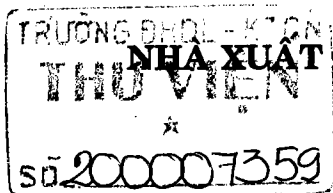
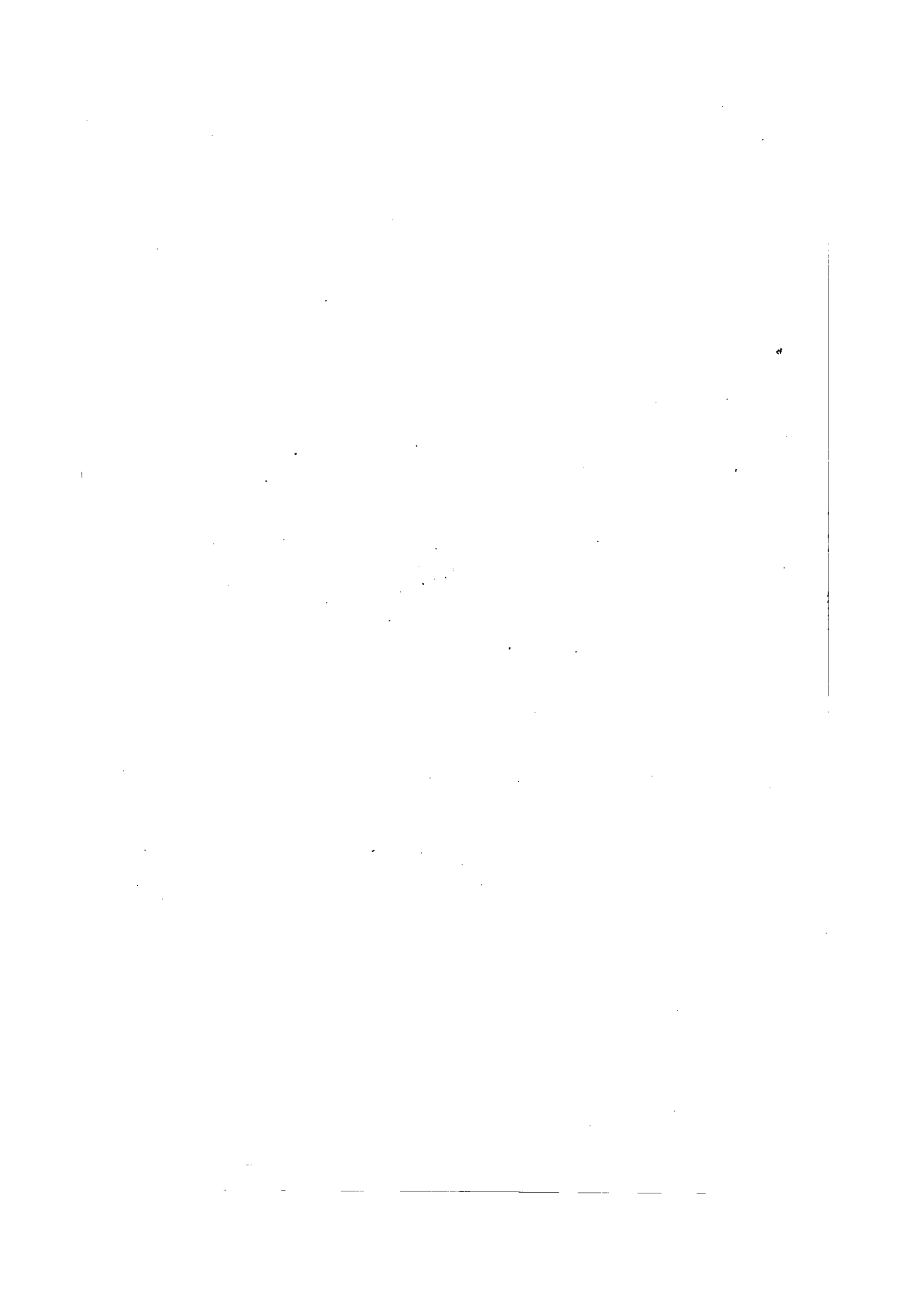


GS. TSKH. NGUYỄN VĂN QUẢNG

# NỀN MÓNG NHÀ CAO TẦNG

(*Xuất bản lần thứ 3*)





# MỤC LỤC

<b>LỜI NÓI ĐẦU</b>	11
<b>CHƯƠNG I</b>	
<b>    KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH CHO NHÀ CAO TẦNG</b>	13
I.1. NGHIÊN CỨU LỊCH SỬ THÀNH TẠO ĐỊA CHẤT	13
I.2. TÌM HIỂU KINH NGHIỆM XÂY DỰNG NỀN MÓNG TẠI ĐỊA ĐIỂM XÂY DỰNG	13
I.3. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH BẰNG PHƯƠNG PHÁP KHOAN	14
I.3.1. Bố trí các điểm khảo sát	14
I.3.2. Xác định chiều sâu khảo sát	15
I.3.3. Đánh giá tính chất đất nền bằng các thí nghiệm trong phòng	17
I.3.4. Đánh giá tính xâm thực của nước dưới đất đối với bê tông	18
I.3.5. Trữ địa chất và mặt cắt địa chất	19
I.3.6. Đánh giá điều kiện địa chất công trình	20
I.4. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP XUYÊN TÍNH (CPT)	20
I.4.1. Thiết bị và phương pháp xuyên tĩnh	20
I.4.2. Nhận xét tính chất đất nền theo kết quả xuyên tĩnh	22
I.5. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)	26
I.5.1. Thiết bị và phương pháp xuyên tiêu chuẩn SPT	26
I.5.2. Nhận xét tính chất đất nền theo SPT	28
I.5.3. Một số tương quan có thể tham khảo	28
<b>CHƯƠNG II</b>	
<b>    XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC</b>	31
II.1. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO ĐỘ BỀN CỦA VẬT LIỆU LÀM CỌC	31
II.1.1. Sức chịu tải của cọc bê tông cốt thép tiết diện đặc, hình vuông, chịu nén	31
	3

II.1.2. Sức chịu tải của cọc ống bê tông cốt thép, chịu nén	31
II.1.3. Xác định sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén	32
<b>II.2. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT NỀN (theo SNIP 2.02.03.85 hoặc TCXD - 205 - 1998)</b>	<b>32</b>
II.2.1. Sức chịu tải của cọc đơn, theo đất nền.	32
II.2.2. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc chống	33
II.2.3. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc ma sát, thi công bằng phương pháp đóng	34
II.2.4. Sức chịu tải chống nhổ của cọc đóng	37
II.2.5. Sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén đúng tâm	37
II.2.6. Sức chịu tải của cọc nhồi khi chịu tải trọng nhỏ	40
<b>II.3. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC BẰNG KẾT QUẢ XUYÊN TÍNH (theo TCXD - 205 - 1998)</b>	<b>41</b>
II.3.1. Sức chịu của cọc ma sát	41
II.3.2. Sức chống cực hạn ở mũi xuyên	41
II.3.3. Sức chống cực hạn ở mặt bên cọc	41
II.3.4. Một số tương quan có thể tham khảo	42
<b>II.4. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)</b>	<b>44</b>
II.4.1. Tính theo Meyerhof cho đất rời	44
II.4.2. Tính toán sức chịu tải của cọc trong đất dính (theo David, 1979)	44
II.4.3. Tính toán sức chịu tải của cọc theo công thức của Nhật Bản	45
<b>II.5. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO CÔNG THỨC ĐỘNG</b>	<b>45</b>
II.5.1. Phương pháp của Gersevanov	45
II.5.2. Phương pháp Hilley	48
<b>II.6. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TÍNH TẠI HIỆN TRƯỜNG</b>	<b>49</b>
 <b>CHƯƠNG III</b>	
<b>TÍNH TOÁN CỌC CHỊU TÁC DỤNG ĐỒNG THỜI CỦA LỰC THẲNG ĐỨNG, LỰC NGANG VÀ MÔMEN</b>	<b>51</b>

<b>CHƯƠNG IV</b>	
<b>TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA MÓNG CỌC</b>	59
IV.1. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MỘT NHÓM CỌC	59
IV.2. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MÓNG BẰNG CỌC	63
IV.3. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MÓNG BÈ CỌC	64
IV.4. ĐỘ LÚN GIỚI HẠN ĐỐI VỚI NHÀ CAO TẦNG THÔNG THƯỜNG (Theo TCXD – 205 – 1998)	65
<b>CHƯƠNG V</b>	
<b>THIẾT KẾ MÓNG CỌC TRONG VÙNG CÓ ĐỘNG ĐẤT</b>	67
V.1. ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘNG ĐẤT ĐẾN CÔNG TRÌNH	67
V.2. NHỮNG ĐIỀU CẦN CHÚ Ý KHI THIẾT KẾ MÓNG CỌC TRONG VÙNG CÓ ĐỘNG ĐẤT	68
<b>CHƯƠNG VI</b>	
<b>THIẾT KẾ MÓNG CỌC ĐÓNG</b>	71
VI.1. QUY ĐỊNH VẬT LIỆU LÀM CỌC	71
VI.1.1. Chất lượng bê tông	71
VI.1.2. Cốt thép dọc	71
VI.1.3. Cốt thép đai	71
VI.2. THIẾT KẾ CỌC ĐÓNG BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP	73
VI.2.1. Chi tiết đầu cọc	73
VI.2.2. Chi tiết mũi cọc	73
VI.2.3. Chi tiết thân cọc	74
VI.2.4. Một số quy cách tham khảo về cọc đóng hình lăng trụ bằng bê tông cốt thép	75
VI.3. THIẾT KẾ ĐÀI CỌC ĐÓNG BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP	75
VI.3.1. Bố trí cọc trong mặt bằng của đài cọc	75
VI.3.2. Xác định chiều cao của đài cọc	77
VI.3.3. Xác định số lượng cọc trong đài móng	80

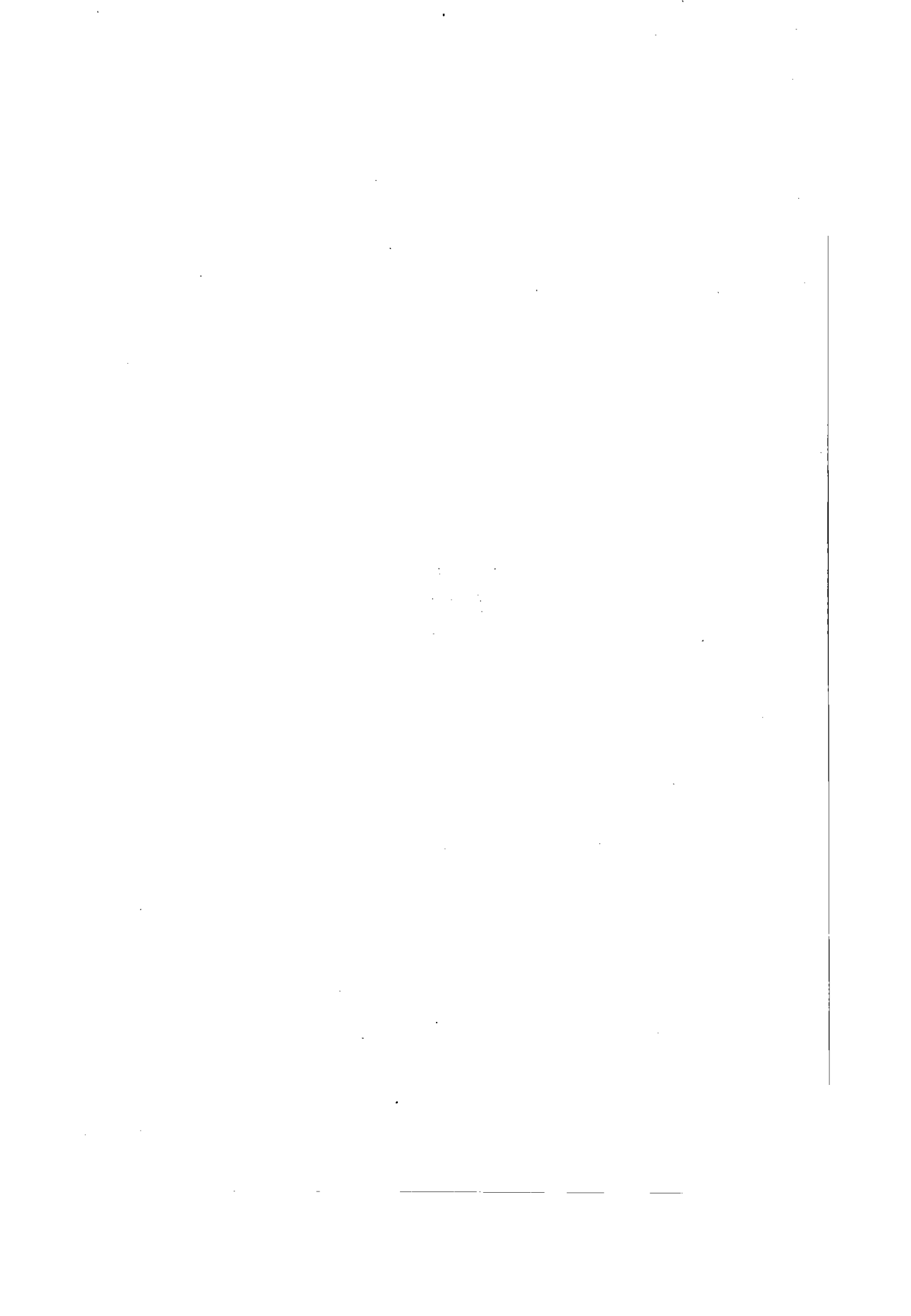
VI.4. KIỂM TRA NỀN MÓNG CỌC THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT (theo sức chịu tải và ổn định)	82
VI.5. KIỂM TRA MÓNG CỌC MA SÁT THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ HAI (theo điều kiện biến dạng)	83
VI.6. XÁC ĐỊNH CHIỀU CAO VÀ TÍNH THÉP CHO ĐÀI CỌC	87
VI.6.1. Xác định chiều cao đài cọc	87
VI.6.2. Tính thép cho đài cọc	88
VI.7. THÍ DỤ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC ĐÓNG	89
<b>CHƯƠNG VII</b>	
<b>THIẾT KẾ MÓNG CỌC KHOAN NHỒI</b>	99
Phạm vi áp dụng	99
<b>VII.1. THIẾT KẾ CỌC KHOAN NHỒI</b>	99
VII.1.1. Kích thước cọc thường dùng cho nhà cao tầng	99
VII.1.2. Bê tông cọc nhồi	99
VII.1.3. Cốt thép trong cọc nhồi	99
VII.1.4. Dung dịch khoan	101
<b>VII.2. THIẾT KẾ ĐÀI CỌC KHOAN NHỒI</b>	102
VII.2.1. Đài 1 cọc	102
VII.2.2. Đài 2 cọc	104
VII.2.3. Đài 3 cọc	106
VII.2.4. Đài 4 cọc	108
<b>CHƯƠNG VIII</b>	
<b>THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG CỌC BARÉT</b>	111
<b>VIII.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CỌC BARÉT</b>	111
VIII.1.1. Định nghĩa cọc barét (Barrettes)	111
VIII.1.2. Tóm tắt về thi công cọc barét	111
VIII.1.3. Sức chịu tải của cọc barét	111
VIII.1.4. Phạm vi áp dụng của cọc barét	111

<b>VIII.2. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH CHO</b>	
<b>MÓNG CỌC BARÉT</b>	112
VIII.2.1. Bố trí các điểm khảo sát	112
VIII.2.2. Chiều sâu các điểm khảo sát	112
VIII.2.3. Số lượng các điểm khảo sát	112
VIII.2.4. Các số liệu chủ yếu cần cho thiết kế và thi công cọc barét	112
VIII.2.5. Khảo sát công trình lân cận	113
VIII.2.6. Trách nhiệm về khảo sát	113
<b>VIII.3. TÍNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC BARÉT</b>	113
VIII.3.1. Xác định sức chịu tải của cọc bằng phương pháp Osterberg	114
1. Nguyên lý thí nghiệm Osterberg	114
2. Xác định sức chịu tải của cọc theo biểu đồ nén lún	115
3. Quy trình thí nghiệm	117
<b>VIII.4. MỘT SỐ ĐIỀU CẦN CHÚ Ý KHI TÍNH TOÁN</b>	
<b>MÓNG CỌC BARÉT</b>	120
<b>VIII.5. THIẾT KẾ CỌC BARÉT</b>	120
VIII.5.1. Vật liệu chủ yếu làm cọc barét	120
VIII.5.2. Tiết diện cọc hình chữ nhật thường dùng	121
VIII.5.3. Một số loại tiết diện có thể thực hiện và sức chịu tải của cọc barét để tham khảo (xem hình VIII-8)	121
VIII.5.4. Bố trí cốt thép cho cọc barét hình chữ nhật	122
VIII.5.5. Thiết kế đài cọc barét	124
1. Bố trí cọc và đài cọc	124
2. Thiết kế đài cọc đơn (móng có 1 cọc)	128
3. Thiết kế đài có hai cọc barét	129
4. Thiết kế đài cọc có 3 cọc barét	130
5. Thiết kế đài cọc dạng móng bè có nhiều cọc barét	132
<b>VIII.6. THI CÔNG CỌC BARÉT</b>	132
<b>VIII.6.1. ĐÀO HỐ CỌC</b>	133
1. Thiết bị đào hố	133
2. Chuẩn bị hố đào	134
3. Chế tạo dung dịch Bentonite (bùn khoan)	135
4. Đào hố cọc barét bằng gầu ngoạm	138

