

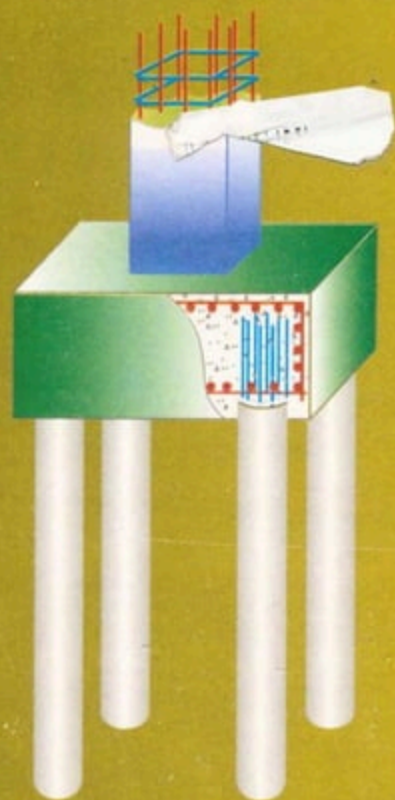
VÕ PHÁN, HOÀNG THẾ THAO

M

624.154

V 400 Ph

PHÂN TÍCH VÀ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC



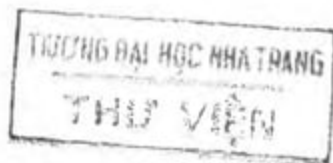
NHÀ XUẤT BẢN

ĐẠI HỌC QUỐC GIA TP. HỒ CHÍ MINH

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

PGS.TS Võ Phán
ThS Hoàng Thế Thao

**PHÂN TÍCH VÀ TÍNH TOÁN
MÓNG CỌC**



3 0036 153
NHÀ XUẤT BẢN ĐẠI HỌC QUỐC GIA
TP HỒ CHÍ MINH - 2013

PHÂN TÍCH VÀ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC

Nhà xuất bản ĐHQG-HCM và tác giả/dối tác liên kết giữ bản quyền ©
Copyright © by VNU-HCM Publishing House and author/co-partnership
All rights reserved



TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA, ĐHQG-HCM

Tái bản không SC/BS, lần thứ 2, năm 2013

MỤC LỤC

<i>LỜI NÓI ĐẦU</i>	5
<i>Chương 1: THỐNG KÊ ĐỊA CHẤT ĐỂ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ MÓNG CỌC</i>	7
1.1 Cơ sở lý thuyết	7
1.2 Ví dụ tính toán	11
<i>Chương 2: MÓNG CỌC BÊ TÔNG CỐT THÉP CHẾ TẠO SẴN</i>	15
2.1 Nguyên tắc cơ bản trong tính toán	15
2.2 Sức chịu tải của cọc đơn	25
2.3 Xác định số lượng cọc và bố trí trong cọc	43
2.4 Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc	46
2.5 Ước lượng độ lún của móng cọc	47
2.6 kiểm tra cọc theo điều kiện cấu cọc và dựng cọc	59
2.7 Kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang	60
2.8 Cơ sở xác định chiều cao đài cọc	67
2.9 Tính toán cốt thép cho đài	72
<i>Chương 3: MÓNG CỌC KHOAN NHỎI VÀ BA-RÉT</i>	102
3.1 Móng cọc khoan nhỏi	102
3.2 Móng cọc ba-rét (barrette)	135
<i>Chương 4: MÓNG CỌC BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC</i>	192
4.1 Tổng quan về cọc bê tông ứng suất trước	192
4.2 Công nghệ sản. xuất	196
4.3 Sức chịu tải của cọc	199
4.4 Phương pháp thử để kiểm tra chất lượng cọc	206
<i>Chương 5: MA SÁT ÂM ẢNH HƯỞNG ĐẾN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC</i>	220
5.1 Tổng quan về hiện tượng ma sát âm	220
5.2 Tính toán sức chịu tải của cọc có xét đến ma sát âm	227
5.3 Các biện pháp làm giảm ảnh hưởng của ma sát âm	228

Chương 6: THÍ NGHIỆM KIỂM TRA SỨC CHỊU TẢI VÀ	
CHẤT LƯỢNG CỌC	235
6.1 Giới thiệu chung	235
6.2 Thí nghiệm nén tĩnh cọc	235
6.3 Thí nghiệm osterberg	247
6.4 Thí nghiệm thử động biến dạng lớn (pda- pile dynamic analysis)	257
6.5 Thí nghiệm biến dạng nhỏ (P.I.T)	262
6.6 Thí nghiệm siêu âm đánh giá độ đồng nhất của cọc khoan nhồi (sonic test)	265
TÀI LIỆU THAM KHẢO	272

LỜI NÓI ĐẦU

Sự phát triển kinh tế xã hội kéo theo sự phát triển của ngành xây dựng cơ sở hạ tầng. Trong những năm gần đây, mật độ xây dựng các khu chung cư cao tầng, các loại cầu dây văng nhịp lớn, các công trình thủy lợi, thủy điện... ngày càng nhiều tại nước ta, đòi hỏi việc phân tích, lựa chọn giải pháp móng cho các công trình này phải được kinh tế và bền vững. Giải pháp móng chọn cho các công trình này thường là móng cọc.

Trong việc tính toán và thiết kế móng cọc hiện nay, người học tập và thiết kế có thể tham khảo các quy phạm của Việt Nam hoặc tài liệu nước ngoài. Tuy nhiên, do đặc thù của từng nước và điều kiện địa chất của từng vùng cũng như nguyên lý trong tính toán, thiết kế móng cọc trong từng giai đoạn, cần thiết phải bổ sung cho hoàn chỉnh. Nội dung quyển sách giới thiệu các phần chính như: Thống kê địa chất phục vụ cho tính toán móng cọc, cọc bê tông cốt thép chế tạo sẵn, cọc khoan nhồi, cọc barette, cọc bê tông ứng suất trước, sức chịu tải của cọc có xét đến ma sát âm, các phương pháp kiểm tra chất lượng và sức chịu tải của cọc.

Trong quá trình viết quyển sách này, chúng tôi có tham khảo các tài liệu về nền móng, móng cọc của các tác giả trước nhằm kế thừa kiến thức đã có và bổ sung, cập nhật các nguyên lý tính toán mới để phục vụ người đọc.

Với kiến thức và thời gian có hạn, khi viết cuốn sách này không thể tránh khỏi thiếu sót, chúng tôi rất mong các nhà khoa học, người đọc cảm thông và góp ý chân tình để quyển sách này được hoàn chỉnh, phục vụ người đọc.

Mọi ý kiến đóng góp xin liên hệ địa chỉ: Bộ môn Địa cơ nền móng, Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.

Điện thoại: 08.38636822

Các tác giả

Chương 1

THỐNG KÊ ĐỊA CHẤT ĐỂ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ MÓNG CỌC

Trong công tác khảo sát địa kỹ thuật hiện nay, ta thường bố trí nhiều hố khoan để phục vụ việc thiết kế nền móng. Tuy nhiên, trong mỗi hố khoan lại có nhiều lớp đất và có nhiều mẫu đất trong lớp đất này. Trong thiết kế nền móng nói chung và móng cọc nói riêng, ta phải thống kê địa chất trong từng lớp đất để xác định chỉ tiêu đại diện cho cả lớp đất, từ đó mới có đủ cơ sở để thiết kế nền móng công trình.

Theo QPXD, 45-78 được gọi là một lớp địa chất công trình khi tập hợp các giá trị có đặc trưng cơ - lý của nó phải có hệ số biến động (đủ nhỏ. Vì vậy phải loại trừ những mẫu có số liệu chênh lệch với giá trị trung bình lớn cho một đơn nguyên địa chất.

Vậy thống kê địa chất là một việc làm hết sức quan trọng trong tính toán nền móng.

1.1 CƠ SỞ LÝ THUYẾT

1.1.1 Phân chia đơn nguyên địa chất

1- Hệ số biến động

Chúng ta dựa vào hệ số biến động v phân chia đơn nguyên

Hệ số biến động v có dạng như sau:

$$v = \frac{\sigma}{\bar{A}} \quad (1.1)$$

trong đó giá trị trung bình của một đặc trưng:

$$\bar{A} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{n} \quad (1.2)$$

và độ lệch toàn phương trung bình:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_1^n (A_i - \bar{A})^2} \quad (1.3)$$

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

2- Quy tắc loại trừ các sai số

Trong tập hợp mẫu của một lớp đất có hệ số biến động $v \leq [v]$ thì đạt còn ngược lại thì ta phải loại trừ các số liệu có sai số lớn.

Trong đó $[v]$: hệ số biến động lớn nhất, tra bảng trong QPXD 45-78 tùy thuộc vào từng loại đặc trưng.

Đặc trưng của đất	Hệ số biến động $[v]$
Tỷ trọng hạt	0.01
Trọng lượng riêng	0.05
Độ ẩm tự nhiên	0.15
Giới hạn Atterberg	0.15
Môđun biến dạng	0.30
Chỉ tiêu sức chống cắt	0.30
Cường độ rên một trục	0.40

Kiểm tra thống kê, loại trừ số lớn A_i theo công thức sau:

$$|\bar{A} - A_i| \geq v\sigma_{CM} \quad (1.4)$$

trong đó ước lượng độ lệch

$$\sigma_{CM} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_1^n (A_i - \bar{A})^2} \quad (1.5)$$

khi $n \geq 25$ thì lấy $\sigma_{CM} = \sigma$

1.1.2 Đặc trưng tiêu chuẩn và tính toán

1- 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 là \bar{A} (trừ lực dính đơn vị c và góc ma sát trong μ).

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 tiếp cực hạn τ_i của các thí nghiệm cắt tương đương, $\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi + c$.

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

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

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

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

2- Đặc trưng tính toán

Nhằm mục đích nâng cao độ an toàn cho ổn định của nền chịu tải, một số tính toán ổn định của nền được tiến hành với các đặc trưng tính toán.

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

$$A^{tr} = \frac{A^{tc}}{k_d} \quad (1.9)$$

A^{tc} - giá trị đặc trưng đang xét

k_d - hệ số an toàn về đất.

Với lực dính (c), góc ma sát trong (φ), trọng lượng đơn vị (γ) và cường độ chịu nén một trục tức thời có hệ số an toàn đất được xác định như sau:

$$k_d = \frac{1}{1 \pm \rho} \quad (1.10)$$

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

- Với lực dính (c) và hệ số ma sát ($\operatorname{tg}\varphi$), ta có: $\rho = t_{\alpha} v$

Để tính toán v giá trị độ lệch toàn phương trung bình được xác định sau:

$$\sigma_c = \sigma_{\tau} \cdot \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^n \sigma_i^2} ; \sigma_{tg\varphi} = \sigma_{\tau} \sqrt{\frac{n}{\Delta}} \quad (1.11)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\sigma_i \operatorname{tg}\varphi^{tc} + c^{tc} - \tau_i)^2} \quad (1.12)$$

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

$$\rho = \frac{t_{\alpha} v}{\sqrt{n}} \quad (1.13)$$

$$\sigma_{\gamma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\gamma^{tc} - \gamma_i)^2} \quad (1.14)$$

$$\sigma_R = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R^{tc} - R_i)^2} \quad (1.15)$$

t_{α} là 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 $\alpha = 0.95$

Các đặc trưng tính toán theo TTGH I và TTGH II có giá trị nằm trong một khoảng:

$$A^u = A^{tc} \pm \Delta A \quad (1.16)$$

Tùy theo trường hợp thiết kế cụ thể mà ta lấy dấu (+) hoặc dấu (-) để đảm bảo an toàn hơn.

Khi tính toán nền theo cường độ và ổn định thì ta lấy các đặc trưng tính toán TTGH I (nằm trong khoảng lớn hơn $\alpha = 0.95$).

Khi tính toán nền theo biến dạng thì ta lấy các đặc trưng tính toán theo TTGH II (nằm trong khoảng nhỏ hơn $\alpha = 0.85$).

1.2 VÍ DỤ TÍNH TOÁN

1.2.1 Thống kê dung trọng đất

STT	Kí hiệu mẫu	γ_w (T/m ³)	$(\gamma_w - \gamma_m)^2$
1	ND1-1	1.63	0.00028
2	ND2-2	1.62	0.00004
3	ND3-3	1.59	0.00054
Tổng		4.48	0.00087
Trung bình		1.61	

a) Kiểm tra thống kê

$$\sigma_\gamma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\gamma_i^{tc} - \gamma_i)^2} = \sqrt{\frac{0.00087}{3-1}} = 0.021$$

$$v = \frac{\sigma}{A} = \frac{0.021}{1.61} = 0.013 < [v] = 0.05$$

(Theo QPVN 45-78 thì dung trọng có $[v] = 0.05$)

Vây tập hợp mẫu được chọn.

b) Giá trị tiêu chuẩn

$$\gamma^{tc} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i}{n} = \frac{4.48}{3} = 1.61 \text{ (T/m}^3\text{)}$$

c) Tính theo trạng thái giới hạn I

Với TTGH I thì xác suất độ tin cậy $\alpha = 0.95$

Tra bảng ta được $t_\alpha = 2.92$

$$\rho = \frac{t_\alpha v}{\sqrt{n}} = \frac{2.92 \times 0.013}{\sqrt{3}} = 0.022$$

$$\gamma_I = \gamma^{tc} (1 \pm \rho) = 1.61 (1 \pm 0.022) = 1.578 \div 1.648 \text{ (T/m}^3\text{)}$$

d) Tính theo trạng thái giới hạn II

Với TTGH II thì xác suất độ tin cậy $\alpha = 0.85$. Tra bảng ta được $t_\alpha = 1.34$

$$\rho = \frac{t_\alpha v}{\sqrt{n}} = \frac{1.34 \times 0.013}{\sqrt{3}} = 0.01$$

$$\gamma_{II} = \gamma^{tc} (1 \pm \rho) = 1.61 (1 \pm 0.01) = 1.597 \div 1.629 \text{ (T/m}^3\text{)}$$

Lưu ý: Trên đây chỉ là ví dụ cho đơn giản, còn khi tính toán thống kê thực thì số mẫu, $n \geq 6$ thì mới thống kê trạng thái giới hạn. Nếu $n < 6$ thì chỉ tính đến giá trị tiêu chuẩn = giá trị trung bình (sau khi đã kiểm tra thống kê $v < [v]$).

1.2.2 Thống kê lực cắt c và góc ma sát trong ϕ

Sử dụng hàm LINEST trong chương trình phần mềm MICROSOFT EXCEL.

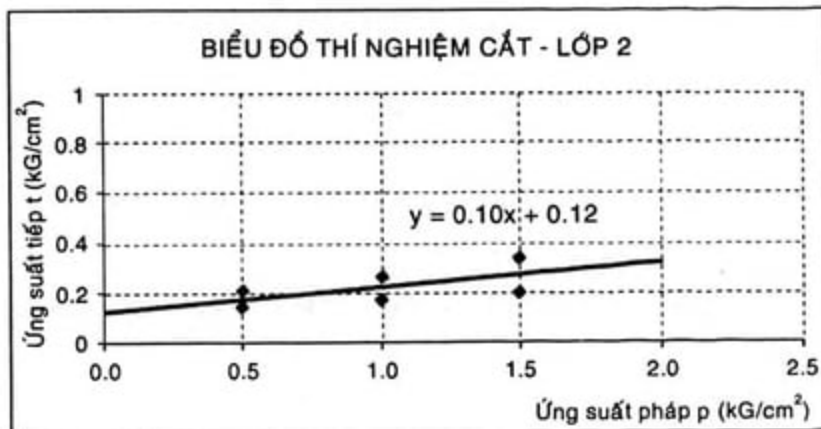
Cách tính: Ta ghi kết quả ứng suất cắt cực đại τ_{\max} vào cột 1 và ứng suất pháp σ tương đương vào cột 2. Sau đó chọn một bảng gồm 2 cột 5 hàng, đánh vào lệnh linest (vị trí dãy số τ_{\max} , dãy số $\sigma, 1, 1$) xong ấn cùng lúc "Shift+Ctrl"+Enter.

Lớp đất có 2 mẫu thí nghiệm cắt trực tiếp (thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước).

a) Bảng tính

MẪU	τ (kG/cm ²)	σ (kG/cm ²)		
ND1-1	0.199	0.5	$\text{tg}\phi^{lc} = 0.097$	$c^{lc} = 0.121667$
	0.255	1.0	$\sigma_{\text{lg}\phi} = 0.0213191$	$\sigma_c = 0.01387$
	0.337	1.5	0.40217422	$\sigma_1 = 0.059132$
ND3-1	0.143	0.5	2.69091256	4
	0.179	1.0	0.009409	0.013986
	0.199	1.5		

b) Biểu đồ



c) Kiểm tra thống kê

$$v_{\text{tg}\varphi} = \frac{\sigma_{\text{tg}\varphi}}{\text{tg}\varphi} = \frac{0.021}{0.097} = 0.216 \leq [v] = 0.3$$

trong đó: $\text{tg}\varphi^{\text{lc}} = 0.097$; $\sigma_{\text{tg}\varphi} = 0.021$

$$v_c = \frac{\sigma_c}{c} = \frac{0.014}{0.122} = 0.114 \leq [v] = 0.3$$

trong đó: $c^{\text{lc}} = 0.122$; $\sigma_c = 0.014$

Vậy mẫu có $v_{\text{tg}\varphi}$, $v_c \leq [v] = 0.3$ nên tập hợp mẫu được chọn.

d) Giá trị tiêu chuẩn

Theo bảng trên ta có:

$$\text{tg}\varphi^{\text{lc}} = 0.097 \Rightarrow \varphi^{\text{lc}} = 5.54^\circ$$

$$c^{\text{lc}} = 0.121 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

e) Giá trị tính toán theo TTGH I

Theo TTGH I xác suất tin cậy $\alpha = 0.95$

$$n = 6 \Rightarrow n - 2 = 4 \text{ tra bảng } t_\alpha = 2.13$$

- Góc ma sát φ_I

Độ chính xác ρ được xác định như sau:

$$\rho_{\text{tg}\varphi} = t_\alpha \cdot v_{\text{tg}\varphi} = 2.13 \times 0.216 = 0.460$$

$$\text{tg}\varphi_I = \text{tg}\varphi^{\text{lc}}(1 \pm \rho_{\text{tg}\varphi}) = 0.097(1 \pm 0.460) = 0.052 \div 0.142$$

Suy ra $\varphi_I = 2.998^\circ \div 8.061^\circ$

- Lực dính c_I

Độ chính xác ρ được xác định như sau:

$$\rho_c = t_\alpha \cdot v_c = 2.13 \times 0.114 = 0.243$$

$$c_I = c^{\text{lc}}(1 \pm \rho_c) = 0.121(1 \pm 0.243) = 0.092 \div 0.151 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

f) Giá trị tính toán theo TTGH II

Theo TTGH II xác suất tin cậy $\alpha = 0.85$

$$n = 6 \Rightarrow n - 2 = 4 \text{ tra bảng } t_\alpha = 1.19$$

- Góc ma sát φ_{II}

Độ chính xác ρ được xác định như sau:

$$\rho_{\text{tg}\varphi} = t_\alpha \cdot v_{\text{tg}\varphi} = 1.19 \times 0.216 = 0.257$$

$$\operatorname{tg}\varphi_{II} = \operatorname{tg}\varphi^{lc}(1 \pm \rho_{\operatorname{tg}\varphi}) = 0.097(1 \pm 0.257) = 0.072 \div 0.122$$

$$\text{Suy ra } \varphi_{II} = 4.122^{\circ} \div 6.952^{\circ}$$

- Lực dính cII

Độ chính xác ρ được xác định như sau:

$$\rho_c = t_{\alpha} \cdot v_c = 1.19 \times 0.114 = 0.136$$

$$c_{II} = c^{lc}(1 \pm \rho_c) = 0.121(1 \pm 0.136) = 0.105 \div 0.138(\text{kG/cm}^2)$$

Lưu ý:

- Khi $n = 1$ thì chỉ tính giá trị tiêu chuẩn, $n \geq 2$ (được 6 điểm (τ, σ) thì thống kê theo TTGH).

Bảng 1.1 Bảng tổng hợp thống kê của lớp đất thứ 2

Lớp đất			Kí hiệu	Giá trị	Ghi chú
LỚP 2	Kiểm tra thống kê	tgφ	$\sigma_{\rho\varphi}$	0.021	v ≤ [v] Tập hợp mẫu được chọn
			$v_{\rho\varphi}$	0.216	
			[v]	0.3	
		Lực dính c	σ_c	0.014	v ≤ [v] Tập hợp mẫu được chọn
			v_c	0.114	
			[v]	0.3	
	Giá trị tiêu chuẩn	Góc ma sát trong	$\operatorname{tg}\varphi^{lc}$	0.097	
			φ^{lc}	5.54°	
		Lực dính	$c^{lc}(\text{kG/cm}^2)$	0.121	
	TTGH I	Góc ma sát trong	α	0.95	Số TN n=6
			t_{α}	2.13	
			$\rho_{\rho\varphi}$	0.46	
			$\operatorname{tg}\varphi_I$	0.052 + 0.142	
			φ_I	2.998° + 8.061°	
			Lực dính	ρ_c	
	TTGH II	Góc ma sát trong	α	0.85	
			t_{α}	1.19	
			$\rho_{\rho\varphi}$	0.257	
$\operatorname{tg}\varphi_{II}$			0.072 + 0.122		
φ_{II}			4.122° + 6.952°		
Lực dính			ρ_c	0.136	
	$c_{II}(\text{kG/cm}^2)$	0.105 + 0.138			

Chương 2

MÓNG CỌC BÊ TÔNG CỐT THÉP CHẾ TẠO SẴN

2.1 NGUYÊN TẮC CƠ BẢN TRONG TÍNH TOÁN

2.1.1 Những yêu cầu chung

a) Cọc và móng cọc được thiết kế theo các trạng thái giới hạn (TTGH)

- Trạng thái giới hạn I (TTGH I) (cường độ)

- + Sức chịu tải giới hạn của cọc theo điều kiện đất nền;
- + Độ bền của vật liệu làm cọc và đài cọc;
- + Độ ổn định của cọc và móng.

- Trạng thái giới hạn II (TTGH II) (biến dạng)

- + Độ lún móng cọc;
- + Chuyển vị trí ngang của cọc và móng cọc.

Ngoài những yêu cầu chung ở trên, trong thiết kế móng cọc cần lưu ý thêm:

+ Khi trong nền đất dưới mũi cọc có lớp đất yếu thì cần phải kiểm tra sức chịu tải của lớp này để đảm bảo điều kiện làm việc tin cậy của cọc.

+ Khi cọc làm việc trong đài cao hoặc cọc dài và mảnh xuyên qua lớp đất nếu có sức chịu tải giới hạn nhỏ hơn 50 kPa (hoặc sức chống cắt thoát nước nhỏ hơn 10 kPa) thì cần kiểm tra lực nén cực hạn của thân cọc.

∴ Khi cọc nằm ở sườn dốc, ở mép biên cạnh hố đào..., cần kiểm tra tính ổn định của các cọc và móng. Nếu có yêu cầu nghiêm ngặt đối với chuyển vị ngang, phải kiểm tra chuyển vị ngang.

+ Tính toán khả năng chống nứt và độ mở rộng khe nứt của cọc và đài cọc bằng bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành.

b) Cách chọn tải trọng và tổ hợp tải trọng để thiết kế móng cọc

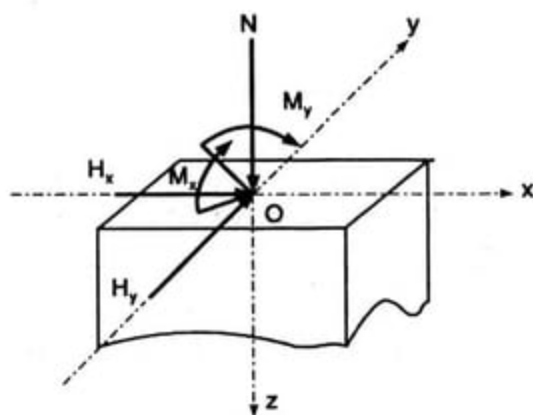
Tải trọng tính toán và tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên móng

- Xác định tải trọng tính toán. Thông thường khi giải khung, ta thường nhập tải trọng tác dụng lên khung là tải trọng tính toán. Do vậy, nội lực xác định được là giá trị tính toán gồm: lực dọc N^t , moment M^t , và lực ngang H^t . Để tính toán, thiết kế móng ta chọn các giá trị nội lực này (cũng là ngoại lực để tính toán móng).

- Xác định tải trọng tiêu chuẩn: Để xác định các tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên móng thì phải giải lại khung với tải trọng nhập vào là tải trọng tiêu chuẩn, tuy nhiên làm như vậy sẽ mất nhiều thời gian. Để đơn giản trong tính toán người ta thường lấy giá trị tính toán chia cho hệ số vượt tải trung bình $\gamma_{tb} = 1.15$:

$$\begin{cases} N^{tc} = \frac{N^t}{1.15} \\ M^{tc} = \frac{M^t}{1.15} \\ H^{tc} = \frac{H^t}{1.15} \end{cases} \quad (2.1)$$

- Quy ước về lực tác dụng lên móng



Hình 2.1 Quy ước phương và chiều của lực

trong đó: N - lực dọc theo phương trục Oz

H_x - lực ngang theo phương trục Ox

H_y - lực ngang theo phương trục Oy

M_x - moment quay quanh trục Ox

M_y - moment quay quanh trục Oy

Tải trọng tính toán và tải trọng tiêu chuẩn được ứng dụng trong tính toán móng cọc như sau:

+ Khi tính toán theo chỉ tiêu cường độ như kiểm tra sức chịu tải của cọc, kiểm tra xuyên thủng, lực cắt cho đài móng, tính toán cốt thép cho đài cọc, cọc... thì dùng tải trọng tính toán.

+ Khi tính toán theo biến dạng như kiểm tra lún trong móng cọc, kiểm tra ổn định nền dưới móng khối quy ước... thì dùng tải trọng tiêu chuẩn.

Chọn tổ hợp để tính toán và thiết kế móng cọc:

+ Theo đúng nguyên tắc tính toán và thiết kế móng cọc, phải chọn tất cả các cặp tổ hợp nội lực để tính toán và kiểm tra. Tuy nhiên để đơn giản trong tính toán, theo kinh nghiệm, ta thường dùng các cặp tổ hợp nội lực sau đây để thiết kế móng cọc:

$$\text{- Cặp tổ hợp 1: Lực dọc lớn nhất: (1) } \left\{ \begin{array}{l} N_{\max}^{\text{tt}} \\ M_x^{\text{tt}} \\ M_y^{\text{tt}} \\ H_x^{\text{tt}} \\ H_y^{\text{tt}} \end{array} \right.$$

- Cặp tổ hợp 2: Moment lớn nhất:

$$(2a) \left\{ \begin{array}{l} M_{x \max}^{\text{tt}} \\ M_y^{\text{tt}} \\ H_y^{\text{tt}} \\ H_x^{\text{tt}} \\ N^{\text{tt}} \end{array} \right. \quad \text{hoặc} \quad (2b) \left\{ \begin{array}{l} M_{y \max}^{\text{tt}} \\ M_x^{\text{tt}} \\ H_x^{\text{tt}} \\ H_y^{\text{tt}} \\ N^{\text{tt}} \end{array} \right.$$

- Cặp tổ hợp 3: Lực ngang lớn nhất:

$$(3a) \left\{ \begin{array}{l} H_{x \max}^{\text{tt}} \\ H_y^{\text{tt}} \\ M_x^{\text{tt}} \\ M_y^{\text{tt}} \\ N^{\text{tt}} \end{array} \right. \quad \text{hoặc} \quad (3b) \left\{ \begin{array}{l} H_{y \max}^{\text{tt}} \\ H_x^{\text{tt}} \\ M_x^{\text{tt}} \\ M_y^{\text{tt}} \\ N^{\text{tt}} \end{array} \right.$$

Trong tính toán móng cọc, ta thường chọn cặp tổ hợp 1 (lực dọc lớn nhất), để tính toán và thiết kế móng cọc, sau đó lấy các cặp nội lực còn lại để kiểm tra.

