ vào thiết bị khoan gồm hai hoặc ba lưỡi khoan quay ngược chiều nhau (hình 5.11) trộn đều đất với các vật liệu kết dính như vôi, hoặc xi măng *pozuland* hay xi măng *portland*. Bước đầu, khi các lưỡi khoan đi xuống đất bị khoan có chiều hướng đi lên và kết cấu đất bị phá vỡ cho đến độ sâu thiết kế; bước thứ hai là phun vật liệu liên kết qua ruột cần khoan rộng đến phần đáy hố khoan và bắt đầu trộn đều; bước thứ ba là trộn đều từng khoảng cọc nhất định 0,5 m đến 1 m; bước thứ tư là tác động đầm chặt phần đã trộn (như trong hình 5.10). Quá trình ninh kết hỗn hợp đất - vôi hoặc đất - xi măng sẽ phát nhiệt một phần nước xung quanh bị hút vào do quá trình thủy quá, một phần khác bị bốc hơi do nhiệt. Hiện tượng này làm đất xung quanh cọc tăng độ bền hơn trước.



Hình 5.8: Quy trình tạo cọc đất trộn vôi hoặc xi măng



Hình 5.9: các dạng lưới khoan trộn đất với vôi - xi măng

Sau thời gian ninh kết đầy đủ, khối đất được trộn với vật liệu liên kết hình thành một cây cọc một thân hai ba thân tùy theo loại lưới trộn như hình 5.10.

Cọc đất trộn vôi - xi măng là loại cọc mềm có độ cứng tăng lên từ vài ba chục lần đến 100 lần so với đất tự nhiên. Tuy nhiên, hỗn hợp đất vôi - xi măng sẽ đạt tốt nhất chỉ với một hàm lượng tối thiểu của chất kết dính. Do vậy, phải tiến hành hết sức thận trọng nhiều thí nghiệm trong phòng để xác định hàm lượng tối ưu đó nhằm hướng dẫn cho hiện trường.

Với đất yếu Nhà Bè - Cần Giờ (Thành phố Hồ Chí Minh) có thành phần hạt: 24.4% cát mịn; 53.6% hạt bột (*silt*); 20% hạt sét; hệ số rỗng $e = 2,75$; tỷ trọng hạt 2,52; lực dính không thoát nước $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$; độ pH của nước trong đất là 6,02. Khi tiến hành làm thí nghiệm trộn đất với vôi và xi măng rất nhiều tỷ lệ khác nhau cho thấy hàm lượng hỗn hợp chất kết dính tối ưu khoảng 9.5% so với trọng lượng khô. Kết luận này phù hợp với các kết luận nhiều nhà khoa học khác, chẳng hạn kết luận của D.T. Bergado (với đất sét yếu Bangkok tỷ lệ vôi tối ưu là 5% - 10% so



Hình 5.10: Dạng cọc đất trộn vôi và xi măng sau thời gian ninh kết

với trọng lượng khô của đất), kết luận của Bộ môn Đường, Trường Đại học Xây Dựng: với đất sét dùng trong xây dựng mặt đường là 12% - 14%, kết luận của Bengt B Broms: đối với bùn sét độ ẩm 100 - 200%, hàm lượng vôi sống tối ưu là 10 - 12%....

Với bùn sét yếu Nhà Bè - Cần Giờ, ban đầu có độ ẩm 109%, hàm lượng hữu cơ 22,2%, độ pH = 6,02, sau khi gia cố 4.5% vôi + 4.5% xi măng thì sức chịu nén có nở hông (một trục) $q_u = 186 \text{ kPa}$ - tăng lên khoảng 20 lần, sau 28 ngày dưỡng hộ. Biến dạng tương đối khoảng 1.8%, môđun biến dạng 10 Mpa. Hiệu quả của việc gia cố là rõ rệt. Chúng tôi cũng đã tiến hành nhiều mẫu thí nghiệm với độ pH khác nhau và nhận thấy độ pH có ảnh hưởng đến hiệu quả của việc gia cố. Độ pH giảm sẽ làm giảm độ bền của đất gia cố. Bùn sét yếu ban đầu có độ pH = 6,18 được sấy khô bằng gió ở nhiệt độ 60°C, trộn đều theo tỷ lệ 1 Kg đất khô + 108 g vôi + 108g xi măng. Sau đó trộn thêm 800ml dung dịch H_2SO_4 loãng có nồng độ khác nhau. Loại đất chế bị này sẽ có độ ẩm là 80%, hàm lượng chất kết dính sử dụng là 6% vôi + 6% xi măng so với trọng lượng ẩm của đất. Sau khi dưỡng hộ ba tuần, cường độ nén nở hông của mẫu giảm từ 326 kPa ứng với pH = 6,18 đến 201 kPa ứng với pH = 4,29, chênh lệch 1,6 lần. Khoảng chênh lệch này sẽ còn gia tăng theo thời gian dưỡng hộ mẫu. Tuy vậy, sức chịu nén có nở hông (một trục) q_u của mẫu chế bị có độ pH thấp nhưng cũng còn lớn đáng kể so với sức chịu nén có nở hông (một trục) ban đầu $q_u \approx 10 \text{ kPa}$ của bùn sét yếu có độ ẩm 80%.

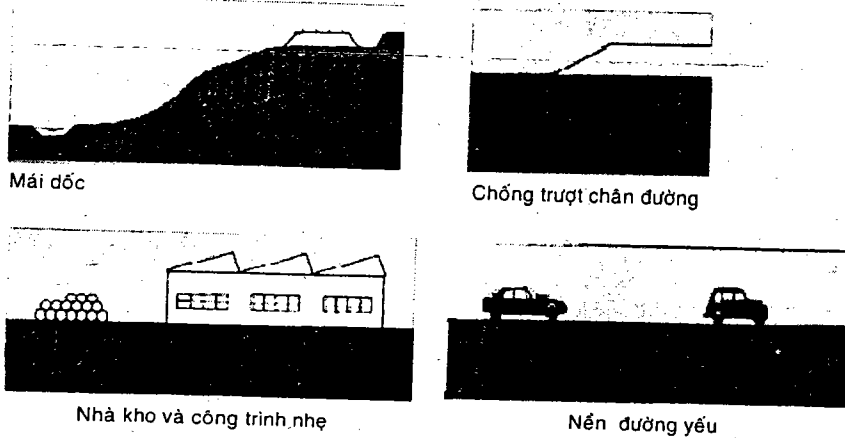
Kết quả nghiên cứu (năm 2000) cho thấy khả năng ứng dụng các loại cọc đất - xi măng - vôi trộn sâu có thể ứng dụng trong các vùng đất bùn yếu có hệ số thấm bé không ứng dụng được các loại cọc vật liệu rời như cọc cát, cọc đá. Xét theo khía cạnh khả năng chịu tải của vật liệu hỗn hợp đất - xi măng - vôi.

Về phương diện tính toán có thể sử dụng nguyên lý tính cọc ma sát có sức chịu tải theo vật liệu bé hoặc tính theo nguyên lý cọc vật liệu rời theo phương pháp thay thế.

Phạm vi ứng dụng loại cọc này (H.5.11):

- Chống trượt các mái dốc, sườn dốc, bờ sông, sườn núi hay bị sạt lở.
- Chống trượt chân nền đường đắp cao.

- Ổn định nền đường quá yếu.
- Nền kho, nền xưởng trong khu vực yếu khi chịu tải sẽ bị oằn lún lớn rất khó sửa chữa.
- Chống lún đường vào cầu trong khu vực nền yếu đến quá yếu.
- Chống lún khu vực cụm dân cư trong vùng đất yếu bị ngập lũ định kỳ như ở đồng bằng sông Cửu Long.
- Nền các công trình nhẹ trong vùng đất yếu.



Hình 5.11: Các trường hợp ứng dụng cọc đất trộn với - xi măng hiệu quả

5.4 GIA TẢI TRƯỚC

Độ lún của công trình do biến dạng nén cố kết của nền đất là sét yếu hoặc cát rời thường gây ra những hư hỏng nền móng và công trình. Để giảm nguy cơ này người ta thường áp dụng biện pháp gia tải trên nền đất để tạo độ lún trước rồi dỡ tải đi và xây công trình.

Đối với nền cát rời do có tính thấm nước mạnh hoặc đất xốp trên mực nước ngầm, nên độ lún dưới tải gia trước diễn ra nhanh chóng trong vòng vài tuần lễ hoặc nhiều nhất là vài tháng. Trong khi đó, nền sét yếu thấm nước kém nên thời gian lún do cố kết dưới tác động của gia tải có thể kéo dài đến vài năm thậm chí vài chục năm. Trong trường hợp này, để rút ngắn thời gian cố kết, các thiết bị thoát nước thẳng đứng nhanh thường được sử dụng kèm theo như: giếng cát, rãnh cát, bấc thấm, cọc bản nhựa,....