VIII.6.2. Chế tạo lồng cốt thép và thả vào lòng hố đào cho cọc barét	138
VIII.6.3. Đổ bê tông cọc barét	139
<b>VIII.7. KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG BÊ TÔNG CỌC BARÉT</b>	<b>143</b>
VIII.7.1. Thiết bị và phương pháp kiểm tra siêu âm truyền qua	144
VIII.7.2. Nhận xét kết quả kiểm tra	147
VIII.7.3. Số lượng cọc barét cần kiểm tra	148
<b>CHƯƠNG IX</b>	
<b>THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG TƯỜNG TRONG ĐẤT</b>	<b>149</b>
<b>IX.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG VỀ TƯỜNG TRONG ĐẤT</b>	<b>149</b>
IX.1.1. Định nghĩa tường trong đất	149
IX.1.2. Tóm tắt về thi công tường trong đất	149
IX.1.3. Phạm vi áp dụng tường trong đất	149
<b>IX.2. MỘT SỐ ĐIỀU CẦN CHÚ Ý VỀ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH</b>	<b>149</b>
<b>IX.3. THIẾT KẾ TƯỜNG TRONG ĐẤT</b>	<b>150</b>
IX.3.1. Kiểm tra sức chịu của đất nền dưới chân tường	150
IX.3.2. Tính toán tường chắn không neo	152
IX.3.3. Tính toán tường chắn có một hàng neo	153
IX.3.4. Tính toán tường chắn có nhiều hàng neo	154
<b>IX.4. THI CÔNG TƯỜNG TRONG ĐẤT</b>	<b>157</b>
IX.4.1. Đào hố cho panen (barét) đầu tiên:	157
IX.4.2 Hạ lồng cốt thép, đặt gioăng chống thấm và đổ bê tông cho panen (barét) đầu tiên	157
IX.4.3. Đào hố cho panen (barét) tiếp theo và tháo bộ gá lắp gioăng chống thấm	158
IX.4.4. Hạ lồng cốt thép, đặt gioăng chống thấm và đổ bê tông cho panen (barét) thứ hai	158
<b>IX.5. KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG TƯỜNG TRONG ĐẤT</b>	<b>163</b>
IX.5.1. Kiểm tra chất lượng bê tông	163
IX.5.2. Kiểm tra chất lượng chống thấm nước qua tường	163



<b>CHƯƠNG X</b>	
<b>THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG NEO TRONG ĐẤT</b>	<b>165</b>
<b>X.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG</b>	<b>165</b>
X.1.1. Giới thiệu về "Neo phụt"	165
X.1.2. Phạm vi áp dụng "Neo phụt"	166
<b>X.2. MỘT SỐ ĐIỀU CẦN CHÚ Ý VỀ KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH</b>	<b>167</b>
<b>X.3. THIẾT KẾ NEO PHỤT</b>	<b>168</b>
X.3.1. Những nguyên tắc chung	168
X.3.2. Lý thuyết về sức chịu của neo phụt và ổn định của tường chắn	170
X.3.3. Tính sức chịu của neo	172
X.3.4 Xác định chiều dài bầu neo $L_s$	174
X.3.5. Một số điều cần chú ý khi thiết kế neo	177
<b>X.4. THI CÔNG NEO PHỤT</b>	<b>182</b>
X.4.1. Khoan tạo lỗ	182
X.4.2. Phun phụt vữa tạo bầu neo	182
X.4.3. Lắp đặt thanh neo	183
X.4.4. Đặt neo vào chế độ làm việc	184
X.4.5. Thí nghiệm neo	185
<b>TÀI LIỆU THAM KHẢO</b>	<b>188</b>



## LỜI NÓI ĐẦU

Nhà cao tầng đã, đang và sẽ được xây dựng nhiều ở Việt Nam. Nền móng là bộ phận rất quan trọng trong nhà cao tầng. Nhiều nhà cao tầng xây dựng trong các thành phố lớn, có nền đất yếu và điều kiện thi công khó. Tác giả đã chọn các giải pháp móng cọc đóng, móng cọc nhồi, móng cọc barét, tường trong đất và neo trong đất để làm móng và các tầng hầm cho nhà cao tầng. Trong cuốn sách này đã giới thiệu rất rõ về phạm vi ứng dụng, tính toán thiết kế, thi công và kiểm tra chất lượng của từng giải pháp nền móng.

Cũng cần nói thêm rằng, tác giả đã không chọn giải pháp móng bè cho nhà cao tầng, vì móng bè có nhiều rủi ro, thiếu an toàn do dễ lún nghiêng và lún gây ảnh hưởng cho các nhà ở xung quanh. Còn giải pháp móng cọc đóng vẫn có thể áp dụng được nếu như việc đóng cọc không gây ảnh hưởng xấu đến các công trình sẵn có.

Móng cọc nhồi tuy đã được dùng phổ biến ở Việt Nam, nhưng cho đến nay chưa có tài liệu nào viết về thiết kế một cách đầy đủ.

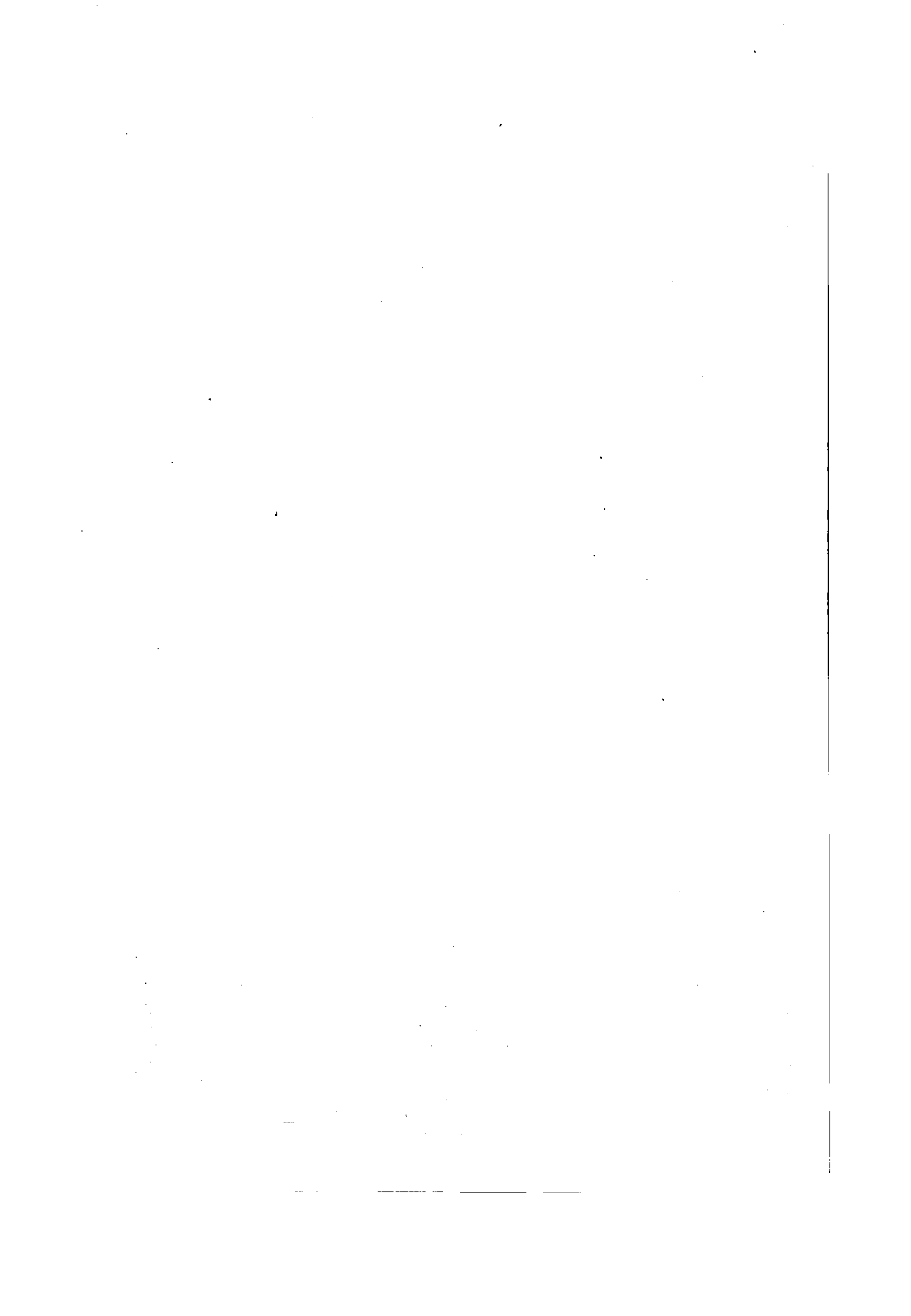
Móng cọc barét là một công nghệ tiên tiến đã được áp dụng thành công ở công trình Sài Gòn Centre (25 tầng) tại thành phố Hồ Chí Minh và Vietcombank (22 tầng) tại Hà Nội. Công nghệ tường trong đất cũng là giải pháp hiệu quả và hiện đại, đã áp dụng thành công để xây các tầng hầm cho nhà cao tầng. Tại công trình Sài Gòn Centre đã dùng cọc barét và tường trong đất làm ba tầng hầm, đồng thời thi công bằng phương pháp Top-down, giảm được một phần ba thời gian thi công toàn bộ công trình. Tại công trình Vietcombank đã dùng cọc barét, tường trong đất và neo trong đất để làm móng và hai tầng hầm rất tốt.

Năm 2003 cuốn sách được xuất bản lần đầu tiên ở Việt Nam, giới thiệu một cách hệ thống về khảo sát, thiết kế và thi công móng cọc khoan nhồi, móng cọc barét, tường trong đất và neo trong đất. Sách chuyên khảo này có nội dung hiện đại và sẽ sử dụng tốt cho sinh viên, học viên cao học và nghiên cứu sinh các trường đại học ngành xây dựng, đồng thời cũng giúp ích cho các nhà tư vấn thiết kế và các nhà thầu xây dựng.

Trong lần xuất bản thứ hai này (2006), cuốn sách đã được chỉnh sửa lại nhiều hình vẽ và nội dung, nâng cao thêm chất lượng chuyên môn nhằm phục vụ bạn đọc tốt hơn.

Tác giả hy vọng rằng cuốn sách này sẽ có ích cho bạn đọc. Tuy nhiên do trình độ và kinh nghiệm còn hạn chế, cuốn sách có thể còn những thiếu sót, mong các bạn đọc đóng góp ý kiến. Thư góp ý xin gửi về địa chỉ của Nhà Xuất Bản Khoa Học và Kỹ Thuật tại 28 Đồng Khởi và 12 Hồ Huân Nghiệp - Quận 1 - thành phố Hồ Chí Minh. Điện thoại số : 8225062 - 8296628 - 8290228.

Tác giả



# CHƯƠNG I

## KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH CHO NHÀ CAO TẦNG

### I.1. NGHIÊN CỨU LỊCH SỬ THÀNH TẠO ĐỊA CHẤT

Trước khi thiết kế xây dựng công trình, cần thiết phải tìm hiểu, nghiên cứu lịch sử thành tạo địa chất tại địa điểm xây dựng.

Thông qua tài liệu khảo sát địa chất ở giai đoạn quy hoạch, có thể biết lịch sử thành tạo địa chất của địa điểm sẽ xây dựng công trình. Cũng có thể tham khảo tài liệu khảo sát địa chất của những công trình xung quanh đã xây dựng trước đây.

Nếu địa điểm xây dựng ở đồng bằng, thì xem mảnh đất này là bồi tích hay trầm tích. Nếu là bồi tích, thì thường gặp đất yếu (thí dụ bồi tích ven sông, ven biển). Nếu là trầm tích, các lớp đất thường bằng phẳng, khả năng gặp đất tốt nhiều hơn (thí dụ đất ở cao nguyên hay đồng bằng cao).

Nếu địa điểm xây dựng ở miền núi, nói chung thường gặp đất tốt, nhưng ở những chỗ sườn tích, phải chú ý vấn đề ổn định trượt của công trình và những tảng đá lăn, đá mồ côi nằm sâu trong lòng đất, gây khó khăn cho việc đóng cọc khi cần thiết.

Nếu địa điểm xây dựng trong thành phố, cần tìm hiểu xem mảnh đất này được thành tạo như thế nào, có thể là đất lấp ao hồ, hoặc đất lấp các bãi rác. Như vậy chắc chắn là nền đất yếu, cần tìm hiểu các công trình đã xây dựng ở xung quanh có bị lún nứt không và nguyên nhân sự cố.

Như vậy, việc tìm hiểu, nghiên cứu lịch sử thành tạo địa chất của địa điểm xây dựng là rất cần thiết cho việc lập đề cương khảo sát cho công trình.

Rất tiếc rằng, trong thực tế vì ít chú trọng vấn đề này, nên đã có những trường hợp phải trả giá đắt.

### I.2. TÌM HIỂU KINH NGHIỆM XÂY DỰNG NỀN MÓNG TẠI ĐỊA ĐIỂM XÂY DỰNG

Việc tìm hiểu kinh nghiệm thiết kế và thi công nền móng các công trình xung quanh đã xây dựng trước đây tại địa điểm sẽ xây dựng công trình là rất cần thiết.

Nếu có được tài liệu khảo sát địa chất công trình và thiết kế nền móng của những công trình cũ gần công trình sẽ xây để tham khảo thì rất tốt.

Biết được sơ bộ tình hình địa chất của địa điểm xây dựng, chúng ta sẽ có cơ sở và kinh nghiệm giúp cho việc lập đề cương khảo sát một cách khoa học, thực tế, đầy đủ và tiết kiệm.

Ngoài ra, các giải pháp xử lý nền móng và tình trạng ổn định hoặc sự cố của các công trình xung quanh sẽ là những kinh nghiệm rất tốt cho thiết kế và xây dựng nền móng công trình mới.

Trong thực tế, ở Hà Nội đã có trường hợp: hai công trình có quy mô gần như nhau, xây dựng gần nhau, trên một địa điểm có tình hình địa chất như nhau, nhưng giải pháp nền móng thì rất khác nhau. Một bên dùng cọc nhồi đường kính  $\Phi = 1,40\text{m}$  sâu 42m, còn bên kia chỉ dùng cọc ép sâu 18m với đài cọc dạng băng giao thoa. Hai công trình này đều ổn định và khai thác bình thường, nhưng kinh phí xây dựng thì khác nhau rất nhiều.

Vì vậy, người thiết kế phải hết sức trân trọng kinh nghiệm thực tế, phải nghiên cứu nhiều phương án để chọn được giải pháp tốt ưu.

### I.3. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH BẰNG PHƯƠNG PHÁP KHOAN

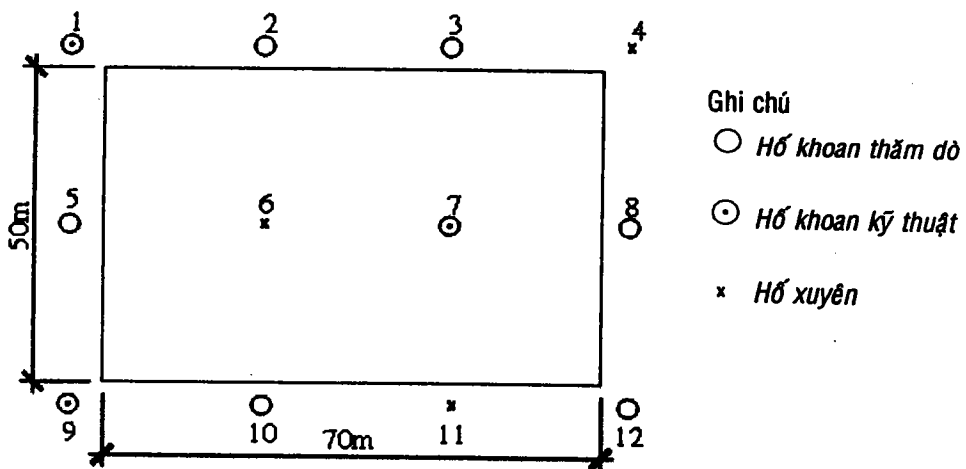
#### I.3.1. Bố trí các điểm khảo sát

*Chú ý:*

Đây là giai đoạn khảo sát cho thiết kế kỹ thuật (hay là giai đoạn lập dự án khả thi), nên cự ly giữa các điểm khảo sát phải nhỏ hơn hoặc bằng 30m. Với cự ly ngắn như vậy mới có thể phát hiện được đầy đủ và chính xác cấu tạo địa tầng tại vị trí xây dựng.

Các điểm khảo sát được bố trí theo chu vi móng và trong phạm vi công trình.

Có thể tham khảo cách bố trí các điểm khảo sát như hình vẽ I - 1.