+ Khi kiểm tra cọc chuyển vị ngang hoặc kiểm tra xoay của móng thì dùng cặp nội lực 2 và 3 để tính toán và dùng tổ hợp 1 để kiểm tra.

c) Cường độ của vật liệu làm cọc

Những vấn đề chung:

Cọc BTCT chế tạo sẵn phải được thiết kế để có thể chịu được giá trị nội lực sinh ra trong quá trình cầu, vận chuyển, lắp dựng, thi công hạ cọc và chịu tải với hệ số an toàn và hợp lý.

- Ứng suất cho phép lớn nhất trong cọc khi làm việc không được vượt quá $0.33 R_b$.
- Ứng suất cho phép lớn nhất do đóng cọc (có thể sinh ra hai loại sóng ứng suất nén và kéo), không được vượt quá giới hạn: $0.85 R_b$ (cho trường hợp sóng nén); $0.70 f_y$ (cho trường hợp sóng kéo); (R_b : cường độ chịu nén của bê tông; f_y : giới hạn dẻo của thép).

Yêu cầu về bê tông:

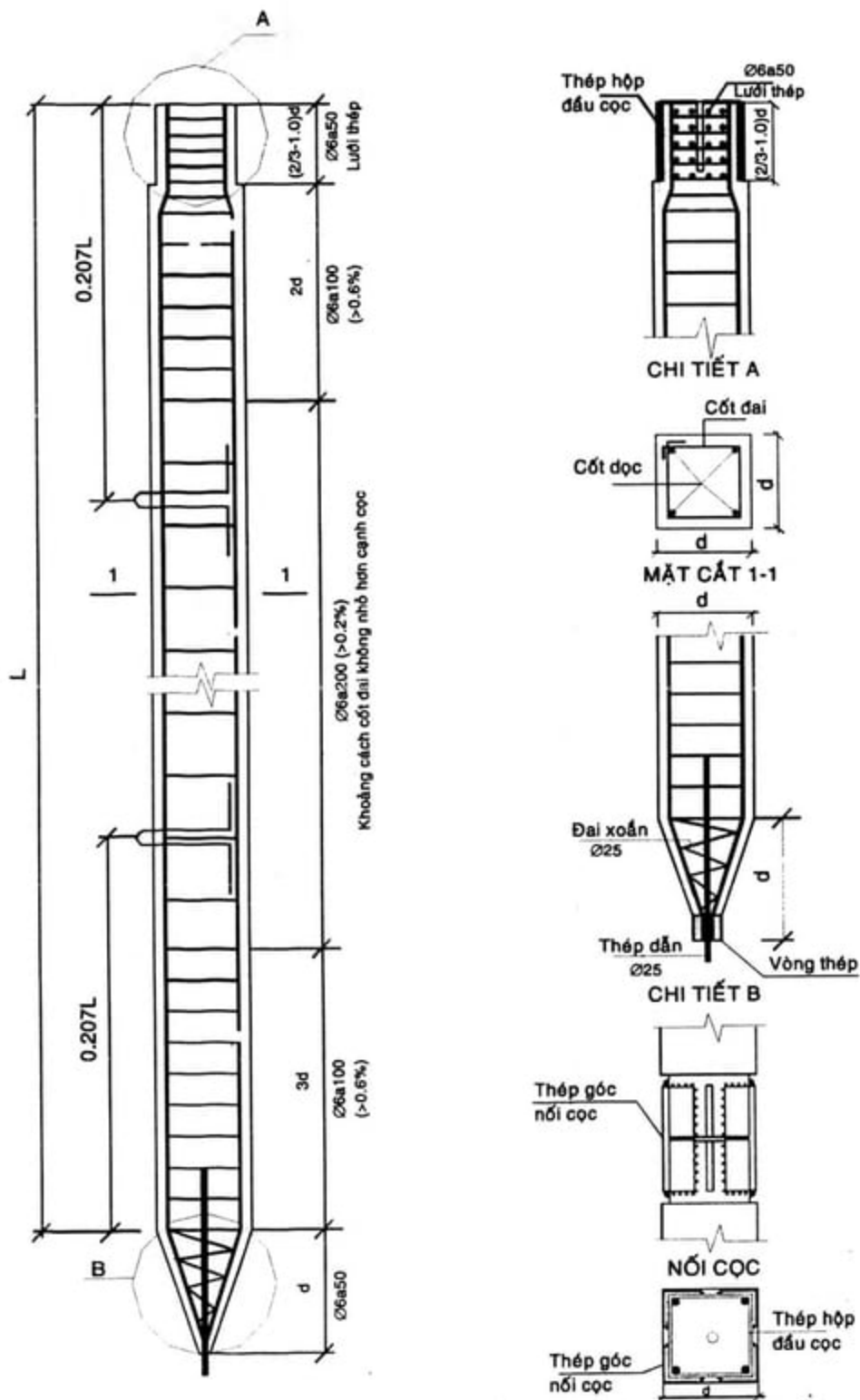
Dựa trên điều kiện làm việc của cọc, cấp độ bền tối thiểu cho bê tông cọc có thể lấy như sau:

Bảng 2.1 Cấp độ bền tối thiểu của bê tông làm cọc

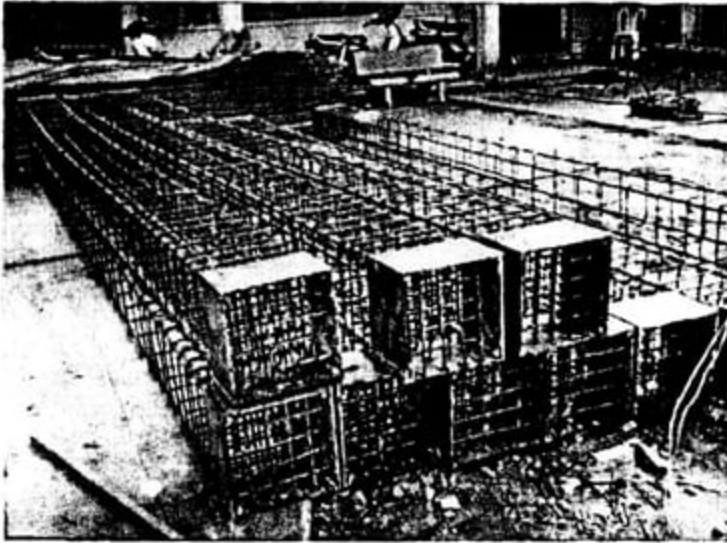
Điều kiện đóng cọc	Mác bê tông	Cấp độ bền của bê tông tương ứng Mác bê tông (MPa)
Cọc phải đóng đến độ chồi rất nhỏ	400	B30
Điều kiện bình thường và dễ đóng, ép	250	B20

Yêu cầu về cốt thép:

- Cốt thép dọc:



Hình 2.2 Chi tiết cọc



Hình 2.3 Cốt thép trong cọc

- + Cốt thép cọc phải thỏa mãn các điều kiện quy định về chất lượng cốt thép để có thể chịu được các nội lực phát sinh trong quá trình bốc dỡ, vận chuyển, cầu lắp và áp lực kéo các mô-men uốn của công trình bên tác dụng vào cọc, cũng cần xét đến trị ứng suất kéo có thể phát sinh do hiện tượng nâng nền khi đóng các cọc tiếp theo.
- + Cốt thép chủ yếu cần được kéo dài liên tục theo suốt chiều dài cọc. Trong trường hợp bắt buộc phải nối cốt thép chủ, mỗi nối cần được tuân theo quy định về nối thép và bố trí mỗi nối của các thanh.
- + Trong trường hợp cần tăng khả năng chịu mô-men, thép được tăng cường ở phần đầu cọc, nhưng cần bố trí sao cho sự gián đoạn đột ngột của cốt thép không gây ra hiện tượng nứt khi cọc chịu tác động xung trong quá trình đóng cọc.
- + Trong các trường hợp bình thường thì cốt thép dọc được xác định theo tính toán, hàm lượng thép không nhỏ hơn 0,8% đường kính không nên nhỏ hơn 14mm.
- + Đối với những trường hợp sau, nhất là các cọc cho nhà cao tầng, hàm lượng của cốt thép dọc có thể nâng lên 1 - 1.2% khi:
 - Mũi cọc xuyên qua lớp đất cứng;
 - Độ mảnh của cọc $L/d > 60$;
 - Số cọc trong đài ít hơn 3 cọc.



Hình 2.4 Các chi tiết thép trong cọc trước khi đổ bê tông

- Cốt đai:

- + Cốt đai có vai trò đặc biệt quan trọng để chịu ứng suất nảy sinh trong quá trình đóng cọc. Cốt đai có dạng móc, đai kín hoặc xoắn. Trừ trường hợp có sử dụng mối nối đặc biệt hoặc mặt bích bao quanh đầu cọc mà có thể phân bố được ứng suất gây ra trong quá trình đóng cọc, trong khoảng cách bằng 3 lần cạnh nhỏ của cọc tại hai đầu cọc, hàm lượng cốt đai không ít hơn 0,6% của thể tích vùng nêu trên.
- + Trong phần thân cọc, cốt đai có tổng tiết diện không nhỏ hơn 0,2% và được bố trí với khoảng cách không lớn hơn 200mm. Sự thay đổi các vùng có khoảng cách các đai cốt khác nhau không nên quá đột ngột.
- + Thép gia cường đầu cọc: thông thường để đầu cọc không bị bể khi đóng hoặc ép cọc thì nên dùng lưới thép $\phi 6 \times 50$ để gia cường đầu cọc (thường bố trí 4 lớp).

d) Các yêu cầu khác

- Mũi cọc: Khi đóng (ép) cọc vào đất nền, mũi cọc thường dễ vỡ, nên cấu tạo mũi cọc thường nhọn, có thanh thép gia cường được hàn với các thép chủ ở mũi cọc.



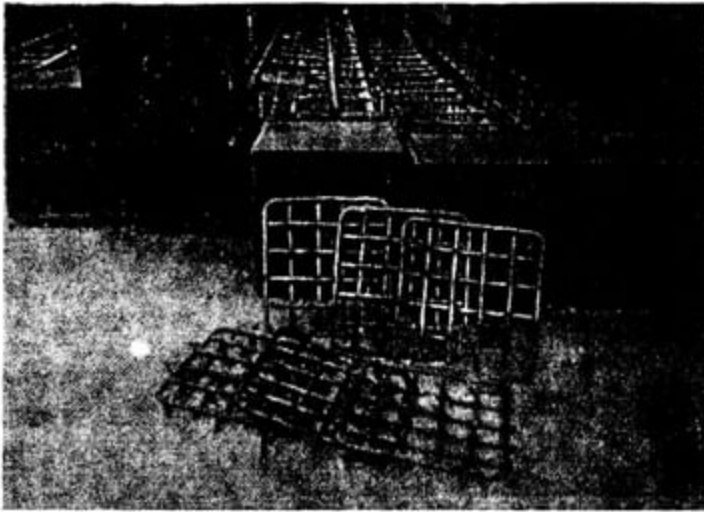
Hình 2.5 Cấu tạo thép mũi cọc

- Nối cọc: Cọc thường được nối lại từ nhiều đoạn cọc bằng mối nối cọc, mỗi nối cọc phải bảo đảm cho các đoạn cọc đồng trục, không bị ăn mòn.

Lưu ý: Một cây cọc không nên có quá 2 mối nối (trừ trường hợp cọc thi công bằng phương pháp ép); khi cọc có trên 2 mối nối phải tăng hệ số an toàn đối với sức chịu tải. Nói chung mỗi nối cọc nên thực hiện bằng phương pháp hàn. Cần có biện pháp bảo vệ mối nối trong các lớp đất có tác nhân ăn mòn.



Hình 2.6 Hộp thép đầu cọc



Hình 2.7 Thép gia cường đầu cọc



Hình 2.8 Thi công hộp thép nổi cọc

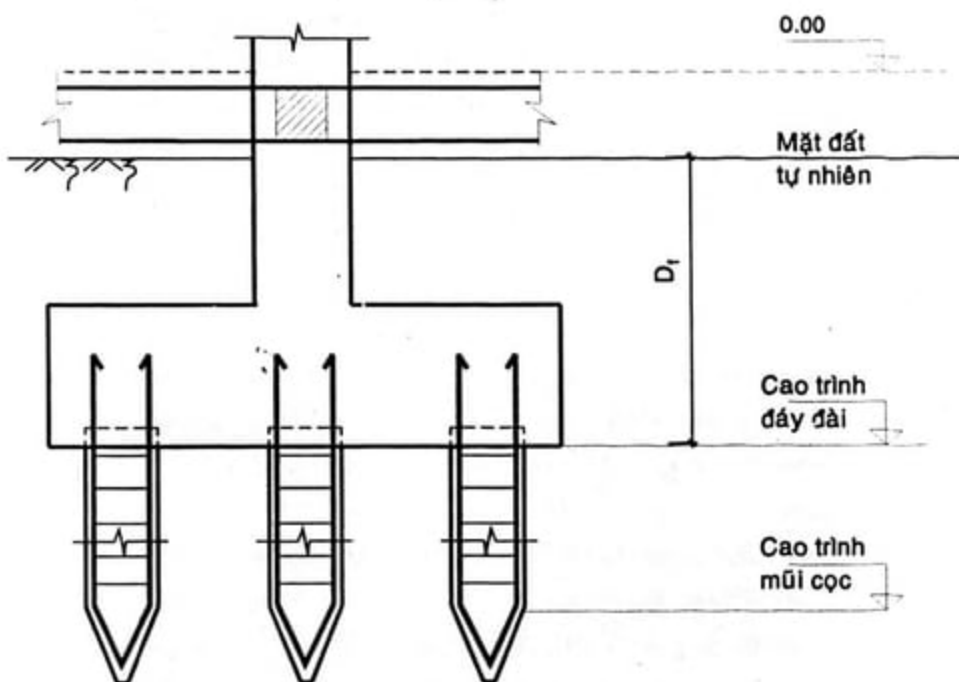
- Cắt đầu cọc: Trong trường hợp cọc đóng chưa đến độ sâu thiết kế nhưng đã đủ sức chịu tải, đầu cọc được cắt đến cao độ sao cho phần bê tông cọc nằm trong dải đảm bảo từ 5 - 10cm. Phần cốt thép nằm trong dải được thỏa mãn theo yêu cầu của thiết kế ($L_{neo} \geq 30\phi$, ϕ là đường kính cốt thép dọc trong cọc). Khi cắt đầu cọc, phải đảm bảo cho bê tông cọc không bị nứt, nếu có, cần đục bỏ phần nứt và vá lại bằng bê tông mới.

- Kéo dài cọc: Trong trường hợp phải kéo dài cọc mà đầu cọc không được thiết kế mới đặc biệt, thì phải đập bỏ một phần bê tông đầu cọc không ít hơn 200mm và phải tránh làm hỏng bộ tông cọc. Thép cũ được hàn theo đúng quy phạm về hàn cốt thép. Khi không có máy hàn thì có thể sử

dụng cách nối bằng phương pháp buộc, chiều dài đoạn buộc không nhỏ hơn 40 lần đường kính cốt thép.

Đối với các công trình cầu, cảng, thủy lợi..., để thuận lợi trong thi công, đáy đài thường nằm trên mực nước cao nhất.

e) Chọn chiều sâu đặt đài D_f



Hình 2.9 Chiều sâu đặt đài D_f

Chiều sâu đáy đài phụ thuộc rất nhiều vào yếu tố như tính địa chất tại khu vực xây dựng, tính chất của công trình, vị trí xây dựng công trình...

Chiều sâu đặt đài D_f phải thỏa mãn các điều kiện sau:

- Nếu công trình không có tầng hầm, xung quanh không có công trình lân cận, địa chất tương đối thuận lợi thì để đơn giản trong thi công như ép cọc, đào thi công đài móng... chiều sâu đặt đáy đài D_f : 1.5m÷3.0m
- Nếu công trình có tầng hầm thì cao độ mặt trên của đài trùng với cao độ mặt trên của sàn tầng hầm để thuận tiện trong thi công và có lợi cho việc chịu lực của sàn tầng hầm.
- Nếu công trình xây chen (xung quanh giáp ranh với các công trình lân cận) thì chiều sâu đặt đài không nên quá sâu vì khi thi công dễ ảnh hưởng đến các công trình lân cận.

Cũng cần lưu ý rằng, trong móng cọc chúng ta không cần thiết phải chọn chiều sâu đặt đài sao cho thỏa mãn lực ngang tác dụng lên móng phải nhỏ hơn áp lực tác dụng của đất nền vì trong móng cọc phải xét đến cọc chịu tải trọng ngang để xác định nội lực và cốt thép trong cọc (sẽ được kiểm tra ở phần cọc chịu tải trọng ngang).

2.2 SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC ĐƠN

2.2.1 Sức chịu tải của cọc theo độ bền của vật liệu

Tính toán cọc theo độ bền của vật liệu theo yêu cầu của các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hoặc thép.

$$Q_{a(v)} = \varphi(A_s R_s + A_b R_b) \quad (\text{kN}) \quad (2.2)$$

A_s - diện tích tiết diện ngang của cốt thép dọc trong cọc (m^2)

A_b - diện tích của của tiết diện ngang của bê tông trong cọc (đã trừ diện tích cốt thép) (m^2)

R_b - cường độ chịu nén của bê tông (phụ thuộc vào cấp độ bền của bê tông) (kN/m^2)

R_s - cường độ chịu nén của cốt thép (kN/m^2)

φ - hệ số uốn dọc của cọc

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda$$

$$\varphi = 1,028 - 0,0003456\lambda_d^2 - 0,00554\lambda_d$$

λ - độ mảnh của cọc, $\lambda = l_0/r$ (cọc tròn hoặc cọc vuông), $\lambda = l_0/b$ (cọc chữ nhật).

Hoặc φ tra theo bảng sau:

Bảng 2.2 Hệ số uốn dọc φ

$\lambda = l_0/r$	< 14	21	28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104
$\lambda_d = l_0/b$	< 4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
φ	1.0	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87	0.84	0.81	0.78	0.74	0.70	0.65	0.60	0.55

r - bán kính của cọc tròn hoặc cạnh cọc vuông

b - bề rộng của tiết diện chữ nhật

l_0 - chiều dài tính toán của cọc được xác định như sau:

- **Trường hợp 1:** Khi thi công ép (đóng) cọc:

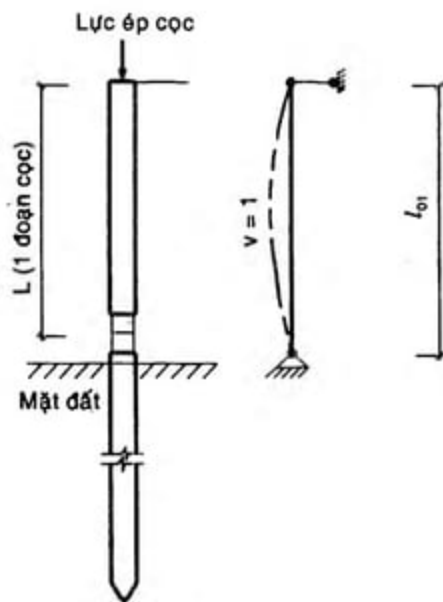
Trong trường hợp này:

$$l_{01} = v_1 l_1$$

trong đó: $v_1 = 1.0$ (thiên về an toàn xem tại vị trí nối cọc là liên kết khớp, tại vị trí lực tác dụng khi ép cọc như tựa đơn)

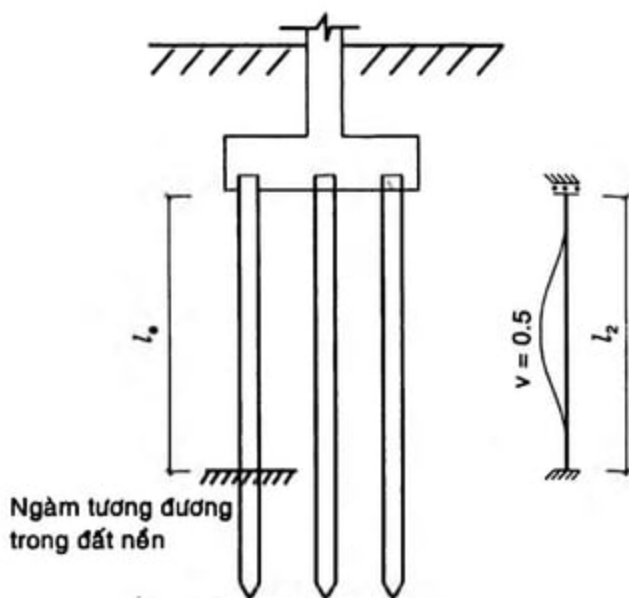
l_1 - chiều dài đoạn cọc lớn nhất khi chưa ép vào đất.

(Cũng cần lưu ý rằng, trong trường hợp đoạn lớp đất yếu nằm trên cùng thì chiều dài l_1 tính từ đáy lớp đất yếu đến đỉnh cọc phía trên).



Hình 2.10 Trường hợp thi công ép (đóng) cọc

- **Trường hợp 2:** Khi cọc chịu tải trọng công trình



Hình 2.11 Trường hợp cọc làm việc chịu tải trọng công trình

Trong trường hợp này: $l_{02} = v_2 \cdot l_2$

trong đó: $v_2 = 0.5$ (thanh hai đầu ngàm)

$$l_2 = l_c$$

l_c - chiều dài tính đôi (trong trường hợp này xem cọc như ngàm tại vị trí cách mép dưới đài cọc một khoảng l_c cọc khi làm việc (trong phần cọc chịu tải trọng ngang).

Thêm về an toàn chọn giá trị $l_0 = \max(l_{01}, l_{02})$.

2.2.2 Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu đất nền

1- Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm trong phòng

a) Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

- Sức chịu tải cho phép của cọc đơn, theo đất nền, được tính:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} \quad (2.4)$$

Q_a - sức chịu tải cho phép tính toán (kN);

Q_{tc} - sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc đơn (kN);

k_{tc} - hệ số an toàn, được lấy như sau:

- Đối với móng cọc đài cao hoặc đài thấp có đáy đài nằm trên đất có tính nén lún lớn và đối với cọc ma sát chịu tải trọng nén, cũng như đối với bất kỳ loại đài nào mà cọc treo, cọc chống chịu tải trọng nhỏ, tùy thuộc số lượng cọc trong móng, trị số k_{tc} lấy như sau:

Bảng 2.3 Bảng xác định hệ số k_{tc}

Số cọc trong móng	k_{tc}
Móng có trên 21 cọc	1,4
Móng có từ 11 đến 20 cọc	1,55
Móng có từ 6 đến 10 cọc	1,65
Móng có từ 1 đến 5 cọc	1,75

Lưu ý: 1) Nếu việc tính toán móng cọc có kể đến tải trọng gió và tải trọng cầu trục thì được phép tăng tải trọng tính toán trên các cọc biên lên 20% (trừ móng trụ đường dây tải điện).

2) Đối với móng chỉ có 1 cọc đóng, mang tải trên 600 kN thì $k_{tc}=1,6$.

Xác định sức chịu tải tiêu chuẩn theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc ma sát thi công bằng phương pháp đóng có cạnh cọc đến 0,8m, chịu tải trọng nén, được xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = m(m_R \cdot q_p \cdot A_p + u \sum m_i f_{si} l_i) \quad (2.5)$$

q_p và f_s - cường độ đất nền dưới mũi cọc và lực ma sát đơn vị của đất ở mặt bên của cọc, lấy theo bảng 2.4 và 2.5;

m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1.0;

m_R , m_f - hệ số điều kiện làm việc của đất lần lượt ở mũi cọc và ở mặt bên cọc có kể đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc đến sức chống tĩnh toán của đất, xác định theo bảng 2.6.

Việc lấy tổng cường độ chịu tải của đất phải được tiến hành trên tất cả các lớp đất mà cọc xuyên qua. Trong trường hợp khi san nền cần gạt bỏ hoặc có thể bị xói trôi đất đi, phải tiến hành lấy tổng sức chống tĩnh toán của tất cả các lớp đất nằm lần lượt bên dưới mức san nền (gọt bỏ hoặc dưới cốt xói lở cọc bộ khi bị lũ).

Bảng 2.4 Cường độ đất nền dưới mũi cọc, q_p , T/m²

Độ sâu của mũi cọc, m	Cường độ đất nền dưới mũi cọc, q_p , T/m ²						
	Của đất cát chặt vừa						
	Sỏi	Thô	-	Thô vừa	Mịn	Bụi	-
	Của đất sét với chỉ số sệt I_L bằng						
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
	750	660	300	310	200	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	650	380	210	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

Bảng 2.5 Lực ma sát đơn vị f_s

Độ sâu, m	Lực ma sát đơn vị, f , T/m ²								
	Của đất cát, chặt vừa								
	Thổ và thổ vừa	mịn	Bụi	-	-	-	-	-	-
	Của đất sét khi chỉ số sệt I_L bằng								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1.0	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,4	0,4	0,3	0,2
2.0	4,2	3,0	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5	0,4	0,4
3.0	4,8	3,5	2,5	2,0	1,1	0,8	0,7	0,6	0,5
4.0	5,3	3,8	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8	0,7	0,5
5.0	5,6	4,0	2,9	2,4	1,7	1,0	0,8	0,7	0,6
6.0	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1,0	0,8	0,7	0,6
8.0	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1,0	0,8	0,7	0,6
10.0	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1,0	0,8	0,7	0,6
15.0	7,2	5,1	3,8	2,8	2,0	1,1	0,8	0,7	0,6
20.0	7,9	5,6	4,1	3,0	2,0	1,2	0,8	0,7	0,6
25.0	8,6	6,1	4,4	3,2	2,0	1,2	0,8	0,7	0,6
30.0	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9	0,8	0,7
35.0	10,0	7,0	5,0	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

Chú thích của bảng 2.4 và 2.5:

- Trong những trường hợp khi mà ở bảng 2.4 các giá trị số của q_p trình bày ở dạng phân số, thì tử số là của cát còn ở mẫu số là của sét.

- Trong bảng 2.4 và 2.5, độ sâu của mũi cọc là độ sâu trung bình của lớp đất khi san nền bằng phương pháp gọt bỏ hoặc đắp dày đến 3m, nên lấy từ cao trình địa hình tự nhiên, còn khi gọt bỏ và đắp thêm dày từ 3÷10m thì lấy từ cốt quy ước nằm cao hơn phần bị gọt 3m hoặc thấp hơn mức đắp 3m.

Độ sâu hạ cọc trong các lớp đất ở vùng có dòng chảy của nước nên lấy có lưu ý đến khả năng chúng bị xói trôi ở mức lũ tính toán. Khi thiết kế cọc cho các đường vượt qua hào rãnh thì chiều sâu của mũi cọc nêu ở bảng 2.4 nên lấy từ cao trình địa hình tự nhiên ở vị trí móng công trình.

- Đối với các giá trị trung gian của độ sâu và chỉ số sệt I_L thì xác định q_p và f_s từ bảng 2.4 và 2.5 bằng phương pháp nội suy.

- Cho phép sử dụng các giá trị q_p theo bảng 2.4 với điều kiện độ chôn sâu của cọc trong đất không bị xói trôi hoặc gọt bỏ không nhỏ hơn:

+ Đối với công trình thủy lợi: 4m

+ Đối với nhà và các công trình khác: 3m.

- Khi xác định f_s theo bảng 2.5, đất nền được chia thành các lớp nhỏ đồng nhất có chiều dày không quá 2m;

- Tính toán f_s của đất cát chặt nền tăng thêm 30% so với giá trị trình bày trong bảng 2.5.