Gia tải trước: Gia tải thường được dùng trong kỹ thuật nền móng là nhằm làm cho nền đất yếu lún trước, đất nền sẽ giảm độ rỗng tương ứng với tải gia tăng trên mặt đất, sức chịu đựng sẽ gia tăng. Vấn đề của bài toán là chọn gia tải sao cho phù hợp với áp lực công trình tác động lên nền trong tương lai và dự đoán các biện pháp thi công thích hợp.

Với đất rời và đất yếu không bão hòa nước thời gian đạt độ lún ổn định sẽ ngắn.

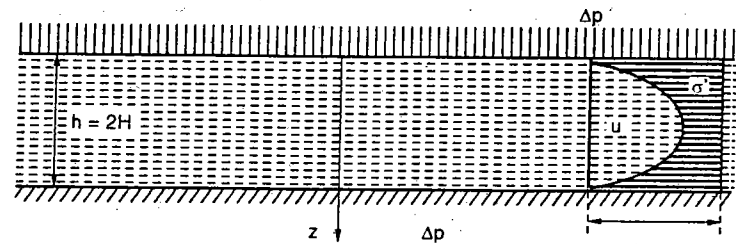
Với đất nền yếu là đất loại sét bão hòa nước thì thời gian lún sẽ phụ thuộc vào tốc độ cố kết thấm.

Phương trình vi phân cố kết thấm theo phương thẳng đứng

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Đặt $C_{vz} = \frac{k_z(1+e)}{a_v \gamma_w}$ (4.20)

có tên là hệ số cố kết



Hình 5.12: Sơ đồ phân tán áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian do cố kết

Và nhân tố thời gian $T_{vz} = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$ (5.21)

Vì quá trình cố kết diễn ra theo sự phân tán nước lỗ rỗng thẳng đứng, nên độ cố kết

$$U_z = \frac{S_t}{S_{t=\infty}} = 1 - \frac{\int_0^{2H} u(z,t) dz}{\int_0^{2H} \Delta p dz} = 1 - \frac{\int_0^{2H} u(z,t) dz}{(2H) \Delta p} = \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \right]$$

Ta nhận thấy $U_z = f(T_{vz})$, (Casagrande, 1938 và Taylor, 1948) đưa ra một lời giải gần đúng có dạng:

Khi $U_z < 60\% \Rightarrow T_{vz} = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_z}{100} \right)^2$ (5.22)

Khi $U_z > 60\% \Rightarrow T_z = 1,781 - 0,933 \log(10 - U_z)$ (5.23)

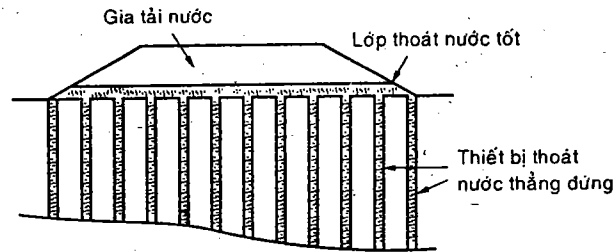
Uv	0	0,100	0,200	0,300	0,400	0,500	0,600	0,700	0,800	0,900	0,95	0,99
Uv	0	0,008	0,031	0,071	0,126	0,197	0,283	0,403	0,567	0,848	1,13	1,78

Thời gian thấm sẽ đạt hàng chục năm nếu lớp sét quá dày và hệ số thấm bé hơn 10^{-6} cm/s.

5.5 GIA TẢI TRƯỚC KẾT HỢP THIẾT BỊ THOÁT NƯỚC THEO PHƯƠNG ĐỨNG (GIẾNG CÁT, BẮC THẨM)

Để rút ngắn thời gian lún, các thiết bị thoát nước thường được sử dụng như: giếng cát, rãnh cát, bắc thấm.... Lúc này, quá trình thoát nước do áp lực nước lỗ rỗng thặng dư sẽ chủ yếu hướng về các thiết bị thấm và phần nhỏ vẫn thấm theo phương đứng, phương trình cơ bản diễn tả hiện tượng cơ kết này là phương trình vi phân cơ kết thấm ba chiều có dạng

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{ux} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_{uy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + C_{uz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$



Hình 5.13: Gia tải trước và giếng cát

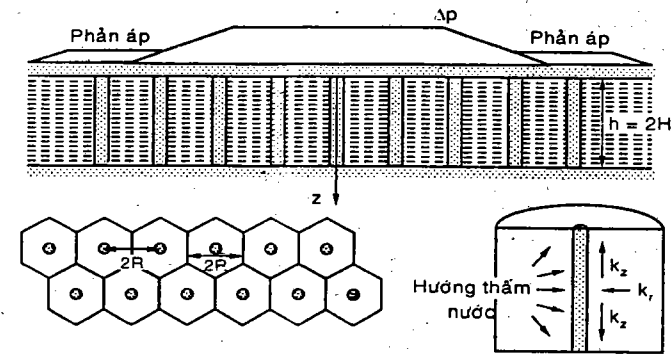
Sơ đồ gia tải trước phối hợp các thiết bị thoát nước tương ứng với hệ tọa độ trụ và phương trình trên trở thành

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Gồm hai thành phần

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \text{ phần thấm xuyên tâm } 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \text{ phần thấm thẳng đứng}$$



Hình 5.14: Sơ đồ gia tải trước kết hợp thiết bị thấm đứng là giếng cát

Lời giải của Carillo (1942) cho độ cố kết tổng hợp $U_{z,r}$ của thấm đứng U_z và thấm ngang U_r

$$U_{z,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z) \quad (5.24)$$

với: U_z - độ cố kết theo phương đứng;
 U_r - độ cố kết theo phương xuyên tâm về các thiết bị thoát nước.

Barron (1948) giải tìm U_r , với hai điều kiện biên:

- Mặt lớp nén cố kết ngậm vào đáy công trình nên ứng suất không đều và biến dạng đứng đồng đều.
- Biến dạng đứng đồng đều, ứng suất tương ứng không đều.

Với điều kiện biến dạng đứng đồng đều, các điều kiện biên được viết:

- $u_i = \text{const}$
- Trên mặt biên và trong thiết bị thoát nước $r \leq r_w$: $u_i = 0$
- Tại biên vùng ảnh hưởng $r = R \Rightarrow \frac{\partial u}{\partial r} = 0$

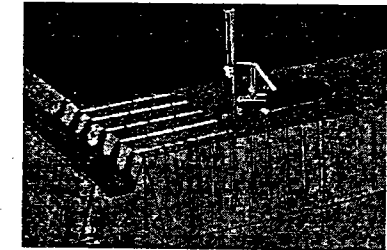
$$U_r = 1 - \sum_{\alpha_1, \alpha_2, \dots}^{\alpha=\infty} \frac{4U_1(\alpha)}{\alpha^2(n^2 - 1)[n^2 U_0^2(\alpha n) - U_1^2(\alpha)]} \exp(-4\alpha^2 n^2 T_{vr})$$

Hoặc trong điều kiện lý tưởng, đất nền xung quanh các thiết bị thoát nước không bị xáo trộn và thiết bị thoát nước không có sức cản thấm, thì

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_{vr}}{F(n)}\right) \quad (5.25)$$

$$\text{trong đó: } F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \text{Ln}(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (5.26)$$

$$\text{với: } n = \frac{R}{r} \quad (5.27)$$



Hình 5.15: Sơ đồ thoát nước "gia tải + giếng cát"

trong đó: R - bán kính vùng ảnh hưởng của thiết bị thoát nước bằng nửa khoảng cách hai thiết bị thoát nước.

r - bán kính tương của thiết bị thoát nước.

$$U_1(\alpha) = J_1(\alpha) Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha) J_0(\alpha)$$

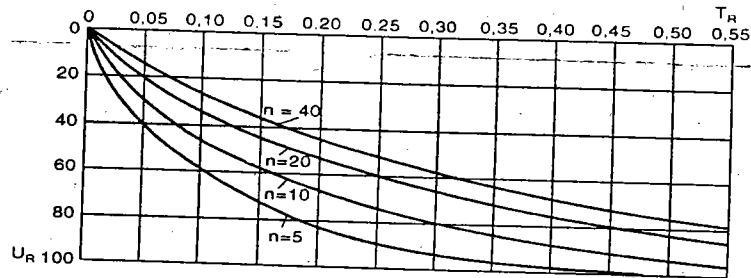
$$U_0(\alpha n) = J_0(\alpha n) Y_0(\alpha) - Y_0(\alpha n) J_0(\alpha)$$

trong đó: J_0, J_1 hàm Bessel loại một, bậc 0 và bậc 1

Y_0, Y_1 hàm Bessel loại hai, bậc 0 và bậc 1

$\alpha_1, \alpha_2, \dots$ - căn số các hàm Bessel thỏa

$$J_1(\alpha n) Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n) J_0(\alpha) = 0$$