Hình I - 1: Bố trí các điểm khảo sát

1. Hồ khoan thăm dò chỉ lấy mẫu đất xem, không nguyên dạng, chủ yếu để xác định cấu tạo địa tầng.

2. Hồ khoan kỹ thuật mục đích lấy các mẫu đất nguyên dạng để thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý của đất.

3. Hồ xuyên: Có thể dùng xuyên tĩnh (CPT) hoặc xuyên tiêu chuẩn (SPT) để xác định sức kháng đầu mũi xuyên tĩnh  $q_c$ , ma sát thành  $f_s$ , và chỉ số SPT của đất là  $N$ .

Ngoài ra, nếu cần bố trí thí nghiệm cắt cánh tại hiện trường, thì đặt giữa khoảng cách của các điểm khảo sát khác, để xác định sức kháng cắt của đất.

### I.3.2. Xác định chiều sâu khảo sát

Chiều sâu khảo sát (chiều sâu hồ khoan, hoặc hồ xuyên...) phải lớn hơn vùng chịu nén cực hạn  $H_a$  dưới móng 2m.

Vùng chịu nén cực hạn  $H_a$  kết thúc khi có:

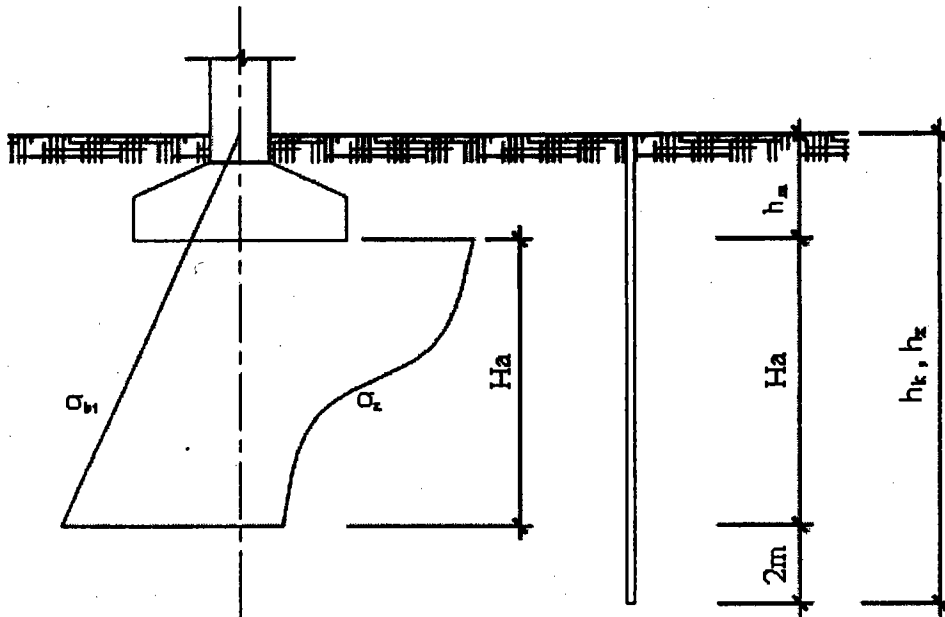
$$\sigma_z \leq 0,2 \sigma_{bt} \quad (I - 1)$$

Trong đó:

$\sigma_z$ : Ứng suất nén do tải trọng công trình gây nên

$\sigma_{bt}$ : Ứng suất nén do trọng lượng bản thân của các lớp đất gây nên

#### 1. Đối với móng nông (móng băng giao thoa, móng bè)



Hình 1 - 2: Xác định chiều sâu khảo sát đối với móng nông (móng giao thoa, móng bè)

Chiều sâu hố khoan  $h_k$  và chiều sâu hố xuyên  $h_x$  được xác định như sau:

$$h_k = h_x = h_m + H_a + 2m \quad (I - 2)$$

Ở đây:

$h_m$ : Chiều sâu chôn móng

$H_a$ : Chiều sâu vùng chịu nén cực hạn

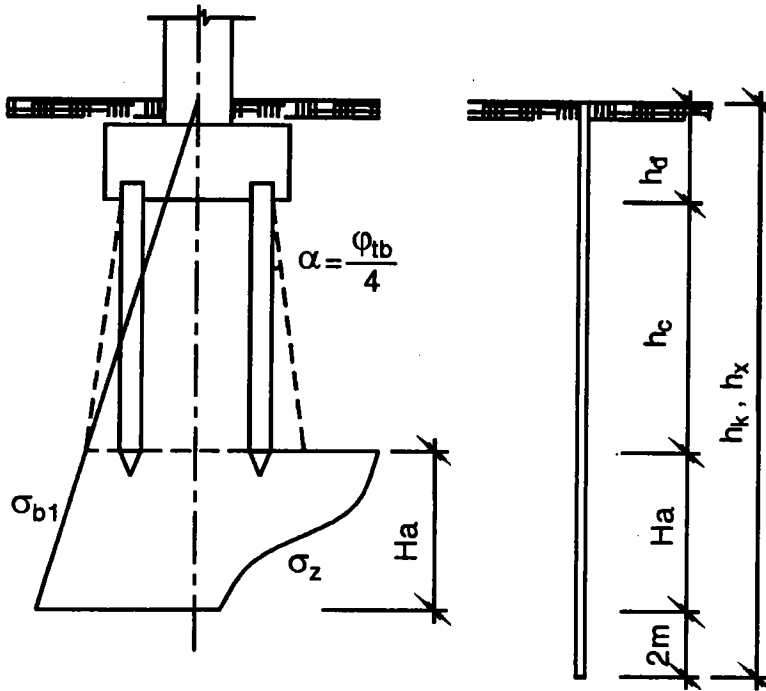
Đối với móng bè hoặc móng băng giao thoa thì  $H_a$  được xác định như sau:

- Nếu nền đất dưới móng là đất sét:  $H_a = 9m + 0,15B$

- Nếu nền đất dưới móng là đất cát:  $H_a = 7m + 0,15B$

( $B$  là chiều rộng của móng bè hoặc chiều rộng của toàn bộ diện tích móng băng giao thoa).

## 2. Đối với móng cọc



Hình 1 - 3: Xác định chiều sâu khảo sát đối với móng cọc

Chiều sâu hố khoan và hố xuyên được xác định như sau:

$$h_k = h_x = h_c + h_d + H_a + 2m \quad (I - 3)$$

Trong đó:

$h_d$ : Chiều cao đài móng và đất lấp trên đài móng

$h_c$ : Chiều dài dự kiến của cọc

$H_a$ : Chiều sâu nén cực hạn dưới mũi cọc

Nếu khảo sát bằng xuyên tiêu chuẩn SPT, chiều sâu khảo sát chỉ được kết thúc khi:



-  $N > 50$  ( $N$  là số SPT) và khảo sát tiếp  $5 \times 1,5 = 7,5\text{m}$  đối với nhà 10 tầng hoặc thấp hơn.

-  $N > 100$  và khảo sát tiếp  $5 \times 1,50 = 7,50\text{m}$  đối với nhà cao hơn 10 tầng.

Trong mọi trường hợp phải tìm được tầng đất tốt để tựa đầu cọc. Sau khi gặp được tầng đất tốt rồi, còn phải xuyên sâu thêm  $7,50\text{m}$  nữa mới được kết thúc. Có như vậy mới có thể tính được sức chịu tải của cọc, tính được độ lún của móng cọc và đảm bảo cho công trình ổn định.

### **I.3.3. Đánh giá tính chất đất nền bằng các thí nghiệm trong phòng**

#### **1. Rây để phân loại cát**

- Cát to, chứa hạt lớn hơn  $0,50\text{mm}$  trên  $50\%$  trọng lượng.
- Cát trung, chứa hạt lớn hơn  $0,25\text{mm}$  trên  $50\%$  trọng lượng.
- Cát nhỏ, chứa hạt lớn hơn  $0,10\text{mm}$  trên  $75\%$  trọng lượng.
- Cát bụi, chứa hạt nhỏ hơn  $0,10\text{mm}$  trên  $75\%$  trọng lượng.

#### **2. Phân loại đất theo thành phần hạt sét ( $\Phi \leq 0,005\text{mm}$ )**

- Đất sét, chứa trên  $30\%$  hạt sét.
- Sét pha, chứa  $10\% \div 30\%$  hạt sét.
- Cát pha, chứa  $3\% \div 10\%$  hạt sét.
- Cát, chứa dưới  $3\%$  hạt sét.

#### **3. Phân loại đất theo chỉ số dẻo**

- Đất sét, có  $W_n > 17$ .
- Sét pha, có  $7 < W_n < 17$ .
- Cát pha, có  $W_n < 17$ .

#### **4. Sàng để phân loại cuội sỏi và đá dăm**

- Cuội sỏi: Hạt tròn, có đường kính lớn hơn  $2\text{mm}$  chiếm trên  $50\%$  theo trọng lượng.
- Đá dăm: Hạt sắc cạnh, có đường kính lớn hơn  $2\text{mm}$  chiếm trên  $50\%$  theo trọng lượng.

#### **5. Xác định độ chặt của cát theo hệ số rỗng $e$**

##### **a) Đối với cuội sỏi, cát thô, cát trung**

- Khi có  $e < 0,55$ : trạng thái chặt.
- Khi có  $0,55 < e < 0,65$ : trạng thái chặt vừa.
- Khi có  $e > 0,65$ : trạng thái rời xốp.

##### **b) Đối với cát nhỏ**

- Khi có  $e < 0,60$ : trạng thái chặt.
- Khi có  $0,60 < e < 0,70$ : trạng thái chặt vừa.
- Khi có  $e > 0,70$ : trạng thái rời xốp.

##### **c) Đối với cát bụi**

- Khi có  $e < 0,60$ : trạng thái chặt.

- Khi có  $0,60 < e < 0,80$ : trạng thái chặt vừa.
- Khi có  $e > 0,80$ : trạng thái tơi xốp.

#### 6. Xác định trạng thái của cát theo độ chặt D

- Khi  $D \leq 1/3$ : cát ở trạng thái xốp.
- Khi  $1/3 \leq D \leq 2/3$ : cát ở trạng thái chặt vừa.
- Khi  $2/3 \leq D \leq 1$ : cát ở trạng thái chặt.

#### 7. Xác định trạng thái của đất sét theo độ sệt B (hoặc $I_L$ )

- Đất ở trạng thái rắn khi có  $B \leq 0$ , tức là  $W \leq W_p$ .
- Đất ở trạng thái nửa rắn khi có  $B \leq 0,25$ .
- Đất ở trạng thái dẻo cứng khi có  $0,25 \leq B \leq 0,50$ .
- Đất ở trạng thái dẻo mềm khi có  $0,50 \leq B \leq 0,75$ .
- Đất ở trạng thái dẻo nhão khi có  $0,75 \leq B \leq 1$ .
- Đất ở trạng thái nhão khi có  $B > 1$ .

#### 8. Xác định tính nén của đất theo hệ số nén a ( $\text{cm}^2/\text{KG}$ )

- Khi có  $a < 0,001 \text{ cm}^2/\text{KG}$  thì đất cứng, rất tốt.
- Khi có  $0,001 < a < 0,01 \text{ cm}^2/\text{KG}$  thì đất dẻo cứng, tốt.
- Khi có  $0,01 < a < 0,05 \text{ cm}^2/\text{KG}$  thì có tính nén trung bình.
- Khi có  $a > 0,05 \text{ cm}^2/\text{KG}$  thì đất có tính nén lún mạnh, đất yếu.

#### 9. Xác định tính chất đất theo môđun tổng biến dạng $E_0$

- Khi đất có  $E_0 < 50 \text{ KG/cm}^2$  (hoặc  $E_0 < 5000 \text{ kPa}$ ) là đất yếu.
- Khi đất có  $50 < E_0 < 100 \text{ KG/cm}^2$  (hoặc  $5000 < E_0 < 10000 \text{ kPa}$ ) là đất trung bình.
- Khi đất có  $E_0 > 100 \text{ KG/cm}^2$  (hoặc  $E_0 > 10000 \text{ kPa}$ ) là đất tốt.
- Khi đất có  $E_0 > 300 \text{ KG/cm}^2$  (hoặc  $E_0 > 30000 \text{ kPa}$ ) là đất rất tốt.

#### 10. Xác định tính chất đất theo góc ma sát trong $\varphi^\circ$

- Đất rất yếu:  $\varphi^\circ < 5^\circ$ .
- Đất yếu:  $5^\circ < \varphi^\circ < 10^\circ$ .
- Đất trung bình:  $10^\circ < \varphi^\circ < 20^\circ$ .
- Đất tốt:  $20^\circ < \varphi^\circ < 30^\circ$ .
- Đất rất tốt:  $\varphi^\circ > 30^\circ$ .

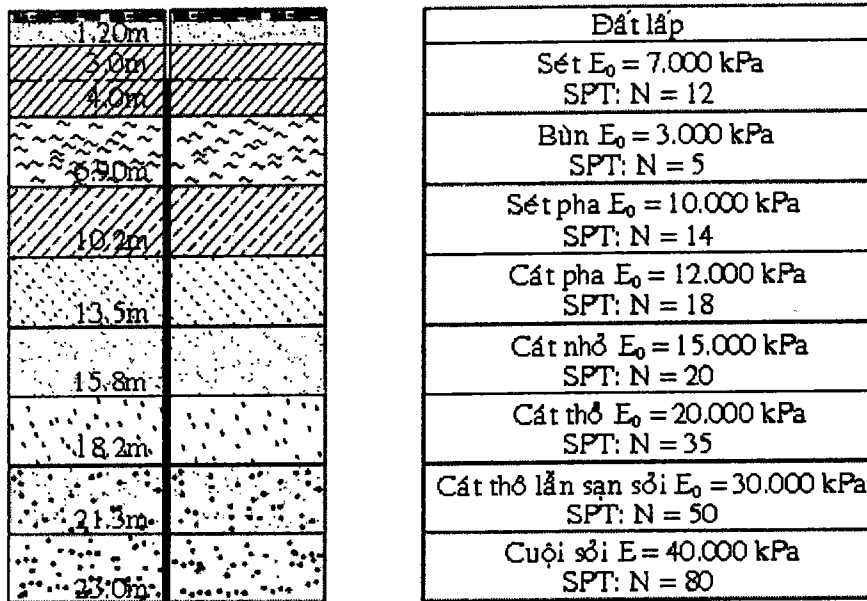
#### I.3.4. Đánh giá tính xâm thực của nước dưới đất đối với bê tông

Đối với khoan thăm dò, phải lấy mẫu nước dưới đất để đánh giá tính chất và mức độ xâm thực của nước đối với bê tông móng.

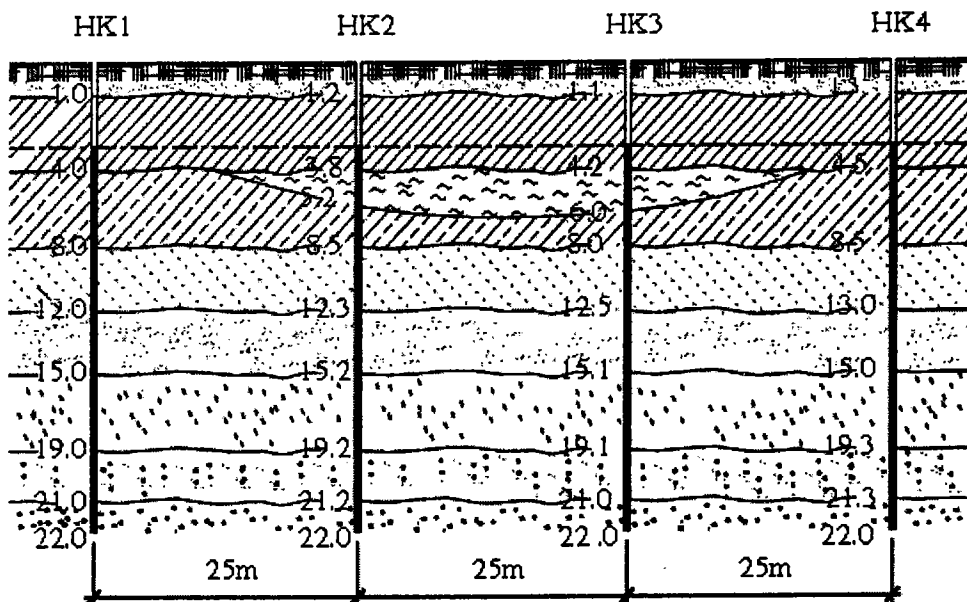
Phòng thí nghiệm sẽ cho kết quả đánh giá tính xâm thực của nước đối với bê tông xi măng Portland - Pouzolán, để có biện pháp phòng chống. Chẳng hạn có thể dùng loại xi măng bền sulfat để đúc bê tông hoặc tăng bảo vệ cốt thép phải dày hơn bình thường.