Bảng 2.6 Bảng xác định hệ số m_R và m_f

Phương pháp hạ cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất được kể đến một cách độc lập với nhau khi tính toán sức chịu tải của cọc	
	Dưới mũi cọc m_R	Ở mặt bên cọc m_f
1. Hạ cọc đặc và cọc rỗng có bịt mũi cọc, bằng búa hơi (treo), búa máy và búa diesel.	1	1
2. Hạ cọc bằng cách đóng vào lỗ khoan mỗi với độ sâu mũi cọc không nhỏ hơn 1m dưới đáy hố khoan, khi đường kính lỗ khoan mỗi: a) Bằng cạnh cọc vuông b) Nhỏ hơn cạnh cọc vuông 5cm c) Nhỏ hơn cạnh cọc vuông hoặc đường kính cọc tròn (đối với trụ đường dây tải điện) 15cm	1 1 1	0,5 0,6 1
3. Hạ cọc có xói nước trong đất cát với điều kiện đóng tiếp cọc ở mét cuối cùng không xói nước	1	0,9
4. Rung và ép cọc vào: a) Đất cát, chặt vừa: - Cát thô và thô vừa - Cát mịn - Cát bụi b) Đất sét có độ sệt $I_L = 0,5$: - Á cát - Á sét - Sét c) Đất sét có độ sệt $I_L \leq 0$	1,2 1,1 1 0,9 0,8 0,7 1	1 1 1 0,9 0,9 0,9 1
5. Cọc rỗng hở mũi hạ bằng búa có kết cấu hất ki a) Khi đường kính lỗ rỗng của cọc ≤ 40 cm b) Khi đường kính lỗ rỗng của cọc > 40 cm	1 0,7	1 1
6. Cọc tròn rỗng, bịt mũi, hạ bằng phương pháp bất kì, tới độ sâu ≥ 10 m, sau đó có mở rộng mũi cọc bằng cách nổ mìn trong đất cát chặt vừa và trong đất sét có độ sệt $I_L \leq 0,5$, khi đường kính mở rộng bằng: a) 1m, không phụ thuộc vào loại đất nói trên b) 1,5m trong đất cát và á cát c) 1,5m trong á sét và sét	0,9 0,8 0,7	1 1 1

Chú thích: Hệ số m_R và m_f ở điểm 4 bảng 2.6 đối với đất sét có độ sệt $0,5 > I_L > 0$ được xác định bằng cách nội suy.

2- Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền

a) Sức chịu tải cực hạn của cọc

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (\text{kN}) \quad (2.6)$$

b) Sức chịu tải cho phép của cọc tính theo công thức

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} \quad (\text{kN}) \quad (2.7)$$

Q_s - sức chịu tải cực hạn do ma sát (kN)

Q_p - sức chịu tải cực hạn do kháng mũi (kN)

FS_s - hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên, lấy bằng 1,5 - 2,0;

FS_p - hệ số an toàn cho sức kháng mũi lấy bằng 2,0 - 3,0.

Việc chọn hệ số an toàn cho thành phần ma sát nhỏ hơn hệ số an toàn cho thành phần kháng mũi vì: Hai đại lượng trên không đạt cực hạn cùng lúc, thường ma sát bên đạt cực hạn trước sức kháng mũi.

- Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s :

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i \quad (2.8)$$

u - chu vi của tiết diện cọc (m)

f_{si} - lực ma sát đơn vị ở giữa lớp đất thứ i tác dụng lên cọc (kN/m^2)

l_i - chiều dài của lớp đất thứ i mà cọc đi qua (m).

- Lực ma sát đơn vị được tính như sau:

$$f_{si} = \sigma_h^I \tan \varphi_{ai}^I + c_{ai}^I \quad (2.9)$$

c_{ai}^I - lực dính giữa thân cọc và đất, kN/m^2 ; với cọc đóng bê tông cốt thép, $c_{ai}^I = c_i^I$, trong đó c_i^I là lực dính của lớp đất thứ i (lấy theo trạng thái giới hạn I);

φ_{ai}^I - góc ma sát giữa cọc và đất nền; với cọc bê tông cốt thép hạ bằng phương pháp đóng lấy $\varphi_a^I = \varphi^I$, trong đó φ_i^I là góc ma sát trong của lớp đất thứ i (lấy theo trạng thái giới hạn I);

σ_{hi}' - ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ i theo phương vuông góc với mặt bên cọc, kN/m^2 ;

$$\sigma_{hi}' = \sigma_{vi}' \cdot k_{si} \quad (2.10)$$

trong đó: σ_{vi}' - ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ i theo phương thẳng đứng
 k_{si} - hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i , $k_{si} = 1 - \sin\varphi_i^1$

- Sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p (kN):

$$Q_p = A_p q_p \quad (2.11)$$

A_p - diện tích tiết diện ngang của mũi cọc (m^2)

q_p - cường độ đất nền dưới mũi cọc (kN/m^2).

- Theo Terzaghi:

$$q_p = 1,3cN_c + N_q \cdot \sigma_v' + \alpha \cdot \gamma \cdot d \cdot N_\gamma \quad (2.12)$$

N_c , N_q , N_γ là các hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc φ^1 (theo trạng thái giới hạn I), được tính theo công thức hoặc bảng tra sau:

$$N_c = \cot\varphi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2)\text{tg}\varphi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - 1 \right] \quad (2.13)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2)\text{tg}\varphi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (2.14)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2\varphi} - 1 \right) \text{tg}\varphi \quad (2.15)$$

Bảng 2.7 Các hệ số sức chịu tải N_c , N_q , N_γ theo φ 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					

c^I - lực dính của đất dưới mũi cọc

σ_v - ứng suất cố hiệu theo phương thẳng đứng do đất nền gây ra tại cao trình mũi cọc

α - hệ số phụ thuộc vào cọc hình dạng cọc, $\alpha = 0.4$ (nếu cọc vuông) và $\alpha = 0.3$ (nếu cọc tròn)

d - cạnh cọc vuông hoặc đường kính của cọc tròn.

- Theo Vesic (1973):

$$q_p = cN_c + N_q \cdot \sigma_v + \gamma \cdot d \cdot N_\gamma \quad (2.16)$$

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} e^{\pi \text{tg} \varphi} \right) \quad (2.17)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi ; N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \varphi \quad (2.18)$$

Bảng 2.8 Giá trị các hệ số sức chịu tải theo φ 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

3- Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên hiện trường

a) Theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT)

Sức chịu tải cực hạn của một cọc:

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (2.19)$$

Sức kháng mũi cực hạn ở mũi xác định theo công thức:

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (2.20)$$

Giá trị của q_p được xác định theo công thức:

$$q_p = K_c \cdot \bar{q}_c \quad (2.21)$$

K_c - hệ số mang tải, lấy theo bảng 2.9

\bar{q}_c - sức chống xuyên trung bình, lấy trong khoảng $3d$ phía trên và $3d$ dưới mũi cọc.

Sức chịu tải cực hạn do ma sát, được xác định theo công thức:

$$Q_s = u \sum l_i f_{si} \quad (2.22)$$

l_i - chiều dài của cọc trong lớp đất thứ i

u - chi vi tiết diện cọc (m)

f_{si} - lực ma sát đơn vị của lớp đất thứ i và được xác định theo cường độ đất nền ở mũi cọc q_c ở cùng độ sâu, theo công thức:

$$f_{si} = \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \quad (2.23)$$

α_i là hệ số lấy theo bảng 2.9.

Sức chịu tải cho phép của một cọc Q_a :

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (2.24)$$

FS - hệ số an toàn lấy bằng 2-3.

Bảng 2.9 Bảng xác định hệ số K_c và α theo loại đất

Loại đất	Sức chống mũi q_c (kPa)	Hệ số K_c	Hệ số α	Giá trị cực đại q_p (kPa)
Đất loại sét chảy, bùn	<2.000	0,50	30	15
Đất loại sét cứng vừa	2.000+5.000	0,45	40	35
Đất loại sét, cứng đến rất cứng	>5.000	0,55	60	35
Cát chảy	0+2.500	0,50	(60) 80	35
Cát chặt vừa	2.500+10.000	0,50	100	(120) 80
Cát chặt đến rất chặt	>10.000	0,40	150	(150) 120
Đá phần (mềm)	>5.000	0,30	100	35
Đá phần, phong hóa, mảnh vụn	>5.000	0,40	60	(150) 120

Chú thích:

- Cần hết sức thận trọng khi lấy giá trị ma sát bên của cọc trong sét mềm và bùn vì khi tác dụng một tải trọng rất nhỏ lên nó, hoặc ngay cả với tải trọng bản thân, cũng làm cho đất này lún và gây ra ma sát âm.
- Các giá trị trong ngoặc có thể sử dụng khi đóng cọc làm chặt đất.
- Với giá trị trên tương ứng với mũi côn đơn giản (đường kính mũi côn 35.7mm, góc nhọn mũi côn bằng 60°).

b) Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn

Theo TCXDVN 205-1998:

- Sức chịu tải cực hạn của cọc tính theo công thức của Meyerhof (1956) (dùng cho đất rời):

$$Q_u = K_1 N A_p + K_2 N_{tb} A_s \quad (2.25)$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (2.26)$$

N - chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc

A_p - diện tích tiết diện mũi cọc, m^2

N_{tb} - chỉ số SPT trung bình dọc thân cọc trong phạm vi lớp đất rời

A_s - diện tích mặt bên cọc trong phạm vi lớp đất rời, m^2

K_1 - hệ số, lấy bằng 400 cho cọc đóng

FS - hệ số an toàn áp dụng khi tính toán sức chịu tải của cọc theo xuyên tiêu chuẩn lấy bằng 2,5÷3,0.

- Sức chịu tải cho phép của cọc tính theo công thức của Nhật Bản:

$$Q_a = \frac{1}{3} [\alpha \cdot N_a \cdot A_p + (0.2 N_s \cdot L_s + N_c \cdot L_c) u] \quad (2.27)$$

N_a - chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc

N_s - chỉ số SPT của lớp đất rời bên thân cọc

N_c - chỉ số SPT của lớp đất dính bên thân cọc

L_s - chiều dài đoạn cọc nằm trong đất rời, m

L_c - chiều dài đoạn cọc nằm trong đất dính, m

u - chu vi của tiết diện cọc

α - hệ số, phụ thuộc vào phương pháp thi công cọc.

Cọc bê tông cốt thép thi công bằng phương pháp đóng: $\alpha = 30$

4- Xác định sức chịu tải của cọc theo công thức thử độnga) *Xác định sức chịu tải của cọc theo công thức của Gersevanov*

Sức chịu tải cho phép của cọc:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} \quad (2.28)$$

 Q_{tc} - sức chịu tải tiêu chuẩn tính theo công thức động của Gersevanov, kN K_{tc} - hệ số an toàn, xác định như sau:

- + Móng có trên 21 cọc: $k_{tc} = 1,4$
- + Móng có từ 11 đến 20 cọc: $k_{tc} = 1,55$
- + Móng có từ 6 đến 10 cọc: $k_{tc} = 1,65$
- + Móng có từ 1 đến 5 cọc: $k_{tc} = 1,75$

- Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc Q_{tc} (kN), xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = \frac{Q_u}{k_d} \quad (2.29)$$

 Q_u - sức chịu tải cực hạn của cọc, (kN), xác định theo (2.30) hoặc (2.31) K_d - hệ số an toàn theo đất:

Trong trường hợp số cọc được thử ở những điều kiện đất như nhau, mà nhỏ hơn 6 cọc, lấy $Q_u = Q_{u \min}$ và $k_d = 1,0$.

- Trong trường hợp số cọc được thử ở những điều kiện đất giống nhau, bằng hoặc lớn hơn 6 cọc thì sức chống giới hạn Q_u xác định trên cơ sở kết quả xử lý thống kê các giá trị riêng của sức chịu tải của cọc theo số liệu thử.

Khi thử động cọc đóng, nếu độ chồi thực (đo được) $e_f \geq 0,002m$; Q_u xác định theo công thức:

$$Q_u = \frac{nFM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4\Theta_p}{nFe_f} \cdot \frac{W_n + \varepsilon^2(W_c + W_l)}{W_n + W_c + W_l}} - 1 \right] \quad (2.30)$$

Nếu độ chồi thực (đo được) $e_f < 0,002m$ thì trong dự án đóng cọc nên xét việc dùng búa có năng lượng va đập lớn để hạ cọc, ở năng lượng này độ chồi $e_f \geq 0,002m$, còn trong trường hợp không thể đòi được thiết bị đóng cọc và khi đo được độ chồi đàn hồi, thì sức chịu tải cực hạn nên xác định theo công thức:

$$Q_u = \frac{1}{20} \frac{2e_f + c}{e_f + c} \left[\sqrt{\frac{1 + 8\Theta_p(e_f + c)}{(2e_f + c)^2} \cdot \frac{W}{W + W_c}} \cdot \theta - 1 \right] \quad (2.31)$$

- n - hệ số lấy bằng 1500kN/m^2 đối với cọc bê tông cốt thép có mũ cọc;
 F - diện tích được giới hạn bằng chu vi ngoài của tiết diện ngang cọc;
 M - hệ số lấy bằng 1,0 khi đóng cọc bằng búa tác dụng va đập, còn khi hạ cọc bằng dung thì lấy theo bảng 2.10 phụ thuộc vào loại đất dưới mũi cọc;
 Θ_p - năng lượng tính toán của một va đập của búa, (kN.m) lấy theo bảng 2.11 hoặc năng lượng tính toán của máy hạ bằng rung - lấy theo bảng 2.12;
 e_r - độ chồi thực, bằng độ lún của cọc do va đập của một nhát búa, còn khi dùng máy rung là độ lún của cọc do công của máy trong thời gian một phút, m;
 c - độ chồi đàn hồi của cọc (chuyển vị đàn hồi của đất và cọc), xác định bằng máy đo độ chồi, m;
 W - trọng lượng của phần va đập của búa, kN;
 W_1 - trọng lượng của cọc dẫn (khi hạ bằng rung $W_1 = 0$), kN;
 W_n - trọng lượng của búa hoặc của máy rung, kN;
 ε - hệ số phục hồi va đập, khi đóng cọc và cọc ống bê tông cốt thép bằng búa tác động đập có dùng mũ đệm gỗ, lấy $\varepsilon^2 = 0,2$ khi hạ bằng rung, lấy $\varepsilon^2 = 0$ - hệ số, l/t, xác định theo công thức:

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{n_0}{F} + \frac{n_h}{\Omega} \right) \frac{W}{W + W_c} \sqrt{2g(H-h)} \quad (2.32)$$

- n_0, n_h - hệ số chuyển từ sức chống động sang sức chống tĩnh của đất, lấy lần lượt bằng: đối với đất dưới mũi cọc $n_0 = 0,00025\text{s.m/kN}$ và đối với đất ở mặt hông cọc $n_h = 0,025\text{ s.m/kN}$;
 Ω - diện tích mặt bên cọc tiếp xúc với đất, m^2 ;
 g - gia tốc trọng trường, lấy bằng $9,81\text{m/s}^2$;
 h - chiều cao nảy đầu tiên của phần va đập của búa đối với búa diesel lấy bằng $h = 0,5\text{m}$; đối với các loại búa khác, $h = 0$;
 H - chiều cao rơi thực tế của phần động của búa, m.

Chú thích:

- 1- Các giá trị của W_n , W , W_c và W_1 dùng trong công thức tính toán nói trên không có hệ số vượt tải.
- 2- Trong trường hợp có chênh lệch hơn 1,4 lần về sức chịu tải của cọc xác định theo các công thức (2.30 và 2.31) với sức chịu tải xác định bằng tính toán dựa vào tính chất cơ lý của đất cần kiểm tra thêm bằng phương pháp nén tĩnh.

Bảng 2.10 Hệ số M

Loại đất dưới mũi cọc	Hệ số M
1. Sỏi sạn có chất lấp nhét cát	1,3
2. Cát thô vừa, chặt trung bình và á cát cứng	1,2
3. Cát mịn chặt trung bình	1,1
4. Cát bụi chặt trung bình	1,0
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 dẻo	0,7

Chú thích: Trong cát chặt, giá trị của hệ số M nối ở điểm 2,3 và 4 nên tăng thêm 60% còn khi có tài liệu xuyên tĩnh - tăng 100%.

Bảng 2.11 Năng lượng tính toán Θ_p của búa

Kiểu búa	Năng lượng tính toán của va đập búa Θ_p , kNm
1. Búa treo hoặc tác dụng đơn động	10WH
2. Búa diesel ống	9.0WH
3. Búa diesel cần va đập đơn	4WHW(H-h)
4. Búa diesel khi đóng kiểm tra lại bằng va đập đơn	

Chú thích: Ở điểm 4, h - chiều cao nảy đầu tiên phần va đập của búa diesel do đệm không khí gây ra, xác định theo thước đo, m. Để tính toán sơ bộ cho phép $h = 0,6m$ đối với búa kiểu cột và $h = 0,4m$ đối với búa kiểu ống.

Bảng 2.12 Năng lượng tính toán Θ_p của búa rung

Lực kích thích của máy rung, kN	100	200	300	400	500	600	700	800
Năng lượng tính toán tương đương va đập của máy rung Θ_p , kNm	45	90	130	175	220	65	310	350

b) Công thức động Hilley

Sức chịu tải giới hạn xác định theo công thức:

$$Q_u = \frac{kWh}{e_f + \frac{1}{2}(c_1 + c_2 + c_3)} \cdot \frac{W + e^2 W_c}{W + W_c} \quad (2.33)$$

k - hiệu suất cơ học của búa đóng cọc; một số giá trị được kiến nghị sử dụng như sau:

- + 100% đối với búa rơi tự do điều khiển tự động và búa diesel
- + 75% đối với búa rơi tự do nâng bằng cáp tời
- + 75% ÷ 85% đối với các loại búa hơi nước đơn động.

W_c - trọng lượng của cọc, kN

W - trọng lượng của búa đóng, kN

h - chiều cao rơi búa, m

e - hệ số phục hồi, một số giá trị của e 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, đệm đầu bằng gỗ: $e = 0,25$

e_f - độ lún của cọc dưới một nhát búa khi thí nghiệm (độ chồi), m

c_1 - biến dạng đàn hồi của đầu cọc, đệm đầu cọc và cọc dẫn, m

c_2 - biến dạng đàn hồi của cọc, m:

$$c_2 = \frac{Q_u L}{AE} \quad (2.34)$$

c_3 - biến dạng của đất nền, thường lấy bằng 0,005m

A - diện tích tiết diện cọc, m^2

E - mô đun đàn hồi của vật liệu cọc, kN/m^2 .

Hệ số an toàn khi áp dụng công thức Hilley $F_s \geq 3,0$.

5- Thiết kế móng cọc trong vùng có động đất

a) Khi tính toán sức chịu tải của cọc làm việc dưới tải trọng nén hoặc nhỏ, giá trị Q_p và F_i nên nhân với hệ số giảm thấp điều kiện làm việc của đất mềm M_{c1} và M_{c2} cho trong bảng 2.13 trừ trường hợp cọc chống lên đá và đất cứng.

Giá trị Q_p cũng phải nhân với hệ số điều kiện làm việc $M_{c3} = 1$ khi $L_e \geq 3$ và $M_{c3} = 0,9$ khi $L_e < 3$, trong đó L_e - chiều dài tính đối của cọc xác định trong phần tính cọc chịu tải trong ngang. Ma sát bên cọc, F_i trong khoảng giữa mặt đất đến độ sâu hủ lấy bằng 0:

$$h_i = \frac{4}{\alpha_{bd}} \quad (2.35)$$

α_{bd} - hệ số biến dạng, xác định trong phần tính cọc chịu tải trọng ngang.

b) Khi tính toán cọc theo điều kiện hạn chế áp lực lên đất qua mặt bên của cọc nêu trong phần kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang, dưới tác dụng của tải trọng động đất, lấy giá trị của góc ma sát trong tính toán φ_1 giảm như sau: đối với động đất tính toán cấp 7: giảm 2 độ, cấp 8: giảm 4 độ, cấp 9: giảm 7 độ.

c) Khi tính toán móng cọc của cầu, ảnh hưởng của động đất đến điều kiện ngấm cọc vào cát bụi no nước đất sét và á sét dẻo chảy vào dẻo mềm hoặc á cát chảy thì hệ số K cho trong phần tính cọc chịu tải trọng ngang phải giảm đi 30%.

Khi tính toán sức chịu tải trọng của cọc chịu tác động của lực ngang cần phải kể đến đặc trưng ngắn hạn của tác động động đất bằng cách tăng hệ số η_2 thêm 30%, còn trường hợp móng một hàng cọc với tải trọng tác dụng tại mặt phẳng vuông góc với hàng đó thì η_2 tăng lên 10%.

d) Sức chịu tải của cọc, Q_{tc} , kN làm việc với tải trọng nén và nhổ thẳng đứng theo kết quả thí nghiệm hiện trường phải được xác định có xét đến tác động động đất theo công thức:

$$Q_{tc} = k_c \cdot Q_u \quad (2.36)$$

k_c - hệ số, bằng tỉ số giữa giá trị sức chịu tải trọng nén của cọc Q_u nhận được bằng cách tính theo những chỉ dẫn ở điều a và b có xét đến tác động động đất với giá trị tính theo điều kiện không tính đến tác động động đất.

Q_u - sức chịu tải cực hạn của cọc, kN, xác định theo công thức không tính đến tác động động đất.

Bảng 2.13 Bảng xác định hệ số m_{c1} và m_{c2}

Cấp động đất tính toán	Hệ số điều kiện làm việc m_{c1} để hiệu chỉnh q_p trong đất						Hệ số điều kiện làm việc m_{c2} để hiệu chỉnh f_{cu} trong đất					
	Cát chặt		Cát chặt vừa		Sét bụi ở độ sệt		Cát chặt và chặt vừa		Sét bụi ở độ sệt			
	Ám và ít ẩm	No nước	Ám và ít ẩm	No nước	$l < 0$	$0 \leq l \leq 0,5$	Ám và ít ẩm	No nước	$l < 0$	$0 \leq l \leq 0,75$	$0,75 \leq l \leq 1,00$	
7	1	0,9	0,95	0,8	1	0,95	0,95	0,90	0,95	0,85	0,75	
8	0,9	0,8	0,85	0,7	0,95	0,90	0,85	0,80	0,90	0,80	0,70	
9	0,8	0,7	0,75		0,9	0,85	0,75	0,70	0,85	0,70	0,60	

e) Đối với móng trong vùng động đất cho phép dùng tất cả các loại cọc, trừ cọc không có cốt thép ngang.

Khi thiết kế móng cọc trong vùng có động đất, phải đưa mũi cọc tự: lên loại đất đá, đất hòn lộn, cát chặt và chặt trung bình, đất sét có chỉ số sệt $I_L \leq 0,5$.

Không cho phép tựa mũi cọc lên cát rời bão hòa nước đất sét bụi có chỉ số sệt $I_L > 0,5$.

f) Độ cắm sâu cọc vào trong đất ở vùng động đất phải lớn hơn 4m, và khi mũi cọc nằm trong nền đất cát bão hòa nước chặt vừa thì không nhỏ hơn 8m, trừ trường hợp mũi cọc tựa trên đá, cho phép giảm độ chôn sâu của cọc khi có những kết quả chính xác của thí nghiệm cọc tại hiện trường bằng tác động bởi động đất mô phỏng.

g) Đài cọc dưới tường chịu lực của một khối nhà hoặc công trình cần phải liền khối và bố trí trên cùng một cao độ. Trong trường hợp liên kết ngầm, chiều dài ngầm cọc vào đài được xác định bằng tính toán có kể đến tải trọng động đất. Không cho phép xây dựng móng cọc không có đài cho nhà và công trình.

h) Khi có đủ cơ sở kinh tế - kỹ thuật, cho phép dùng móng cọc có đệm trung gian bằng vật liệu rời (đá rậm, sỏi sạn, cát hạt thô lớn và cát trung). Giải pháp này không được sử dụng trong nền đất trương nở, đất than bùn, đất lún ướt, ở những vùng có hiện tượng trượt và hang ngầm (carst và vùng khai thác mỏ). Không nên tính toán cọc chịu tải trọng ngang trong móng có đệm trung gian. Sức chịu tải trọng nén có kể đến tác động động đất nên xác định theo tất cả mặt bên của cọc, tức là $h_u = 0$, còn hệ số điều kiện làm việc của mũi cọc dưới tác dụng động đất m_{c1} lấy bằng 1,2.

6- Sức chịu tải thiết kế

Thiên về an toàn, tải trọng thiết kế phải lấy giá trị nhỏ nhất của các giá trị sức chịu tải cho phép tính ở trên.

$$Q_{aTK} = \min(Q_{ai})$$

Ngoài ra, để khi thi công không bị phá hoại cọc theo vật liệu làm cọc, sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc (trong trường hợp thi công cọc) phải lớn hơn sức chịu tải cực hạn của cọc theo chi tiêu đất nền.

7- Kiểm tra sức chịu tải của cọc

Khi chọn được sức chịu tải thiết kế của cọc để thiết kế móng cọc, cần phải thí nghiệm để kiểm tra lại sức chịu tải của cọc tại hiện trường như thí nghiệm nén tĩnh cọc, thí nghiệm biến dạng lớn PDA (Pile Dynamic Analysis)...

2.3 XÁC ĐỊNH SỐ LƯỢNG CỌC VÀ BỐ TRÍ TRONG CỌC

2.3.1 Số lượng cọc

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n_c = \frac{N''}{Q_{aTK}} \beta \quad (2.37)$$

N'' - lực dọc tính toán tại chân cột (ngoại lực tác dụng lên móng)

Q_{aTK} - sức chịu tải thiết kế của cọc

β - hệ số xét đến do moment và lực ngang tại chân cột, trọng đài và đất nền trên đài, tùy theo giá trị của moment và lực ngang mà chọn giá trị β hợp lý. Thường $\beta = 1.2 \div 1.5$

n_c - chỉ là số lượng cọc sơ bộ, cần được kiểm tra ở các bước tiếp theo.

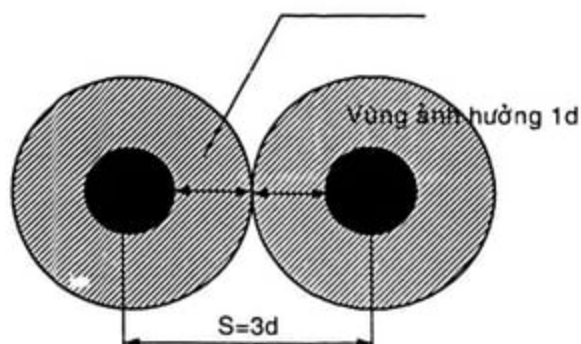
2.3.2 Bố trí cọc trong đài

1- Nguyên tắc bố trí cọc trong đài

- Thông thường các cọc được bố trí theo hàng, dãy hoặc theo lưới tam giác.

- Khoảng cách giữa các cọc (từ tim cọc đến tim cọc): $S = 3d \div 6d$

(d : đường kính hay cạnh cọc), nếu bố trí trong khoảng này thì cọc đảm bảo được sức chịu tải và các cọc làm việc theo nhóm.