Biểu đồ quan hệ U_r và T_r

Bảng 5.3: Giá trị U_r theo T_r

T_r	U_r							
	$n=5$	$n=10$	$n=15$	$n=20$	$n=25$	$n=30$	$n=35$	$n=40$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,01	0,0819	0,0494	0,0398	0,0349	0,0318	0,0297	0,0281	0,0268
0,02	0,1571	0,0964	0,0780	0,0685	0,0626	0,0585	0,0554	0,0529
0,03	0,2261	0,1411	0,1146	0,1010	0,0924	0,0864	0,0819	0,0784
0,04	0,2894	0,1835	0,1498	0,1324	0,1213	0,1135	0,1077	0,1031
0,05	0,3476	0,2239	0,1837	0,1626	0,1493	0,1398	0,1327	0,1272
0,06	0,4010	0,2622	0,2161	0,1918	0,1763	0,1654	0,1571	0,1506
0,07	0,4501	0,2987	0,2473	0,2200	0,2025	0,1901	0,1808	0,1734
0,08	0,4951	0,3333	0,2772	0,2472	0,2279	0,2142	0,2038	0,1955
0,09	0,5364	0,3663	0,3060	0,2735	0,2525	0,2375	0,2261	0,2171
0,1	0,5744	0,3976	0,3336	0,2988	0,2762	0,2601	0,2479	0,2381
0,2	0,8189	0,6371	0,5559	0,5083	0,4762	0,4526	0,4343	0,4196
0,3	0,9229	0,7814	0,7040	0,6552	0,6209	0,5950	0,5745	0,5578
0,4	0,9672	0,8683	0,8028	0,7582	0,7256	0,7004	0,6800	0,6631
0,5	0,9860	0,9207	0,8686	0,8305	0,8014	0,7783	0,7593	0,7433
0,6	0,9941	0,9522	0,9124	0,8811	0,8563	0,8360	0,8190	0,8044
0,7	0,9975	0,9712	0,9416	0,9166	0,8960	0,8786	0,8638	0,8510
0,8	0,9989	0,9827	0,9611	0,9415	0,9247	0,9102	0,8976	0,8865
0,9	0,9995	0,9896	0,9741	0,9590	0,9455	0,9336	0,9230	0,9135
1	0,9998	0,9937	0,9827	0,9713	0,9606	0,9509	0,9421	0,9341

Bảng 5.4: Bảng giá trị T_{vr} theo U_r

U_r	T_{vr}										
	$n=5$	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
5	0,006	0,010	0,013	0,014	0,016	0,017	0,019	0,020	0,021	0,023	0,025
10	0,012	0,021	0,026	0,030	0,032	0,035	0,039	0,042	0,044	0,048	0,051
15	0,019	0,032	0,040	0,046	0,050	0,054	0,060	0,064	0,068	0,074	0,079
20	0,026	0,044	0,055	0,063	0,069	0,074	0,082	0,088	0,092	0,101	0,107
25	0,034	0,057	0,071	0,081	0,089	0,096	0,106	0,114	0,120	0,131	0,139
30	0,042	0,070	0,088	0,101	0,110	0,118	0,131	0,141	0,149	0,162	0,172
35	0,050	0,085	0,106	0,121	0,133	0,143	0,158	0,170	0,180	0,196	0,208
40	0,060	0,101	0,125	0,144	0,158	0,170	0,188	0,202	0,214	0,232	0,246
45	0,070	0,118	0,147	0,169	0,185	0,198	0,220	0,236	0,250	0,291	0,288
50	0,081	0,137	0,170	0,195	0,214	0,230	0,255	0,274	0,290	0,315	0,334
55	0,094	0,157	0,197	0,225	0,247	0,265	0,294	0,316	0,334	0,363	0,385
60	0,107	0,180	0,226	0,258	0,283	0,304	0,337	0,362	0,383	0,416	0,441
65	0,123	0,207	0,259	0,296	0,325	0,348	0,386	0,415	0,439	0,477	0,506
70	0,137	0,231	0,289	0,330	0,362	0,389	0,431	0,463	0,490	0,532	0,564
75	0,162	0,273	0,342	0,391	0,429	0,460	0,510	0,548	0,579	0,629	0,668
80	0,188	0,317	0,397	0,453	0,498	0,534	0,592	0,636	0,673	0,730	0,775
85	0,222	0,373	0,467	0,534	0,587	0,629	0,697	0,750	0,793	0,861	0,914
90	0,270	0,270	0,567	0,649	0,712	0,764	0,847	0,911	0,963	1,046	1,110
95	0,351	0,590	0,738	0,844	0,926	0,994	1,102	1,185	1,253	1,360	1,444
99	0,539	0,907	1,135	1,298	1,423	1,528	1,693	1,821	1,925	2,091	2,219

Ví dụ 5.4 Người ta đắp một lớp cát đều kín khắp tạo một áp lực nén trước $\Delta p = 115$ kPa lên trên lớp sét dày 20 m có các đặc trưng sau

$$p_0 = 21 \text{ MPa}; H_c = 6 \text{ m}; C_c = 0,28; e_0 = 0,9; C_v = 0,36 \text{ m}^2/\text{tháng}$$

Nền là đất sét.

a) Tính tổng độ lún do cố kết sơ cấp.

b) Tính độ lún do cố kết sơ cấp sau 9 tháng.

c) Tính độ lún do cố kết sơ cấp sau 9 tháng khi có bố trí giếng cát

bán kính $r = 0,1$ m, cách khoảng $d = 3$ m và $C_v = C_{vr}$

Giải: a) Tổng độ lún do cố kết sơ cấp

$$S_{(p)} = \frac{C_c}{1 + e_o} H_c \log \left[\frac{p_o + \Delta p_{(p)}}{p_o} \right] = \frac{0,8}{1 + 0,9} 6 \log \left[\frac{210 + 115}{210} \right]$$

$$= 0,1677 \text{ m} = 167,7 \text{ cm}$$

b) Với $C_v = 0,36 \text{ m}^2/\text{tháng}$; $H = 3\text{m}$ (thoát nước theo hai biên);

$$t = 9 \text{ tháng.}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{(0,36)(9)}{3^2} = 0,36$$

$$\Rightarrow U_v = 67\% = S_i/S \Rightarrow S_i = 112,4 \text{ mm}$$

$$c) n = \frac{d}{2r} = \frac{3}{0,2} = 15 \Rightarrow T_r = \frac{C_{vr} t}{D_e^2} = \frac{(0,36)(9)}{(3)^2} = 0,36$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 15 \\ T_r = 0,36 \end{array} \right\} \Rightarrow U_r = 77\%$$

Vậy theo Carillo:

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r)$$

$$= 1 - (1 - 0,67)(1 - 0,77) = 0,924 = 92,4\%$$

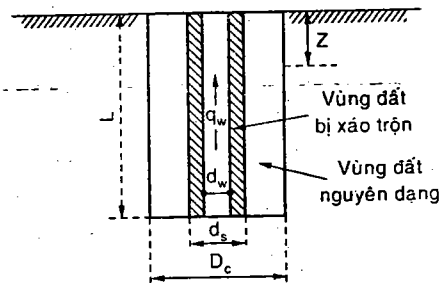
$$St = 92,4\% S = 92,4\% 167,7 \text{ mm} = 155 \text{ mm}$$

Bấc thấm

Năm 1979, Hansbo cải tiến lời giải của Barron để sử dụng cho các thiết bị thoát nước chế tạo sẵn như: bấc thấm, bản nhựa thấm,.... Phương hướng cải tiến nhằm xét đến mức độ xáo trộn của đất xung quanh thiết bị thoát nước thẳng đứng và sức cản của thấm của nó. Biểu thức cải tiến độ cố kết theo phương ngang có dạng

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_{vr}}{F}\right) \quad (4.28)$$

$$T_{vr} = \left(\frac{C_{vr} t}{D_e^2}\right) \quad (4.29)$$



Khoảng cách giữa các thiết bị thoát nước D_e thường được xác lập như sau:

$$D_e = 1,13 S$$

(sơ đồ hình vuông)

$$D_e = 1,05 S$$

(sơ đồ hình tam giác đều)

S là khoảng cách giữa các thiết bị thoát nước.

$$F = F(n) + F_s + F_r$$

Với $F(n)$ biểu thị hiệu quả do khoảng cách các thiết bị thoát nước

F_s biểu thị hiệu quả xáo trộn của đất xung quanh các thiết bị thoát nước

F_r biểu thị hiệu quả sức cản thấm của các thiết bị thoát nước.

$$F(n) = \text{Ln}\left(\frac{D_e}{d_w}\right) - \frac{3}{4} \quad (5.30)$$

$$F_s = \left[\left(\frac{k_h}{k_s} \right) - 1 \right] \text{Ln}\left(\frac{d_s}{d_w}\right) \quad (5.31)$$

với: d_w - đường kính tương đương của thiết bị thoát nước.