### I.3.5. Trụ địa chất và mặt cắt địa chất

Hai hình vẽ sau đây giới thiệu về một trụ địa chất và một mặt cắt địa chất:



Hình I - 4: Trụ địa chất



Hình I - 5: Mặt cắt địa chất

### **I.3.6. Đánh giá điều kiện địa chất công trình**

Để có đầy đủ số liệu phục vụ cho thiết kế và thi công nền móng nhà cao tầng, cần thu thập những tài liệu chủ yếu sau đây:

#### **1. Tài liệu về công trình**

- Hồ sơ thiết kế kiến trúc
- Hồ sơ thiết kế kết cấu bên trên
- Dự kiến thiết kế kết cấu tầng hầm (nếu có)
- Những tổ hợp tải trọng chính truyền xuống móng

#### **2. Báo cáo tổng hợp về khảo sát địa chất công trình và địa chất thủy văn**

- Bản đồ địa hình tỷ lệ 1/200 cho đến 1/500
- Mặt bằng công trình
- Tình hình khí tượng thủy văn
- Tình hình gió bão
- Tình hình động đất
- Tình hình cấu tạo địa chất tại địa điểm xây dựng
- Tính chất cơ lý của các lớp đất đá
- Mực nước dưới đất, động thái và tính xâm thực
- Đánh giá chung về điều kiện địa chất công trình và những ý kiến đề xuất về giải pháp xử lý nền móng để tham khảo

## **I.4. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP XUYÊN TÍNH (CPT)**

### **I.4.1. Thiết bị và phương pháp xuyên tĩnh**

#### **1. Nguyên tắc thí nghiệm**

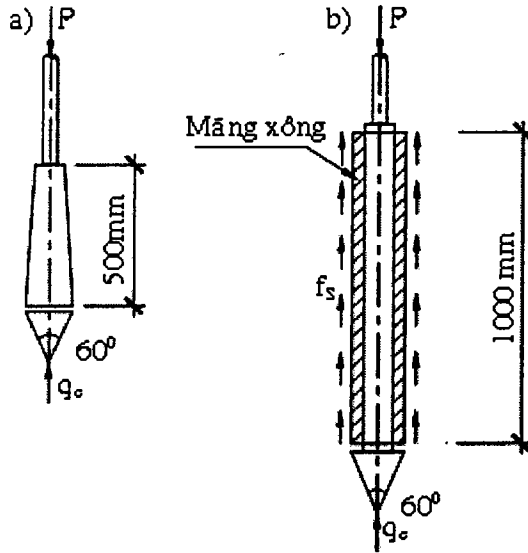
Thí nghiệm xuyên tĩnh là ấn sâu vào đất với tốc độ không đổi một chiếc cọc tròn bằng kim loại có đường kính nhỏ, đầu có mũi xuyên. Trong khi dùng kích ấn cọc xuyên vào đất có thể đo được sức kháng của đất ở đầu mũi xuyên và lực ma sát giữa đất và chu vi thành cọc hoặc ở đoạn măng xông gần mũi xuyên hoặc trên toàn bộ thành cọc xuyên. Trường hợp sau, có thể tính giá trị của lực ma sát dựa trên lực kháng toàn phần và lực kháng mũi xuyên.

#### **2. Mục đích thí nghiệm**

Thí nghiệm xuyên tĩnh cho những số liệu sau đây:

- Cấu tạo địa tầng của khu đất khảo sát.
- Độ sâu các lớp đất cứng, vị trí các hang hốc và các cấu trúc không liên tục.
- Tính chất cơ lý của đất thể hiện ở lực kháng của đất ở đầu mũi xuyên và lực ma sát của đất với thành cọc xuyên.
- Dùng kết quả xuyên tĩnh để tính khả năng chịu tải của cọc (với chiều dài tới 30m) cho kết quả khá tin cậy.

### 3. Một số dạng mũi xuyên



Hình 1 - 6: Một số dạng mũi xuyên

- Đường kính xuyên:  $\Phi = 35,7$  mm (xuyên Pilcon và Gouda).  
 $\Phi = 45$  mm (xuyên PVS).
- Mũi xuyên có góc mở  $60^\circ$ .
- Loại mũi xuyên (ở hình 1 - 6a) không có măng xông, chủ yếu để xác định lực kháng ở đầu mũi xuyên  $q_c$  đối với đất rời.
- Loại mũi xuyên (ở hình 1 - 6b) có măng xông, chủ yếu để xác định lực kháng của đất ở mũi xuyên  $q_c$  và lực ma sát của đất với thành măng xông  $f_s$ . Loại này dùng thích hợp cho đất dính (loại sét).

### 4. Các loại máy xuyên hiện có ở Việt Nam

#### a) Máy xuyên Pilcon và Gouda

Các máy này được đặt trong một rơmoóc nhẹ. Máy Gouda được trang bị một chùy xuyên có côn di động loại Delft với vỏ bảo vệ (măng xông), phần lực được sử dụng bằng neo.

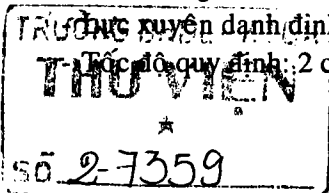
Đặc tính kỹ thuật của côn:

- Góc mũi mở:  $60^\circ$ .
- Đường kính  $\Phi = 35,7$ mm.
- Tiết diện:  $10\text{cm}^2$ .
- Chiều dài vỏ măng xông : 98mm.

Đặc tính kỹ thuật của xuyên:

- Sức kháng đầu mũi xuyên tối đa: 10 bars.

Đường xuyên danh định: 10 tấn.  
Tốc độ quy định: 2 cm/giây.



Chiều sâu thí nghiệm hiệu quả và chính xác là bé hơn hoặc bằng 30m.

*b) Máy xuyên tĩnh rung PVS*

Máy xuyên PVS được lắp trên thùng một xe tải, trọng lượng toàn bộ là 18 tấn (trong 18 tấn đó có thể sử dụng 10 tấn để làm đối trọng khi xuyên). Ở hệ thống xuyên có lắp 2 máy rung để rung cọc xuyên trong 2 mặt thẳng đứng trực giao.

Đặc tính kỹ thuật của máy xuyên:

- Chùy có côn cố định.
- Đường kính của côn:  $\Phi = 45 \text{ mm}$ .
- Tiết diện của côn:  $16 \text{ cm}^2$ .
- Góc mở ở mũi xuyên:  $60^\circ$ .
- Chiều dài măng xông ma sát:  $22 \text{ cm}$ .
- Diện tích bề mặt măng xông:  $350 \text{ cm}^2$ .
- Có bộ phận tự ghi sức kháng ở đầu mũi xuyên  $q_c$  và ma sát thành  $f_s$ .
- Lực ấn xuyên toàn phần là  $100 \text{ KN}$ .
- Ứng suất tối đa của mũi xuyên là  $q_c = 40 \text{ MPa}$  (hay  $400 \text{ bars}$ ).
- Máy xuyên PVS dùng hiệu quả đến  $50\text{m}$  chiều sâu.

## **I.4.2. Nhận xét tính chất đất nền theo kết quả xuyên tĩnh**

### **1. Các công thức tính toán**

*a) Ứng lực kháng của đất ở đầu mũi xuyên*

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (\text{I} - 4)$$

Trong đó:

$q_c$ : Ứng lực kháng của đất ở đầu mũi xuyên (MPa)

$Q_c$ : Lực kháng ở đầu mũi (MN).

$A_c$ : Diện tích tiết diện của chùy xuyên ở chỗ đường kính lớn nhất của nó ( $\text{m}^2$ ).

*b) Ứng lực ma sát của đất với thành ống xuyên*

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s} \quad (\text{I} - 5)$$

Trong đó:

$f_s$ : Ứng lực ma sát của đất với thành ống xuyên (MPa)

$Q_s$ : Lực đo trên măng xông ma sát (MN)

$A_s$ : Diện tích mặt bên của măng xông ma sát thành ( $\text{m}^2$ )

### **2. Nhận xét tính chất đất theo $q_c$**

*a) Xác định độ chặt của cát*

- Cát bụi rất tơi xốp khi  $q_c \leq 1 \text{ MPa}$ .
- Cát bụi rất rời rạc khi  $1 \leq q_c \leq 5 \text{ MPa}$ .
- Cát chặt vừa khi  $5 \leq q_c \leq 11 \text{ MPa}$ .

- Cát chặt đến rất chặt khi  $q_c > 11 \text{ MPa}$ .

**b) Xác định độ sệt (trạng thái) của đất loại sét**

- Đất ở trạng thái dẻo chảy khi có  $q_c \leq 0,4 \text{ MPa}$ .

- Đất ở trạng thái dẻo mềm khi có  $0,4 \leq q_c \leq 0,8 \text{ MPa}$ .

- Đất ở trạng thái dẻo cứng khi có  $1,2 \leq q_c \leq 4 \text{ MPa}$ .

- Đất ở trạng thái cứng khi có  $q_c > 4 \text{ MPa}$ .

# THÍ DỤ: KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM XUYÊN TÍNH

Công trình:

Thiết bị xuyên: Máy xuyên tĩnh Gouda Hà Lan

Phương pháp xuyên: Xuyên tĩnh không liên tục

Có áo ma sát

Người theo dõi

Số hiệu hồ xuyên XM3

Cao độ miệng hố 0,00

Tổng độ sâu 26m

Ngày thí nghiệm 27.03.1996

Người thí nghiệm

Độ sâu (m)	Số dọc		Cường độ (KG/cm <sup>2</sup> )		Độ sâu (m)	Số dọc		Cường độ (KG/cm <sup>2</sup> )		Biểu đồ sức kháng xuyên	
	X	Y	q <sub>c</sub>	f <sub>s</sub>		X	Y	q <sub>c</sub>	f <sub>s</sub>		
										0 20 40 60 80 100 q <sub>c</sub> (KG/cm <sup>2</sup> )	
										10 20 f <sub>s</sub>	
1,0	2	10	4	1,067	8,0	11	18	27	0,933	1	q <sub>c</sub> <sup>TB</sup> = 10,5 KG/cm <sup>2</sup> f <sub>s</sub> <sup>TB</sup> = 0,566 KG/cm <sup>2</sup>
2	8	9	16	0,133	2	9	15	18	0,800		
4	7	11	14	0,533	4	4	11	8	0,933	2	
6	7	8	8	0,533	6	11	15	22	0,533	2	
8	5	8	10	0,400	8	11	18	22	0,933	3	q <sub>c</sub> <sup>TB</sup> = 11,87KG/cm <sup>2</sup>
2,0	6	9	12	0,400	9,0	14	17	28	0,400		f <sub>s</sub> <sup>TB</sup> = 0,49 KG/cm <sup>2</sup>
2	7	10	14	0,400	2	11	19	22	1,067	4	
4	8	13	16	0,667	4	7	18	14	1,467		
6	8	13	16	0,667	6	13	20	26	0,933	5	
8	7	12	14	0,667	8	8	17	10	1,200		
3,0	5	9	10	0,533	10,0	5	12	10	0,933	6	q <sub>c</sub> <sup>TB</sup> = 5,90 KG/cm <sup>2</sup>
2	5	9	10	0,533	2	11	15	22	0,533	3	
4	6	9	12	0,400	4	11	18	22	0,933	7	f <sub>s</sub> <sup>TB</sup> = 0,923KG/cm <sup>2</sup>
6	6	9	12	0,400	6	10	15	20	0,667		
8	5	8	10	0,400	8	7	13	14	0,133	8	
4,0	5	8	10	0,400	11,0	4	9	8	0,400		
2	6	10	12	0,533	2	4	5	8	0,133	9	q <sub>c</sub> <sup>TB</sup> = 20 KG/cm <sup>2</sup>
4	7	10	14	0,400	4	3	6	6	0,133	4	f <sub>s</sub> <sup>TB</sup> = 0,833KG/cm <sup>2</sup>
6	5	10	10	0,667	6	3	4	6	0,133	10	
8	4	7	8	0,400	8	3	4	6	0,133		
5,0	2	5	4	0,400	12,0	3	4	6	0,200	11	
2	2,5	4	5	0,200	2	3	4	6	0,400	5	q <sub>c</sub> <sup>TB</sup> = 6,5 KG/cm <sup>2</sup>
4	2,5	4	5	0,200	4	3	4,5	6	0,933	12	f <sub>s</sub> <sup>TB</sup> = 0,24 KG/cm <sup>2</sup>
6	2	3,5	4	0,200	6	17	20	34	1,067		
8	3	4	6	0,133	8	19	26	38	1,200	13	
6,0	3	5	6	0,267	13,0	17	25	34	2,133		
2	3	5	6	0,267	2	26	35	52	1,600	14	q <sub>c</sub> <sup>TB</sup> = 29,86KG/cm <sup>2</sup>
4	6	7	12	0,133	4	18	34	36	1,733	8	f <sub>s</sub> <sup>TB</sup> = 1,16 KG/cm <sup>2</sup>
6	2	4	4	0,267	6	17	29	34	1,467	15	
8	2,5	4	5	0,200	8	16	29	32	1,333		
7,0	3	5	6	0,267	14,0	16	27	32	1,467		
2	3	4	6	0,133	2	18	28	36	0,133		
4	4	7	8	0,400	4	14	22	28	1,067		
6	3	4	6	0,133	6	14	26	28	1,600		
8	21	23	42	0,267	8	7	T8	T4	1,467		

— q<sub>c</sub> - sức kháng mũi xuyên  
 - - - - f<sub>s</sub> - ma sát đơn vị



Độ sâu (m)	Số dọc		Cường độ (KG/cm <sup>2</sup> )		Độ sâu (m)	Số dọc		Cường độ (KG/cm <sup>2</sup> )		Biểu đồ sức kháng xuyên
	X	Y	q <sub>c</sub>	f <sub>s</sub>		X	Y	q <sub>c</sub>	f <sub>s</sub>	
										0 20 40 60 80 100 q <sub>c</sub>
15,0	14	24	28	1,333	21,0	30	46	60	2,133	15 0 10 20 (KG/cm <sup>2</sup> )
2	24	36	48	1,600	2	24	36	48	1,600	6
4	22	29	44	0,933	4	25	37	50	1,600	16
6	18	30	36	1,600	6	21	33	42	1,600	
8	6	15	12	1,200	8	20	31	40	1,467	17
16,0	3	8	6	0,667	22,0	9	17	18	1,067	
2	25	45	5	0,267	2	4	14	8	1,333	18
4	7	8	14	0,133	4	5	15	10	1,333	
6	24	28	48	0,533	6	28	31	56	0,400	19
8	9	19	18	1,333	8	42	48	84	0,800	
17,0	26	33	52	0,933	23,0	46	57	92	1,467	20
2	30	39	60	1,200	2	36	54	22	2,400	
4	18	22	36	0,533	4	32	48	64	2,133	21
6	27	42	54	2,000	6	29	46	58	2,267	7
8	10	20	20	1,333	8	30	47	60	2,267	22
18,0	14	28	28	1,867	24,0	38	55	76	2,267	
2	38	45	76	0,933	2	47	65	94	2,400	23
4	18	30	36	1,600	4	45	63	90	2,400	
6	19	33	38	1,867	6	36	55	72		24
8	26	31	52	0,667	8	42	58	84		
19,0	24	35	48	1,467	25,0	38	59	76		25
2	28	46	56	2,400	2	46	63	92	2,267	
4	23	40	46	2,267	4	15	35	30	2,267	26
6	26	46	52	2,267						
8	28	40	56	1,600						27
20,0	33	42	66	1,200						
2	24	37	48	1,733						
4	29	41	58	1,600						
6	33	45	66	1,600						
8	28	43	56	2,000						

Bảng I-1: Thí dụ về kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh

## I.5. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)

### I.5.1. Thiết bị và phương pháp xuyên tiêu chuẩn SPT

#### 1. Nguyên tắc thí nghiệm

Thiết bị thí nghiệm thường gồm máy khoan địa chất công trình và thiết bị xuyên tiêu chuẩn. Máy khoan làm nhiệm vụ khoan tạo lỗ đến độ sâu cần thí nghiệm, lấy mẫu đất và xác định cấu tạo địa tầng. Thiết bị xuyên gồm có ống xuyên và quả tạ tiêu chuẩn. Ống xuyên có thể lấy được mẫu đất nguyên dạng với đường kính  $\Phi = 50\text{mm}$  và có thể lắp đầu mũi xuyên với góc mở  $60^\circ$ . Quả tạ tiêu chuẩn có trọng lượng 63,5 KG và chiều cao rơi tự do là 75cm. Quả tạ sẽ đóng cho mũi xuyên ấn sâu vào lòng đất mỗi đợt 30cm. Số lần đóng tạ cho mỗi đợt ký hiệu là N. Chỉ số N càng lớn thì chứng tỏ đất càng tốt và ngược lại.

#### 2. Mục đích thí nghiệm

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn có ba mục đích chính sau đây:

- Khoan sâu để xác định cấu tạo địa tầng thông qua trụ địa chất.
- Đóng mũi xuyên để xác định tính chất của đất thông qua chỉ số N.
- Lấy mẫu đất nguyên dạng trong ống xuyên để xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất.