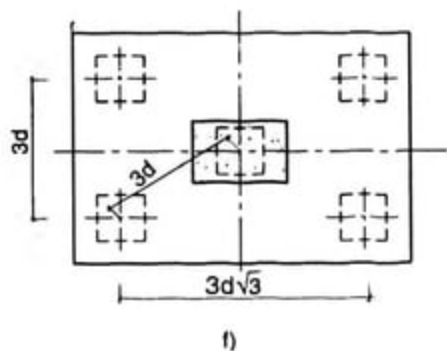
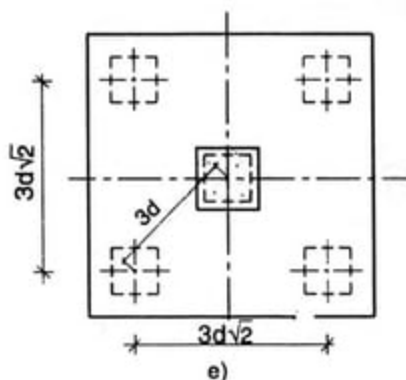
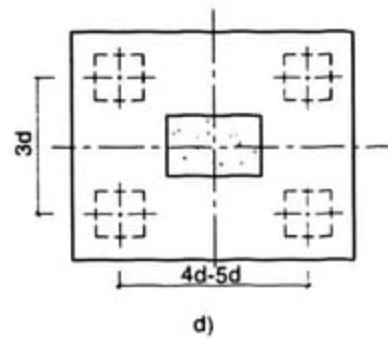
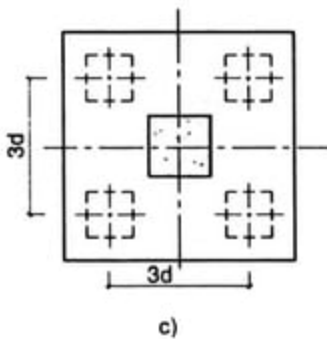
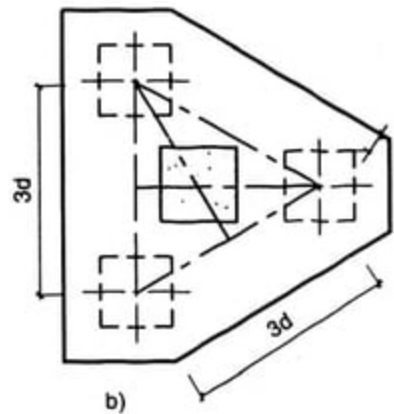
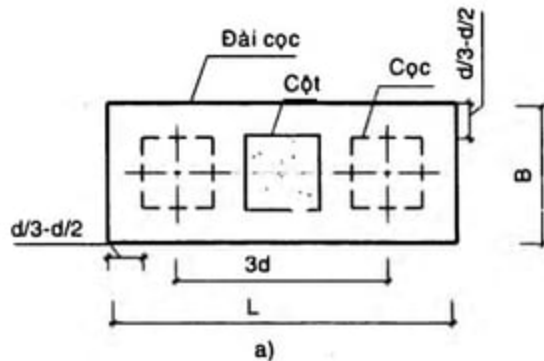
Hình 2.12 Vùng ảnh hưởng của cọc khi làm việc

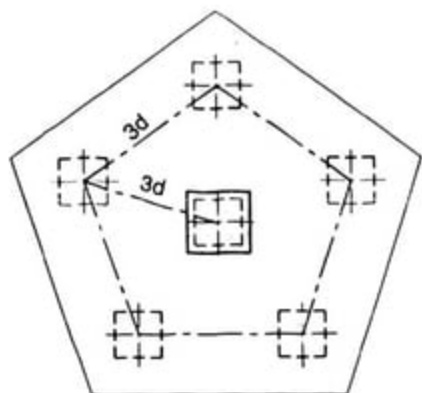
- + Để ít bị ảnh hưởng đến sức chịu tải của cọc (do cọc làm việc theo nhóm), thì nên bố trí cọc tối thiểu là $3d$.
- + Khi bố trí cọc lớn hơn $6d$ thì ảnh hưởng lẫn nhau giữa các cọc có thể bỏ qua, khi đó xem như cọc làm việc riêng lẻ.
- + Khi tải đứng lệch tâm hoặc kích thước đài lớn có thể bố trí sao cho phân lực đầu cọc tương đối bằng nhau.

- Khoảng cách từ mép ngoài của cọc đến mép ngoài của đài từ $\frac{d}{3} \div \frac{d}{2}$
- Nên bố trí cọc sao cho tâm cọc trùng với trọng tâm nhóm cọc.

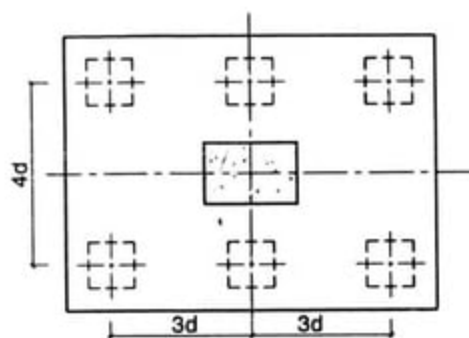
2- Một số cách bố trí cọc

a) Móng có 2 cọc: Nên bố trí cọc sao cho lực ngang và moment lớn theo chiều mặt phẳng cọc.

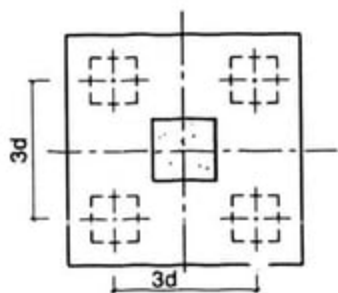




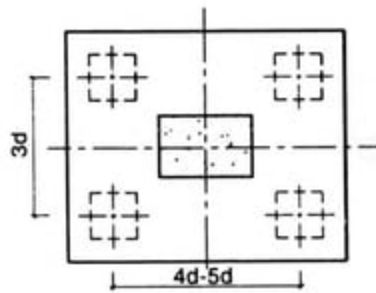
g)



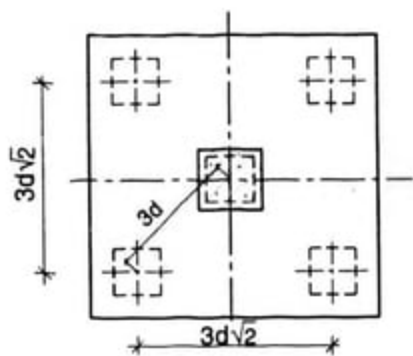
h)



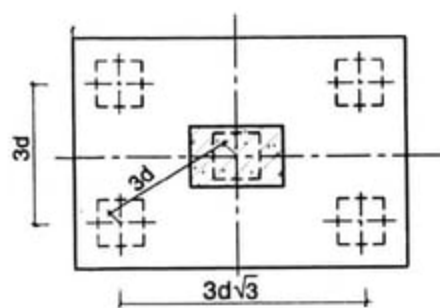
c)



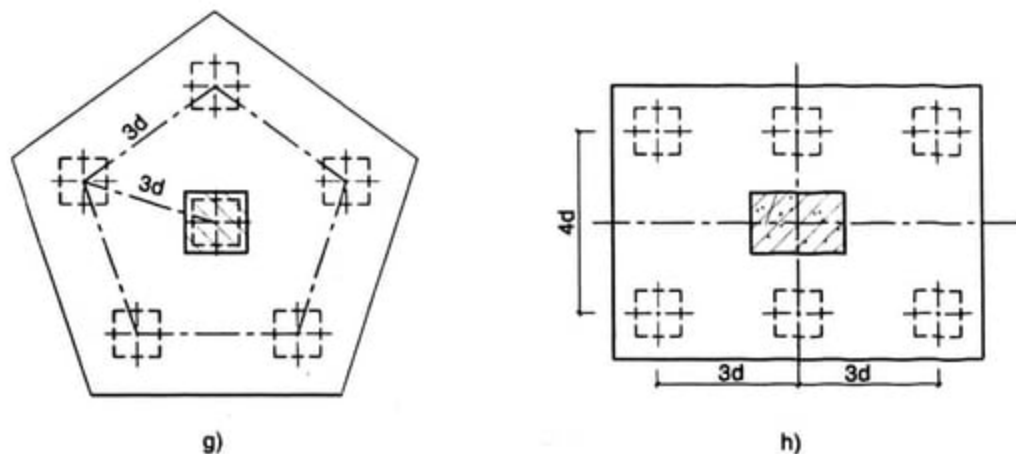
d)



e)



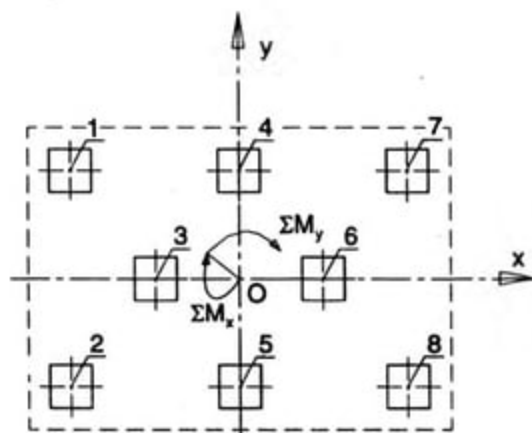
f)



Hình 2.13

2.4 KIỂM TRA TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN CỌC

Tải trọng tác dụng lên cọc:



Hình 2.14 Sơ đồ lực tác dụng lên cọc

$$P_i^{tt} = \frac{\sum N^{tt}}{n} + \frac{\sum M_Y^{tt} \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_X^{tt} \times y_i}{\sum y_i^2} \quad (2.38)$$

n - số lượng cọc

x_i, y_i - khoảng cách từ trục cọc thứ i đến trục đi qua trọng tâm các cọc tại mặt phẳng đáy đài.

$$\text{Ví dụ ở hình vẽ 2.14, } \begin{cases} x_1 = x_2 < 0 \\ x_7 = x_8 > 0 \\ x_4 = x_5 = 0 \\ \dots \end{cases} \text{ hoặc } \begin{cases} y_2 = y_5 = y_8 < 0 \\ y_1 = y_4 = y_7 > 0 \\ y_3 = y_6 = 0 \\ \dots \end{cases}$$

ΣM_x^u - tổng moment tại đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc

ΣM_y^u - tổng moment tại đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc

- Kiểm tra sức chịu tải của cọc:

$$\begin{cases} P_{\max} \leq Q_{aTK} \\ P_{\min} > 0 \end{cases} \quad (2.39)$$

Nếu $P_{\min} < 0$, thì phải kiểm tra cọc chịu nhỏ:

$$Q_{a \text{ nhỏ}} + W > |P_{\min}| \quad (2.40)$$

W - trọng lượng của cọc (lấy hệ số vượt tải do trọng lượng bản thân < 0.9)

$Q_{a \text{ nhỏ}}$ - sức chịu nhỏ an toàn của cọc (sức chịu tải cho phép của cọc do phần ma sát gây ra).

- Khi kiểm tra cọc chịu nhỏ nên kiểm tra khả năng chịu lực tại các mối nối cọc và khả năng chịu kéo của cọc.

Cũng cần lưu ý rằng, công thức xác định phân lực đầu cọc ở trên được quan niệm là đài cọc cứng tuyệt đối. Vì vậy, khi đài cọc có kích thước lớn như móng cọc đài băng hoặc đài bè thì đài không được xem là cứng tuyệt đối. Vì vậy, khi xác định nội lực trong đài và phân lực đầu cọc, thì cần giải theo phương pháp phần tử hữu hạn.

2.5 ƯỚC LƯỢNG ĐỘ LÚN CỦA MÓNG CỌC

2.5.1 Tính toán độ lún của nhóm cọc

1- Xác định kích thước móng khối quy ước

Dự tính độ lún của nhóm cọc được dựa trên mô hình móng khối quy ước. Có hai cách xác định móng khối quy ước như sau:

a) Trường hợp 1: Cọc đi qua nền nhiều lớp

Kinh giới móng quy ước

- Phía dưới là mặt phẳng AC đi qua mũi cọc được xem là đáy móng;
- Phía trên là mặt đất san nền BD, với $AB =$ là độ sâu đặt móng (từ mặt đất đến cao trình mũi cọc);

- Phía cạnh là các mặt phẳng đứng AB và CD qua mép ngoài cùng của hàng cọc biên tại khoảng cách $L_{tb} \tan(\varphi_{tb}/4)$ nhưng không lớn hơn $2d$ (d - đường kính hoặc cạnh cọc vuông) khi dưới mũi cọc có lớp sét bụi với chỉ số sét $I_L > 0,6$; khi có cọc xiên thì các mặt phẳng đứng nói trên đi qua mũi cọc xiên này:

$$\varphi^{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{L_{tb}} \quad (2.41)$$

φ_i - góc ma sát trong của lớp đất có chiều dày l_i

L_{tb} - độ sâu hạ cọc trong đất kể từ đáy đài, $L_{tb} = \sum l_i$.

Chú thích: - Nếu trong chiều dài của cọc có lớp đất yếu (bùn, than bùn...) dày hơn 30cm thì kích thước đáy móng quy ước giảm đi bằng cánh lấy L_{tb} là khoảng cách từ mũi cọc đến đáy lớp đất yếu;

- Trọng lượng bản thân của móng quy ước gồm trọng lượng cọc, đài và đất nằm trong phạm vi móng quy ước.

b) Trường hợp 2: Cọc đi qua nền đồng nhất

Ranh giới móng quy ước khi đất nền là đồng nhất

Cách xác định móng quy ước tương tự cách 1, chỉ khác là lấy góc mở bằng 30° cho mọi loại đất kể từ độ sâu $2L_{tb}/3$ (H.2.15).

Ranh giới của móng quy ước khi cọc xuyên qua một số lớp đất yếu tựa vào lớp đất cứng cá. h xác định móng quy ước như mô tả trong cánh 1, riêng góc mở lấy bằng 30° kể từ độ sâu $2L_1/3$, với L_1 - phần cọc nằm dưới lớp đất yếu cuối cùng (H.2.16).

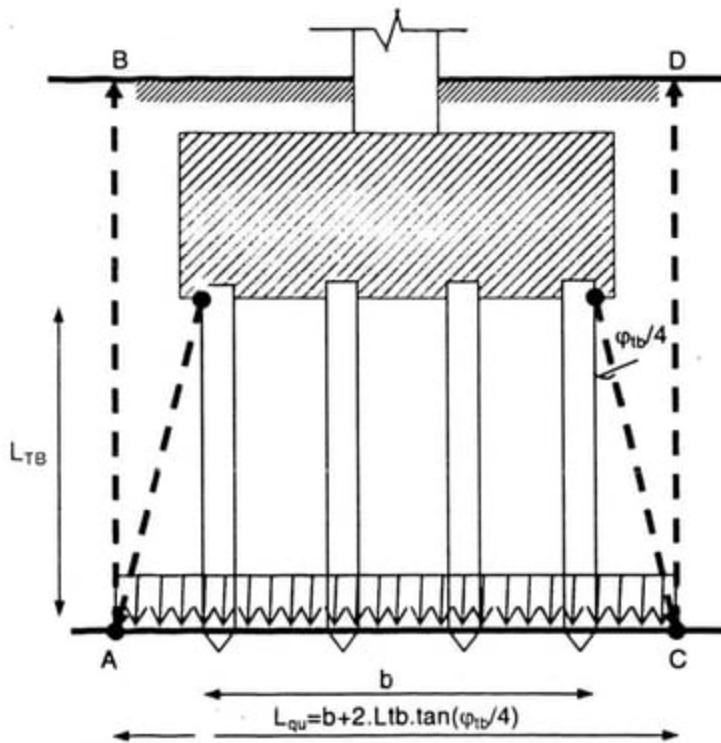
Ranh giới của móng quy ước khi đất nền nằm trong phạm vi chiều dài cọc gồm nhiều lớp có sức chịu tải khác nhau.

- Chiều rộng và chiều dài bản móng quy ước là đáy hình khối có cạnh mở rộng so với mặt đứng của hàng cọc biên bằng $1/4$ cho đến độ sâu $2L_{tb}/3$, từ đó trở xuống đến mặt phẳng mũi cọc góc mở bằng 30° .

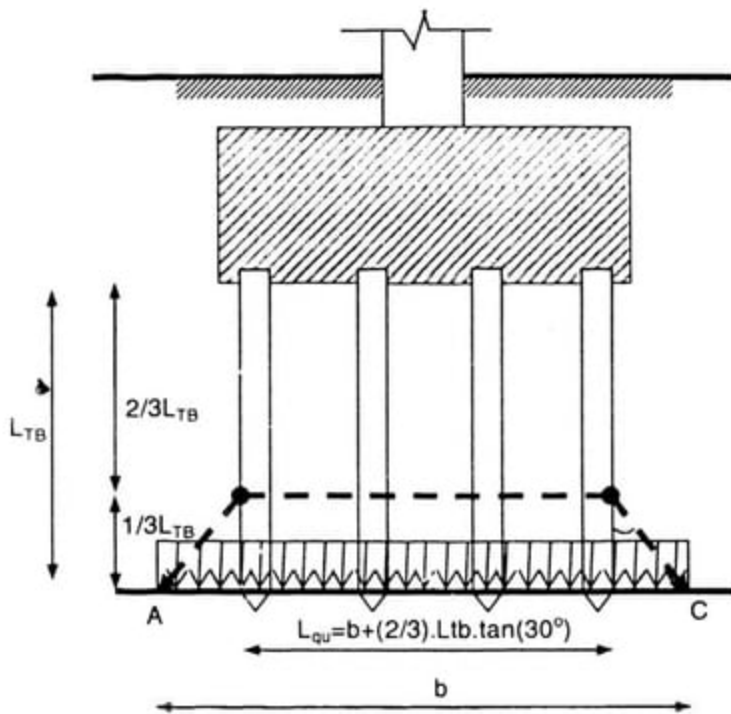
- Độ sâu đặt móng quy ước là tại mặt phẳng mũi cọc.

Ứng suất phụ thêm phân bố trong đất nền, dưới mũi cọc có thể tính toán theo lời giải Bc. ssinesq với giả thiết bản móng quy ước đặt trên bản không gian đàn hồi.

Độ lún của móng quy ước được tính theo phương pháp quen biết như đối với móng nông trên nền thiên nhiên.

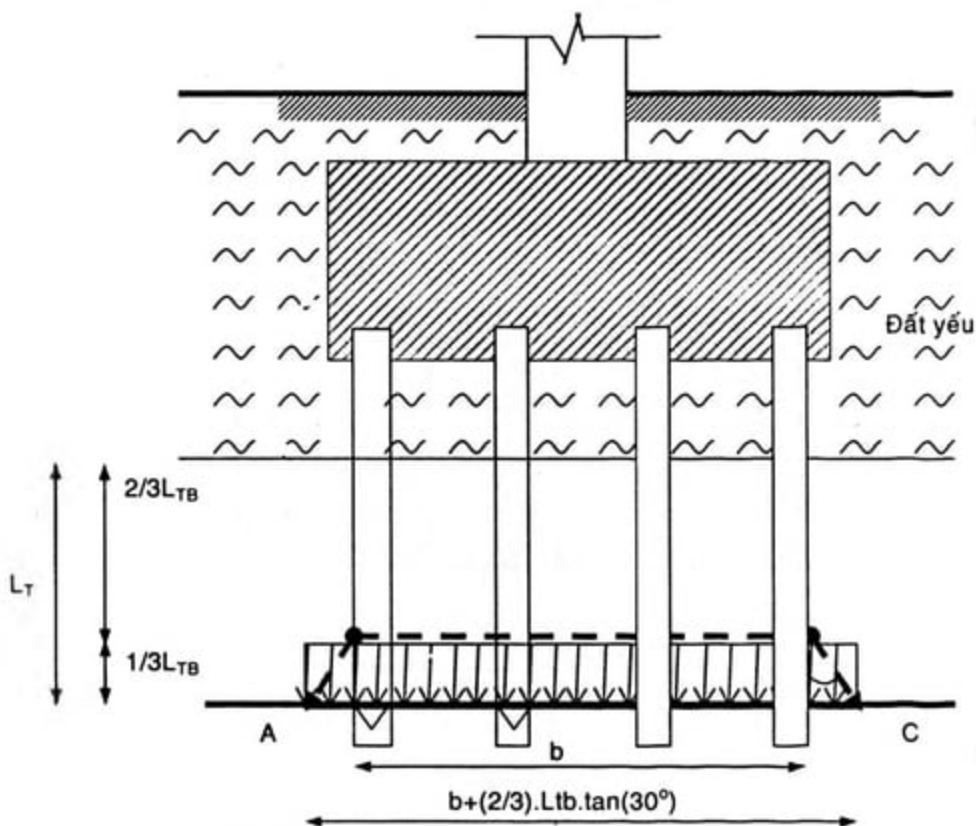


Hình 2.15 Xác định móng khối quy ước theo trường hợp nền nhiều lớp



Hình 2.16 Xác định móng khối quy ước theo trường hợp nền đồng nhất

c) Trường hợp 3: Cọc đi qua lớp đất yếu và lớp đất tốt



Hình 2.17 Xác định móng khối quy ước theo trường hợp nền đồng nhất (có lớp đất yếu)

2- Kiểm tra ổn định đất nền dưới đáy móng khối quy ước

Điều kiện ổn định nền dưới móng khối quy ước là:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{\sum N^{tc}}{A_{qu}} \leq R_{qu}^{II} \quad (2.42)$$

$$p_{max}^{tc} = p_{tb} + \frac{\sum M^{tc}}{W_{qu}} \leq 1.2 R_{qu}^{II} \quad (2.43)$$

$$p_{min}^{tc} = p_{tb} - \frac{\sum M^{tc}}{W_{qu}} > 0 \quad (2.44)$$

p_{tb}^{tc} - áp lực trung bình tiêu chuẩn dưới đáy móng khối quy ước

p_{max}^{tc} - áp lực lớn nhất dưới móng khối quy ước

p_{min}^{tc} - áp lực nhỏ nhất dưới đáy móng khối quy ước

ΣN^{lc} - tổng lực dọc tại tâm đáy móng khối quy ước (bao gồm lực dọc tại chân cột, trọng lượng bản thân của đài cọc, cọc, đất trên đài và phần đất nằm trong móng khối quy ước)

ΣM^{lc} - tổng moment ở đáy móng khối quy ước lấy bằng ΣM tại tâm đáy đài

W_{qu} - moment chống uốn của tiết diện móng khối quy ước

$$(W_{qu} = \frac{B_{qu}L_{qu}^2}{6} \text{ khi moment quay theo hướng } L_{qu} \text{ hoặc}$$

$$\text{ngược lại } W_{qu} = \frac{L_{qu}B_{qu}^2}{6} \text{ khi moment quay theo hướng } B_m)$$

L_{qu}, B_{qu} - chiều dài và chiều rộng của móng khối quy ước.

R_{qu}^{II} - sức chịu tải của đất nền dưới đáy móng khối quy ước (tính toán theo trạng thái giới hạn II, giống như móng đơn).

3- Kiểm tra độ lún của móng khối quy ước

$$S < [S]_{gh} \quad (2.45)$$

$[S]_{gh}$ - độ lún giới hạn được xác định theo bảng 2.14.

Bảng 2.14 Biến dạng giới hạn của nền (theo CHUP2.02.01.83)

Công trình	Độ lún lệch tương đối $(\Delta S/L)_{gh}$	Độ nghiêng i_{gh}	Độ lún trung bình S_{gh} hoặc lớn nhất S_{max} (trong ngoặc), cm
1. Nhà sản xuất một tầng và nhà dân dụng nhiều tầng có khung hoàn toàn: - Bảng bê tông cốt thép - Bảng thép	0,002 0,004	- -	(8) (12)
2. Nhà và công trình mà trong kết cấu không xuất hiện nội lực do độ lún không đều.	0,006	-	(15)
3. Nhà nhiều tầng không khung với tường chịu lực: - Bảng tấm lợp - Bảng khối lớn hoặc có thể xây gạch không có thép - Như trên nhưng có thép, trong đó có giằng bê tông cốt thép	0,0016 0,0020 0,0024	0,005 0,0005 0,0005	10 10 15

4. Công trình thép chứa vận thăng bằng kết cấu bê tông cốt thép:			
- Nhà công tác và xi lô kết cấu đổ tại chỗ liên khối trên cùng một móng bê	-	0,003	40
- Như trên nhưng kết cấu lắp ghép	-	0,003	30
- Xi lô độc lập kết cấu toàn khối đổ tại chỗ	-	0,004	40
- Như trên nhưng kết cấu lắp ghép	-	0,004	30
- Nhà công tác đứng độc lập	-	0,004	25
5. Ống khói có chiều cao H, m :			
- H ≤ 100 m	-	0,005	40
- 100 < H < 200	-	1/(2H)	30
- 200 < h ≤ 300	-	1/(2H)	20
- H > 300	-	1/(2H)	10
6. Công trình cứng cao đến	-	0,004	20
7. Công trình liên lạc, ăng ten:			
- Thân tháp tiếp đất	-	0,002	20
- Thân tháp phát thanh cách điện với đất	-	0,001	10
- Tháp phát thanh	0,002	-	-
- Tháp phát thanh sóng ngắn	0,0025	-	-
- Tháp (block riêng rẽ)	0,001	-	-
8. Trụ đường dây tải điện trên không			
- Trụ trung gian	0,003	0,003	-
- Trụ neo, neo góc, trụ góc trung gian, trụ ở vòng cung, cửa chính của thiết bị phân phối kiểu hở.	0,0025	0,0025	-
- Trụ trung chuyển đặc biệt	0,002	0,002	-

S - độ lún trung bình của đất nền dưới đáy móng khối quy ước

Các bước tính độ lún của móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ.

Bước 1: Xác định áp lực gây lún

$$p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma_i' h_i \quad (2.46)$$

$\sum \gamma_i' h_i$ - ứng suất có hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân tự nhiên của đất nền gây ra tại đáy móng khối quy ước.

p_{tb}^{tc} - áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy móng khối quy ước.

Bước 2: Chia lớp phân tổ

Chiều dày của lớp phân tổ được xác định theo điều kiện sau:

$$h_i \leq (0.4 - 0.6)B_{qu}$$

Tuy nhiên, hiện nay vì có các chương trình tính toán bằng máy tính, nên chiều dày lớp phân tổ nên chia càng nhỏ để đạt được độ chính xác cao.

Bước 3: Xác định độ lún của lớp phân tổ thứ i , chiều dày h_i

B3.1. Xác định σ_{1i} : ứng suất trung bình ở chính giữa lớp đất thứ i trước khi có công trình (do trọng lượng bản thân đất nền gây ra (có hiệu))

$$\sigma_{1i} = \sigma_v' = \sum \gamma_i' h_i \quad (2.47)$$

B3.2. Xác định σ_{2i} : ứng suất trung bình ở chính giữa lớp đất thứ i sau khi có công trình (do trọng lượng bản thân đất nền gây ra và ứng suất do p_{gl} gây ra tại chính giữa lớp đất thứ i).

$$\sigma_{2i} = \sigma_{1i} + \sigma_{zi} \quad (2.48)$$

σ_{zi} - ứng suất do p_{gl} gây ra tại chính giữa lớp đất thứ i , được tính theo ứng suất do tải trọng ngoài phân bố đều gây ra.

$$\sigma_{zi} = k_o \cdot p_{gl} \quad (2.49)$$

k_o - phụ thuộc vào $\left(\frac{z}{B_{qu}}, \frac{L_{qu}}{B_{qu}}\right)$ được tra bảng 2.15:

Bảng 2.15 Bảng xác định hệ số k_o

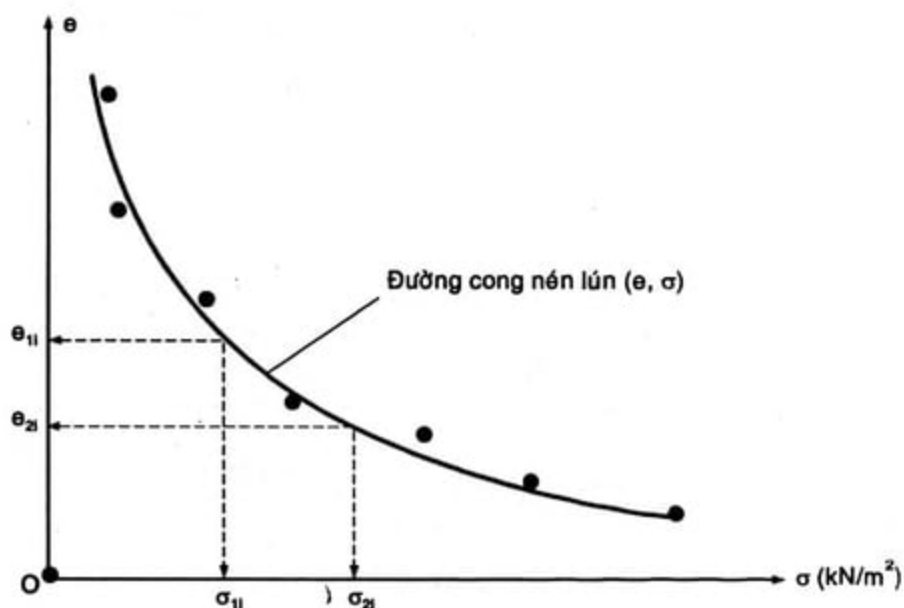
$\frac{z}{B_{qu}}$	L_{qu}/B_{qu}							BÀI TOÁN PHẪNG
	1	1,5	2	3	6	10	20	
0,25	0,808	0,904	0,908	0,912	0,924	0,940	0,960	0,96
0,5	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,82
1	0,386	0,428	0,470	0,500	0,518	0,522	0,549	0,55
1,5	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,40
2	0,114	0,157	0,188	0,240	0,268	0,279	0,308	0,31
3	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,209	0,21
5	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,108	0,129	0,13

B3.3. Xác định độ lún S_i

$$S_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (2.50)$$

e_{1i} - hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i trước khi có công trình, ứng với σ_{1i} , được nội suy từ đường cong nén lún (e, σ) của lớp đất có lớp phân tổ thứ i .

e_{2i} - hệ số rỗng của đất ở giữa lớp đất thứ i sau khi có công trình, ứng với σ_{2i} , được nội suy từ đường cong nén lún (e, σ) của lớp đất có lớp phân tổ thứ i .