Năm 1979, Hansbo đề nghị biểu thức tính

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (5.32)$$

với: a - bề rộng; b - bề dày của thiết bị thoát nước.

Sau nhiều nghiên cứu thực tế Hansbo lại đã đề nghị biểu thức tính đường kính tương đương như sau

$$d_w = \frac{(a + b)}{2} \quad (5.33)$$

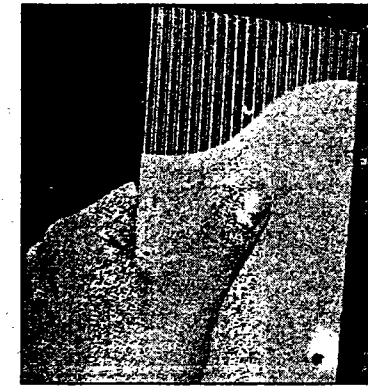
với: d_s - đường kính của đới bị xáo trộn kết cấu,

k_s - hệ số thấm theo phương ngang của đất trong đới bị xáo trộn kết cấu

$$F_r = \pi Z(L - Z) \frac{k_h}{q_w} \quad (5.34)$$

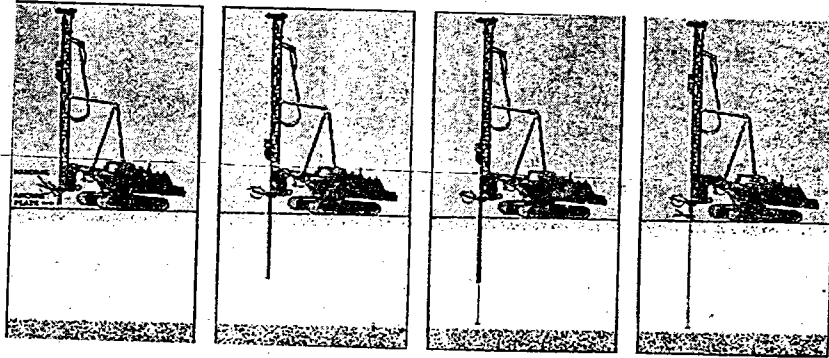
với: Z - khoảng cách từ mặt đất đến chỗ kết thúc thoát nước,

q_w - khả năng thoát nước khi *gradient* thủy lực bằng 1.



Hình 4.16: Một loại bấc thấm

Gia tải trước thường được kết hợp với các loại thiết bị thoát nước để rút ngắn được thời gian cố kết thắm của sét yếu. Sau khi đất nền đã nén chặt dưới tác động của gia tải vấn đề còn lại là tính toán sức chịu đựng của đất nền và độ lún còn sót lại cho công trình.



Hình 5.17: Cắm bấc thấm vào nền sét yếu

Có hai khuynh hướng rõ rệt trong quá trình gia tải. Một là gia tải một lần kết hợp với bộ phận áp giữ ổn định bờ đất gia tải. Hai là đất gia tải làm nhiều giai đoạn, mỗi giai đoạn phải chờ cho sức chịu của nền đất tăng lên thích hợp với tải cần đắp lên mặt lớp đất yếu.

Khuynh hướng thứ nhất thường được sử dụng cho những công trình cần nhanh chóng hoàn thành và điều kiện rộng rãi của công trường.

Khuynh hướng thứ hai, được sử dụng trong những điều kiện ngược lại.

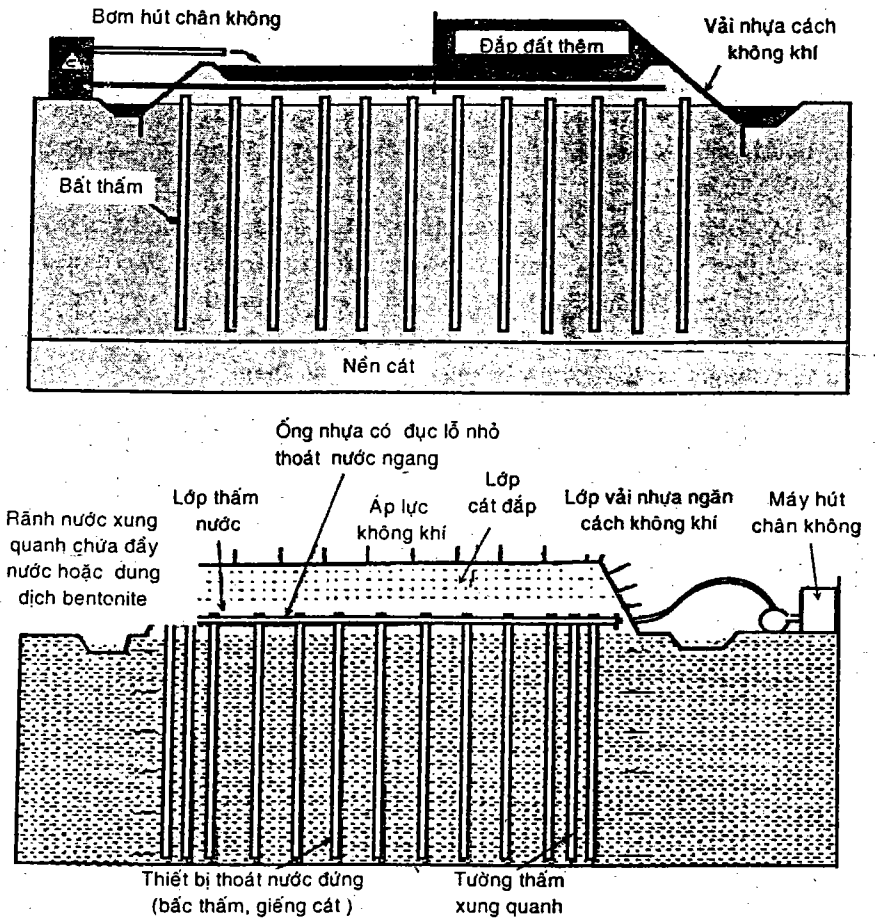
5.6 GIA TẢI TRƯỚC BẰNG PHƯƠNG PHÁP HÚT CHÂN KHÔNG

Trong quá trình gia tải trước, có hai vấn đề khó khăn phát sinh:

- Do đất yếu nên khu vực chân khối đất đắp gia tải hay bị trượt, dẫn đến hoặc phải sử dụng phần áp choán rất nhiều diện tích, hoặc phải gia tải từng cấp tốn rất nhiều thời gian.

- Chi phí vận chuyển đất đắp làm gia tải, sau đó lại phải vận chuyển đi phần còn dư, hơn nữa giá thành mua vật liệu gia tải cũng rất lớn.

Một phương pháp có thể khắc phục các nhược điểm trên là phương pháp gia tải bằng hút chân không (H.5.18).



Hình 5.18: Nguyên lý gia tải trước phương pháp bằng hút chân không

Nguyên lý hoạt động của phương pháp gia tải trước bằng hút chân không là nếu cách ly được mặt đất với lớp không khí bên trên và hút chân không khu vực cô lập, trong khu vực này áp lực trong lỗ rỗng gồm áp lực khí và áp lực nước sẽ hạ thấp, ứng suất hữu hiệu gia tăng lượng tương ứng gây biến dạng co khối đất, mặt đất lún xuống. Nhìn góc cạnh khác, toàn khu vực bị hạ áp lực lỗ rỗng chịu một áp lực nén bằng với trọng lượng cột không khí tương ứng với tỷ lệ hút chân không, nếu như hút chân không được 80% thì áp lực nén tương ứng với 80% trọng lượng cốt không khí tức là khoảng 80 kPa.

Vì do áp lực khí trong lỗ rỗng giảm giống nhau theo mọi phương nên trong khối đất bị hút chân không không xuất hiện ứng suất lệch nên không có hiện tượng trượt ở khu vực biên chịu tải.

Điểm lợi thế thứ hai là khi tắt máy hút chân không áp lực nén sẽ biến mất, không tổn chi phí dọn dẹp vật liệu gia tải như phương pháp gia tải truyền thống.

Bất lợi của phương pháp hút chân không là lượng nước từ khu vực xung quanh sẽ thấm vào vùng có áp lực lỗ rỗng thấp, điều này dẫn đến lượng nước bơm sẽ lớn hơn nhiều lần độ giảm lỗ rỗng khu vực cần nén chặt. Để khắc phục hiện tượng này có thể làm một tường bao xung quanh khu vực cần gia tải trước với vật liệu kiểm tra độ thấm.