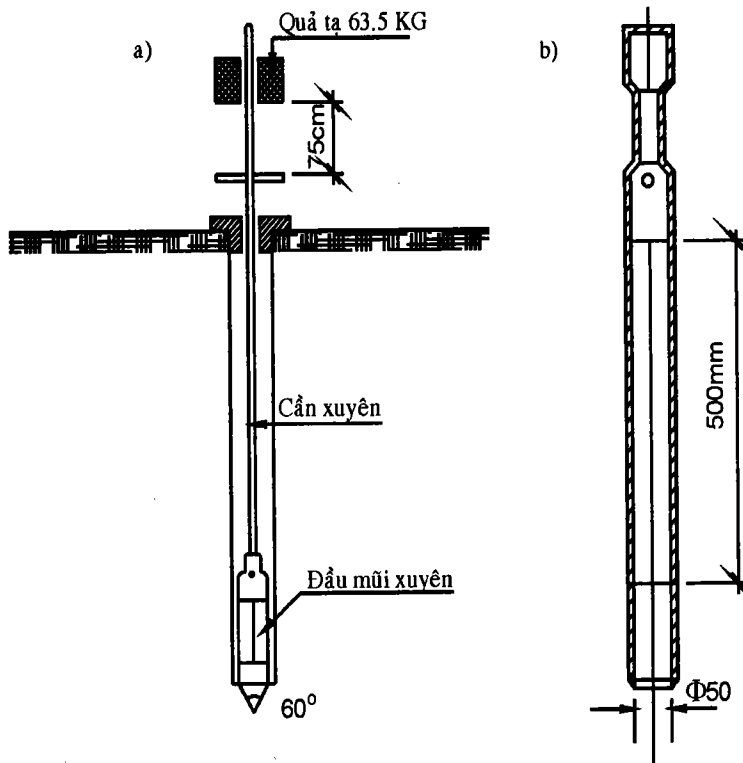
Dùng kết quả xuyên tiêu chuẩn để thiết kế móng cọc là rất thích hợp và có thể thực hiện với chiều sâu khảo sát rất lớn (có thể trên 100m).

Các nước phương Tây dùng phương pháp này rất phổ biến. Ở Việt Nam cũng đã sử dụng SPT tương đối rộng rãi. Tại cầu Mỹ Thuận (bắc qua sông Tiền) đã dùng thiết bị xuyên SPT đến chiều sâu 120m. Khi xây dựng các nhà cao tầng ở Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh người ta đã dùng phổ biến thiết bị SPT để khảo sát địa chất. Có thể nói thiết bị xuyên tiêu chuẩn SPT dùng khá đơn giản, thuận tiện và hiệu quả.

#### 3. Một số dạng mũi xuyên

a) *Thiết bị xuyên*: Thiết bị xuyên gồm quả tạ tiêu chuẩn nặng 63,5 KG, cho rơi tự do với chiều cao 75cm. Lực nén sẽ truyền qua cần xuyên xuống đầu mũi xuyên. Đầu mũi xuyên có góc nhọn  $60^\circ$ .

b) *Ống lấy mẫu nguyên dạng*: Ống có đường kính trong  $\Phi = 50\text{mm}$ , đoạn giữa ống là hai mảnh chẻ đôi để chứa mẫu đất nguyên dạng có chiều dài 500mm.



Hình 1 - 7a: Thiết bị xuyên

Hình 1 - 7b: Ống lấy mẫu nguyên dạng

#### 4. Cách tiến hành khảo sát

- Dùng máy khoan có lưỡi xoắn ruột gà  $\Phi 110\text{mm}$  (khi không hạ ống chèn) hoặc  $\Phi 130\text{mm}$  (khi cần hạ ống chèn) để khoan khảo sát địa tầng và lấy mẫu đất nguyên dạng.

- Khi đến độ sâu cần thí nghiệm xuyên, thì dùng khoan và dùng lưỡi vét để làm sạch đáy hố khoan.

- Lắp thiết bị xuyên vào để tiến hành thí nghiệm theo trình tự sau:

Cho quả tạ tiêu chuẩn 63,5KG rơi tự do 75cm theo cần ty. Vừa đóng tạ, vừa đếm số lần đóng cho đến khi đầu mũi xuyên ấn sâu vào lòng đất đủ 30cm.

Số lần đóng tạ mỗi đợt như vậy gọi là chỉ số SPT, ký hiệu là N. Đất càng tốt thì chỉ số N (tức số lần đóng tạ) càng lớn và ngược lại.

Kết quả thí nghiệm được thể hiện trên bảng I - 2. Đây là thí dụ về một thí nghiệm ở nhà máy xi măng Nghi Sơn (Bảng I - 3).

## I.5.2. Nhận xét tính chất đất nền theo SPT

### 1. Đối với đất loại sét (sét, sét pha, cát pha)

Bảng I - 2a: *Tính chất đất nền loại sét (sét, sét pha, cát pha)*

N	Trạng thái đất
< 2	Rất mềm
2 ÷ 4	Mềm
4 ÷ 8	Đẻo mềm
8 ÷ 15	Đẻo
15 ÷ 30	Đẻo cứng
> 30	Cứng

### 2. Đối với đất loại cát

Bảng I - 2b: *Tính chất đất nền loại cát*

N	Độ chặt tương đối	Trạng thái đất
< 4	< 0,15	Rất rời rạc
4 ÷ 10	0,15 ÷ 0,35	Rời rạc
10 ÷ 30	0,35 ÷ 0,65	Chặt vừa
30 ÷ 50	0,65 ÷ 0,85	Chặt
> 50	> 0,85	Rất chặt

### I.5.3. Một số tương quan có thể tham khảo

- Đối với đất sét có  $E_o = 7q_c$ .
- Đối với sét pha có  $E_o = 5,5q_c$ .
- Đối với cát pha có  $E_o = 3,6q_c$ .
- Đối với cát lẫn sạn sỏi (theo Begeman, 1974):
  - Có  $E_o = 12(N + 6)$  với  $N < 15$ .
  - Có  $E_o = 40 + 12(N + 6)$  với  $N > 15$ .
- Đối với sạn sỏi (nằm dưới mực nước ngầm): Theo Schmertman (1978) thì  $E_o = 15N$ .

Ở đây:

$E_o$ : Môđyn tổng biến dạng của đất

$q_c$ : Lực kháng đầu mũi xuyên tĩnh

HÌNH TRỤ HỐ KHOAN - BOREHOLE LOG và SPT

Ký hiệu hố khoan: N8  
 Borehole number: N8  
 Công trình: Mặt bằng nhà máy xi măng Nghi Sơn  
 Project: Nghi Son cement plant site  
 Địa điểm: Tỉnh Gia - Thanh Hóa  
 Location: Tinh Gia - Thanh Hoa  
 Ngày bắt đầu: 24/6/1997  
 Commenced: 24/6/1997  
 Ngày kết thúc: 27/6/1997  
 Finished: 27/6/1997  
 Tờ thứ 1 của 2 tờ

Cao độ: 4,750m  
 Elevation: 4,750m  
 Độ sâu: 32,6m  
 Depth: 32,6m  
 Máy khoan: UKB - 500  
 Drilling equipment: UKB - 500  
 Người mô tả: KS. Nguyễn Văn Toa  
 Log by: Eng. Nguyen Van Toa  
 Người kiểm tra: PTS. Tạ Đức Thịnh  
 Check by: Dr. Ta Duc Thinh  
 Sheet: 1 of 2

Từ From (m)	Đến To (m)	Chiều đày Thick- ness (m)	Mô tả đất đá Description of soil and rock	Tỷ lệ Scale	Cột địa tầng Log	SPT Số búa/ 10cm Blow/ 10cm	Biểu đồ kết quả xuyên Graphic N - value curve 10 20 30 40 50	Loại mẫu/ độ sâu Sample type/ depth
0,0	4,2	4,2	Đất đá san lấp mặt bằng gồm sét màu nâu đỏ lẫn dăm, sạn.  Make evening ground consists redish brown clay, cobbles, gravels.	-1 -2 -3 -4		5.6.4 2.2.2 3.7.9	15 6 19	
4,2	5,0	0,8	Cát hạt mịn xám vàng Yellow fine sand	-5		1.2.2	5	DI 4,2 - 4,4
5,0	8,2	3,2	Bùn sét pha, cát pha, màu xám đen, chảy.  Dark grey organic clay, very soft.	-6 -7 -8		1/45cm 1/45cm 1/45cm		
8,2	13,0	4,8	Cát hạt mịn, hạt trung màu xám lẫn sạn, kẹp cát pha, xốp - chặt vừa  Grey fine to medium sand mixed gravels, alternated clayey sand Soil is loose - medium dense.	-9 -10 -11 -12 -13		4.2.2 2/45cm 2.2.2 10.7.5 2.3.2	8 2 6 22 7	
13,0	18,5	5,5	Sét màu xám xanh, xám trắng, trạng thái đẻo cứng.  Greenish, brightish.	-14 -15 -16		5.5.7 3.5.8 6.7.9	17 16 22	U4 13,2 - 13,4  U5 16,2 - 16,4

Bảng I - 3a: Thí dụ về hình trụ hố khoan

### HÌNH TRỤ HỐ KHOAN - BOREHOLE LOG và SPT

Ký hiệu hố khoan: N8  
 Borehole number: N8  
 Công trình: Mặt bằng nhà máy xi măng Nghi Sơn  
 Project: Nghi Son cement plant site  
 Địa điểm: Tỉnh Gia - Thanh Hóa  
 Location: Tỉnh Gia - Thanh Hóa  
 Ngày bắt đầu: 24/6/1997  
 Commenced: 24/6/1997  
 Ngày kết thúc: 27/6/1997  
 Finished: 27/6/1997  
 Tờ thứ 2 của 2 tờ

Cao độ: 4,750m  
 Elevation: 4,750m  
 Độ sâu: 32,6m  
 Depth: 32,6m  
 Máy khoan: UKB - 500  
 Drilling equipment: UKB - 500  
 Người mô tả: KS. Nguyễn Văn Toa  
 Log by: Eng. Nguyen Van Toa  
 Người kiểm tra: PTS. Tạ Đức Thịnh  
 Check by: Dr. Ta Duc Thinh  
 Sheet: 2 of 2

Từ From (m)	Đến To (m)	Chiều đày Thick- ness (m)	Mô tả đất đá Description of soil and rock	Tỷ lệ Scale	Cột địa tầng Log	SPT Số búa/ 10cm Blow/ 10cm	Biểu đồ kết quả xuyên Graphic N - value curve 10 20 30 40 50	Loại mẫu/ độ sâu Sample type/ depth
13,0	18,5	5,5	grey clay, consistency stiff.	-17 -18		6.5.6 3.5.5	17 13	U6 18,2 - 18,4
18,5	22,4	3,9	Sét pha màu nâu, xám xanh, vàng nhạt, trạng thái dẻo cứng - nửa cứng.  Brown, greenish grey, brightish yellow silty clay, very stiff - stiff.	-19 -20 -21 -22		7.7.12 4.3.5 4.5.7 5.6.7	26 12 16 18	D7 22,2 - 22,4
22,4	26,5	4,1	Sét pha màu nâu đỏ, loang lổ trắng, vàng, rất cứng rắn.  Redish brown, bright, yellow silty clay, very hard.	-23 -24 -25 -26		50/7cm 50/24cm 50/20cm 50/22cm		R8 25,2 - 25,4
26,5	28,5	2,0	Sét màu đỏ, nâu vàng, cứng Red, yellowish brown clay, hard.	-27 -28		13.14.15 7.10.12	42 39	
28,5	32,6	4,1	Sét kết, bột kết phong hóa triệt để màu nâu gụ, rắn chắc. Strong weathered dark brown claystone, siltstone, very hard.	-29 -30 -31 -32		50/27cm 50/26cm 50/7cm 50/10cm		R9 30,0 - 30,2

Bảng I - 3b: Thí dụ về hình trụ hố khoan

## CHƯƠNG II

# XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

## II.1. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO ĐỘ BỀN CỦA VẬT LIỆU LÀM CỌC

### II.1.1. Sức chịu tải của cọc bê tông cốt thép tiết diện đặc, hình vuông, chịu nén

$$Q_c = \varphi (R_b F_b + R_a F_a) \quad (\text{II} - 1)$$

Trong đó:

$F_b$ : Diện tích tiết diện ngang của bê tông cọc

$R_b$ : Cường độ tính toán của bê tông khi nén mẫu hình trụ

$R_a$ : Cường độ tính toán của cốt thép

$F_a$ : Diện tích tiết diện ngang của cốt thép dọc

$\varphi$ : Hệ số uốn dọc của cọc.

Thông thường có thể lấy  $\varphi = 1$ , trừ trường hợp cọc xuyên qua các tầng đất yếu (than bùn, bùn, sét yếu), lúc đó hệ số uốn dọc  $\varphi$  có thể tra bảng II - 1.

Bảng II - 1: Hệ số uốn dọc  $\varphi$

$L_{tt}/b$	14	16	18	20	22	24	26	28	30
$L_{tt}/d$	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22	24,3	26
$\varphi$	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,66	0,64	0,59

Ký hiệu:

$L_{tt}$ : Chiều dài tính toán của cọc, không kể phần cọc nằm trong các lớp đất yếu bên trên

$b$ : Chiều rộng cạnh cọc vuông

$d$ : Đường kính cọc tròn

### II.1.2. Sức chịu tải của cọc ống bê tông cốt thép, chịu nén

1. Khi tỷ số giữa chiều dài tính toán và đường kính ngoài của cọc  $\frac{L_{tt}}{d} \leq 12$

$$Q_v = \varphi (R_b F_b + R_a F_a + 2,5 R_{ax} F_{ax}) \quad (\text{II} - 2)$$

Ở đây:

$F_b$ : Diện tích tiết diện ngang của lõi bê tông (phần bê tông nằm trong cốt đai)

$R_{ax}$ : Cường độ tính toán của cốt thép đai

$F_{ax}$ : Diện tích quy đổi của cốt thép đai

$$F_{ax} = \frac{\pi D_n F_x}{t_x} \quad (\text{II - 3})$$

$D_n$ : Đường kính vòng thép đai

$F_x$ : Diện tích tiết diện cốt thép đai

$t_x$ : Khoảng cách giữa các vòng đai

2. Khi tỷ số  $\frac{L_u}{d} > 12$  thì không kể đến cốt thép đai xoắn và sức chịu tải của cọc được xác định theo công thức (II - 1).

### II.1.3. Xác định sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén

$$Q_v = \varphi (m_1 m_2 R_b F_b + R_a F_a) \quad (\text{II - 4})$$

Trong đó:

$\varphi$ ,  $R_b$ ,  $F_b$ ,  $R_a$ ,  $F_a$  như trong công thức (II - 1).

$m_1$ : Hệ số điều kiện làm việc, đối với cọc được đổ bê tông bằng ống dịch chuyển thẳng đứng trémie thì  $m_1 = 0,85$ .

$m_2$ : Hệ số điều kiện làm việc kể đến phương pháp thi công.

- Khi thi công trong đất sét dẻo, dẻo cứng, khoan và nhồi bê tông không cần ống vách, đồng thời mực nước ngầm nằm thấp hơn mũi cọc thì  $m_2 = 1$ .

- Khi thi công có dùng ống vách nhưng nước ngầm không xuất hiện trong lỗ khoan khi nhồi bê tông thì  $m_2 = 0,90$ .

- Khi thi công cần dùng ống vách và đổ bê tông trong dung dịch huyền phù sét (Bentonite) thì  $m_2 = 0,70$ .

## II.2. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT NỀN (theo SNIP 2.02.03.85 hoặc T CXD. 205.1998)

### II.2.1. Sức chịu tải của cọc đơn, theo đất nền

Được tính theo công thức:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{K_{tc}} \quad (\text{II - 5})$$

Trong đó:

$Q_a$ : Sức chịu tải cho phép tính toán của cọc theo đất nền

$Q_{tc}$ : Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc theo đất nền

$K_{tc}$ : Hệ số an toàn được tính như sau:

-  $K_{tc} = 1,2$ : Nếu sức chịu tải xác định bằng nén tĩnh cọc.

-  $K_{tc} = 1,25$ : Nếu sức chịu tải xác định theo kết quả thử động cọc có kể đến biến dạng đàn hồi của đất, hoặc theo kết quả thử đất tại hiện trường bằng cọc mẫu.



-  $K_{tc} = 1,4$ : Nếu sức chịu tải xác định bằng tính toán, kể cả theo kết quả thử động cọc mà không kể đến biến dạng đàn hồi của đất.

- Nếu cọc chịu tải trọng nhỏ, tùy thuộc số cọc trong móng, trị số  $K_{tc}$  lấy như sau:

- Móng có trên 21 cọc:  $K_{tc} = 1,4 (1,25)$ .

- Móng có từ 11 đến 20 cọc:  $K_{tc} = 1,55 (1,4)$ .

- Móng có từ 6 đến 10 cọc:  $K_{tc} = 1,65 (1,5)$ .

- Móng có từ 1 đến 5 cọc:  $K_{tc} = 1,75 (1,6)$ .

*Chú ý:* Số trong ngoặc đơn là trị số của  $K_{tc}$  khi sức chịu tải của cọc đơn được xác định từ kết quả nén tĩnh cọc tại hiện trường.