Hình 2.18 Đường cong nén lún (e, σ)

Bước 4: Điều kiện tính lún trong phạm vi nền

$$\sigma_{vi}' \geq 5\sigma_{zi} \quad (2.51)$$

Khi đạt điều kiện trên thì đất nền được xem lún không đáng kể.

Cũng lưu ý rằng, điều kiện trên áp dụng cho móng nông, nhưng đối với móng khối quy ước, mức độ giảm ứng suất do tải trọng ngoài gây ra giảm rất chậm theo độ sâu, vì vậy nên tính lún cho tất cả các lớp đến khi nào độ lún S_i rất nhỏ so với tổng độ lún thì dừng tính lún.

Bước 5: Xác định tổng độ lún của nền theo phương pháp tổng phân tổ

$$S = \sum S_i \quad (2.52)$$

2.5.2 Độ lún của móng 1 cọc (độ lún của cọc đơn)

Trường hợp móng có một cọc thì độ lún được tính theo độ lún của cọc đơn bao gồm 3 thành phần như sau:

$$S = \Delta_L + s_p + s_f \quad (2.53)$$

Δ_L - biến dạng đàn hồi của bản thân cọc

S_p - độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dưới mũi cọc (q_p thực)

S_f - độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dọc thân cọc (f_i thực).

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

$$\Delta_L = \frac{Q_{tb}}{A_c \cdot E_c} \cdot L \quad (2.54)$$

A_c - diện tích tiết diện cọc

E_c - môđun đàn hồi của bản thân cọc

L - chiều dài cọc

Q_{tb} - lực nén trung bình tác dụng lên cọc

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

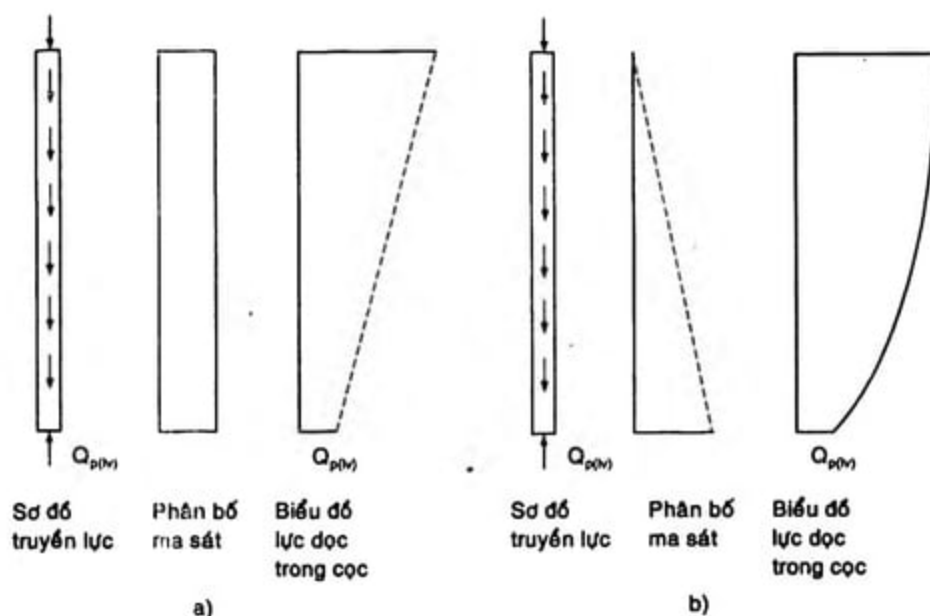
Trong công thức trên:

N - tải trọng từ công trình truyền xuống cọc

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

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

ξ - hệ số phụ thuộc vào phân số ma sát bên (sức kháng bên f_i thực)



Hình 2.19 Tính toán biến dạng nén đàn hồi của cọc
a) Sức kháng bên đều; b) Sức kháng bên tam giác

Nếu f_i thực phân bố (H.2.19a) thì $\xi = 0.5$; nếu f_i thực phân bố tam giác (hình 2.19b càng xuống sâu thì sức kháng bên càng lớn) thì $\xi = 0.67$; trong thực tế phân bố ma sát bên có dạng trung gian, do đó $\xi = 0.5 \div 0.67$.

- Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dưới mũi cọc được xác định theo biểu thức tương tự như cách xác định độ lún của móng nông đặt trên nền đàn hồi như sau (Vesic 1977):

$$s_m = \frac{q_{p \text{ thực}} \times A_p \cdot C_p}{d_p \cdot q_p} \quad (2.55)$$

$q_{p \text{ thực}}$ - sức kháng mũi đơn vị ở tải trọng làm việc

q_p - sức kháng mũi đơn vị cực hạn

d_p - đường kính cọc hay cạnh cọc

A_p - diện tích tiết diện ngang cũi cọc

C_p - hệ số theo thí nghiệm của Vesic, lấy theo bảng 2.16.

Bảng 2.16 Bảng xác định giá trị C_p

Loại đất	C_p
Cát (chặt đến rời rạc)	0.02+0.04
Sét (cứng đến mềm)	0.02+0.03
Bụi (chặt đến rời rạc)	0.03+0.05

- Độ lún của cọc do tải trọng truyền lên đất dọc thân cọc được xác định (Vesic 1977):

$$s_f = \frac{Q_{s \text{ thực}} \times C_s}{L \times q_p} \quad (2.56)$$

trong đó:
$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{d_p}}) \cdot C_p \quad (2.57)$$

Để xác định được $q_{p \text{ thực}}$ và $f_{si \text{ thực}}$ bằng cách tính lập như sau:

- Giả sử $f_{si \text{ thực}} = \alpha f_{si}$ (với $\alpha_0 = 0.5 \div 0.8$)

- Tính độ lún S theo công thức trên.

- Tại giữa cọc, chuyển vị tương đối giữa cọc và đất xấp xỉ là: $S - \frac{\Delta_L}{2}$

- Với đất cát, f_{si} đạt cực hạn ở chuyển vị tới hạn là $z_{cr} \approx 2.5mm$, đối với đất sét thì $z_{cr} \approx 0.01d_p$. Như vậy, ta có thể lấy:

$$\alpha_1 = \frac{S - \frac{\Delta L}{2}}{z_{cr}} \quad (2.58)$$

- So sánh α_1 với giá trị chọn ban đầu, nếu lệch nhau lớn thì chọn lại

$$\alpha_2 = \frac{\alpha_0 + \alpha_1}{2}.$$

2.5.3 Độ lún của móng cọc đài băng

Độ lún S (m), của móng cọc đài băng với 1 hoặc 2 hàng cọc (khi khoảng cách giữa các cọc bằng $3d - 4d$) được tính theo công thức:

$$S = \frac{p(1 - \nu^2)}{\pi E} \delta_0 \quad (2.59)$$

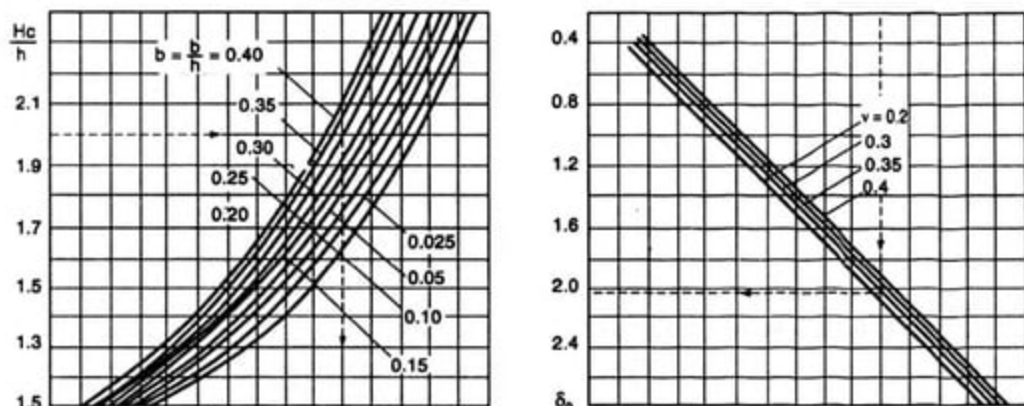
p - tải trọng phân bố đều trên mép dài kN/m có kể đến trọng lượng của móng trong khối đất và cọc với ranh giới như sau: phía trên là cốt nền; phía cạnh là mặt phẳng đứng đi qua hàng cọc ngoài cùng; phía dưới là mặt phẳng đi qua mũi cọc (ứng suất trong nền đất dưới mũi cọc, xác định theo lời giải của bài toán phẳng với giả thiết tải trọng ở mũi cọc là phân bố đều theo chiều rộng và dài của móng);

E, ν - giá trị môđun biến dạng kPa và hệ số poát-xông của đất trong phạm vi chiều dày của lớp đất chịu nén dưới mũi cọc;

δ_0 - lấy theo biểu đồ (H.2.19) phụ thuộc vào hệ số poát-xông ν , bề rộng quy đổi của móng $\bar{b} = \frac{b}{h}$ (trong đó b - bề rộng của móng lấy tới mép ngoài của hàng cọc biên;

h - độ sâu hạ cọc, và độ dày quy đổi của lớp đất chịu nén H_c/h (H_c - độ dày của lớp đất chịu nén xác định theo điều kiện như tính lún đối với nền thiên nhiên).

Giá trị của hệ số δ_0 xác định theo biểu đồ bằng cách sau đây: Trên đồ thị vẽ qua điểm ứng với H_c/h một đường thẳng song song với trục hoành cắt đường cong \bar{b} tương ứng, từ giao điểm này vẽ đường vuông góc đến gặp đường ν . Từ giao điểm này vẽ một đường thẳng song song với trục hoành đến cắt trục tung, đây chính là giá trị của hệ số δ_0 .



Hình 2.20 Biểu đồ xác định δ_0

2.5.4 Độ lún của móng cọc đài bè

- Dự tính độ lún của móng bè cọc có kích thước hơn $10\text{m} \times 10\text{m}$, có thể thực hiện theo phương pháp lớp biến dạng tuyến tính như trong tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình. Ở đây việc tính toán nên lấy theo áp lực trung bình lên nền tại mặt phẳng đáy đài, và tăng chiều dài tính toán của lớp lên một đại lượng bằng độ sâu hạ cọc với môđun biến dạng của lớp mà cọc xuyên qua lấy bằng vô cùng hoặc bằng môđun biến dạng của vật liệu cọc.

- Độ lún tính toán của móng gồm nhiều cọc mà mũi cọc tựa lên đất có môđun biến dạng $E \geq 20 \text{ Mpa}$ có thể xác định theo công thức:

$$S = \frac{0,12pB}{E} \quad (2.60)$$

p - áp lực trung bình lên nền ở đáy đài (kN/m^2)

B - chiều rộng hoặc đường kính móng

E (kN/m^2) - môđun biến dạng trung bình của lớp chịu nén dưới mặt mũi cọc với chiều dày bằng B :

$$E = \frac{1}{B} [E_1 \cdot h_1 \cdot k_1 + E_2 \cdot h_2 \cdot k_2 + \dots + E_i (B - \sum h_i - 1) k_i] \quad (2.61)$$

E_1, E_2, E_i - môđun biến dạng của lớp 1, 2 và lớp i

h_1, h_2, h_i - chiều dày của lớp 1, 2 và lớp i

k_1, k_2, k_i - hệ số kê đến độ sâu của lớp lấy theo bảng 2.17 tùy theo độ sâu của lớp đáy.

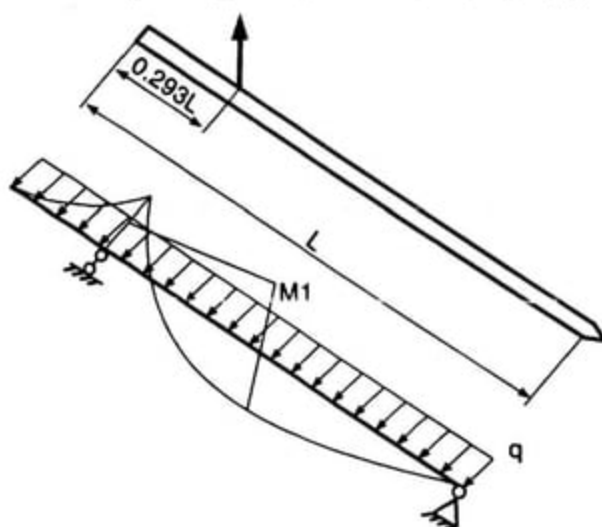
Bảng 2.17 Trị số k

Độ sâu của đáy lớp (phần lè của B)	(0 - 0,2) B	(0,2 - 0,4) B	(0,4 - 0,6) B	(0,6 - 0,8) B	(0,8 - 1,0) B
Hệ số k _i	1	0,85	0,6	0,5	0,4

2.6 KIỂM TRA CỌC THEO ĐIỀU KIỆN CẦU CỌC VÀ DỰNG CỌC

Khi bố trí các móc cầu trong cọc, nên bố trí sao cho moment căn thõ trên và moment căn thõ dưới bằng nhau. Một số trường hợp đặt biệt như sau:

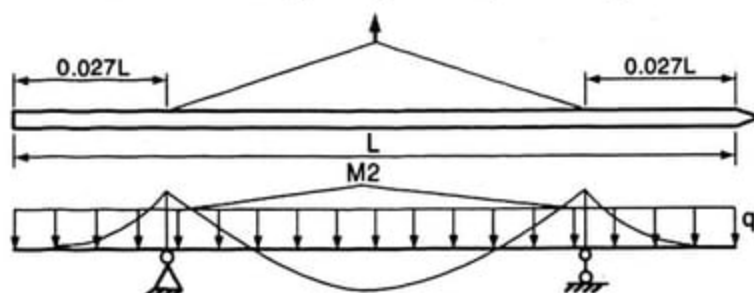
- Sơ đồ 1 móc cầu (thường trong điều kiện dựng cọc)



Hình 2.21 Sơ đồ bố trí móc cầu trong trường hợp dựng cọc

$$M_1 = 0.043qL^2 \quad (2.62)$$

- Sơ đồ 2 móc cầu (thường trong điều kiện cầu cọc):



Hình 2.22 Sơ đồ bố trí móc cầu trong trường hợp cầu cọc

$$M_1 = 0.0214qL^2 \quad (2.63)$$

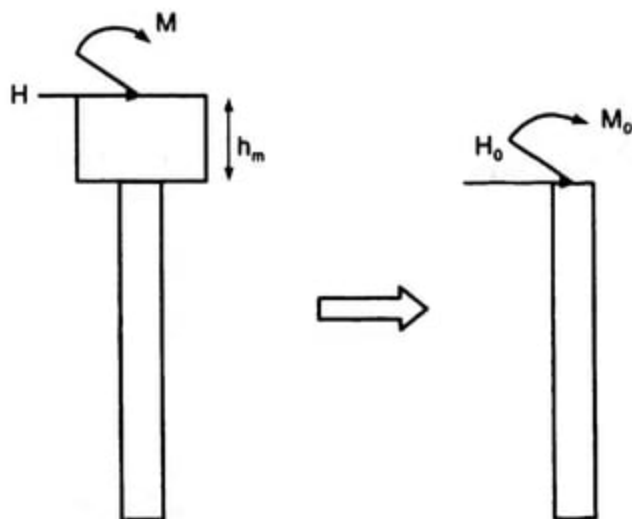
Ghi chú: Trong trường hợp cọc chỉ bố trí 2 móc cầu thì thường dùng móc cầu trong sơ đồ tải để dựng cọc, khi đó moment lớn nhất trong cọc là $M = 0.068qL^2$.

2.7 KIỂM TRA CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG

1.7.1 Sơ đồ phân bố tải ngang lên đầu cọc

Sự phân bố ngoại lực tác dụng lên cọc gồm 2 thành phần lực tại chân cọc: moment và lực ngang.

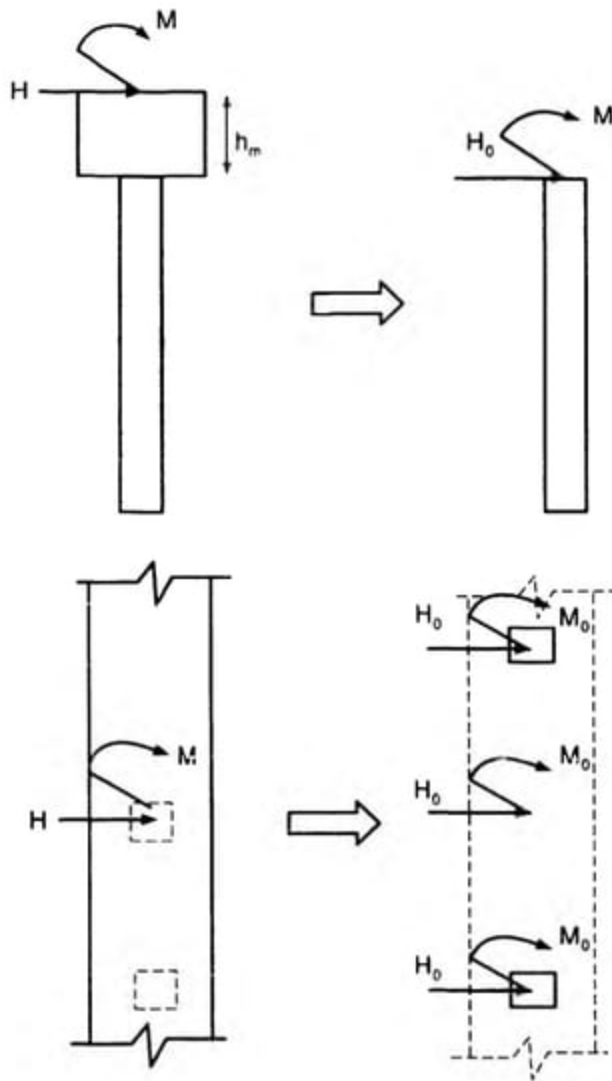
1- Đối với móng chỉ có 1 cọc



Hình 2.23 Sơ đồ 1 cọc

$$\text{Lực tại cao trình đỉnh cọc: } \begin{cases} H_0 = H \\ M_0 = M + H \cdot h_m \end{cases} \quad (2.64)$$

2- Đối với móng gồm có hai hoặc nhiều cọc bố trí theo một hàng cọc (moment và lực ngang hướng ngoài mặt mặt cọc) (H.2.24)



Hình 2.24 Sơ đồ móng có nhiều cọc bố trí theo 1 hàng

Lực phân bổ cho các cọc:
$$\begin{cases} H_0 = \frac{H}{n} \\ M_0 = \frac{M}{n} + \frac{H}{n} \cdot h_m \end{cases} \quad (2.65)$$

trong đó n là số cọc của hàng cọc.

3- Đối với móng cọc có số cọc ≥ 3 cọc hoặc cọc nhưng moment và lực ngang nằm trong mặt phẳng 2 cọc.

- Moment đã chuyển thành lực dọc trong cọc, vì vậy moment đầu cọc $M_0 = 0$

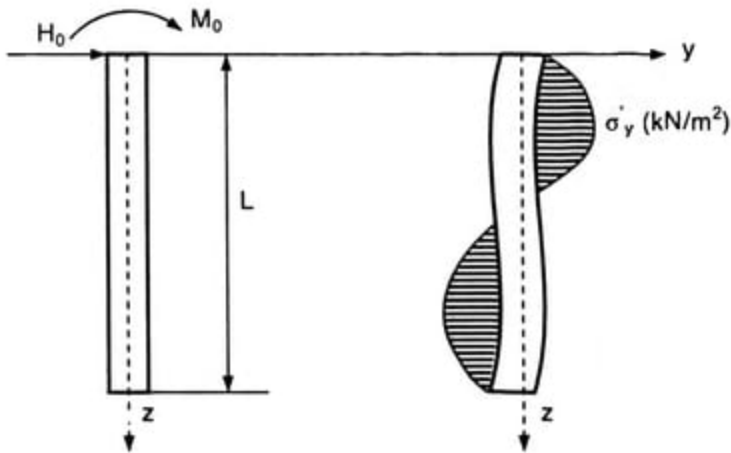
- Lực ngang ở đỉnh cọc được xác định như sau (xem đài móng cứng tuyệt đối)

$$\begin{cases} H_0 = \frac{H}{n} \\ M_0 = 0 \end{cases} \quad (2.66)$$

2.7.2 Xác định nội lực trong cọc

Xác định moment và chuyển vị ngang dọc theo trục của một cọc thẳng đứng chịu tác động 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.

Xét một cọc có chiều dài L , chịu hệ tải trọng tác dụng như hình sau:



Hình 2.25 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.

$$\sigma'_y = C_y^z y \Rightarrow C_y^z = \frac{\sigma'_y}{y} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (2.67)$$

Phương trình trục uốn của cọc có dạng:

$$E_b I \frac{d^4 y}{dz^4} + \sigma_y^z = 0 \quad (2.68)$$

Với hệ số nền theo phương ngang, $C_y^z = K.z$, thay đổi tuyến tính theo chiều sâu.

trong đó K là hệ số tỷ lệ, có thứ nguyên là kN/m⁴.

Bảng 2.18 Bảng xác định hệ số nền K

Loại đất quanh cọc	Hệ số K (kN/m ⁴)
Sét, á sét dẻo chảy, IL = [0,75 - 1]	650 - 2500
Sét, á sét dẻo mềm, IL = [0,5 - 0,75] Á sét dẻo, IL = [0 - 1] Cát bụi, e = [0,6 - 0,8]	2000 - 5000
Sét, á sét dẻo và nửa cứng, IL = [0 - 0,5] Á sét cứng, IL < 0 Cát nhỏ, e = [0,6 - 0,75] Cát hạt trung, e = [0,55 - 0,7]	5000 - 8000
Sét, á sét cứng, IL < 0 Cát hạt thô, e = [0,55 - 0,7]	8000 - 13000

Từ lời giải của phương trình trên, ta suy ra các đại lượng cần thiết: áp lực tính toán, σ_z (kN/m²), moment uốn M_z (kNm), lực cắt Q_z (kN), trong các tiết diện của cọc như sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_c \left(y_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}^3 E_b I} D_1 \right) \quad (2.69)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_0 A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}} D_3 \quad (2.70)$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_0 A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_0 B_4 + \alpha_{bd} M_0 C_4 + H_0 D_4 \quad (2.71)$$

trong đó: z_c - chiều sâu tính toán, $z_c = \alpha_{bd} z$

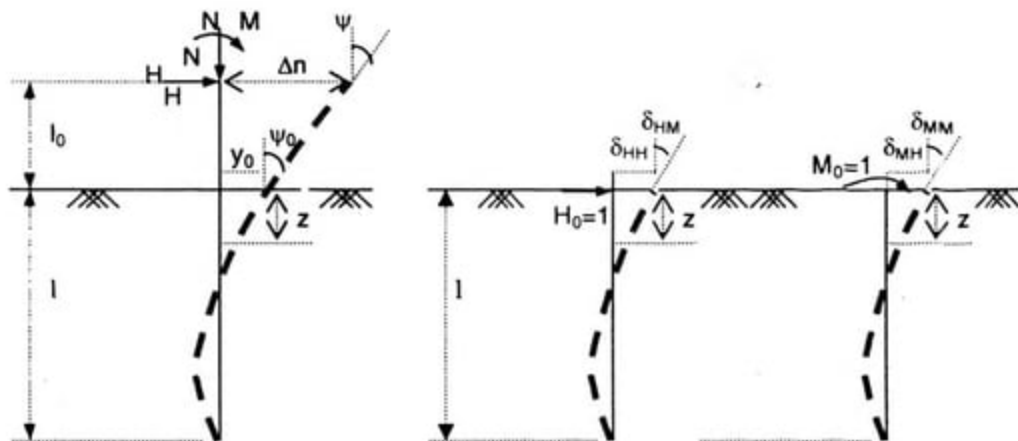
l_c - chiều dài cọc trong đất tính đối, $l_c = \alpha_{bd} l$

$$\text{- hệ số biến dạng } \alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} \quad (2.72)$$

b_c - chiều rộng quy ước của cọc:

+ khi $d \geq 0,8\text{m}$ thì $b_c = d + 1\text{m}$

+ khi $d < 0,8\text{m}$ thì $b_c = 1,5d + 0,5\text{m}$



Hình 2.26 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.

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 E_b I} A_0 \quad (2.73)$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 E_b I} B_0 \quad (2.74)$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} E_b I} C_0 \quad (2.75)$$

A_0 , B_0 , C_0 , D_0 , tra trong bảng 2.19.