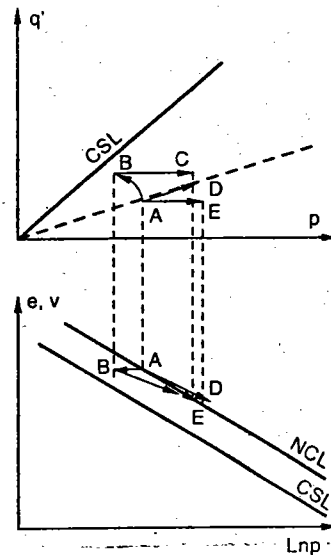
Nếu gia tải trước bằng cách chất tải thông thường, lộ trình ứng suất tại một điểm trong nền đất yếu đi từ A đến B theo lộ trình không thoát nước. Rồi hiện tượng cố kết thắm giải tỏa áp lực nước lỗ rỗng thặng dư, lộ trình ứng suất theo đoạn BC, điểm cuối của lộ trình BC sẽ trùng với điểm D, là lộ trình AD, lộ trình thoát nước tương ứng do gia tải trên mặt. Nếu lượng gia tải lớn, B sẽ chạm đường giới hạn và điểm khảo sát tương ứng sẽ bị phá hoại dẻo.

Trong khi đó, nếu gia tải bằng hút chân không, không xuất hiện ứng suất lệch nên độ lệch ứng suất q luôn luôn bằng không, lộ trình ứng suất tương ứng sẽ là đoạn thẳng AE.

Mặt khác, do ứng suất hữu hiệu tăng đều theo mọi phương nên đất nền sẽ co lại theo mọi phương, hệ số rỗng của đất giảm nhiều hơn, hiệu quả của gia tải cao hơn.

Trong hình 5.19 có trục tung diễn tả ứng suất lệch $q' = q = \sigma_1 - \sigma_3$, trục hoành diễn tả ứng suất trung bình p' và $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$ còn được gọi là ứng suất thủy tĩnh hay ứng suất cầu.

Đường CSL là đường trạng thái tới hạn, trong mặt (p, q) đường CSL suy từ điều kiện cân bằng phá hoại dẻo của Mohr - Coulomb, có dạng



Hình 5.19: Các lộ trình ứng suất ứng gia tải trước

$$q = Mp$$

$$\text{trong đó: } M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (5.35)$$

Còn đường CSL trong mặt $(v - Lnp$ hay $e - Lnp)$ là lộ trình trạng thái biến dạng tới hạn tương ứng với lộ trình CSL trong mặt (p, q) . Lưu ý, để dễ dàng cảm nhận chúng tôi phải chạm đến sai sót khi sử dụng phép chiếu đơn giản từ trục p của mặt (p, q) lên trục Lnp trên mặt $(v-Lnp)$.

Ký hiệu v là thể tích riêng của đất được định nghĩa $v = 1 + e$.

Về lộ trình có thoát nước AD do gia tải truyền thống bằng cách chất tải trên mặt, sẽ có công thức tổng quát là:

Nếu gọi hệ số áp lực ngang là K_0 , tức là

$$K_0 = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$$

Từ định nghĩa $q' = q = \sigma'_1 - \sigma'_3$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} = p - u$$

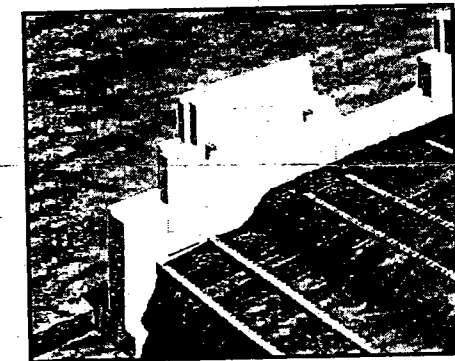
Dễ dàng suy ra: $q' = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} p'$ là lộ trình ứng suất tương ứng

với thí nghiệm nén cố kết trong hộp nén cứng.

5.7 NGUYÊN LÝ CƠ BẢN ĐẤT CÓ CỐT

Đất có cốt là đưa vật liệu chịu kéo (các thanh kim loại, tấm kim loại hoặc các thanh vật liệu chịu kéo tốt, hay là bằng các tấm vải địa kỹ thuật,...) vào đất để khắc phục nhược điểm cơ bản vốn có của đất là không chịu kéo được. Đất có cốt cũng là một phương pháp gia cường đất nhằm: hoặc giảm biến dạng dưới tải không đổi hoặc tăng khả năng chịu tải với biến dạng lớn trong trường hợp các công trình không nhạy lún. Các vật liệu gia cường có thể chịu kéo, chịu nén hoặc chịu uốn - cắt tùy theo cách chọn lựa.

Phân loại vật liệu gia cường:



Hình 5.20: Đất có cốt

- Loại gia cường kích thước nhỏ tính theo tỷ lệ của hạt: ổn định đất nền bằng những chất liên kết, những sợi nhỏ, những sợi địa kỹ thuật nhỏ, những vĩ địa kỹ thuật kích thước nhỏ,....

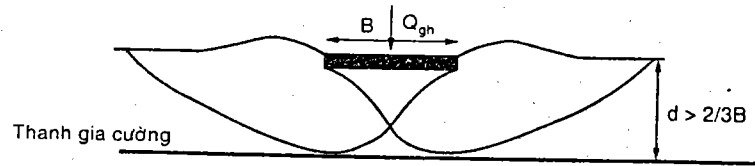
- Loại gia cường kích thước lớn tính theo tỷ lệ của khối đất: cọc nhỏ; thanh, dầm hoặc tấm vật liệu địa kỹ thuật, những vĩ cứng, những hộp cứng,....

Thuật ngữ "sợi-fibre" dùng để chỉ phần tử cơ bản của cấu trúc dệt, ta phân biệt hai loại chỉ ngắn (từ 50 đến 150 mm) và chỉ dài. Thuật ngữ "chỉ-fil" để chỉ tập hợp sợi xoắn với nhau.

Trong xây dựng, vật liệu được sử dụng làm sợi thường nhất là những vật liệu tổng hợp (polymères: polyester, polyoléfine như polypropylène hoặc polyéthylène, rất ít dùng polyamide vì nó rất nhạy nước), sợi thủy tinh hay sợi thép.

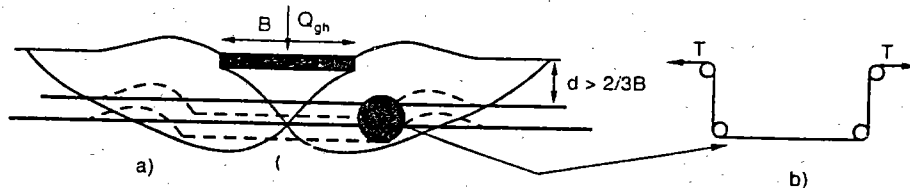
Khái niệm "đất có cốt" do kỹ sư Pháp Vidal đề ra năm 1966.

Năm 1975, Binquet và Lee đã tiến hành nhiều thí nghiệm xác định khả năng chịu tải của một móng băng bề rộng B đặt trên nền đất có và không có thanh gia cường như sau:



Hình 5.21: Mặt trượt tiếp xúc với mặt trên lớp thanh gia cường

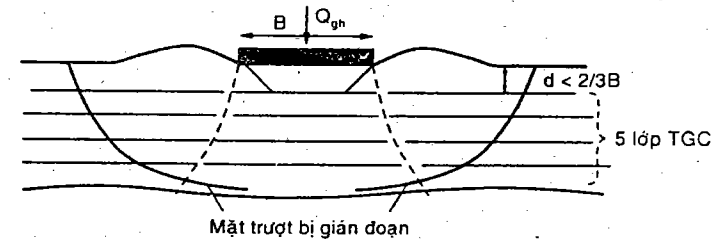
Trường hợp có thanh gia cường được chôn sâu hơn $2/3 B$, và lúc tải đạt giá trị giới hạn Q_{gh} , mặt trượt xuất hiện trong nền đất và tiếp xúc với mặt trên lớp thanh gia cường tương tự như nền đất có lớp đất cứng.