*Ghi chú:*

a) Nói chung, các công trình có vốn đầu tư nước ngoài xây dựng ở Việt Nam đều lấy  $K_{tc} \geq 2$ .

b) Đối với móng chỉ có một cọc đóng mang tải trên 60 tấn (hay 600 KN), hoặc một cọc nhồi mang tải trên 250 tấn (2500 KN) thì:

$K_{tc} = 1,0$  nếu sức chịu tải xác định theo thử tĩnh cọc, đồng thời đài cọc là móng bè trên bãi cọc.

$K_{tc} = 1,4$  nếu sức chịu tải xác định theo thử tĩnh cọc.

$K_{tc} = 1,6$  nếu sức chịu tải xác định theo các phương pháp khác.

## II.2.2. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc chống

Cọc chống là cọc có đầu cắm vào lớp đất cứng hoặc đá có môđun biến dạng lớn  $E \geq 500 \text{ KG/cm}^2$  (hay  $E \geq 50\,000 \text{ kPa}$ ). Sức chịu của cọc chống chủ yếu dựa vào cường độ của đất, đá ở mũi cọc và xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = m q_p A_p \quad (\text{II - 6})$$

Trong đó:

$m$ : Hệ số điều kiện của cọc trong đất, lấy bằng 1

$A_p$ : Diện tích tiết diện ở mũi cọc, được tính như sau:

- Đối với cọc tiết diện đặc, lấy bằng diện tích tiết diện ngang.
- Đối với cọc ống, lấy bằng diện tích tiết diện ngang hình vành khăn của thành cọc. Nếu cọc ống có nhồi bê tông độn ruột phần mũi cọc trên một chiều dài không nhỏ hơn 3 lần đường kính cọc thì lấy bằng diện tích tiết diện ngang của toàn cọc.

$q_p$ : Cường độ của đất ở mũi cọc ( $\text{T/m}^2$ ), lấy như sau:

- Đối với các loại cọc đóng mà mũi cọc chống lên đá kể cả đá tảng, đá cuội, đá dăm, sỏi sạn có lẫn cát cũng như trường hợp cọc chống lên lớp đất sét cứng, thì lấy  $q_p = 2000 \text{ T/m}^2$  (hay  $20 \text{ kPa}$ ).
- Đối với cọc nhồi và cọc ống có độn ruột bê tông, ngàm vào đá không nhỏ hơn  $0,50\text{m}$ , thì  $q_p$  tính theo công thức:

$$q_p = \frac{q_{bn}^{tc}}{k_d} \left( \frac{h_n}{d_n} + 1,5 \right) \quad (II - 7)$$

Trong đó:

$q_{bn}^{tc}$ : Cường độ chịu nén tiêu chuẩn đơn trục của mẫu đá hoặc đất cứng ở trạng thái no nước ( $T/m^2$ )

$k_d$ : Hệ số an toàn theo đất, lấy bằng 1,4

$h_n$ : Độ ngàm sâu vào đá hoặc đất cứng của cọc (m)

$d_n$ : Đường kính cọc ở phần ngàm sâu vào đá, đất cứng (m)

- Đối với cọc ống tụt trên mặt đá bằng phẳng không bị phong hóa và được phủ bởi lớp đất không bị xói lở có chiều dày không nhỏ hơn 3 lần đường kính cọc ống, thì tính  $q_p$  theo công thức:

$$q_p = \frac{q_{bn}^{tc}}{K_d} \quad (II - 8)$$

### II.2.3. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc ma sát, thi công bằng phương pháp đóng

Bảng II - 2: Hệ số ma sát giữa thành cọc và đất  $f_s$

Độ sâu trung bình của lớp đất (m)	$f_s$ ( $T/m^2$ )								
	Của đất cát chặt vừa								
	Cát to và cát trung	Cát mịn	Cát bụi	-	-	-	-	-	-
	Của đất sét khi chỉ số độ sệt $I_L$ bằng								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,4	0,4	0,3	0,2
2	4,2	3,0	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5	0,4	0,4
3	4,8	3,5	2,5	2,0	1,1	0,8	0,7	0,6	0,5
4	5,3	3,8	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8	0,7	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,7	1,0	0,8	0,7	0,6
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1,0	0,8	0,7	0,6
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1,0	0,8	0,7	0,6
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1,0	0,8	0,7	0,6
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2,0	1,1	0,8	0,7	0,6
20	7,9	5,6	4,1	3,0	2,0	1,2	0,8	0,7	0,6
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2,0	1,2	0,8	0,7	0,6
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9	0,8	0,7
35	10	7,0	5,0	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

Cọc ma sát là cọc không chống được vào tầng đá hoặc đất cứng. Sức tải trọng nén của cọc gồm sức kháng của đất ở đầu mũi cọc và lực ma sát giữa thành cọc và đất. Ở đây có thể tính cho cọc có cạnh của tiết diện đến 0,60 x 0,60m.

Sức chịu tải trọng nén của cọc tính theo công thức:

$$Q_{tc} = m (m_R q_p A_p + u \sum m_f f_{s_i}) \quad (II - 9)$$

Trong đó:

$q_p$ : Cường độ chịu tải của đất ở mũi của cọc, lấy theo bảng II - 3

$f_{s_i}$ : Hệ số ma sát của đất với thành cọc, lấy theo bảng II - 2

$m$ : Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1

$m_R, m_f$ : Các hệ số điều kiện của đất ở mũi cọc và ở mặt xung quanh cọc có kể đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc được xác định theo bảng II - 4

$A_p$ : Diện tích tiết diện đầu cọc

$u$ : Chu vi thân cọc

Bảng II - 3: Cường độ chịu tải ở mũi cọc  $q_p$

Độ sâu của mũi cọc (m)	Cường độ chịu tải dưới mũi cọc đóng và cọc ống không nhồi bê tông $q_p$ (T/m <sup>2</sup> )						
	Của đất cát chặt vừa						
	Sỏi	Cát to	—	Cát trung	Cát mịn	Cát bụi	—
	Của đất sét với chỉ số sệt $I_L$ bằng						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750	$\frac{660}{(400)}$	300	$\frac{310}{(200)}$	$\frac{200}{(120)}$	110	60
4	830	$\frac{680}{(510)}$	380	$\frac{320}{(250)}$	$\frac{210}{(160)}$	125	70
5	880	$\frac{720}{(620)}$	400	$\frac{340}{(280)}$	$\frac{220}{(200)}$	130	80
7	970	$\frac{720}{(620)}$	430	$\frac{370}{(330)}$	$\frac{240}{(220)}$	140	85
10	1050	$\frac{770}{(730)}$	500	$\frac{400}{(350)}$	$\frac{260}{(240)}$	150	90
15	1170	$\frac{820}{(750)}$	560	$\frac{440}{(400)}$	290	165	100
20	1260	850	620	$\frac{480}{(450)}$	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	560	380	310	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

Bảng II - 4: Các hệ số  $m_R$  và  $m_f$

Phương pháp hạ cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất được kể đến 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, 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 lỗ khoan, khi đường kính lỗ khoan mỗi:		
a. Bằng cạnh cọc vuông	1	0,5
b. Nhỏ hơn cạnh cọc vuông 5cm	1	0,6
c. Nhỏ hơn cạnh cọc vuông hoặc đường kính cọc tròn 15cm	1	1
3. Hạ cọc có xói nước trong đất cát với điều kiện đóng tiếp cọc ở mép cuối cùng không xói nước.	1	0,8
4. Rung và ép cọc vào:		
a. Đất cát, chặt vừa:		
- Cát to và cát trung	1,2	1
- Cát mịn	1,1	1
- Cát bụi	1,0	1
b. Đất sét có độ sệt $I_L \leq 0,5$ :		
- Cát pha	0,9	0,9
- Sét pha	0,8	0,9
- Sét	0,7	0,9
c. Đất sét có độ sệt $I_L \leq 0$	1	1
5. Cọc rỗng hở mũi hạ bằng búa có kết cấu bất kỳ:		
a. khi đường kính lỗ rỗng của cọc $\leq 40$ cm	1	1
b. khi đường kính lỗ rỗng của cọc $> 40$ cm	0,7	1
6. Cọc tròn rỗng, bịt mũi, hạ bằng phương pháp bất kỳ, đến độ sâu $\geq 10$ 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 ở trên	0,9	1
b. 1,5m trong đất cát và cát pha	0,8	1
c. 1,5m trong sét pha và sét	0,7	1

Ghi chú cho các bảng II - 2, II - 3 và II - 4:

1. Trong bảng II - 3, các giá trị của  $q_p$  ở tử số là của cát, ở mẫu số là của sét.
2. Đối với các giá trị trung gian của độ sâu và chỉ số sét  $I_L$  trong bảng II - 2 và II - 3 thì xác định  $q_p$  và  $f_s$  bằng cách nội suy.
3. Khi xác định ma sát bên  $f_s$  theo bảng II - 2, đất nền được chia thành các lớp nhỏ đồng nhất có chiều dày không quá 2 mét.
4. Ma sát bên tính toán  $f_s$  của đất cát chặt có thể tăng thêm 30% so với giá trị trình bày trong bảng II - 2.
5. Trong bảng II - 4, hệ số  $m_R$  và  $m_f$  ở điểm 4 đối với đất sét có độ sét  $0 < I_L < 0,5$  được xác định bằng cách nội suy.

#### II.2.4. Sức chịu tải chống nhổ của cọc đóng

Khi nhà cao tầng chịu lực ngang của gió và động đất cần kiểm tra khả năng chống nhổ của cọc, xác định theo công thức:

$$Q_{tc}^{nh} = mu \sum m_f l_i f_i \quad (II - 10)$$

Trong đó:

$u, m_f, f_i, l_i$ : Ký hiệu giống như trong công thức (II - 9)

$m$ : Hệ số điều kiện làm việc,  $m = 0,8$

#### II.2.5. Sức chịu tải của cọc nhồi chịu nén đúng tâm

Sức chịu tải của cọc nhồi có và không có mở rộng đáy được xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = m(m_R q_p A_p + u \sum m_f f_i l_i) \quad (II - 11)$$

Trong đó:

$m$ : Hệ số điều kiện làm việc

-  $m = 0,80$ : nếu đầu cọc tựa trên đất sét có độ bão hòa  $G < 0,85$

-  $m = 1$ : các trường hợp khác

$m_R$ : Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc

- Khi có mở rộng đáy cọc bằng phương pháp nổ mìn thì  $m_R = 1,3$

- Khi thi công cọc có mở rộng đáy bằng phương pháp đổ bê tông dưới nước lấy  $m_R = 0,9$

- Các trường hợp khác lấy  $m_R = 1$

$A_p$ : Diện tích mũi cọc ( $m^2$ ), lấy như sau:

- Đối với cọc nhồi không mở rộng đáy, lấy bằng diện tích tiết diện ngang

- Đối với cọc nhồi có mở rộng đáy, lấy bằng diện tích tiết diện ngang của phần mở rộng có đường kính lớn nhất

- Đối với cọc ống có nhồi bê tông độn ruột, lấy bằng diện tích tiết diện ngang của ống kể cả thành

Đối với cọc ống không nhồi ruột lấy bằng diện tích tiết diện ngang của thành ống.

$f_i$ : Hệ số ma sát của lớp đất  $i$  ở mặt bên của thân cọc ( $T/m^2$ ), lấy theo bảng II - 3

$m_f$ : Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc, phụ thuộc vào phương pháp khoan tạo lỗ, lấy theo bảng II - 5

Bảng II - 5: Hệ số  $m_f$

Loại cọc và phương pháp thi công cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất $m_f$ trong các loại đất			
	Cát	Cát pha	Sét pha	Sét
1. Cọc chế tạo bằng biện pháp đóng ống thép có bịt kín mũi rồi rút dần ống thép khi đổ bê tông.	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Cọc nhồi rung ép	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Cọc khoan nhồi, kể cả mở rộng đáy, đổ bê tông:				
a) Khi không có nước trong lỗ khoan (phương pháp khô) hoặc khi dùng ống chống	0,7	0,7	0,7	0,6
b) Dưới nước hoặc dung dịch Bentonite	0,6	0,6	0,6	0,6
c) Hỗn hợp bê tông cứng đổ vào cọc có đấm (phương pháp khô)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Cọc ống hạ bằng rung, có lấy đất ra	1	0,9	0,7	0,6
5. Cọc - trụ	0,7	0,7	0,7	0,6
6. Cọc khoan nhồi, cọc có lỗ tròn rỗng ở giữa, không có nước trong lỗ khoan bằng cách dùng lõi rung	0,8	0,8	0,8	0,7
7. Cọc khoan phun chế tạo có ống chống hoặc bơm hỗn hợp bê tông với áp lực 2 - 4 at	0,9	0,8	0,8	0,8

$q_p$ : Cường độ chịu tải của đất ở đầu mũi cọc ( $T/m^2$ ), được tính như sau:

- Đối với cọc nhồi, cọc trụ, cọc ống khi hạ cọc có lấy đất khỏi ruột ống, sau đó đổ bê tông cho phép lấy như sau:

- Đối với đất hòn lớn có chất độn là cát và đối với đất cát trong trường hợp cọc nhồi có và không mở rộng đáy, cọc ống hạ có lấy hết nhân đất và cọc trụ, thì tính theo công thức (II - 12).

$$q_p = 0,75\beta(\gamma'_1 d A_k^0 + \alpha \gamma_1 h B_k^0) \quad (\text{II} - 12)$$

- Trong trường hợp cọc ống hạ có giữ nhân đất nguyên dạng ở chiều cao lớn hơn hoặc bằng 0,50m, có thể tính theo công thức (II - 13).

$$q_p = \beta(\gamma'_1 d A_k^0 + \alpha \gamma_1 h B_k^0) \quad (\text{II} - 13)$$

Trong đó:

$\alpha, \beta, A_k^0, B_k^0$ : Những hệ số không thứ nguyên, xác định theo bảng II - 6.

$\gamma'_1$ : Trị tính toán thứ nhất của trọng lượng riêng của đất tự nhiên ở phía dưới mũi cọc ( $T/m^3$ ). Đất ở dưới mực nước ngầm phải kể đến đầy nổi.

$\gamma_1$ : Trị tính toán trung bình của trọng lượng riêng của đất ( $T/m^3$ ), nằm phía trên mũi cọc. Nếu đất dưới mực nước ngầm thì kể đến đầy nổi.

d: Đường kính của cọc hoặc của bầu mở rộng.

h: Chiều sâu của mũi cọc (m).

Bảng II-6: Các hệ số của công thức (II - 11) và (II - 12)

Ký hiệu các hệ số		Các hệ số $A_k^0, B_k^0, \alpha, \beta$ khi các trị tính toán của góc ma sát trong của đất $\varphi_1$ (độ) là								
		23	25	27	29	31	33	35	37	39
$A_k^0$		9,5	12,6	17,3	24	34,6	48,6	71,3	108	163
$B_k^0$		18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185	260
$\alpha$ khi $\frac{h}{d} =$	4	0,78	0,79	0,8	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87
	5	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
	7,5	0,68	0,70	0,70	0,44	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
	10	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
	12,5	0,58	0,64	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,80
	15	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
	17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
	20	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
	22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
	$\geq 25$	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
$\beta$ khi $d =$	$\leq 0,8m$	0,31	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,28	0,28
	$< 4 m$	0,25	0,21	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

**Chú ý:** Mũi cọc phải cắm vào tầng đất tốt một đoạn lớn hơn đường kính cọc (nếu là cọc có mở rộng đáy thì phải lớn hơn 2m).

Đối với đất sét, trong trường hợp cọc nhồi có và không có mở rộng đáy, cọc ống có lấy lõi đất ra (lấy một phần hoặc lấy hết) rồi nhồi bê tông vào ruột ống và cọc trụ, thì cường độ chịu tải của đất ở đầu mũi cọc  $q_p$  lấy theo bảng II - 7.

Cường độ chịu tải  $q_p$  ( $T/m^2$ ) của đất dưới mũi cọc ống không nhồi bê tông mà có nhân đất lưu lại ở giai đoạn sau cùng lúc hạ cọc có chiều cao  $\geq 0,5m$  (với điều kiện là nhân đất được hình thành từ đất có cùng đặc trưng với đất được dùng làm nền ở mũi cọc ống), lấy theo bảng II-3 với hệ số điều kiện làm việc có kể đến phương pháp hạ cọc ống theo bảng II-4. Chú ý sức chống  $q_p$  tính toán trong trường hợp này là ứng với diện tích tiết diện ngang của thành cọc ống.

Bảng II-7: Trị số  $q_p$

Chiều sâu mũi cọc h (m)	Cường độ chịu tải $q_p$ ( $T/m^2$ ), dưới mũi cọc nhồi có và không có mở rộng đáy, cọc trụ và cọc ống hạ có lấy đất rồi nhồi bê tông độn ruột, ở đất sét có độ sệt $I_L$ bằng:						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	85	75	65	50	10	30	25
5	100	85	75	65	50	40	35
7	115	100	85	75	60	50	45
10	135	120	105	95	80	70	60
12	155	140	125	110	95	80	70
15	180	165	150	130	100	100	80
18	210	190	170	150	130	115	95
20	230	240	190	165	145	125	105
30	330	300	260	230	200	-	-
40	450	400	350	300	250	-	-

**Chú ý:** Khi hệ số rỗng của đất ở đầu mũi cọc  $e > 0,60$ , thì giá trị  $q_p$  trong bảng phải giảm đi bằng cách nhân với một hệ số  $m$  như sau :  $m = 1$  khi  $e = 0,60$  và  $m = 0,6$  khi  $e = 1,1$ . Những giá trị ở giữa xác định bằng cách nội suy.