Bảng 2.19 Các giá trị A_0 , B_0 , C_0 theo l_e

l_e	Khi cọc tựa lên đất			Khi cọc tựa lên đá			Khi cọc ngàm trong đá		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
0.5	72.004	192.03	576.24	48.006	96.037	192.29	0.042	0.125	0.5
0.6	50.007	111.15	278.07	33.344	55.609	92.942	0.072	0.18	0.6
0.7	36.745	70.072	150.28	24.507	35.059	50.387	0.114	0.244	0.699
0.8	28.14	46.943	88.279	18.775	23.533	29.763	0.17	0.319	0.798
0.9	22.244	33.008	55.307	14.851	16.582	18.814	0.241	0.402	0.896
1	18.03	24.106	36.486	12.049	12.149	12.582	0.329	0.494	0.992
1.1	14.916	18.16	25.123	9.993	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	0.689	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	10.05	6.257	4.664	3.937	0.849	0.918	1.342

1.5	8.101	7.349	7.838	5.498	3.889	3.24	1.014	1.02	1.415
1.6	7.151	6.129	6.268	4.887	3.308	2.758	1.186	1.434	1.48
1.7	6.375	5.189	5.133	4.391	2.868	2.419	1.361	1.232	1.535
1.8	5.73	4.456	4.299	3.985	2.533	2.181	1.532	1.321	1.581
1.9	5.19	3.878	3.679	3.653	2.277	2.012	1.693	1.397	1.617
2	4.737	3.418	3.213	3.381	2.081	1.891	1.841	1.46	1.644
2.2	4.032	2.756	2.591	2.977	1.819	1.758	2.08	1.545	1.675
2.4	3.526	2.327	2.227	2.743	1.673	1.701	2.21	1.586	1.685
2.6	3.163	2.048	2.018	2.548	1.6	1.687	2.33	1.596	1.687
2.8	2.905	1.869	1.889	2.458	1.572	1.693	2.371	1.593	1.687
3	2.727	1.758	1.818	2.406	1.568	1.707	2.385	1.586	1.681
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	1.75	2.401	1.6	1.722

Moment uốn và lực cắt của cọc tại cao trình mặt đất:

$$H_0 = H \quad (2.76)$$

$$M_0 = M + Hl_0 \quad (2.76a)$$

Chuyển vị ngang y_0 và góc xoay ψ_0 , tại cao trình mặt đất.

$$y_0 = H_0\delta_{HH} + M_0\delta_{HM} \quad (2.77)$$

$$\psi_0 = H_0\delta_{MH} + M_0\delta_{MM} \quad (2.78)$$

Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực hoặc đáy đài:

$$\Delta_n = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_b I} + \frac{Ml_0^2}{2E_b I} \quad (2.79)$$

Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực hoặc đáy đài:

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b I} + \frac{Ml_0}{E_b I} \quad (1.80)$$

2.7.3 Kiểm tra ổn định nền xung quanh cọc

Ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động theo điều kiện:

$$\sigma_y^z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma_v \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1) \quad (2.81)$$

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_1, φ_1 - 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 nước lấy bằng 0,7

η_2 - hệ số xét đến tỷ lệ ảnh hưởng của phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{nM_p + M_v} \quad (2.82)$$

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 cọc đài bằng $n = 4$

2- công trình quan trọng:

$l_e < 2,5$ lấy $n = 4$

$l_e > 2,5$ lấy $n = 2,5$

Bảng 2.20 Giá trị các hệ số A, B, C, D theo Z_e

Z_e	Các hệ số											
	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	1,000	0	0	0	0	0	1,000	0	0	0	0	1,000
0,1	1,000	0,1	0,005	0	0	0	1,000	0,1	-0,005	0	0	1,000
0,2	1,000	0,2	0,020	0,001	-0,001	0	1,000	0,2	-0,020	-0,003	0	1,000
0,3	1,000	0,3	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1,000	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1,000
0,4	1,000	0,4	0,080	0,011	-0,011	0,002	1,000	0,4	-0,080	-0,021	-0,003	1,000
0,5	1,000	0,5	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,6	0,018	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,6	-0,180	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	-0,057	-0,020	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,030	0,994
0,8	0,997	0,799	0,320	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,320	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,980
1,0	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,960	1,090	-0,603	-0,443	-0,183	0,946

1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,714	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,730	-0,356	0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,910	-0,479	0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,560	-0,559	-0,420	0,881	1,437	-1,105	-1,116	-0,630	0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,350	-0,815	0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,643	-1,036	0,529
1,8	0,848	1,706	1,584	0,961	-0,956	-0,867	0,530	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	0,795	1,770	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,640	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,720	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,360	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,105	-2,141	-2,663	-0,941	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,600	-1,877	0,917	-2,437	-5,140	-5,355	-2,821
2,8	-0,385	1,490	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,408	0,197	-2,346	-6,023	-6,990	-4,445
3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,541	-6,000	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,840	-6,520
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	1,074	-6,789	-13,69	-13,83
4	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,73	-17,91	-15,07	9,244	-0,358	-15,61	-23,14

2.8 CƠ SỞ XÁC ĐỊNH CHIỀU CAO ĐÀI CỌC

2.8.1 Dưới tác dụng của lực dọc, chiều cao của đài cọc không đủ cao sẽ bị xuyên thủng, để không bị xuyên thủng chiều cao của đài cọc phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$P_{xt} \leq P_{cx} \quad (2.83)$$

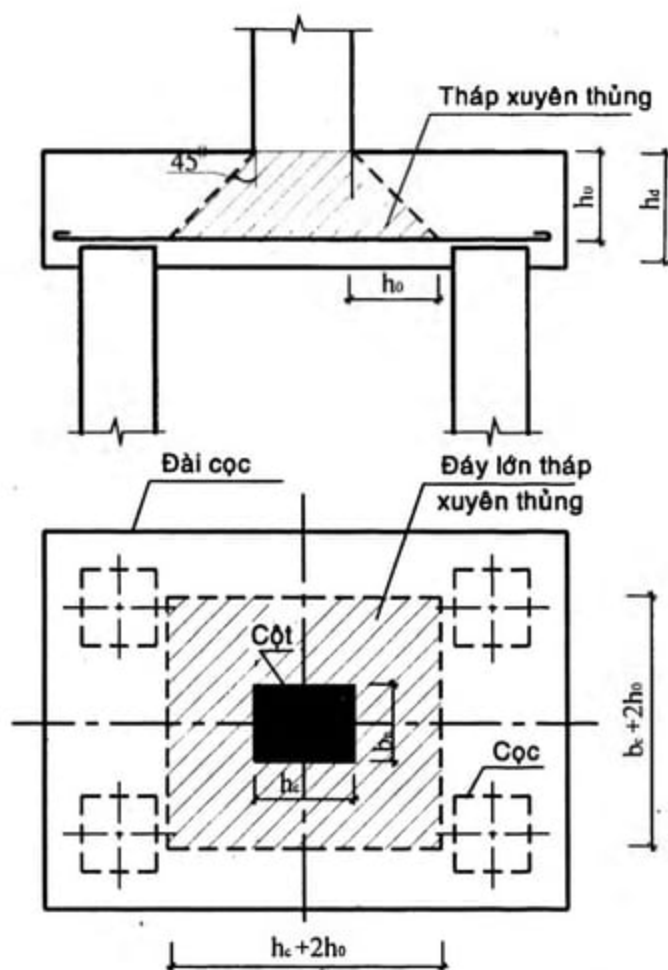
P_{xt} - lực gây xuyên thủng (kN)

P_{cx} - lực chống xuyên thủng (kN)

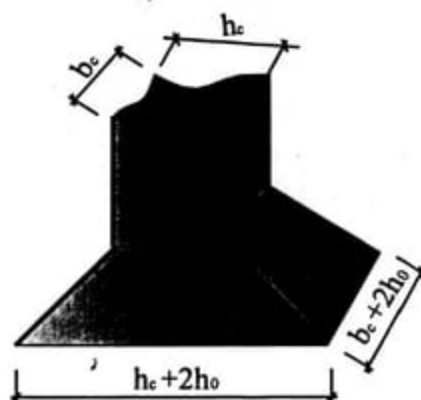
2.8.2 Các trường hợp xuyên thủng:

Gồm hai trường hợp xuyên thủng như sau:

1- Trường hợp 1: Khi các cọc đều nằm ngoài đáy lớn của tháp xuyên thủng (khi mặt bên của tháp xuyên nghiêng một góc 45° so với trục thẳng đứng):



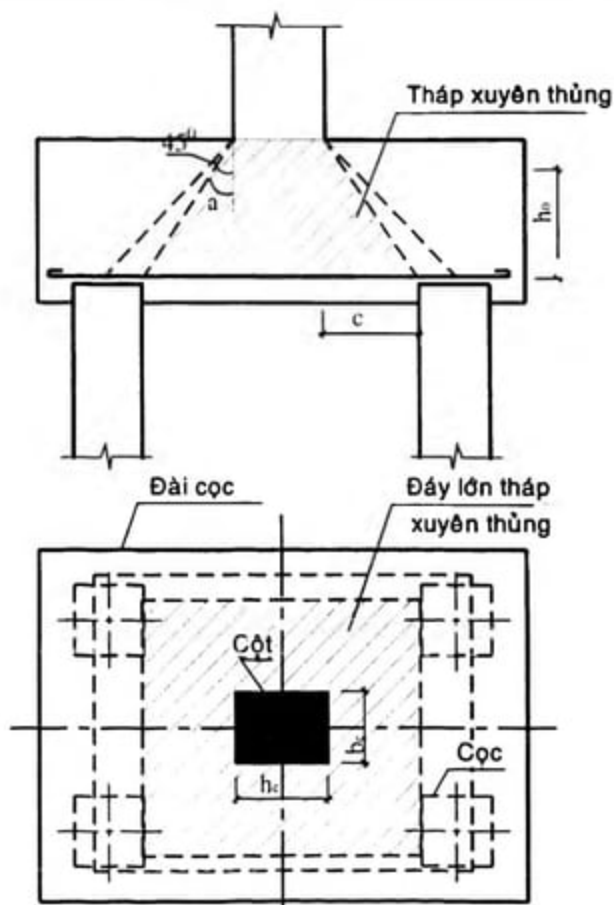
Hình 2.27 Khi mặt bên của tháp nền thủng nghiêng 45° (đáy tháp nền thủng không phủ lên các cọc)



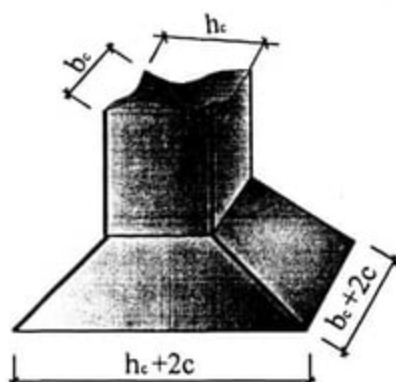
Hình 1.28 Hình không gian tháp xuyên thủng (góc nghiêng 45°)

2- Trường hợp 2: Khi đáy lớn của tháp xuyên 45° bao phủ một phần của cọc

- Trường hợp này tháp xuyên thùng được xác định như sau:



Hình 2.29 Khi mặt bên của tháp nén thùng nghiêng với góc nhỏ hơn 45° (đáy lớn tháp xuyên thùng ứng với góc xuyên 45° phủ lên một phần cọc)



Hình 2.30 Hình không gian của tháp xuyên thùng (góc nghiêng $< 45^\circ$)

2.8.3 Xác định lực gây xuyên thủng (P_{xt})

Lực xuyên thủng P_{xt} lấy bằng lực tác dụng lên tháp xuyên thủng, trừ đi phần lực đầu cọc nằm hoàn toàn trong phạm vi tháp xuyên thủng:

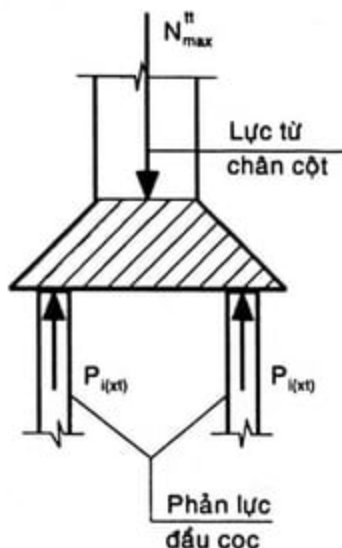
$$P_{xt} = N^{tt} - \sum P_{i(xt)} \quad (2.84)$$

N^{tt} - lực dọc tính toán tại chân cột (lấy tổ hợp N^{tt}_{max})

$\sum P_{i(xt)}$ - phần lực đầu cọc nằm trong phạm vi đáy lớn tháp xuyên thủng.

Để thiên về an toàn phần lực đầu cọc chỉ do lực dọc gây ra (không xét đến moment, lực ngang, trọng lượng bản thân đài và đất nền trên đài) và được tính với hệ số vượt tải $n = 0.9$.

$$P_{i(xt)} = \frac{P_i}{1.15} \cdot 0.9 \quad (2.85)$$



Hình 2.31 Các lực tác dụng lên tháp xuyên thủng

Khi kiểm tra xuyên thủng từ cột lên đài, moment và lực ngang không gây ra xuyên thủng, vì vậy chỉ do lực dọc tại chân cột gây ra xuyên thủng. Riêng xuyên thủng từ cọc lên đài, thiên về an toàn thì lực gây xuyên thủng từ cọc lên đài có xét đến moment, lực ngang, trọng lượng bản thân đài và đất nền trên đài.

2.8.4 Xác định lực chống xuyên thủng

1- Khi đài không có dặt cốt thép đài

a) Trường hợp 1 (H.2.27)

$$P_{0(cx)} = \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 \quad (2.86)$$

h_0 - chiều cao làm việc của tiết diện (lấy từ mặt trên của đài đến trọng tâm lớp dưới cốt thép của đài)

R_{bt} - cường độ chịu kéo của bê tông

α - hệ số, lấy theo bảng 1.21:

Bảng 2.21 Xác định hệ số α

Loại bê tông	Bê tông nặng	Bê tông hạt nhỏ	Bê tông nhẹ
α	1,00	0,85	0,80

u_m - giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới tháp nén thùng hình thành khi bị nén thùng, trong phạm vi chiều cao làm việc của tiết diện:

$$u_m = 2(h_c + b_c + 2h_0) \quad (2.87)$$

b) Trường hợp 2 (H.2.28)

Lấy sức chống xuyên thực tế nhân với một lượng $\frac{h_0}{c}$, khi đó P_{cx} được tính như sau:

$$P_{0(cx)} = \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{c} \quad (2.88)$$

trong đó: các giá trị α , R_{bt} , h_0 được xác định như trường hợp 1

$$u_m = 2(h_c + b_c + 2c)$$

2- Khi đài có đặt cốt đai

Khi trong phạm vi tháp xuyên thùng có đặt các cốt thép đai thẳng góc với mặt đáy đài, lực chống xuyên thùng được tính toán như sau:

$$P_{cx} = P_{0cx} + 0,8 F_{sw} \quad (2.89)$$

P_{cx} - lực chống xuyên của đài khi có đặt cốt đai trong phạm vi tháp xuyên thùng (giá trị này lấy không lớn hơn $2P_{0(cx)}$)

P_{0cx} - lực chống xuyên của đài khi không đặt cốt đai (chỉ do phần bê tông chịu)

F_{sw} - tổng toàn bộ lực cắt do cốt thép đai (cắt các mặt bên của khối tháp) chịu, được tính theo công thức:

$$F_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} \quad (2.90)$$

Ở đây, R_{sw} không được vượt quá giá trị ứng với cốt thép CI, A-I.

Khi kể đến cốt thép ngang, F_{sw} lấy không nhỏ hơn $0,5P_{0(x)}$

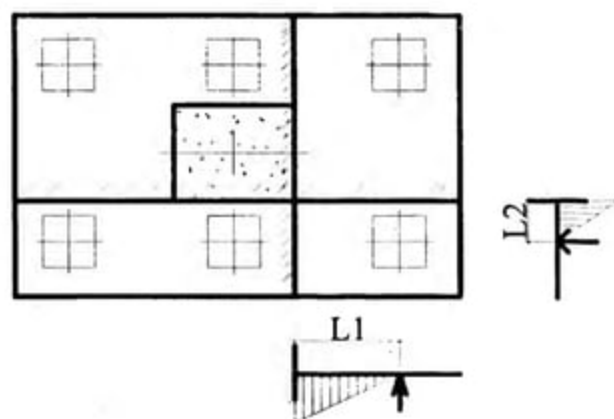
- Khi bố trí cốt thép đai trên một phần hạn chế gần vị trí đặt tải trọng tập trung, cần thực hiện tính toán bổ sung theo điều kiện (mục 2) cho tháp xuyên thủng có đáy trên nằm theo chu vi của phần có đặt cốt thép ngang.
- Ở vùng chịu xuyên thủng, cốt thép ngang trong đài móng được đặt với bước không lớn hơn $h/3$ và không lớn hơn 200mm, chiều rộng vùng đặt cốt thép ngang không nhỏ hơn $1,5h$ (với h là chiều dày đài). Cốt thép ngang phải được neo chắc chắn ở hai đầu bằng cách hàn hoặc kẹp chặt cốt thép dọc, để đảm bảo độ bền của liên kết và của cốt thép là tương đương.

2.9 TÍNH TOÁN CỐT THÉP CHO ĐÀI

2.9.1 Tính toán cốt thép cho đài trong trường hợp móng cọc đài đơn

1- Sơ đồ tính

- Xem đài là bản consol có một đầu ngàm vào mép cột và đầu kia tự do (H.2.32), với giả thiết đài là tuyệt đối cứng.



Hình 2.32 Sơ đồ cọc tác dụng lực lên đài

2- Ngoại lực tác dụng

- Ngoại lực tác dụng lên đài là phản lực đầu cọc trong phạm vi của dầm consol.
- Thông thường đối với móng nông, khi tính toán cốt thép thì tải trọng tác dụng là tải trọng rỗng (không xét đến trọng lượng bản thân móng và đất nền trên móng). Tuy nhiên khi tính đài cọc, vì hầu như tất cả

các lực đều truyền lên các cọc, đặc biệt là đài cọc nằm trong lớp đất yếu vì vậy, phản lực đất nền (đất yếu) không đủ khả năng chịu được trọng lượng đài và đất nền trên đài.

- Vì vậy, thiên về an toàn, khi tính toán cốt thép trong đài cọc, ngoài ngoại lực tính toán tác dụng lên cọc, còn xét đến trọng lượng bản thân đài và đất nền trên đài.

3- Xác định moment trong đài (cho cả hai phương)

$$M = \sum P_i L_i \quad (2.91)$$

M - moment trong đài tại mép cột

P_i - phản lực đầu cọc thứ i tác dụng lên bản consol

L_i - khoảng cách từ lực P_i đến mép mặt ngàm của bản consol.

4- Tính toán cốt thép

- Tính thép cho đài như thanh chịu uốn tiết diện chữ nhật:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0} \quad (2.92)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (2.93)$$

$$A_s = \frac{\xi_R \gamma_b R_b b h_0}{R_s} \quad (2.94)$$

2.9.2 Tính toán cốt thép cho trường hợp đài băng và đài bè

1- Sơ đồ tính

- Có thể giải nội lực trong móng bè và kiểm tra phản lực đầu cọc theo sơ đồ tính là dầm trên nền đàn hồi.

- Các cọc được mô phỏng như những lò xo với độ cứng là:

$$K_i = \frac{P_i}{S_i} \quad (2.95)$$

P_i - phản lực đầu cọc thứ i

S_i - độ lún của cọc thứ i (độ lún đàn hồi), thường lấy độ lún đàn hồi của cọc bằng khoảng $(0.4 \div 0.6)$ lần độ lún lâu dài của cọc.

2- Ngoại lực tác dụng

- Gồm lực tác dụng lên móng tại vị trí chân cột.

- Trong trường hợp lớp đất phía trên (lớp đất tiếp xúc trực tiếp ở đáy đài) là lớp đất yếu thì tải trọng tác dụng lên đài móng phải kể thêm trọng lượng bản thân móng và đất nền trên móng.

3- Giải nội lực

- Dùng các phần mềm theo phương pháp phần tử hữu hạn để giải
- Cần tính lặp để bài toán được hội tụ.

Hiện nay có rất nhiều phần mềm để giải nội lực móng cọc đài bè, trong đó có phần mềm SAFE rất phổ biến hiện nay. Trong tài liệu này, tác giả trình bày các bước giả SAFE để xác định nội lực (moment) trong móng cọc đài bè, đài băng...

Bước 1: Export nội lực từ ETABS sang SAFE

ETABS: File – Export – Save Story as SAFE.f2k Text File – BASE (export floor loads plus Column and Wall distortions) lưu tên “LF1”

SAFE: File – Import – SAFE v6/v7.F2K – LF1



Hình 2.33 Xuất kết quả nội lực từ chân cột trong ETABS sang SAFE

Bước 2: Chọn hệ đơn vị tính **Ton-m**

Bước 3: Khai báo đài móng: **Define – Slab Properties**

Xem đài móng làm việc như phần tử **Shell** và gán **Thick Plate** $h = 1.2m$



Hình 2.34 Khai báo đài móng

The 'Slab Property Data' dialog box is shown with the following fields and values:

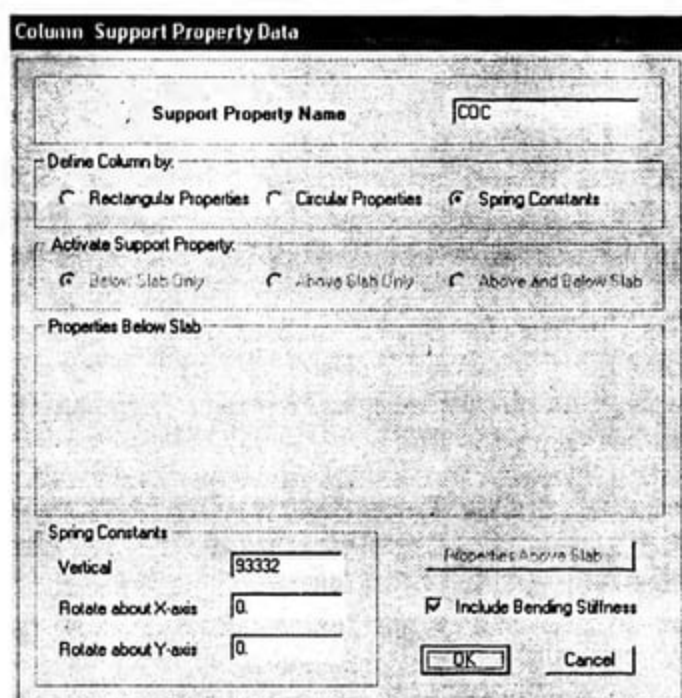
Property Name		DAI MONG
Analysis Property Data		
Modulus of elasticity	2900000	
Poisson's ratio	0.2	
Unit Weight	25	
Type	Mat	
Thickness	1.2	
Design Property Data		
X Cover Top (to Centroid)	0.0508	
Y Cover Top (to Centroid)	0.0254	
X Cover Bottom (to Centroid)	0.0254	
Y Cover Bottom (to Centroid)	0.0508	
Concrete Strength, f_c	2912.279	
Reinforcing Yield stress, f_y	42184	
<input type="checkbox"/> No Design		
<input type="checkbox"/> Lightweight		
<input type="checkbox"/> Thick Plate <input type="checkbox"/> Orthotropic		
		<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>

Hình 2.35 Khai báo kích thước và vật liệu cho đài móng

Bước 4: Khai báo các cọc: **Column Support – Spring Constraints**



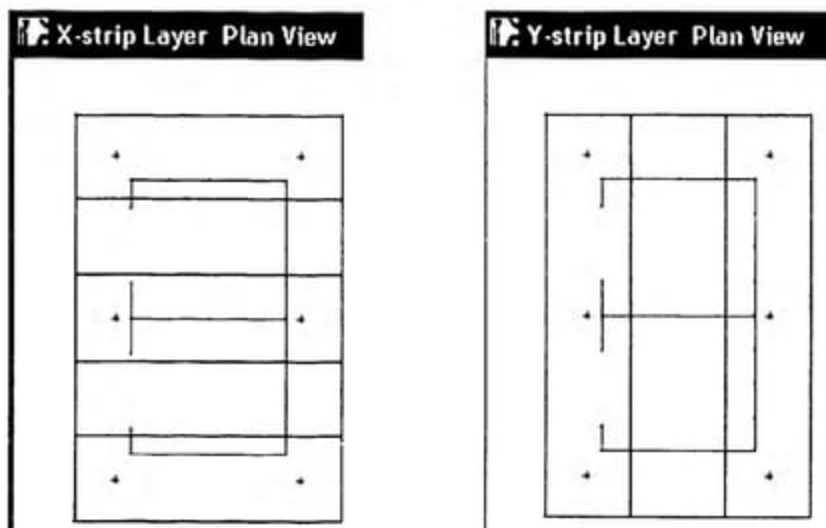
Hình 2.36a



Hình 2.36b

Bước 5: Vẽ dải móng và gán DAI MONG, tiến hành chia dải móng thành từng dải theo phương X, Y (strips)

Chọn dải móng - Assign – Slab Properties – DAI MONG

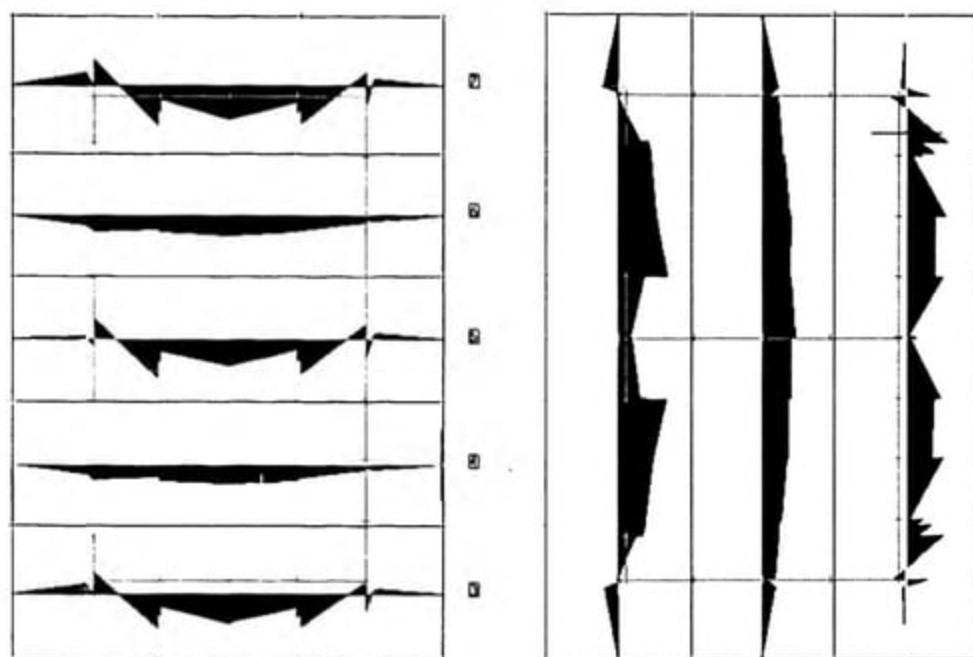


Hình 2.36 Chia dài dài móng theo phương x và phương y

Bước 6: Vẽ các cột là các Point

Chọn các **Point - Assign – Support Column**

Bước 7: Phân tích bài toán “Run Analysis”



Hình 2.37 Biểu đồ momen các dài theo phương X và Y

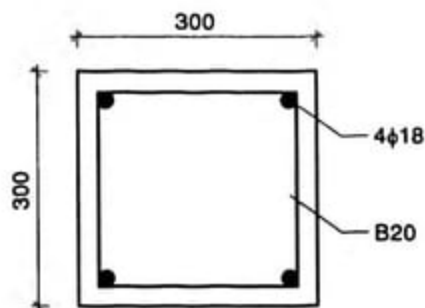
Xuất moment theo từng dài hoặc có thể xem trực tiếp trên mô hình.

4- Tính toán cốt thép

- Từ nội lực xác định được trong đài, tính toán cốt thép như sàn bê tông cốt thép chịu uốn.

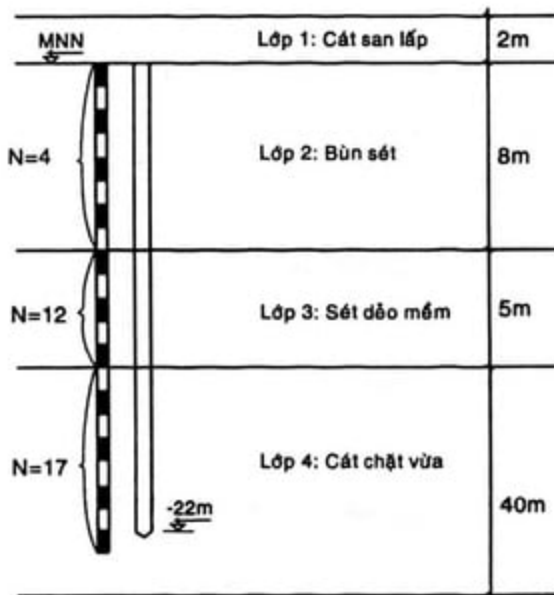
Bài tập 2.1: Cho một cọc BTCT có các thông số như sau:

- Tiết diện cọc 300mm × 300mm.
- Bê tông cọc có cấp độ bền B20.
- Cốt thép gồm 4 cây $\phi 18$ loại CII.
- Cọc dài 20m gồm hai đoạn cọc 10m nối lại.
- Đoạn đập đầu cọc và âm vào đài là 800 mm.



Các lớp đất dưới cọc cho bởi hình vẽ sau:

- Lớp 1: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Lớp 2: $c = 10 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi = 7^\circ$
 $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
 $I_L = 1$
- Lớp 3: $c = 20 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi = 14^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $I_L = 0,7$
- Lớp 4: $c = 7 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi = 30^\circ$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$



- 1- Tính sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc.
- 2- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.
- 3- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền.
- 4- Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tít chuẩn (SPT).