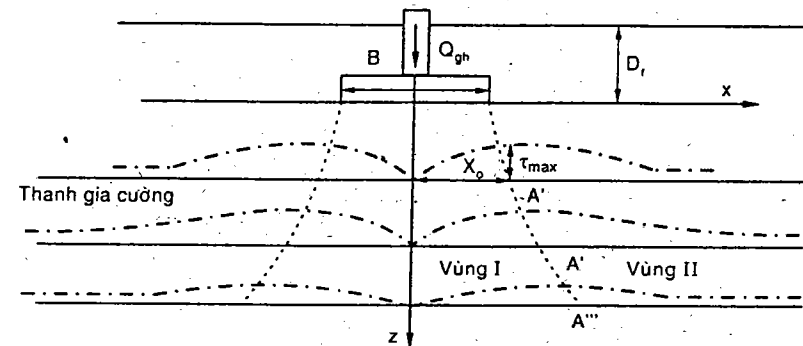
Hình 5.22: Hình dạng thanh gia cường có khuynh hướng bị bẻ gãy tại vị trí có ứng suất cắt τ do tải của móng băng

Trường hợp có thanh gia cường được chôn sâu $d < 2/3 B$, mặt trượt có khuynh hướng bẻ cong thanh gia cường và đồng thời có khuynh hướng kéo thanh gia cường tuột khỏi khối đất ổn định (bên ngoài vùng cân bằng

trượt ở hai bên móng). Hình dạng của thanh gia cường bị bẻ cong và bị kéo căng trước khi đứt có dạng như trong hình 5.22b. Khi có nhiều hơn bốn lớp gia cường và lớp đầu tiên đặt nông hơn $2/3 B$, các lớp tầng cường nằm gần đáy móng bị bẻ gãy ở vị trí tương ứng với ứng suất cắt τ_{xz} cực đại. Mặt trượt trong nền, không còn liên tục và chia nền làm ba miền như thường được thấy trong các thí nghiệm mô hình móng nông, mà chia làm hai miền: miền I và miền II. Trong miền I ngay dưới đáy móng bị lún xuống và làm cong các thanh gia cường, trong miền II đất bị đẩy ra bên ngoài và trồi lên bên trên. Các điểm A', A'', A''' nằm trên biên của hai miền I và II, được xác định tại vị trí mà ứng suất tiếp tuyến cực đại $\tau_{(max) xz}$ do tải của móng băng tác động.



Hình 5.23: Hình dạng mặt trượt trong nền có thanh gia cường và vị trí thanh có thể bị bẻ gãy



Hình 5.24: Vị trí ứng suất cắt cực đại phân chia nền thành hai vùng khác nhau

Nguyên lý tính toán

Trong hình 5.25, mô tả nền đất không có thanh gia cường gánh đỡ một móng băng chịu một áp lực đáy móng q_0 . Xét một lớp phân tử đất dày ΔH , bề rộng là X_0 ứng với vị trí ứng suất cắt cực đại $\tau_{xz(max)}$ tính từ

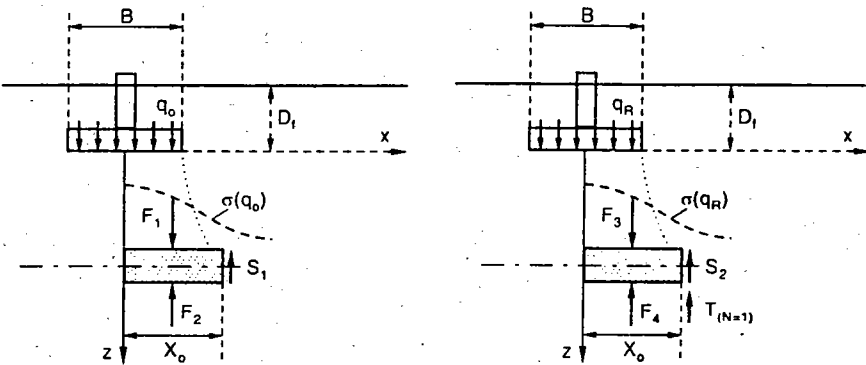
trục tâm móng và nằm ở độ sâu z kể từ đáy móng, do đối xứng ta chỉ cần xét phân nửa móng.

Điều kiện cân bằng của phân tố cho chúng ta biểu thức

$$F_1 - F_2 - S_1 = 0 \tag{A}$$

trong đó: F_1 và F_2 - lực pháp tuyến thẳng đứng tác động lên phân tố đất;
 S_1 - lực chống cắt trên mặt biên của phân tố đất.

Trong hình 5.26, mô tả cùng một phân tố đất đã khảo sát trong hình 5.25 nhưng với nền đất có một lớp thanh gia cường ($N = 1$) gánh đỡ một móng băng chịu một áp lực đáy móng q_R . Các lực tác động lên lớp phân tố đất có thanh gia cường là F_3 và F_4 là lực pháp tuyến thẳng đứng, S_2 là lực chống cắt trên mặt biên của phân tố đất và $T_{(N=1)}$ lực chịu kéo của lớp thanh gia cường theo phương thẳng đứng theo giả thuyết một của Binquet và Lee.



Hình 5.25: Phân tố đất khảo sát dưới móng băng không có thanh gia cường
 Hình 5.26: Phân tố đất khảo sát dưới móng băng có thanh gia cường

Trong trường hợp này điều kiện cân bằng có thể viết dưới dạng

$$F_3 - F_4 - S_1 - T_{(N=1)} = 0 \tag{B}$$

Nếu mặt dưới của hai phân tố đất trên có cùng chuyển vị đứng (lún)

$$\text{thì } F_2 = F_4 \tag{C}$$

Chúng ta có thể dễ dàng suy ra từ công thức tính chuyển vị đứng (độ lún) của phương pháp bán không gian đàn hồi

$$S = w = \frac{Bq(1 - \mu^2)\alpha}{E}$$

Từ (A); (B) và (C), ta có thể suy ra lực chịu kéo của lớp thanh gia cường:

$$T_{(N=1)} = F_3 - F_1 - S_2 + S_1$$

trong đó các lực thẳng đứng và lực cắt tính theo các công thức sau

$$F_1 = \int_0^{x_0} \sigma(q_0) dx; \quad F_3 = \int_0^{x_0} \sigma(q_R) dx$$

$$S_1 = \tau_{xz}(q_0)\Delta H; \quad S_2 = \tau_{xz}(q_R)\Delta H$$

Với các giá trị của $\sigma(q_0)$; $\sigma(q_R)$; $\tau_{xz}(q_0)$; $\tau_{xz}(q_R)$ được tính toán theo lời giải của Boussinesq

$$\sigma(q_0) = \frac{q_0}{\pi} \left[\tan^{-1} \frac{z}{x-b} - \tan^{-1} \frac{z}{x+b} - \frac{2bz(x^2 - z^2 - b^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2z^2} \right]$$

$$\sigma(q_R) = \frac{q_R}{\pi} \left[\tan^{-1} \frac{z}{x-b} - \tan^{-1} \frac{z}{x+b} - \frac{2bz(x^2 - z^2 - b^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2z^2} \right]$$

$$\tau_{xz}(q_0) = \frac{4bq_0X_0z^2}{\pi[X_0^2 + z^2 - b^2]^2 + 4b^2z^2}$$

$$\tau_{xz}(q_R) = \frac{4bq_RX_0z^2}{\pi[X_0^2 + z^2 - b^2]^2 + 4b^2z^2}$$

trong đó $b = \frac{B}{2}$ nửa bề rộng móng.

Thay các ứng suất pháp và tiếp vào các lực thẳng đứng và lực cắt, tích phân và rút gọn, theo Das (1983), ta được

$$F_1 = A_1q_0B; \quad F_3 = A_1q_RB; \quad S_1 = A_2q_0\Delta H$$

$$S_2 = A_2q_R\Delta H; \quad A_1 \text{ và } A_2 = f(z/B)$$

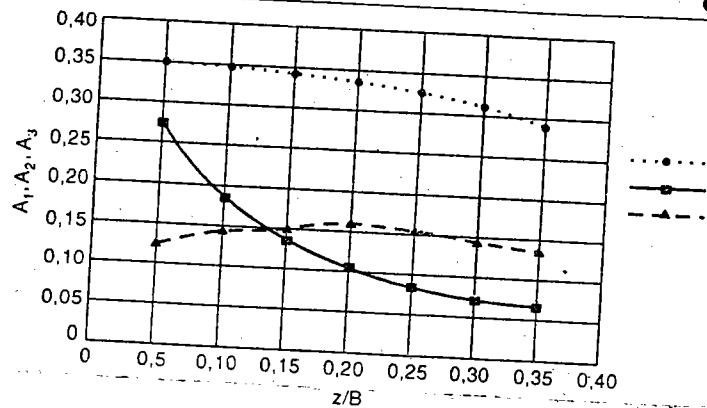
Sau cùng, $T_{(N=1)}$, lực chịu kéo trong lớp thanh gia cường có dạng:

$$\begin{aligned} T_{(N=1)} &= A_1q_RB - A_1q_0B - A_2q_R\Delta H + A_2q_0\Delta H \\ &= A_1B(q_R - q_0) - A_2\Delta H(q_R - q_0) \\ &= q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1B - A_2\Delta H) \end{aligned} \tag{5.36}$$

$T_{(N=1)}$, lực chịu kéo trong chỉ một lớp thanh gia cường, nếu có N lớp thanh gia cường đặt cách đều nhau, với giả thiết là lực chịu kéo phân phối đồng đều cho các lớp

$$T_{(N)} = \frac{T_{(N=1)}}{N} = \frac{1}{N} \left(q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1B - A_2\Delta H) \right) \tag{5.37}$$

$T(N)$ có thứ nguyên là kN/m dài của móng



Hình 5.27: Các hệ số tính toán A_1, A_2, A_3

Hệ số an toàn chống đứt của thanh gia cường

$$FS_{(B)} = \frac{\omega t n f_y}{T_{(N)}} \quad (5.38)$$

với: ω - chiều rộng của một thanh; t - chiều dày của thanh;
 n - số thanh trong một đơn vị chiều dài của móng băng;
 f_y - sức chống giắt đứt của vật liệu thanh gia cường.