### II.2.6. Sức chịu tải của cọc nhồi khi chịu tải trọng nhỏ

Sức chịu tải của cọc nhồi khi chịu tải trọng nhỏ xác định theo công thức:

$$Q_{tc}^{nh} = \mu u \sum m_r f_i l_i + w \quad (II - 14)$$



Trong đó :

m: Có ý nghĩa như trong công thức (II - 10), lấy bằng 0,8

$u, m_r, f_i, l_i$ : Ký hiệu giống như trong công thức (II - 9)

w: Trọng lượng của cọc, tính bằng tấn

## II.3. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC BẰNG KẾT QUẢ XUYÊN TÍNH (theo TCXD - 205 - 1998)

### II.3.1. Sức chịu của cọc ma sát

Xác định theo công thức:

$$Q_{xt} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{2} \quad (\text{II - 15})$$

Trong đó:

$Q_p$ : Sức chống cực hạn ở mũi xuyên (kPa)

$Q_s$ : Sức chống cực hạn ở mặt bên cọc (kPa)

*Chú ý:*

Mũi xuyên phải chế tạo đúng tiêu chuẩn:

- Đường kính mũi xuyên  $\Phi = 35,7\text{mm}$
- Góc nhọn mũi xuyên bằng  $60^\circ$

Nếu sử dụng loại đầu xuyên khác, cần quy đổi giá trị tương đương trên cơ sở các tương quan được xác lập cho từng loại thiết bị.

### II.3.2. Sức chống cực hạn ở mũi xuyên

Xác định theo công thức:

$$Q_p = Q_p \cdot q_p \quad (\text{II - 16})$$

Giá trị của  $q_p$  được xác định theo công thức:

$$q_p = K_c \cdot \overline{q_c} \quad (\text{II - 17})$$

Trong đó:

$K_c$ : Hệ số mang tải, lấy theo bảng II - 9

$q_c$ : Sức chống xuyên trung bình, lấy trong khoảng  $3d$  phía trên và  $3d$  phía dưới mũi cọc ( $d$  là đường kính cọc).

### II.3.3. Sức chống cực hạn ở mặt bên cọc

Xác định theo công thức:

$$Q_s = u \sum h_{si} f_{si} \quad (\text{II - 18})$$

Trong đó:

$h_{si}$ : Độ dài của cọc trong lớp đất thứ  $i$  (m)

$u$ : Chu vi tiết diện cọc (m)

$f_{si}$ : Ma sát bên đơn vị của lớp đất thứ  $i$  và được xác định theo sức chống xuyên đầu mũi  $q_c$  ở cùng độ sâu theo công thức:

$$f_{si} = \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \quad (\text{II} - 19)$$

Trong đó:

$\alpha_i$  : Hệ số, lấy theo bảng II - 9

*Chú thích cho bảng II-9:*

\* Cần hết sức thận trọng khi lấy giá trị ma sát bên của cọc trong đất sét dẻo chảy và bùn, vì chỉ cần tác dụng một tải trọng rất nhỏ lên nó, hoặc ngay cả với tải trọng bản thân, cũng làm cho loại đất này lún và tạo ra ma sát âm.

\*\* Các giá trị trong ngoặc có thể sử dụng:

- Đối với cọc nhồi, thành hố khoan được giữ tốt khi thi công và bê tông cọc đạt chất lượng cao.
- Đối với cọc đóng có tác dụng làm chặt đất khi đóng cọc.

#### II.3.4. Một số tương quan có thể tham khảo

- Tương quan giữa sức chống mũi xuyên  $q_c$  và góc ma sát trong của đất  $\varphi$  được cho trong bảng II - 8.
- Tương quan giữa sức chống xuyên  $q_c$  và sức chống cắt không thoát nước của đất dính  $C_u$  xác định theo công thức:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_v}{15} \quad (\text{II} - 20)$$

Trong đó:

$\sigma_v$  : Áp lực thẳng đứng do tải trọng bản thân của đất nền tại độ sâu đang xét.

Bảng II-8: Tương quan giữa  $q_c$  và  $\varphi$

$q_c(10^5\text{Pa})$	$\varphi$ (độ) ở độ sâu	
	2m	$\geq 5\text{m}$
10	28	26
20	30	28
40	32	30
70	34	32
120	36	34
200	38	36
300	40	38

Bảng II-9: Hệ số  $K_c$  và  $\alpha$

Loại đất	Sức chống ở mũi xuyên $q_c$ (kPa)	Hệ số mang tải $K_c$		Hệ số $\alpha$				Giá trị cực đại $q_s$ (kPa)			
		Cọc nhồi	Cọc đóng	Cọc nhồi		Cọc đóng		Cọc nhồi		Cọc đóng	
				Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép
Đất loại sét chảy, bùn (*)	< 2000	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15
Đất loại sét, cứng vừa	2000-5000	0,35	0,45	40	80	40	80	(80)	(80)	(80)	35
Đất loại sét cứng đến rất cứng	> 5000	0,45	0,55	60	120	60	120	(80)	(80)	(80)	35
Cát chảy	0 - 2500	0,4	0,5	(60)** 120	150	(60)	(120)	35	35	35	35
Cát chặt vừa	2500-10000	0,4	0,5	(100) 180	(200) 250	1000	(200) 250	(120)	(80)	(120)	80
Cát chặt đến rất chặt	> 10000	0,3	0,4	150	300	150	300	(150)	(120)	(150)	120
Đá phần (mềm)	> 5000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35
Đá phần phong hóa, mảnh vụn	> 5000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120

## II.4. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ XUYỀN TIÊU CHUẨN (SPT)

### II.4.1. Tính theo Meyerhof cho đất rời

$$Q_u = K_1 N A_p + K_2 N_{tb} A_s \quad (\text{II} - 21)$$

Trong đó:

$Q_u$ : Sức chịu tải của cọc (KN)

$N$ : Chỉ số SPT trung bình trong khoảng  $1d$  dưới mũi cọc và  $4d$  trên mũi cọc ( $d$  là đường kính cọc)

$A_p$ : Diện tích tiết diện mũi cọc ( $m^2$ )

$N_{tb}$ : Chỉ số SPT trung bình dọc theo 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 và bằng 120 cho cọc khoan nhồi

$K_2$ : Hệ số, lấy bằng 2 cho cọc đóng và bằng 1 cho cọc khoan nhồi

Hệ số an toàn dùng cho sức chịu tải của cọc thường lấy bằng 3, tức là:

$$Q_u^n = \frac{Q_u}{3}$$

### II.4.2. Tính toán sức chịu tải của cọc trong đất dính (theo David, 1979)

$$Q_u = RF + f_s F_s \quad (\text{II} - 22)$$

Trong đó:

$Q_u$ : Sức chịu tải của cọc (KN)

$F$ : Diện tích tiết diện ngang của cọc ( $m^2$ )

$F_s$ : Diện tích mặt bên của cọc trong phạm vi đất dính ( $m^2$ )

$R$ : Sức kháng đầu mũi xuyên

$$R = C_u \cdot N_c \quad (\text{II} - 23)$$

Ở đây:

$N_c$ : Hệ số chịu tải, lấy bằng 9

$C_u$ : Lực dính không thoát nước theo SPT

$$C_u = \frac{N}{1,4} \text{ (T/m}^2\text{) hay } C_u = 7,14N \text{ (kPa)} \quad (\text{II} - 24)$$

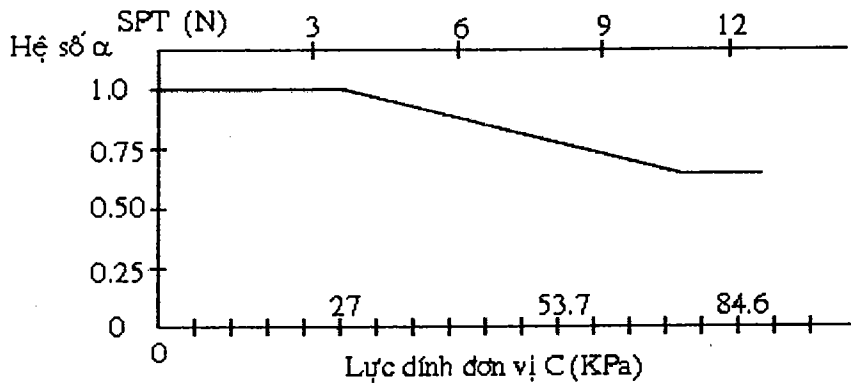
$f_s$ : Lực ma sát giữa đất dính và thành cọc

$$f_s = \alpha \cdot C_u \quad (\text{II} - 25)$$

$\alpha$ : Hệ số thực nghiệm tra trên đồ thị ở hình II - 1.

Hệ số an toàn dùng cho sức chịu tải của cọc thường lấy bằng 3, tức là

$$Q_u^n = \frac{Q_u}{3} \quad (\text{II} - 26)$$



Hình II - 1: Hệ số  $\alpha$  (theo David, 1979)

*Ghi chú:* Trong thực tế thường gặp 2 trường hợp:

a) Khi cọc xuyên qua các lớp đất sét yếu để cắm được vào các tầng cát và cuội sỏi bên dưới (thí dụ như địa tầng Hà Nội) thì có thể dùng công thức của Meyerhof để xác định sức chịu tải của cọc.

b) Khi cọc xuyên qua các lớp đất yếu (sét nhão chảy, cát mịn) để cắm vào tầng sét cứng bên dưới (thí dụ như địa tầng ở thành phố Hồ Chí Minh) thì có thể dùng công thức của David để xác định sức chịu tải của cọc.

#### II.4.3. Tính toán sức chịu tải của cọc theo công thức của Nhật Bản

$$Q_u = \frac{1}{3} [\alpha N_a F_p + (0,2N_s L_s + cL_c) \pi d] \quad (\text{II} - 27)$$

Trong đó:

$N_a$ : Chỉ số SPT của đất tại mũi cọc

$N_s$ : Chỉ số SPT của các lớp đất cát xung quanh cọc

$L_s$ : Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát

$L_c$ : Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất sét

$c$ : Lực dính của đất sét

$\alpha$ : Hệ số phụ thuộc vào phương pháp thi công cọc, đối với cọc khoan nhồi thì lấy  $\alpha = 15$ , đối với cọc đóng  $\alpha = 30$

$d$ : Đường kính cọc

$F_p$ : Diện tích tiết diện cọc ở đầu mũi

### II.5. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO CÔNG THỨC ĐỘNG

#### II.5.1. Phương pháp của Gersevanov

##### 1. Sức chịu tải cho phép của cọc

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{K_{tc}} \quad (\text{II} - 28)$$

Trong đó:

$Q_{ic}$ : Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc (t)

$K_{ic}$ : Hệ số an toàn, lấy như sau:

$K_{ic} = 1,25$  nếu sức chịu tải của cọc xác định theo kết quả thử động có kể đến biến dạng đàn hồi của đất.

$K_{ic} = 1,40$  nếu sức chịu tải của cọc xác định theo kết quả thử động không kể đến biến dạng đàn hồi của đất.

## 2. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc theo kết quả thử động

Xác định theo công thức:

$$Q_{ic} = m \frac{Q_u}{K_d} \quad (\text{II} - 29)$$

Trong đó:

m: Hệ số điều kiện làm việc, lấy như sau:

-  $m = 1,0$  đối với cọc chịu nén

-  $m = 0,8$  đối với cọc chịu nhổ và độ sâu hạ cọc lớn hơn 4m

-  $m = 0,6$  đối với cọc chịu nhổ và độ sâu hạ cọc nhỏ hơn 4m

$K_d$ : Hệ số an toàn theo đất, xác định như sau:

- Lấy  $K_d = 1$  và  $Q_u = Q_{u-\min}$  khi số cọc được thử ở những điều kiện địa chất như nhau mà ít hơn 6 cái.

- Nếu số cọc thử lớn hơn 6 cọc, thì  $K_d$  xác định theo phương pháp thống kê.

$Q_u$ : Sức chịu giới hạn của cọc (t)

## 3. Sức chịu giới hạn $Q_u$ của cọc

• Nếu độ chối của cọc  $e_r \geq 0,002m$ , thì  $Q_u$  xác định theo công thức:

$$Q_u = \frac{nFM}{2} \left[ \sqrt{1 + \frac{4 \varepsilon_p}{nFe_r} \cdot \frac{W_n + \varepsilon^2 (W_c + W_1)}{W_n + W_c + W_1}} - 1 \right] \quad (\text{II} - 30)$$

Trong đó:

n: Hệ số lấy bằng 150 T/m<sup>2</sup> đối với cọc bê tông cốt thép có mũ cọc

F: Diện tích tiết diện ngang của cọc (m<sup>2</sup>)

M: Hệ số, lấy bằng 1,0 khi đóng cọc bằng búa tác dụng va đập, còn khi hạ cọc bằng phương pháp rung thì M lấy theo bảng II - 10

$\varepsilon_p$ : Năng lượng tính toán của một va đập của búa (T.m), lấy theo bảng II - 11, hoặc năng lượng tính toán của máy hạ bằng cách rung lấy theo bảng II - 12

$e_r$ : Độ chối thực tế, bằng độ lún của cọc do một va đập của búa; còn khi dùng máy rung  $e_r$  là độ lún của cọc do công của máy trong thời gian 1 phút (tính bằng mét)

$W_c$ : Trọng lượng của cọc và mũ cọc (t)

$W_1$ : Trọng lượng của cọc dẫn (t) (khi hạ bằng rung  $W_1 = 0$ )

$W_n$ : Trọng lượng của búa hoặc máy rung (t)

$\epsilon$ : Hệ số phục hồi va đập. Khi đóng cọc và cọc ống bê tông cốt thép bằng búa tác động va đập có dùng mũ đệm bằng gỗ thì lấy  $\epsilon^2 = 0,2$ ; khi hạ cọc bằng phương pháp rung lấy  $\epsilon^2 = 0$ .

• Nếu độ chối của cọc  $e_f < 0,002m$  thì  $Q_u$  xác định theo công thức :

$$Q_u = \frac{1}{2\theta} \cdot \frac{2\lambda_f + C}{\lambda_f + C} \left[ \sqrt{1 + \frac{8\epsilon_p (\lambda_f + C)}{(\lambda_f + C)^2} \cdot \frac{W}{W + W_c} \theta - 1} \right] \quad (\text{II - 31})$$

Trong đó:

C: Độ chối đàn hồi của cọc (m), xác định bằng máy đo độ chối

W: Trọng lượng của phần va đập của búa (t)

Các số hạng  $\lambda_f$ ,  $\epsilon_p$ ,  $W_c$  xem công thức (II - 30)

$\theta$ : Hệ số ( $1/T$ ấn), xác định theo công thức:

$$\theta = \frac{1}{4} \left( \frac{n_0}{F} + \frac{n_h}{\Omega} \right) \frac{W}{W + W_c} \sqrt{2g(H - h)} \quad (\text{II - 32})$$

Ở đây:

$n_0, n_h$ : Hệ số chuyển từ sức chịu tải động sang sức chịu tải tĩnh của đất

- Đối với đất dưới mũi cọc:  $n_0 = 0,0025 \text{ s.m/T}$

- Đối với đất ở mặt hông cọc:  $n_h = 0,25 \text{ s.m/T}$

$\Omega$ : Diện tích mặt bên cọc tiếp xúc với đất ( $m^2$ )

g: Gia tốc trọng trường, lấy bằng  $9,81 \text{ m/sec}^2$

h: Chiều cao nảy đầu tiên của phần va đập của búa, đối với búa diesel lấy

$h = 0,5m$

H: Chiều cao rơi thực tế của phần động của búa (m)

Chú ý :

Các giá trị của  $W_n$ ,  $W$ ,  $W_c$  và  $W_1$  dùng trong các công thức trên không có hệ số vượt tải.

Bảng II - 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, cát trung chặt vừa và cát pha cứng	1,2
3. Cát mịn, chặt vừa	1,1
4. Cát bụi, chặt vừa	1,0
5. Sét và sét pha dẻo cứng	0,9
6. Sét và sét pha nửa cứng	0,8
7. Sét và sét pha cứng	0,7

*Ghi chú:* Đối với cát thô, cát trung, cát mịn, cát bụi ở trạng thái chặt, các giá trị M trong các mục 2,3 và 4 được tăng lên 60%.

Bảng II-11: Năng lượng tính toán  $\Sigma_p$  của búa đóng

Kiểu búa	Năng lượng tính toán và đập của búa $\Sigma_p$ (T/m)
1. Búa treo hoặc tác dụng đơn động	WH
2. Búa diesel ống	0,9 WH
3. Búa diesel cần	0,4 WH
1. Búa diesel khí đóng kiểm tra từng nhát một	Q (H - h)

*Ghi chú:*

Ở mục 4: h là chiều cao nẩy đầu tiên phần va đập của búa diesel do đệm không khí gây ra, xác định theo thước đo (m). Khi tính toán sơ bộ, cho phép lấy h = 0,6m đối với búa kiểu cột và h = 0,4m đối với búa kiểu ống.