Bài giải: 1- Sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc:

$$Q_{a(vl)} = \varphi(A_s R_s + A_b R_b)$$

$$A_s = 4 \times \pi \frac{1,8^2}{4} = 10,18 \text{cm}^2; R_s = 28 \text{kN/cm}^2$$

$$A_b = 30 \times 30 - 10,18 = 889,82 \text{cm}^2; R_b = 1,15 \text{kN/cm}^2$$

Hệ số uốn dọc φ của cọc:

- Khi thi công ép cọc: $l_{01} = v_1 l_1 = 1 \times 10 = 10 \text{m}$

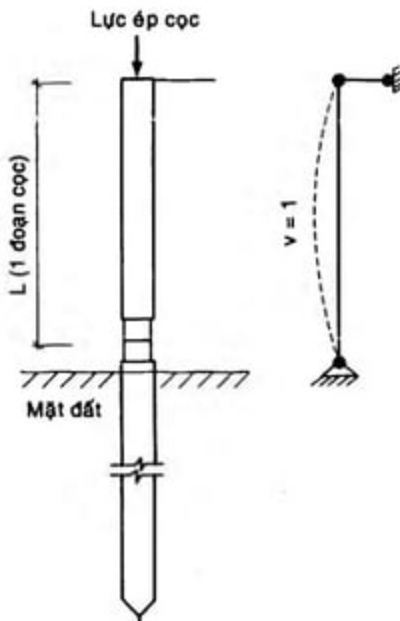
- Khi cọc chịu tải trọng công trình: $l_{02} = v_2 l_2 = 1 \times 10 = 10 \text{m}$

Với $v_2 = 0,5$ (2 đầu ngàm)

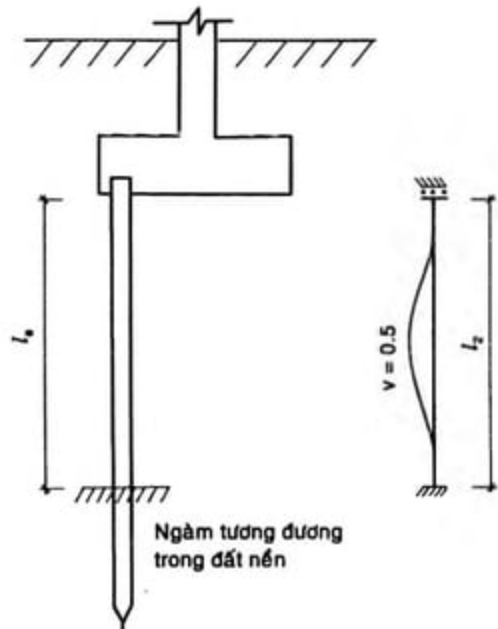
$l_2 = l_e = 14,7 \text{m}$ (xem bài tập 6 phần cọc chịu tải trọng ngang)

$$l_{02} = v_2 l_2 = 0,5 \times 14,7 = 7,35 \text{m}$$

Khi thi công ép (đóng) cọc



Khi cọc chịu tải trọng công trình



Thiên về an toàn chọn $l_0 = \max(l_{01}, l_{02}) = 10 \text{m}$

Độ mảnh của cọc: $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{10}{0,3} = 33,33$

Nội suy từ bảng 2.2 ta được $\varphi = 0,937$

$$Q_{a(vl)} = 0,937 \times (10,18 \times 28 + 889,82 \times 1,15) = 1225,9 \text{kN}$$

2- Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền: $Q_u = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}}$

với hệ số k_{tc} lấy theo bảng 2.3, sơ bộ $k_{tc} = 1,65$ (tùy theo số lượng cọc)

$$Q_{tc} = m(m_R q_p A_p + u \sum m_f f_{si} l_i)$$

Hệ số điều kiện làm việc $m = 1$

Xác định $m_R q_p A_p$

. Độ sâu mũi cọc -22m.

Đất dưới mũi cọc là cát chặt vừa (thô vừa), tra bảng 2.6 $m_R = 1,2$

Tra bảng 2.4 ta có $q_p = 4960 \text{ kN/m}^2$

$$m_R q_p A_p = 1,2 \times 4960 \times 0,3^2 = 535,68 \text{ kN}$$

Xác định $\sum m_f f_{si} l_i$

Hệ số làm việc của đất ở mặt bên cọc m_f tra bảng 2.6

Lực ma sát đơn vị f_i tra bảng 2.5

Đất nền phải chia thành các lớp nhỏ đồng chất dày không quá 2m.

Lập bảng tính toán như sau:

Lớp đất	Độ sâu (m)	Độ sâu trung bình (m)	l_i (m)	l_L	m_f	f_{si} (kN/m ²)	$m_f f_{si} l_i$ (kN)
Lớp 2	-2,8÷-4,8	-3,8	2	1	0,9	5	9
	-4,8÷-6,8	-5,8	2	1	0,9	6	10,8
	-6,8÷-8,8	-7,8	2	1	0,9	6	10,8
	-8,8÷-10	-9,4	1,2	1	0,9	6	6,48
Lớp 3	-10÷-12	-11	2	0,7	0,9	10,2	18,36
	-12÷-14	-13	2	0,7	0,9	10,6	19,08
	-14÷-15	-14,5	1	0,7	0,9	10,9	9,81
Lớp 4	-15÷-17	-16	2	-	1	73,4	146,8
	-17÷-19	-18	2	-	1	76,2	152,4
	-19÷-21	-20	2	-	1	79	158
	-21÷-22	-21,5	1	-	1	81,1	81,1
Tổng			19,2				622,63

$$\text{Vậy: } Q_{tc} = 1 \times (535,68 + 4 \times 0,3 \times 622,63) = 1282,8 \text{ kN}$$

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} = \frac{1282,8}{1,65} = 777,5 \text{ kN}$$

3- Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s :

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i$$

$$f_{si} = \sigma'_{hi} \tan \varphi_{ai}^I + c_{ai}^I = \sigma'_{vi} k_{si} \tan \varphi_{ai}^I + c_{ai}^I$$

với: σ'_i - ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ i theo phương thẳng đứng.

$k_{si} = 1 - \sin \varphi_i^I$: hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i

Lập bảng tính toán như sau:

Lớp đất	Độ sâu (m)	Độ sâu giữa lớp (m)	l_i (m)	c	φ	σ'_{vi} (kN/m ²)	k_{ai}	f_s	$f_s l_i$
Lớp 2	-2,8÷-10	-6,4	7,2	10	7	62,4	0,8781	16,728	120,44
Lớp 3	-10÷-15	-12,5	5	20	14	104	0,7581	39,657	198,29
Lớp 4	-15÷-22	-18,5	7	7	30	159	0,5	52,899	370,3
Tổng									689,02

$$Q_s = 4 \times 0,3 \times 689,02 = 826,83 \text{ kN}$$

Xác định sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p :

$$Q_p = A_p q_p$$

Với q_p tính theo công thức của Terzaghi:

$$q_p = 1,3cN_c + N_q \sigma'_v + \alpha \gamma d N_\gamma$$

Mũi cọc cắm vào lớp đất 4 là lớp cát chặt vừa có $\varphi = 30^\circ$

Tra bảng 2.7 ta có $N_q = 22,456$; $N_c = 37,162$; $N_\gamma = 19,7$

$$\begin{aligned} q_p &= 1,3 \times 7 \times 37,162 + 22,456 \times 194 + 0,4 \times 10 \times 0,3 \times 19,7 \\ &= 4718,3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Với q_p tính theo công thức của Vesic:

$$q_p = cN_c + N_q \sigma'_v + \gamma d N_\gamma$$

Mũi cọc cắm vào lớp đất 4 là lớp cát chặt vừa có $\varphi = 30^\circ$

Tra bảng 2.8 ta có $N_q = 30,14$; $N_c = 18,4$; $N_\gamma = 22,4$

$$q_p = 7 \times 18,4 + 30,14 \times 194 + 10 \times 0,3 \times 22,4 = 6043,16 \text{ kN/m}^2$$

Trong thiết kế thực tế có thể chọn 1 trong 2 cách trên. Ví dụ ở bài toán này chọn cách tính theo Vesic.

$$Q_p = 0,3^2 \times 6043,16 = 543,88 \text{ kN}$$

Vậy sức chịu tải cho phép:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{826,83}{2} + \frac{543,88}{3} = 594,7 \text{ kN}$$

4- Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT):

Sức chịu tải cho phép của cọc theo công thức của Nhật Bản:

$$Q_a = \frac{1}{3} (\alpha N_a A_p + (0,2 N_s L_s + N_c L_c) u)$$

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{1}{3} (30 \times 17 \times 0,3^2 + (0,2 \times 17 \times 7 + (4 \times 7,2 + 12 \times 5)) \times 1,2) \\ &= 60,34 \text{ T} = 603,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vậy sức chịu tải của cọc, chọn giá trị nhỏ nhất: $Q_a = 594,7 \text{ kN}$

Bài tập 2.2: Cho các thông số của cọc và đất nền dưới cọc như bài tập 1.

Kích thước cột $b_c \times h_c = 400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$

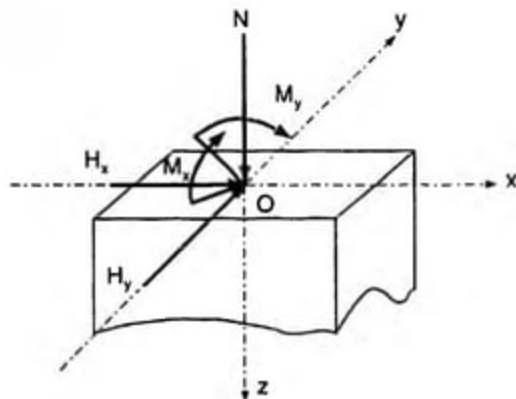
Biết lực tính toán tác dụng lên móng cọc tại vị trí chân cột là:

$$N^{\text{tt}} = 2400 \text{ kN}, M_x^{\text{tt}} = 80 \text{ kNm},$$

$$M_y^{\text{tt}} = 120 \text{ kNm}, H_x^{\text{tt}} = 100 \text{ kN},$$

$$H_y^{\text{tt}} = 70 \text{ kN}$$

- 1- Xác định số lượng cọc trong đài.
- 2- Xác định cách bố trí cọc trong đài.
- 3- Kiểm tra phân lực đầu cọc.
- 4- Kiểm tra sự làm việc của nhóm cọc.



Bài giải: 1- Số lượng cọc trong đài:

$$n_c = \frac{N^{tt}}{Q_{aTK}} \beta = \frac{2400}{594,7} \times 1,4 = 5,65$$

Vậy chọn $n_c = 6$ cọc

2- Bố trí cọc trong đài:

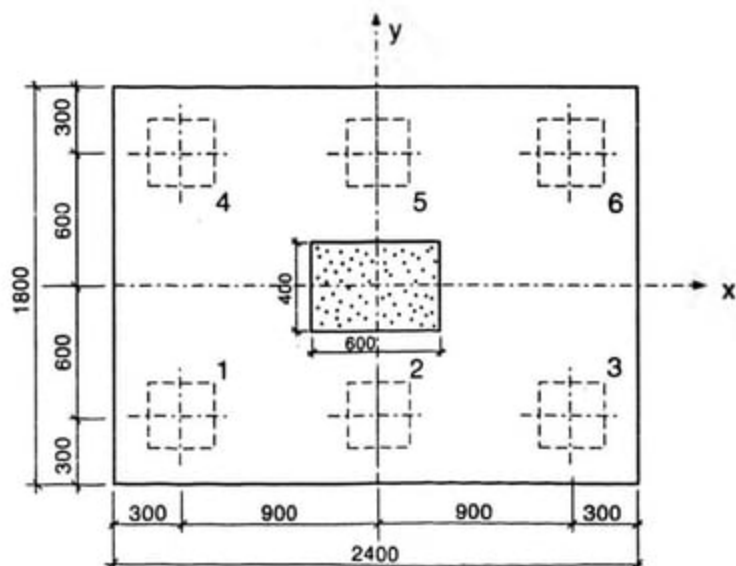
Chọn khoảng cách giữa các cọc phương x là $3d = 0,9m$

Chọn khoảng cách giữa các cọc phương y là $4d = 1,2m$

Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là $d/2 = 0,15m$

Chọn cao trình đáy đài là $-2,8m$, chiều cao đài $0,65m$.

Ta được kết quả bố trí cọc như hình vẽ:



3- Kiểm tra phân lực đầu cọc:

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài):

Trọng lượng riêng trung bình của bê tông đài và đất phía trên đài:
 $\gamma_{tb} = 22 \text{ kN/m}^3$

$$N^{tt} = 2400 + 2,4 \times 1,8 \times 2,8 \times 22 = 2666 \text{ kN}$$

$$M_x^{tt} = 80 + 70 \times 0,65 = 125,5 \text{ kNm}$$

$$M_y^{\text{tt}} = 120 + 100 \times 0,65 = 185 \text{ kNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i^{\text{tt}} = \frac{\sum N^{\text{tt}}}{n} + \frac{\sum M_y^{\text{tt}} \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x^{\text{tt}} \times y_i}{\sum y_i^2}$$

Lập bảng tính toán như sau:

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P_i (kN)
1	-0,9	-0,6	0,81	0,36	3,24	2,16	358,08
2	0	-0,6	0	0,36			409,47
3	0,9	-0,6	0,81	0,36			460,86
4	-0,9	0,6	0,81	0,36			427,81
5	0	0,6	0	0,36			479,19
6	0,9	0,6	0,81	0,36			530,58

Vậy tải trọng tác dụng vào các cọc đều thỏa: $\begin{cases} P_{\max} \leq Q_{aTK} \\ P_{\min} > 0 \end{cases}$

4- Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm:

$$\text{Hệ số nhóm: } \eta = 1 - \theta \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \cdot n_1 \cdot n_2} \right] \quad \text{với } \theta(\text{deg}) = \arctg \frac{d}{s}$$

trong đó: n_1 - số hàng cọc trong nhóm $n_1 = 2$

n_2 - số cọc trong một hàng $n_2 = 3$

s - khoảng cách 2 cọc tính từ tâm, thiên về an toàn lấy $s = 3d$

$$\theta(\text{deg}) = \arctg \frac{1}{3} = 18,4^\circ$$

$$\eta = 1 - 18,4 \times \left[\frac{(2-1) \times 3 + (3-1) \times 2}{90 \times 2 \times 3} \right] = 0,761$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

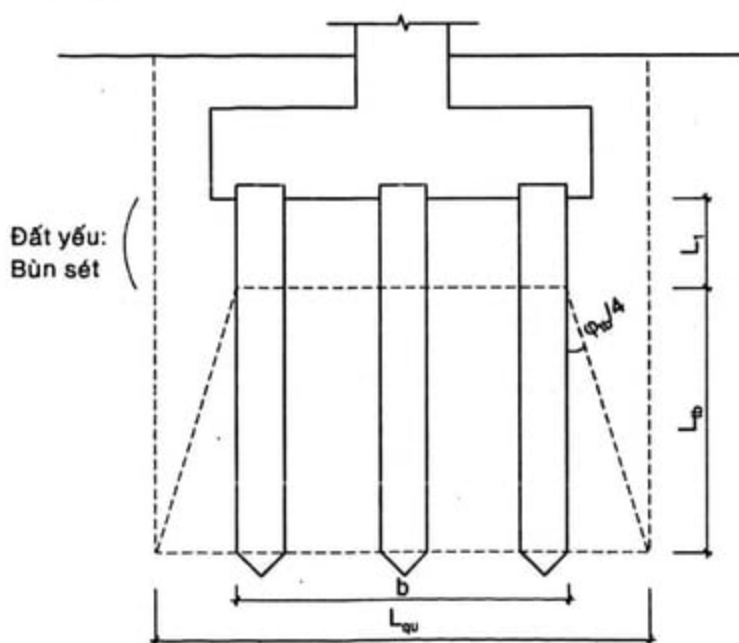
$$Q_{\text{nhóm}} = \eta \cdot n_c \cdot Q_{aTK} = 0,761 \times 6 \times 594,7 = 2715,4 \text{ kN} > N^{\text{tt}} = 2666 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

Bài tập 2.3: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷2. Yêu cầu kiểm tra lún móng khối quy ước. Kết quả thí nghiệm nén cố kết cho trong bảng:

Áp lực (kPa)	0	100	200	400	800
Hệ số rỗng e	0,558	0,525	0,512	0,500	0,487

Bài giải: Do địa chất dưới móng cọc có lớp đất yếu bùn sét nên khi tính kích thước móng khối quy ước, ta loại lớp đất này ra. Đoạn cọc nằm trong lớp bùn sét $L_1 = 7,2\text{m}$.



Chiều dài cọc tính từ đáy lớp đất yếu: $L_{tb} = 19,2 - 7,2 = 12\text{m}$

Tính góc ma sát trung bình trong đoạn L_{tb} :

$$\varphi_{tb} = \frac{5 \times 14 + 7 \times 30}{12} = 23,3^\circ$$

Chiều dài móng quy ước theo phương x:

$$L_{qu} = L_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 2,1 + 2 \times 12 \times \tan \frac{23,3}{4} = 4,55\text{m}$$

Chiều rộng móng quy ước theo phương y:

$$B_{qu} = B_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 1,5 + 2 \times 12 \tan \frac{23,3}{4} = 3,95\text{m}$$

Moment chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = L_{qu} \times B_{qu}^2 / 6 = 11,83\text{m}^3$$

$$W_y = B_{qu} \times L_{qu}^2 / 6 = 13,63\text{m}^3$$

Chiều cao khối móng quy ước:

$$H_{qu} = L_{tb} + L_1 + D_f = 19,2 + 2,8 = 22\text{m}$$

Diện tích móng khối quy ước:

$$A_{qu} = L_{qu}B_{qu} = 18\text{m}^2$$

Khối lượng đất trong móng quy ước:

$$Q_d = A_{qu}\sum H_i\gamma_i = 18 \times 194 = 3492 \text{ kN}$$

Khối lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{đc} = nA_p\sum H_i\gamma_i + \gamma V_{đai} = 6 \times 0,09 \times 194 + (18 \times 0,57 + 6 \times 0,08) \\ \times 1,8 \times 2,4 = 151,2\text{kN}$$

Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = nA_p\gamma_{bt}L_c + W_{đai} = 6 \times 0,09 \times 25 \times 19,2 + 25 \times 1,8 \\ \times 2,4 \times 0,65 = 329,4\text{kN}$$

Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{đc} = 3670,2 \text{ kN}$$

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = N_{đai}^{tc} + Q_{qu} = 2400/1,15 + 3670,2 = 6070,2 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = M_x'' / 1,15 = 125,5/1,15 = 109,13\text{kN.m}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = M_y'' / 1,15 = 185/1,15 = 160,9\text{kN.m}$$

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = N_{qu}^{tc} / A_{qu} = 337,2 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\max-\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$$

$$p_{\max}^{tc} = 358,2 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\min}^{tc} = 316,2 \text{ kN/m}^2$$

Xác định sức chịu tải của đất nền theo trạng thái giới hạn II:

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I)$$

Với $m = 1$ là hệ số điều kiện làm việc

$$\sigma'_{vp} = D\gamma_l = 194 \text{ kN/m}^2$$

Mũi cọc tại lớp đất 4 có: $\varphi = 30^0$; $c = 7 \text{ kN/m}^2$; $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

$$\rightarrow A = 1,1468; B = 5,5872; D = 7,9453$$

$$R^{tc} = 1 \times (1,1468 \times 4,4 \times 10 + 5,5872 \times 194 + 7,9453 \times 7) = 1190 \text{ kN/m}^2$$

Điều kiện ổn định đất nền được thỏa mãn:

$$p_{tb}^{tc} \leq R_{tc}; p_{max}^{tc} \leq 1,2R_{tc}; p_{min}^{tc} > 0$$

Tính độ lún móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ qua các bước sau:

Bước 1: Áp lực gây lún:

$$p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma'_i h_i = 337,2 - 194 = 143,2 \text{ kN/m}^2$$

Bước 2: Chia lớp phân tổ:

Đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thỏa điều kiện:

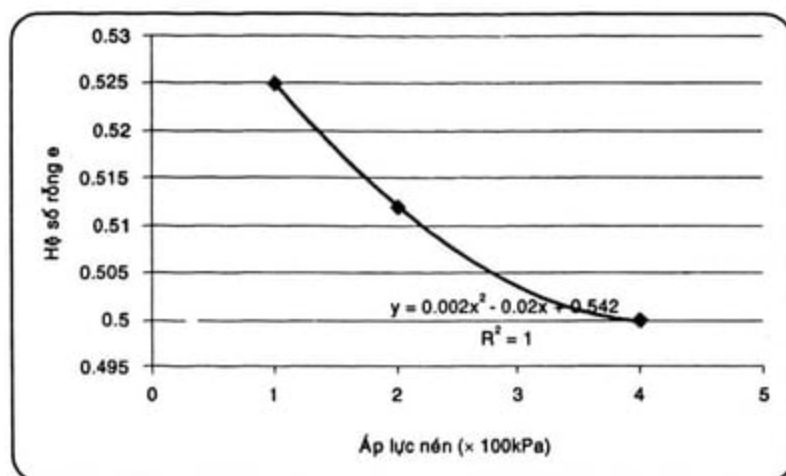
$$h_i \leq (0,4 + 0,6)B_{qu} = (1,58m + 2,37m)$$

Phía dưới móng khối là lớp cát đồng nhất, chia thành từng lớp 0,5m.

Bước 3,4,5: Xác định độ lún của từng lớp phân tổ và tính tổng độ lún:

Lưu ý z trong bảng 2.15 là độ sâu so với đáy móng khối quy ước.

Đường cong nén lún: do các áp lực $< 400 \text{ kN/m}^2$, nên để đơn giản ta chỉ cần nội suy bậc 2 từ 3 cấp áp lực 100kPa, 200kPa, 400kPa.



Lập thành bảng như sau:

Độ sâu (m)	Z (m)	z/b	k_0	σ_{21} (kN/m ²)	σ_{11} (kN/m ²)	σ_{11} (kN/m ²)	σ_{21} (kN/m ²)	e_{11}	e_{21}	Độ lún (cm)
-22	0	0	1,000	143,2	194,0					
						196,5	339,0	0,510	0,497	0,438
-	-									
22,5	0,5	0,127	0,991	141,9	199,0					
						201,5	339,6	0,510	0,497	0,420
-23	-1	0,253	0,938	134,4	204,0					
						206,5	334,0	0,509	0,498	0,388
-	-									
23,5	1,5	0,38	0,842	120,6	209,0					
						211,5	323,8	0,509	0,498	0,346
-24	-2	0,506	0,727	104,0	214,0					
						216,5	312,5	0,508	0,499	0,300
-	-									
24,5	2,5	0,633	0,614	87,9	219,0					
						221,5	302,3	0,508	0,500	0,255
-25	-3	0,759	0,514	73,7	224,0					
						226,5	294,2	0,507	0,500	0,215
-	-									
25,5	3,5	0,886	0,431	61,8	229,0					
						231,5	288,4	0,506	0,501	0,181
-26	-4	1,013	0,363	52,0	234,0					
						236,5	284,6	0,506	0,501	0,153
-	-									
26,5	4,5	1,139	0,308	44,1	239,0					
						241,5	282,4	0,505	0,501	0,129
-27	-5	1,266	0,263	37,7	244,0					
Tổng độ lún (cm)										2,83

Bài tập 2.4: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷3. Yêu cầu tìm chiều cao đài hợp lý theo điều kiện xuyên thủng.

Bài giải: Điều kiện chống xuyên thủng đài cọc:

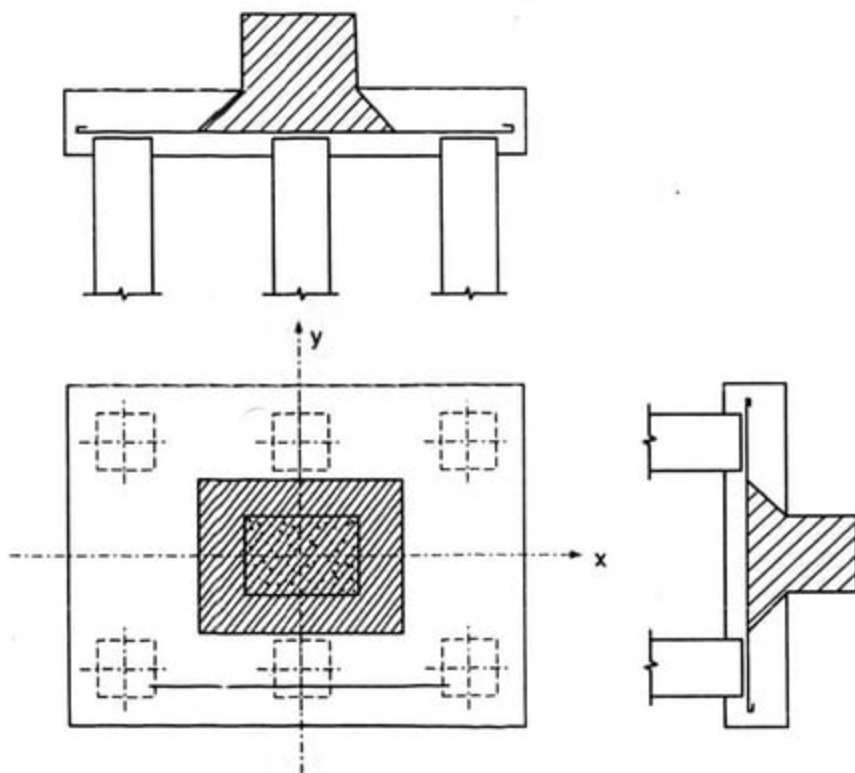
$$P_{xt} < P_{cx}$$

Chọn chiều cao đài sơ bộ là 0,35m.

Chọn $a_0 = 12\text{cm}$, chiều cao làm việc của tiết diện đài:

$$h_0 = h_d - a = 0,35 - 0,12 = 0,23\text{m}$$

Các cọc đều nằm ngoài đáy lớn của tháp xuyên 45° như hình vẽ:



Lực gây xuyên thủng: $P_{xt} = N^t = 2400\text{ kN}$

Lực chống xuyên thủng: $P_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0$

Với $u_m = 2(h_c + b_c + 2h_0) = 2 \times (0,6 + 0,4 + 2 \times 0,23) = 2,92\text{m}$

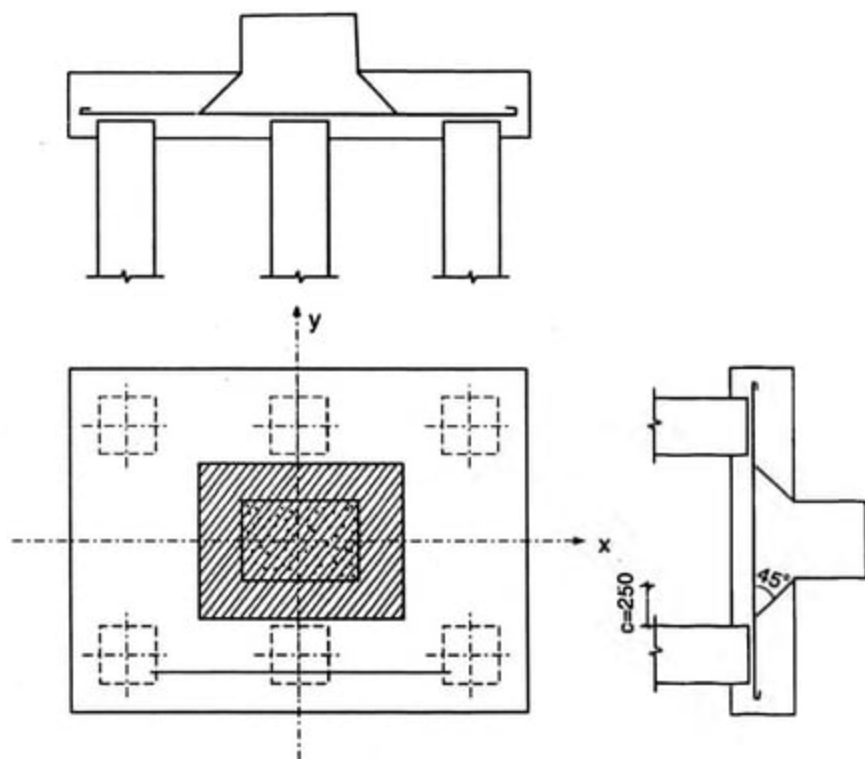
$$P_{cx} = 1 \times 0,9 \times 10^3 \times 2,92 \times 0,23 = 604\text{ kN} < P_{xt}$$

Nhận thấy P_{cx} nhỏ hơn nhiều so với P_{xt} , ta chọn chiều cao đài là 0,65m.