Gọi ωn là mật độ phẳng LDR

$$FS_{(B)} = \left[\frac{t f_y}{T_{(N)}} \right] (LDR) \quad (5.39)$$

Hệ số an toàn chống tuột của thanh gia cường

Lực giữ thanh gia cường trong khối đất do lực ma sát giữa đất và thanh ở chiều sâu z .

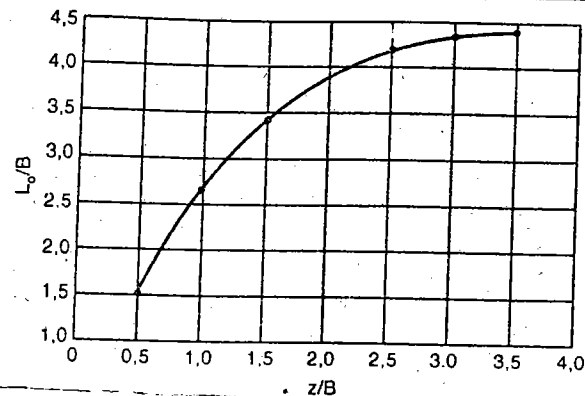
$$F_B = 2 \tan \varphi_a \text{ [lực pháp tuyến]}$$

$$= 2 \tan \varphi_a \{ (LDR) \left[\int_{X_0}^{L_0} \sigma(q_R) dx + (LDR)(\gamma)(L_0 - X_0)(z + D_f) \right] \} \quad (5.40)$$

trong đó: γ - trọng lượng đơn vị của đất đắp trong phạm vi có gia cường

D_f - chiều sâu đặt móng,

φ_a - góc ma sát giữa thanh gia cường và đất.



Hình 5.28: Biểu đồ xác định L_0 theo z và B

Giá trị $x = L_0$ thường được giả thiết là khoảng cách mà ở đó $\sigma(q_R) = 0,1q_R$. L_0 là một hàm theo độ sâu z , cho bởi biểu đồ trong hình 5.28:

$$F_B = 2 \tan \varphi_a (LDR) \left[A_3 B q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma (L_0 - X_0)(z + D_f) \right] \quad (5.41)$$

Vậy hệ số an toàn chống tuột của thanh gia cường là

$$FS_{(P)} = \frac{F_B}{T_{(N)}} \quad (5.42)$$

5.8 VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

1- Vải địa kỹ thuật

Vì gia cường nền bằng các thanh kim loại hay bị gỉ và nếu sử dụng thép không gỉ giá thành sẽ rất cao, nên từ các năm cuối của thập kỷ 1970, vải, vi (lưới) địa kỹ thuật đã thay thế dần thanh kim loại trong khả năng gia cường nền móng công trình. Vải địa kỹ thuật (ĐKT) là tên chung cho các sản phẩm dùng để gia cường đất. Nguyên tắc tính toán vải ĐKT tương tự như tính toán thanh gia cường đất. Vải ĐKT thường được chế tạo từ các phụ phẩm dầu hỏa như là polyester, polyethylene, polypropylene, đôi khi vải ĐKT cũng được làm từ sợi thủy tinh, nhưng không nên chế tạo từ các chất liệu hữu cơ tự nhiên vì chúng dễ dàng bị hủy hoại trong môi trường nước.

Thông thường vải ĐKT được sử dụng để gia cố nền đường hoặc công trình đất đắp. Trong nền đường vải ĐKT được trải thảm lên mặt lớp đất nền mềm và đất đắp được đặt trực tiếp lên vải và tiến hành đầm chặt.

Sử dụng vải ĐKT là một phương hướng mới trong kỹ thuật nền móng. Tuy kết quả nghiên cứu trong lãnh vực này còn chưa nhiều. Nhưng, việc sử dụng vải ĐKT đã lan tràn nhanh chóng.

Vải ĐKT có thể đan, dệt hoặc không dệt và có thể chia làm bốn loại chính sau:

- Loại vải ĐKT thấm nước tốt đảm bảo sự phân tán nước lỗ rỗng thặng dư trong quá trình cố kết, đồng thời chịu cắt tốt.
- Loại vải ĐKT lọc để đặt giữa hai lớp đất hạt thô và hạt mịn, chỉ cho nước thoát qua và giữ lại các hạt đất mịn.
- Loại vải ĐKT phân cách dùng để phân chia hoàn toàn hai lớp vật liệu, loại này được sử dụng trong các trường hợp cần thiết thí dụ dùng vải loại này để thay lớp bê tông lót đáy móng, hay được sử dụng trong phương pháp hút chân không.
- Loại vải ĐKT gia cường đất loại này có sức chịu kéo rất tốt nhằm tăng cường khả năng chịu tải của đất nền.

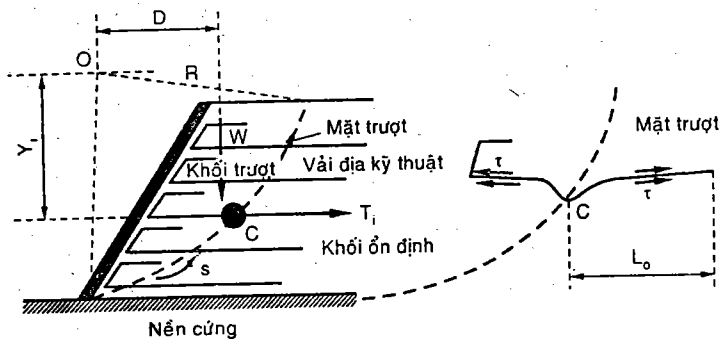
2- Khái niệm cơ bản về vai trò vải ĐKT

Đã từ lâu con người đã biết trộn rơm, rạ và các loại sợi và đất sét để tăng cường sức chịu đựng nhằm xây nhà hoặc đắp đập ngăn nước và làm đường xá. Nhưng mãi đến thập kỷ 1970 của thế kỷ 20, mới thật sự có những thí nghiệm kiểm chứng và lý thuyết tính toán kỹ thuật đất có cốt.

3- Các dạng áp dụng vải ĐKT

Gia cố nền và talus công trình đắp như đường, đê, đập, san lấp trên đất yếu có và không có kết hợp bậc thấm.

Mô hình 1: Gia cố mái dốc khối đất đắp trên nền cứng bằng nhiều lớp vải ĐKT (H.5.29).



Hình 2.29: Cơ chế hoạt động của vải ĐKT trong gia tăng chống trượt mái dốc

Giả sử mặt trượt có thể xảy ra tâm O bán kính R đi qua chân mái dốc. Khi khối đất đắp không có gia cường, hệ số an toàn chống trượt được tính là tỷ số moment chống trượt và moment gây trượt đối với tâm O của mặt trượt theo công thức

$$FS = \frac{s_u LR}{WD} \tag{5.43}$$

trong đó: s_u - sức chống cắt không thoát nước của đất loại sét;

L - chiều dài cung trượt; R - bán kính cung trượt;

W - trọng lượng khối trượt;

D - cánh tay đòn của trọng lượng khối trượt đến tâm cung trượt.

Khi có gia cường các lớp vải địa kỹ thuật (các lớp vải địa kỹ thuật được gia cường theo phương nằm ngang vì trong trường hợp mái dốc, khối đất có phương dẫn nở theo phương ngang), mặt trượt chỉ có thể xảy ra khi phải cắt đứt hoặc kéo tuột (ra khỏi khối đất trượt hoặc khốt đất ổn định) các lớp vải chắn ngang nó.