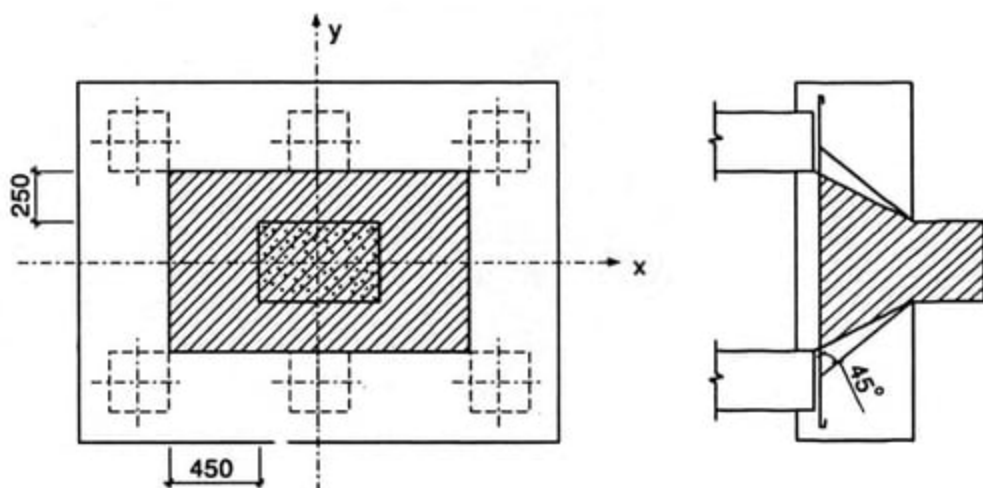
Chọn $a_0 = 12\text{cm}$, chiều cao làm việc của tiết diện đài:

$$h_0 = h_d - a = 0,65 - 0,12 = 0,53\text{m}$$

Tháp xuyên 45° có đáy lớn bao phủ một phần của cọc như hình vẽ:



Do đó tháp xuyên thủng có kích thước như sau:



Lực gây xuyên thủng: $P_{xt} = N^m = 2400 \text{ kN}$

Lực chống xuyên thủng:

$$P_{cx} = \alpha R_{bt} \left[\left(\frac{h_c + h_c + 2c_1}{2} \right) h_0 \times \frac{h_0}{c_1} + \left(\frac{b_c + b_c + 2c_2}{2} \right) h_0 \times \frac{h_0}{c_2} \right] \times 2$$

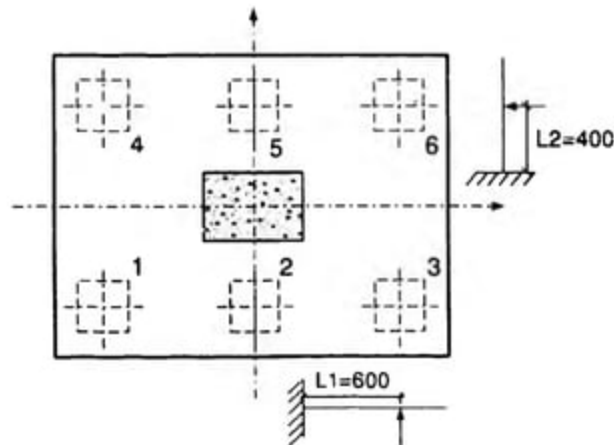
$$P_{cx} = 1 \times 0,9 \times 10^3 \times \left[\left(\frac{0,6 + 0,6 + 2 \times 0,45}{2} \right) \times 0,53 \times \frac{0,53}{0,45} + \left(\frac{0,4 + 0,4 + 2 \times 0,25}{2} \right) \times 0,53 \times \frac{0,53}{0,25} \right] \times 2 = 2494 \text{ kN} > P_{xt} = 2400 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

Vậy chiều cao đài hợp lý chọn 0,65m.

Bài tập 2.5: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷4. Yêu cầu tính toán cốt thép cho đài cọc.

Bài giải: Sơ đồ tính: xem đài là bản consol một đầu ngàm vào mép cột, đầu kia tự do, giả thiết đài tuyệt đối cứng.



Tính thép đặt theo phương X:

$$M = \sum P_i l_i = P_3 l_3 + P_6 l_6 = 460,86 \times 0,6 + 530,58 \times 0,6 = 594,9 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{59490}{0,9 \times 1,15 \times 180 \times 53^2} = 0,114$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,12$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,12 \times 0,9 \times 1,15 \times 180 \times 53}{28} = 42,3 \text{ cm}^2$$

Chọn 12 ϕ 22 rải với khoảng cách $a = 150 \text{ mm}$ ($A_s = 45,62 \text{ cm}^2$)

Tính thép đặt theo phương Y:

$$M = \sum P_i l_i = P_4 l_4 + P_5 l_5 + P_6 l_6 = (427,81 + 479,19 + 530,58) \times 0,4 = 575 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{57500}{0,9 \times 1,15 \times 240 \times 53^2} = 0,082$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,086$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,086 \times 0,9 \times 1,15 \times 240 \times 53}{28} = 40,44 \text{ cm}^2$$

Chọn 16 ϕ 18 rải với khoảng cách $a = 150 \text{ mm}$ ($A_s = 40,72 \text{ cm}^2$).

Bài tập 2.6: Sử dụng các kết quả của bài tập 1+5. Yêu cầu kiểm tra cọc chịu tải ngang.

Bài giải: Ta kiểm tra cho trường hợp lực cắt lớn nhất theo từng phương. Do tiết diện cọc hình vuông nên chỉ cần kiểm tra với trường hợp lực cắt lớn nhất.

Lực cắt lớn nhất tại chân đài: $H^n = 100 \text{ kN}$

→ Lực cắt tác dụng 1 cọc: $H = H^n/6 = 16,7 \text{ kN}$

Moment tại chân đài đã chuyển thành lực dọc trong cọc, nên cọc không có moment tác dụng. Chỉ có lực ngang tác dụng ở đầu cọc (tương ứng đáy đài).

Moment quán tính tiết diện ngang của cọc:

$$I = \frac{d^4}{12} = 6,75 \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$$

Môđun đàn hồi bê tông B20:

$$E_b = 27 \times 10^3 \text{ (MPa)} = 27 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Chiều rộng quy ước cọc:

$$b_c = 1,5d + 0,5 = 0,95 \text{ m (vì } d < 0,8 \text{ m)}$$

Hệ số nền $K = 5000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ (tra bảng 2.18)

Hệ số biến dạng:

$$\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 0,95}{27 \times 10^6 \times 6,75 \times 10^{-4}}} = 0,764$$

Chiều dài cọc trong đất tính đối:

$$l_e = \alpha_{bd} \times l = 0,764 \times 19,2 = 14,7 \text{ m}$$

Tra bảng 2.19 ta có: $A_0 = 2,441$; $B_0 = 1,621$; $C_0 = 1,751$

Xác định chuyển vị ngang y_0 và góc xoay ψ_0 ở đầu cọc

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_0 = 1$ gây ra:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \times E_b \times I} A_0 = \frac{1}{0,764^3 \times 27 \times 10^6 \times 6,75 \times 10^{-4}} \times 2,441$$

$$= 3,0 \times 10^{-4} \text{ (m/kN)}$$

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $M_0 = 1$ gây ra:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \times E_b \times I} B_0 = \frac{1}{0,764^2 \times 27 \times 10^6 \times 6,75 \times 10^{-4}} \times 1,621$$

$$= 1,52 \times 10^{-4} \text{ (m/kN)}$$

Góc xoay của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_0 = 1$ gây ra:

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = 1,52 \times 10^{-4} \text{ (kN}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}\text{)}$$

Moment uốn và lực cắt tại đầu cọc:

$$H_0 = H = 16,7 \text{ kN}; \quad M_0 = M + Hl_0 = 0$$

Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc tại cao trình mặt đất:

$$y_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM} = 16,7 \times 3,0 \times 10^{-4} = 5,01 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

$$\psi_0 = H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM} = 16,7 \times 1,52 \times 10^{-4} = 2,54 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

Tính toán chuyển vị ngang và góc xoay của cọc ở mức đáy đài:

$$\Delta = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_b I} + \frac{Ml_0^2}{2E_b I}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b I} + \frac{Ml_0}{E_b I}$$

l_0 - chiều dài cọc từ đáy đài đến mặt đất, cọc đài thấp $l_0 = 0$.

$$\Delta = y_0 = 5,01 \times 10^{-3} \text{ (m)}; \quad \psi = \psi_0 = 2,54 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

Áp lực σ_z (kN/m²), moment uốn M_z (kNm), lực cắt Q_z trong các tiết diện cọc được tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_c (y_0 \times A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_{bd}^2 \cdot E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}^3 \cdot E_b I} D_1)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_0 A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I_{y_0} A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I_{y_0} B_4 + \alpha_{bd} M C_4 + H_0 D_4$$

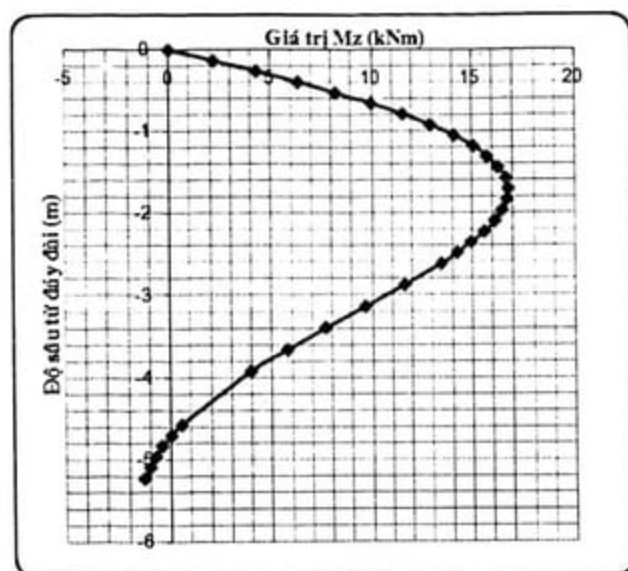
z_e - chiều sâu tính đôi, $z_e = \alpha_{bd} z$ với $\alpha_{bd} = 0.764$.

$A_1, A_3, A_4, B_1, B_2, B_3, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng 2.20.

Moment dọc theo thân cọc:

z	z_e	A3	B3	C3	D3	M_z (kNm)
0,0	0	0	0	1	0	0,00
0,1	0,1	0	0	1	0,1	2,19
0,3	0,2	-0,001	0	1	0,2	4,32
0,4	0,3	-0,004	-0,001	1	0,3	6,38
0,5	0,4	-0,011	-0,002	1	0,4	8,23
0,7	0,5	-0,021	-0,005	0,999	0,5	9,99
0,8	0,6	-0,036	-0,011	0,998	0,6	11,59
0,9	0,7	-0,057	-0,02	0,996	0,699	12,95
1,0	0,8	-0,085	-0,034	0,992	0,799	14,14
1,2	0,9	-0,121	-0,055	0,985	0,897	15,11
1,3	1	-0,167	-0,083	0,975	0,994	15,77
1,4	1,1	-0,222	-0,122	0,96	1,09	16,32
1,6	1,2	-0,287	-0,173	0,938	1,183	16,69
1,7	1,3	-0,365	-0,238	0,907	1,273	16,81
1,8	1,4	-0,455	-0,319	0,866	1,358	16,74
2,0	1,5	-0,559	-0,42	0,811	1,437	16,49
2,1	1,6	-0,676	-0,543	0,739	1,507	16,14
2,2	1,7	-0,808	-0,691	0,646	1,566	15,63
2,4	1,8	-0,956	-0,867	0,53	1,612	14,98
2,5	1,9	-1,118	-1,074	0,385	1,64	14,28
2,6	2	-1,295	-1,314	0,207	1,646	13,47
2,9	2,2	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	11,64
3,1	2,4	-2,141	-2,663	-0,941	1,352	9,66
3,4	2,6	-2,621	-3,6	-1,877	0,917	7,69
3,7	2,8	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	5,79
3,9	3	-3,541	-6	-4,688	-0,891	3,97
4,6	3,5	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	0,52
4,7	3,6	-3,757	-10,196	-11,751	-7,325	0,01
4,8	3,7	-3,471	-10,776	-13,235	-8,979	-0,44
5,0	3,8	-3,036	-11,252	-14,774	-10,821	-0,74
5,1	3,9	-2,427	-11,585	-16,346	-12,854	-1,01
5,2	4	-1,614	-11,73	-17,92	-15,08	-1,28

Biểu đồ moment dọc theo thân cọc:

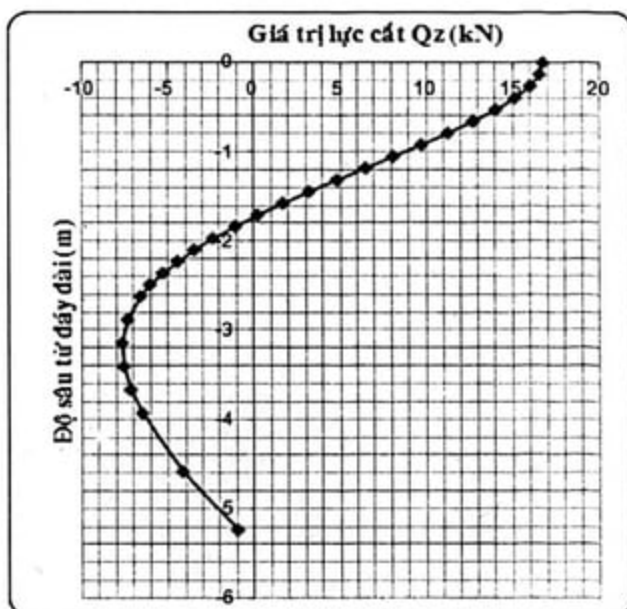


Lực cắt dọc theo cọc:

Z	Z_e	A4	B4	C4	D4	Q_z (KN)
0,0	0	0	0	0	1	16,7
0,1	0,1	-0,005	0	0	1	16,5
0,3	0,2	-0,02	-0,003	0	1	16,0
0,4	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1	15,1
0,5	0,4	-0,08	-0,021	-0,003	1	14,0
0,7	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999	12,7
0,8	0,6	-0,18	-0,072	-0,016	0,997	11,3
0,9	0,7	-0,245	-0,114	-0,03	0,994	9,7
1,0	0,8	-0,32	-0,171	-0,051	0,989	8,1
1,2	0,9	-0,404	-0,243	-0,082	0,98	6,5
1,3	1	-0,499	-0,333	-0,125	0,967	4,8
1,4	1,1	-0,603	-0,443	-0,183	0,946	3,2
1,6	1,2	-0,716	-0,575	-0,259	0,917	1,7
1,7	1,3	-0,838	-0,73	-0,356	0,876	0,3
1,8	1,4	-0,967	-0,91	-0,479	0,821	-1,1
2,0	1,5	-1,105	-1,116	-0,63	0,747	-2,3
2,1	1,6	-1,248	-1,35	-0,815	0,652	-3,4
2,2	1,7	-1,396	-1,613	-1,036	0,529	-4,4
2,4	1,8	-1,547	-1,906	-1,299	0,374	-5,2
2,5	1,9	-1,699	-2,227	-1,608	0,181	-6,0
2,6	2	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057	-6,5

2,9	2,2	-2,125	-3,36	-2,849	-0,692	-7,3
3,1	2,4	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592	-7,6
3,4	2,6	-2,437	-5,14	-5,355	-2,821	-7,5
3,7	2,8	-2,346	-6,023	-5,99	-4,445	-7,1
3,9	3	-1,969	-6,765	-8,84	-6,52	-6,4
4,6	3,5	1,074	-6,789	-13,69	-13,83	-4,1
5,2	4	9,244	-0,358	-15,61	-23,14	-0,9

Biểu đồ lực cắt dọc theo cọc:

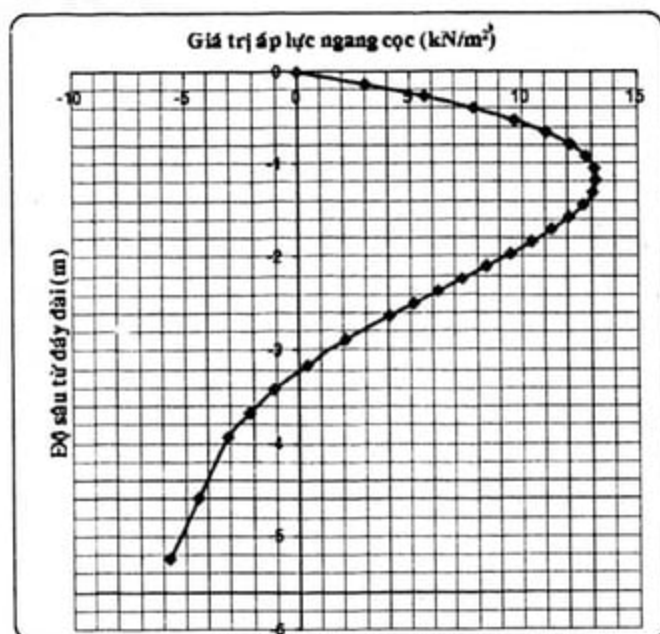


Bảng giá trị áp lực ngang:

Z	Z _a	A1	B1	C1	D1	σ_z (kPa)
0,00	0	1	0	0	0	0,00
0,13	0,1	1	0,1	0,005	0	3,06
0,26	0,2	1	0,2	0,02	0,001	5,69
0,39	0,3	1	0,3	0,045	0,004	7,89
0,52	0,4	1	0,4	0,08	0,011	9,69
0,65	0,5	1	0,5	0,125	0,021	11,10
0,79	0,6	0,999	0,6	0,18	0,036	12,11
0,92	0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	12,80
1,05	0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	13,16
1,18	0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	13,22
1,31	1	0,992	0,997	0,499	0,167	13,08
1,44	1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	12,68

1,57	1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	12,05
1,70	1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	11,29
1,83	1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	10,43
1,96	1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	9,49
2,09	1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	8,44
2,23	1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	7,35
2,36	1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	6,23
2,49	1,9	0,795	1,77	1,752	1,126	5,17
2,62	2	0,735	1,823	1,924	1,308	4,10
2,88	2,2	0,575	1,887	2,272	1,72	2,11
3,14	2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	0,39
3,40	2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-1,09
3,66	2,8	-0,385	1,49	3,128	3,288	-2,13
3,93	3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,10
4,58	3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,98	-4,40
5,24	4	-5,854	-5,941	-0,927	4,548	-5,71

Biểu đồ áp lực ngang:



Kiểm tra ổn định nền đất quanh cọc:

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1)$$

Tại độ sâu $z = 1,18\text{m}$ so với đáy đài hay $-3,98\text{m}$ (ở lớp đất 2) $\sigma_{z\max} = 13,22 \text{ kN/m}^2$; $\sigma'_v = 47,58 \cdot \text{kN/m}^3$

Lớp 2 có: $c_1 = 10 \text{ kN/m}^2$; $\varphi_1 = 7^\circ$

$$[\sigma_z] = 1 \times 0,7 \times \frac{4}{\cos 7^\circ} (47,88 \times \text{tg} 7^\circ + 0,3 \times 10) = 25 \text{ kN/m}^2 > \sigma_{z\max}$$

Vậy thỏa điều kiện ổn định nền đất quanh cọc.

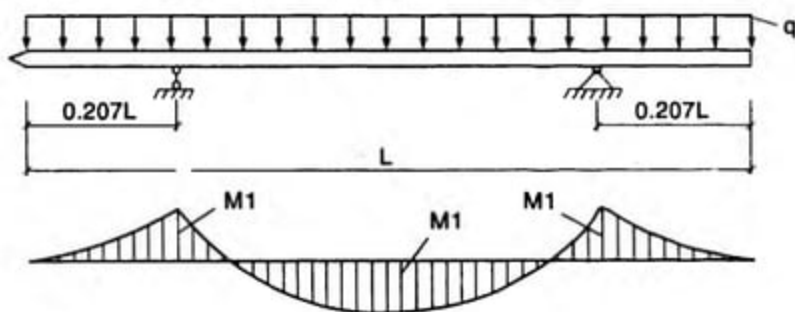
Bài tập 2.7: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷6. Yêu cầu kiểm tra cọc theo điều kiện cầu lắp.

Bài giải: Cọc bố trí 2 móc cầu và dùng móc cầu trong sơ đồ cầu cọc để dựng cọc.

Trọng lượng bản thân cọc kể đến hệ số động khi cầu lắp và dựng cọc:

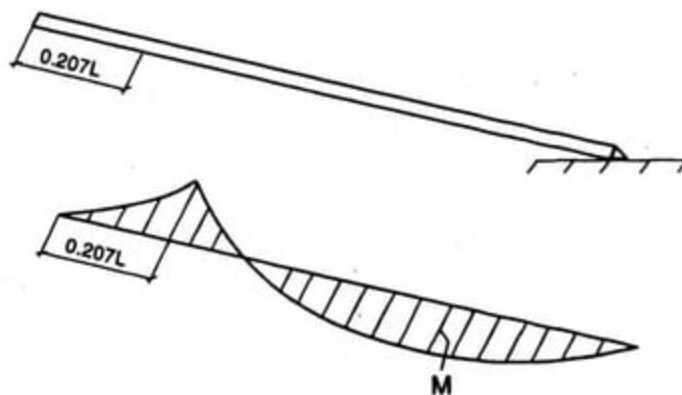
$$q = k_d \cdot \gamma \cdot d^2 = 1,5 \times 25 \times 0,3^2 = 3,375 (\text{kN/m})$$

Khi cầu cọc:



Moment lớn nhất: $M = 0,0214qL^2$

Khi dựng cọc:



Moment lớn nhất: $M = 0,068qL^2$

Vậy moment lớn nhất khi cầu lắp và dựng cọc là:

$$M = 0,068qL^2 = 0,068 \times 3,375 \times 10^2 = 22,95 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{2295}{0,9 \times 1,15 \times 30 \times 25^2} = 0,118$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,126$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,126 \times 0,9 \times 1,15 \times 30 \times 25}{28} = 3,5 \text{ cm}^2$$

Vậy thép đã chọn trong cọc là 2φ18 mỗi phía ($A_s=5,09\text{cm}^2$) là thỏa mãn.

Bài 2.8: Cho cọc bê tông cốt thép tiết diện 300mm × 300mm, sử dụng bê tông B25, thép gồm 4 cây φ16 loại CII. Cọc dài 30m gồm 3 đoạn nối lại, đoạn đập đầu cọc và ngầm vào đài là 800mm. Chiều sâu đáy đài là $D_f = 2\text{m}$. Các lớp địa chất như sau:

	Lớp 1: Cát đắp	Lớp 2: Bùn sét	Lớp 3: Cát mịn	Lớp 4: Sét pha	Lớp 5: Cát mịn	Lớp 6: Cát vừa
c	0,5	6,8	3	17	3	3
φ	24	8	25	15	26	30
γ	18	15	19	19	19	20
l_L	-	1	-	0,4	-	-
N_{SPT}	-	2	12	13	20	21
Độ sâu (m)	0 + 1,5	1,5 + 12	12 + 18	18 + 24	24 + 32	32 + 40

Mực nước ngầm ở độ sâu -1m.

- 1- Tính sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc.
- 2- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.
- 3- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền.
- 4- Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).
- 5- Chọn chiều cao sơ bộ của đài cọc là 0,6m.

Kích thước cọc là $b_c \times h_c = 350\text{mm} \times 550\text{mm}$. Lực tính toán tác dụng lên cọc: $N_x^{\text{tt}} = 1800\text{kN}$, $M_x^{\text{tt}} = 100\text{kNm}$, $M_y^{\text{tt}} = 120\text{kNm}$, $H_x^{\text{tt}} = 180\text{kN}$, $H_y^{\text{tt}} = 150\text{kN}$

Hãy bố trí cọc cho đài, kiểm tra phân lực đầu cọc và kiểm tra cọc làm việc theo nhóm.

- 6- Kết quả thí nghiệm nén cố kết:

σ (kPa)	25	50	100	200	400	800
e	0,8	0,776	0,753	0,726	0,696	0,653

Xác định móng khối quy ước và tính lún cho móng cọc.

7- Kiểm tra điều kiện chống xuyên thủng của đài cọc.

8- Tính toán cốt thép đài cọc.

9- Kiểm tra cọc chịu tải ngang (lấy hệ số nền $K = 8000 \text{ kN/m}^2$)

10- Kiểm tra cọc theo điều kiện cầu lắp.

Đáp số: 1- 1388kN

2- 800kN

3- 735kN

4- 744 kN (công thức của Nhật)

5- $n = 4$, phương X: 4d, phương Y: 3d, $P_{\max} = 680\text{kN}$, $P_{\min} = 279\text{kN}$,
 $P_{\text{nhom}} = 2336\text{kN}$

6- $L_{\text{qu}} = 8,7\text{m}$; $B_{\text{qu}} = 8,4\text{m}$; $p_{\text{gl}} = 37\text{kN}$; $S = 2,8\text{cm}$

7- Thỏa

8- Phương X: $\phi 16\text{a}110$, phương Y: $\phi 14\text{a}110$

9- $M_{\max} = 41,2\text{kNm}$; $Q_{\max} = 45\text{kN}$; $\sigma_{\max} = 39,1\text{kN/m}^2$

Bài 2.9: Cho cọc bê tông cốt thép tiết diện $250\text{mm} \times 250\text{mm}$, sử dụng bê tông B20, thép gồm 4 cây $\phi 16$ loại CII. Cọc dài 20m gồm 2 đoạn nối lại, đoạn đập đầu cọc và ngàm vào đài là 800mm. Chiều sâu đáy đài là $D_f = 1,5\text{m}$. Các lớp địa chất như sau:

	Lớp 1: Cát đắp	Lớp 2: Sét pha	Lớp 3: Cát mịn
c	0,7	17	3
φ	22	15	30
γ	8	9	9
I_L	-	0,3	-
N_{SPT}	-	12	21
Độ sâu (m)	0 ÷ 1,5	1,5 ÷ 16	16 ÷ 24

Mực nước ngầm ở độ sâu -1m.

1- Tính sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc.

- 2- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.
- 3- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền.
- 4- Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).
- 5- Chọn chiều cao sơ bộ của đài cọc là 0,6m.

Kích thước cột là $b_c \times h_c = 400\text{mm} \times 600\text{mm}$. Lực tính toán tác dụng lên cột: $N^{\text{tt}} = 1900\text{kN}$, $M_x^{\text{tt}} = 90\text{kNm}$, $M_y^{\text{tt}} = 115\text{kNm}$, $H_x^{\text{tt}} = 95\text{kN}$, $H_y^{\text{tt}} = 110\text{kN}$

Hãy bố trí cọc cho đài, kiểm tra phân lực đầu cọc và kiểm tra cọc làm việc theo nhóm.

- 6- Kết quả thí nghiệm nén cố kết:

σ (kPa)	25	50	100	200	400	800
e	0,8	0,776	0,753	0,726	0,696	0,653

Xác định móng khối quy ước và tính lún cho móng cọc.

- 7- Kiểm tra điều kiện chống xuyên thủng của đài cọc.
- 8- Tính toán cốt thép đài cọc.
- 9- Kiểm tra cọc chịu tải ngang (lấy hệ số nền $K = 8000 \text{ kN/m}^2$)
- 10- Kiểm tra cọc theo điều kiện cầu lắp.

Đáp số: 1- 858kN

2- 538kN

3- 468kN

4- 777 kN (công thức của Nhật)

5- $n = 6$, phương X: 3d, phương Y: 4d, $P_{\text{max}} = 442\text{kN}$, $P_{\text{min}} = 223\text{kN}$,
 $P_{\text{nhom}} = 2138\text{kN}$

6- $L_{\text{qu}} = 9,14\text{m}$; $B_{\text{qu}} = 8,64\text{m}$; $p_{\text{gl}} = 29,6\text{kN}$; $S = 2,6\text{cm}$

7- Thỏa

8- Phương X: $\phi 16\text{a}110$, phương Y: $\phi 14\text{a}120$

9- $M_{\text{max}} = 26,8\text{kNm}$; $Q_{\text{max}} = 33,3\text{kN}$; $\sigma_{\text{max}} = 35,8\text{kN/m}^2$