Để vải không bị tuột khỏi hai khối đất hai bên mặt trượt điều kiện cần là chiều dài của vải trong hai khối này, L_0 , phải đủ để tổng lực ma sát đất lên vải bằng với lực kéo đứt vải.

$$T = 2 \tau L_0 = 2L_0 \times (\sigma' \tan \phi' + c')$$

trong đó: T - lực kéo đứt vải KN/m

σ' - ứng suất hữu hiệu tác động lên hai mặt vải

ϕ' - góc ma sát giữa đất và vải

c' - lực dính giữa đất và vải, với đất cát lực dính này bằng

không.

Lúc bấy giờ hệ số an toàn chống trượt sẽ có dạng

$$FS = \frac{s_u LR + T_i Y_i}{WD} \tag{5.44}$$

trong đó: T_i - lực căng của lớp vải thứ i, thường được lấy bằng 1/2 lực kéo đứt,

Y_i - cánh tay đòn của lực căng này hay khoảng cách từ lớp vải đến tâm cung trượt.

Trong trường hợp đất đắp là đất cát thoát nước tốt, hệ số an toàn chống trượt sẽ được tiến hành tính toán theo phương pháp phân mảnh tổng quát như trong hình vẽ sau với công thức của Bishop (H.5.30).

Trong thực tế tính toán S_v được chọn bằng 0,2 m – 0,4 m theo điều kiện đầm chặt tại công trường.

Chiều dài L_e được xác định theo điều kiện vải phải được ngấm chặt vào khối đất ổn định theo công thức của hệ số an toàn chống tuột

$$FS_P = \frac{2L_e \cdot \gamma \cdot z \cdot \text{tg}\varphi'}{\gamma \cdot z \cdot K_a \cdot S_v} = \frac{2L_e \cdot \text{tg}\varphi'}{K_a \cdot S_v} \quad (5.47)$$

Một tường chắn được cấu tạo bằng vải ĐKT gồm N lớp vải đặt cách khoảng theo phương đứng là S_v , nên có chiều cao tường $H = NS_v$

Đất đắp sau tường là cát (góc ma sát φ và $c=0$) áp lực chủ động ở độ sâu z là

$$\sigma_a = K_a \gamma z$$

Lực tác động lên lớp vải ĐKT ở độ sâu z là

$$T = K_a \gamma z S_v$$

Ở chân tường B

$$T_{max} = K_a \gamma H S_v$$

Lực căng cực đại là cơ sở để xác định loại vải ĐKT cần thiết khi đã chọn S_v hoặc với một loại vải có lực chịu kéo đứt là T_r , thì khoảng cách S_v sẽ được xác định theo công thức

$$T_{max} = K_a \gamma H S_v \leq \frac{T_r}{FS} \Rightarrow S_v \leq \frac{T_r}{(FS)\gamma K_a H}$$

Trong thực tế tính toán S_v được chọn bằng 0,2 m – 0,4 m theo điều kiện đầm chặt tại công trường.

Chiều dài L_e được xác định theo điều kiện vải phải được ngấm chặt vào khối đất ổn định theo công thức của hệ số an toàn chống tuột

$$FS_P = \frac{2L_e \cdot \gamma \cdot z \cdot \text{tg}\varphi'}{\gamma \cdot z \cdot K_a \cdot S_v} = \frac{2L_e \cdot \text{tg}\varphi'}{K_a \cdot S_v} \quad (5.48)$$

hoặc:
$$L_e = \frac{(FS_P) K_a \cdot S_v}{2 \text{tg}\varphi'}$$

Chiều dài phủ bì L_o được tính theo điều kiện cân bằng lực

$$FS_P = \frac{2L_e \cdot \sigma_v \cdot \text{tg}\varphi'}{\sigma_a \cdot S_v} \quad (5.49)$$

với: σ_a tính ở độ sâu z ; σ_v tính ở độ sâu $z - S_v$

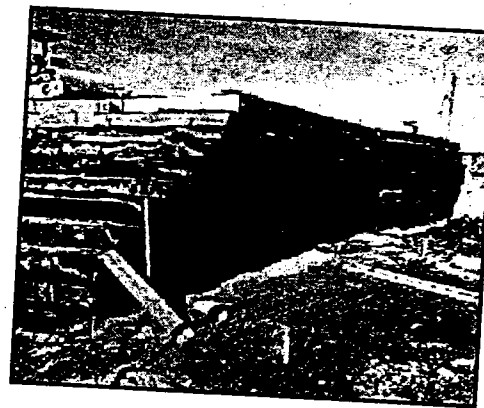
Chiều dài L_r trong hình 5.32 được tính dễ dàng theo khoảng cách từ mặt tường đến mặt trượt

$$\text{Tại độ sâu } z: L_r = \frac{H - z}{\text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} \quad (5.50)$$

Tổng chiều dài của một lớp vải ĐKT

$$L = L_e + L_r + L_o + 2S_v \text{ hoặc bằng hai lần } L_e$$

Mặt khác, cũng phải tính ổn định của nền tường; ổn định trượt; ổn định lật của tường như tính toán thông thường.



Hình 5.33: Tường vải địa kỹ thuật

Để có thể chọn lựa phương pháp gia cố nền một cách hữu hiệu, cần phải tính toán nhiều phương án, chú ý ưu tiên cho các vật liệu địa phương cũng như khả năng thi công trong khu vực mà công trình tọa lạc. Sau cùng xét đến giá thành và các yêu cầu kỹ thuật đặc biệt, như muốn cho nền giảm lún không muốn đắp bù lún thì nên chọn giải pháp cọc đất trộn vôi - xi măng hơn là gia tải trước.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Atkinson, *An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations*, John Willey, 1993.
2. Bergado - Chai - Alfaro - Balasubramanian, *Những biện pháp kỹ thuật mới cải tạo đất yếu trong xây dựng*, NXB Giáo dục, 1996.
3. Bergado - Chai, *Improvement techniques of soft Ground in subsiding and lowland environment*, Ait, 1992.
4. Bowles, *Foundation Analysis and Design*, McGraw - Hill, 1996.
5. Broms, *Precast piling practice*, Thomas Telford - London, 1981.
6. Bùi Đức Hợp, *Ứng dụng vải và lưới địa kỹ thuật trong xây dựng công trình*, NXB Giao thông Vận tải, 2000.
7. Caquot - Kerisel, *Traité de Mécanique des sols*, Gauthiers - villards, 1966.
8. Coduto, *Foundation Design Principles and Practices*, Prentice Hall, New Jersey, 2001.
9. D.T.U. 13.2, *Fondations Profondes Pour le bâtiment* Afnor, 1992.
10. DM.7.02, *Design Manual of Naval Facilities Engineering*, 1986.
11. Holtz - Kovacs, *Introduction à la Géotechnique*, Polytechnique Montréal Canada, 1991.
12. Peck - Hanson - Thornburn, *Foundation Engineering*, John Willey, 1957 và 1974
13. Philipponnat - Huber, *Fondations et Ouvrages en terre*, Eyrolles, 2000.
14. Quy phạm xây dựng 45 - 78, *Chỉ dẫn thiết kế móng nông*, 1978.
15. Sanglerat, *The penetrometer and soil exploration*, Elsevier, 1972.
16. Schlosser, *Eléments de Mécanique des sols*, P. Ponts et Chaussées, 1988.
17. Taylor, *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Willey, 1948
18. TCVN 195 - 1997, *Chỉ dẫn thiết kế móng cọc nhồi*, 1997.
19. TCVN 205 - 1998, *Chỉ dẫn thiết kế móng cọc*, 1998.
20. Terzaghi - Peck, *Mécanique des sols appliquées aux travaux publics et au bâtiment*, Dunod, 1957.
21. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, John Willey, 1943.
22. Whitlow, *Basic Soil Mechanics*, MCGraw - Hill, 1995.
23. Châu Ngọc Ân, *Nền Móng*, NXB Đại học Quốc Gia TP. Hồ Chí Minh, 2002.

HƯỚNG DẪN ĐỒ ÁN NỀN MÓNG

Châu Ngọc Ân

NHÀ XUẤT BẢN
ĐẠI HỌC QUỐC GIA TP HỒ CHÍ MINH

03 Công trường Quốc tế, Q. 3, TP HCM

ĐT: 8 239 170 - 8 239 171 - Fax: 8 239 172

Email: VNUHP@Fmail.vnn.vn

* * *

Chịu trách nhiệm xuất bản

PGS-TS NGUYỄN QUANG ĐIỂN

Biên tập

PHẠM VĂN THỊNH

Sửa bản in

TRẦN VĂN THẮNG

Trình bày bìa

TRƯƠNG NGỌC TUẤN

In 500 cuốn, khổ 16 x 24 cm. Giấy phép xuất bản số: 202/155/XB-QLXB do Cục Xuất bản cấp ngày 07/02/2002. Giấy trích ngang số: 125/KHXB ngày 28/4/2003. In tại Xưởng in Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia TP. HCM. Nộp lưu chiếu tháng 5 năm 2003.