Bảng II-12: Năng lượng tính toán  $\Sigma_p$  của rung

Lực kích thích của máy rung (t)	10	20	30	40	50	60	70	80
Năng lượng tính toán $\Sigma_p$ (T.m)	4,5	9	13	17,5	22	26,5	31	35

## II.5.2. Phương pháp Hilley

### 1. Sức chịu tải giới hạn của cọc

$$Q_u = \frac{KWh}{\lambda_r + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W + e^2 W_c}{W + W_c} \quad (\text{II} - 33)$$

Trong đó:

K: Hiệu suất cơ học của búa đóng cọc, lấy như sau:

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

$W_c$ : Trọng lượng của cọc (t)

W: Trọng lượng của quả búa (t)

h: Chiều cao búa rơi (m)

e: Hệ số phục hồi, lấy như sau:

- Cọc có đầu bịt bằng thép: e = 0,55
- Cọc thép đệm đầu bằng gỗ mềm: e = 0,40



- Cọc bê tông cốt thép đệm đầu bằng gỗ:  $e = 0,25$

$\lambda_r$ : Độ chối của cọc khi đóng (m)

$C_1$ : Biến dạng đàn hồi của đầu cọc, đệm đầu cọc, cọc dẫn (m)

$C_3$ : Biến dạng của đất nền, thường lấy bằng 0,005m

$C_2$ : Biến dạng đàn hồi của cọc (m)

$$C_2 = \frac{Q_u L}{AE} \quad (\text{II - 34})$$

Ở đây:

L: Chiều dài của cọc (m)

A: Diện tích tiết diện cọc ( $\text{m}^2$ )

E: Môđyn đàn hồi của vật liệu làm cọc ( $\text{T/m}^2$ )

## 2. Sức chịu tải tính toán của cọc

$$Q_u = \frac{Q_u}{F_s} \quad (\text{II - 35})$$

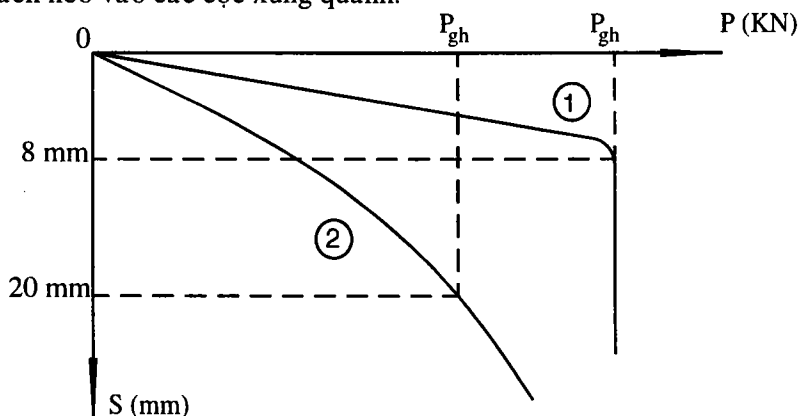
Trong đó:

$F_s$ : Hệ số an toàn, thường lấy bằng 3

## II.6. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH TẠI HIỆN TRƯỜNG

Trước khi thiết kế chính thức, cần thí nghiệm nén tĩnh cọc tại hiện trường để xác định kích thước cọc (chiều dài, tiết diện) và sức chịu tải của cọc.

Thường gia tải trên đầu cọc bằng kích thủy lực. Đối trọng thường bằng bàn nén chất các vật nặng (các khối bê tông hoặc các khối gang đúc) hay là bằng cách neo vào các cọc xung quanh.



Hình II - 2: Biểu đồ nén tĩnh cọc, quan hệ  $S = f(P)$

(1) Đối với cọc chống

(2) Đối với cọc ma sát

Tải trọng được gia theo từng cấp bằng  $\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}$  tải trọng giới hạn đã xác định theo tính toán.

Ứng với mỗi cấp tải trọng, người ta đo độ lún của cọc như sau:

Bốn lần đầu ghi số đo trên đồng hồ đo độ lún, mỗi lần cách nhau 15 phút. Hai lần sau cách nhau 30 phút. Tiếp đó cứ sau một giờ lại ghi số đo một lần cho đến khi cọc lún tới hoàn toàn ổn định dưới cấp tải trọng. Cọc được coi là lún đến ổn định khi dưới cấp tải trọng đó nó chỉ lún 0,1mm sau 1 giờ hoặc 2 giờ tùy loại đất dưới mũi cọc. Đối với đất loại cát thì sau 1 giờ, còn loại sét thì sau 2 giờ.

Theo kết quả thí nghiệm, ta có biểu đồ quan hệ giữa độ lún với tải trọng  $S = f(P)$  như hình II - 2.

### 1. Đối với cọc chống

Đối với cọc chống, sức chịu tải của cọc tính theo độ bền của vật liệu làm cọc. Trong thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường, khi tải trọng đạt tới giới hạn thì vật liệu làm cọc bị phá hoại và đường quan hệ  $S = f(P)$  sẽ bị gãy đột ngột như đường biểu diễn (1) trên hình II - 2. Độ lún của cọc rất nhỏ, thường không quá 8mm.

Sức chịu tải tính toán của cọc xác định như sau:

$$Q_{tt} = \frac{P_{gh}}{K_{tc}} \quad (\text{II} - 36a)$$

Trong đó:

$K_{tc}$  : Hệ số tin cậy, hay là hệ số an toàn do người tư vấn thiết kế quy định.

Thường lấy  $K_{tc} = 1,4 \div 2$ .

### 2. Đối với cọc ma sát

Đối với cọc ma sát (còn gọi là cọc treo) thì sức chịu tải của cọc tính theo tính chất cơ lý của đất nền. Sức chịu tải của cọc được tạo nên bởi sức chống của đất ở đầu mũi cọc và ma sát của đất quanh thân cọc. Trong thí nghiệm nén tĩnh cọc, đường quan hệ  $S = f(P)$  là một đường cong có điểm đột biến không rõ ràng.

Nhiều quy trình của Việt Nam và các nước quy định tải trọng giới hạn  $P_{gh}$  tương ứng với độ lún của cọc là 20mm.

Sức chịu tải tính toán của cọc được xác định như sau:

$$Q_{tt} = \frac{P_{gh}}{K_{tc}} \quad (\text{II} - 36b)$$

Trong đó hệ số an toàn  $K_{tc} = 2 \div 2,5$  do tư vấn thiết kế quy định.

### CHƯƠNG III

## TÍNH TOÁN CỌC CHỊU TÁC DỤNG ĐỒNG THỜI CỦA LỰC THẲNG ĐỨNG, LỰC NGANG VÀ MÔMEN

Khi tính toán cọc chịu tác dụng của lực ngang, đất xung quanh cọc được xem như môi trường biến dạng tuyến tính, được đặc trưng bởi hệ số nền  $C_z$  ( $\text{KN/m}^3$ ) tăng theo chiều sâu. Trị số của  $C_z$  xác định theo kết quả thí nghiệm hoặc theo công thức:

$$C_z = K.z \quad (\text{III} - 1)$$

Trong đó:

K: Hệ số tỷ lệ ( $\text{KN/m}^4$ ) phụ thuộc loại đất xung quanh cọc, tra trong bảng III - 1

z: Độ sâu của tiết diện cọc trong đất (m), tính từ mặt đất đối với trường hợp móng cọc dài cao, và tính từ đáy đài đối với móng cọc dài thấp.

Khi tính toán người ta dùng độ sâu tính đối của tiết diện cọc trong đất z và độ sâu hạ cọc tính đối  $\bar{z}$ .

$$\bar{z} = \alpha_b.z \quad (\text{III} - 2)$$

$$\bar{l} = \alpha_b.l \quad (\text{III} - 3)$$

l: Khoảng cách thực tế tính từ mũi cọc đến mặt đất khi móng cọc dài cao và đến đáy đài khi móng cọc dài thấp.

$\alpha_b$ : Hệ số biến dạng  $\left(\frac{1}{\text{m}}\right)$ , xác định theo công thức:

$$\alpha_b = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_b J}} \quad (\text{III} - 4)$$

K: Như trong công thức III - 1

$E_b$ : Môđyn đàn hồi ban đầu của bê tông cọc khi nén và khi kéo (kPa) lấy theo quy phạm bê tông cốt thép. Đối với cọc gỗ thì lấy theo quy phạm kết cấu gỗ.

J: Mômen quán tính tiết diện ngang cọc ( $\text{m}^4$ )

$b_c$ : Bề rộng quy ước của cọc (m) được lấy như sau:

- Đối với cọc ống, cọc trụ và cọc nhồi có đường kính  $d \geq 0,8\text{m}$  thì  $b_c = d + 1\text{m}$
- Đối với các loại cọc khác và kích thước khác thì  $b_c = 1,5d + 0,5\text{m}$

d: Đường kính ngoài của cọc tròn hoặc cạnh của cọc tiết diện vuông, chữ nhật theo hướng vuông góc với mặt phẳng tác dụng của lực (m)

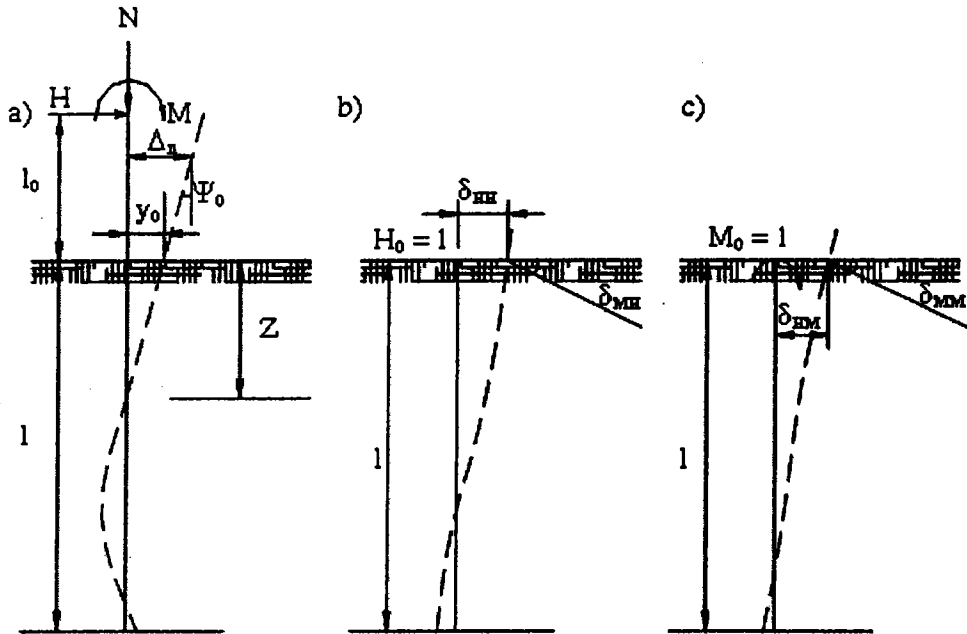
*Ghi chú:*

- 1)  $I_L$ : Độ sệt

c: Hệ số rỗng của đất

- 2) Đối với cát chặt thì trị số K (đối với cọc ống và cọc nhồi) lấy tăng lên 30% so với trị số lớn nhất ghi trong bảng của loại đất tương ứng.

Dưới tác dụng đồng thời của lực dọc, lực ngang và mômen thì cọc, cọc ống, cọc nhồi được tính toán theo biến dạng, theo ổn định của đất xung quanh cọc, và kiểm tra tiết diện cọc.



Hình III-1: Chuyển vị của cọc khi chịu tác dụng đồng thời của lực dứng, lực ngang và mômen

- a) Các tải trọng tác dụng lên cọc  
 b) Chuyển vị của cọc do lực ngang  $H_0 = 1$  tác dụng ở mặt đất gây ra  
 c) Chuyển vị của cọc do mômen  $M_0 = 1$  gây ra

Tính toán cọc theo biến dạng và nhằm kiểm tra điều kiện:

$$\Delta_n \leq S_{gh}, \psi \leq \psi_{gh}$$

Trong đó:

$S_{gh}, \psi_{gh}$ : Là trị số giới hạn cho phép của chuyển vị ngang đầu cọc và góc xoay của cọc, được quy định trong nhiệm vụ thiết kế nhà hay công trình

$\Delta_n, \psi$ : Tuần tự là chuyển vị ngang của đầu cọc (m) và góc xoay của cọc (rad) xác định theo công thức:

$$\Delta_n = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{H l_0^3}{3E_b J} + \frac{M l_0^2}{2E_b J} \quad (\text{III - 5})$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b J} + \frac{Ml_0}{E_b J} \quad (\text{III - 6})$$

Trong đó:

H, M: Trị tính toán của lực ngang (KN) và mômen uốn (KN.m) do tải tác dụng lên đầu cọc

$l_0$ : Chiều dài của đoạn cọc (m) tính từ đế đài lên mặt đất

$E_b, J$ : Như công thức (III - 4)

$y_0, \psi_0$ : Chuyển vị ngang và góc xoay của tiết diện ngang cọc tại mặt đất trong trường hợp đài cao và tại đáy đài trong trường hợp đài thấp

Ở đây, mômen và lực ngang tác dụng ở đầu cọc được coi là dương nếu mômen hướng theo chiều kim đồng hồ và lực ngang hướng sang phải.

Mômen uốn và lực ngang tại tiết diện cọc coi là dương nếu mômen và lực ngang truyền từ phần cọc bên trên xuống phần dưới tại tiết diện tương ứng cắt ra, hướng theo chiều kim đồng hồ và hướng sang bên phải.

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc và góc xoay của cọc coi là dương nếu chúng hướng sang phải và theo chiều kim đồng hồ.

$$y_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM} \quad (\text{III - 7a})$$

$$\psi_0 = H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM} \quad (\text{III - 7b})$$

$H_0, M_0$ : Trị tính toán của lực ngang và mômen uốn. Tại tiết diện đang xét lấy  $H_0 = H$  và  $M_0 = M + Hl_0$

$\delta_{HH}$ : Chuyển vị ngang của tiết diện (m/KN), do lực  $H_0 = 1$  gây ra

$$\delta_{HH} = \frac{A_0}{a_b^3 E_b J} \quad (\text{III-8a})$$

$\delta_{HM}$ : Góc xoay của tiết diện cọc  $\left( \frac{1}{KN} \right)$ , do mômen  $M_0 = 1$  gây ra

$\delta_{MH}$ : Góc xoay của tiết diện cọc  $\left( \frac{1}{KN} \right)$ , do lực  $H_0 = 1$  gây ra

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{B_0}{a_b^2 E_b J} \quad (\text{III-8b})$$

$\delta_{MM}$ : Góc xoay của tiết diện cọc  $\left( \frac{1}{KNm} \right)$ , do mômen  $M_0 = 1$  gây ra

$$\delta_{MM} = \frac{C_0}{a_b E_b J} \quad (\text{III-8c})$$

$A_0, B_0, C_0$ : Các hệ số không thứ nguyên, lấy theo bảng III - 2 phụ thuộc vào  $\bar{l}$ .

*Tính toán ổn định của nền xung quanh cọc:*

Để bảo đảm cho đất nền xung quanh cọc được ổn định thì phải thỏa mãn điều kiện:

$$a_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi_1 C_1) \quad (\text{III - 9})$$

Trong đó:

$\gamma_1$ : Trị tính toán thứ nhất của trọng lượng riêng của đất ở trạng thái nguyên thổ, đối với đất bão hòa nước thì phải kể đến hiện tượng đẩy nổi

$\varphi_1, C_1$ : Trị tính toán thứ nhất của góc ma sát trong và lực dính của đất

$\xi$ : Hệ số

- Đối với cọc đóng và cọc ống:  $\xi = 0,6$

- Đối với các trường hợp khác:  $\xi = 0,3$

$\eta_1$ : Hệ số

-  $\eta_1 = 1$

- Riêng khi tính móng các công trình chống thì  $\eta_1 = 0,7$

$\eta_2$ : Hệ số

$$\eta_2 = \frac{M_{\text{tx}} + M_{\text{tt}}}{nM_{\text{tx}} + M_{\text{tt}}} \quad (\text{III - 10})$$

$M_{\text{tx}}$ : Mômen do trị tính toán của các lực thường xuyên gây ra tại độ sâu mũi cọc

$M_{\text{tt}}$ : Mômen do trị tính toán của các lực tạm thời gây ra tại độ sâu mũi cọc

$\bar{n}$ : Hệ số.  $\bar{n} = 2,5$  trừ các trường hợp sau:

- Đối với các công trình đặc biệt quan trọng:

• khi  $\bar{l} \leq 2,5$  thì  $\bar{n} = 4$

• khi  $\bar{l} \geq 5$  thì  $\bar{n} = 2,5$

• khi  $2,5 < \bar{l} < 5$  thì  $\bar{n}$  xác định bằng phương pháp nội suy

- Đối với móng có một hàng cọc chịu lực dọc đặt lệch tâm thì  $\bar{n} = 4$  không phụ thuộc vào  $\bar{l}$

$\sigma_z$ : Áp lực tính toán (kPa) xuất hiện trong đất xung quanh cọc tại các độ sâu  $z$  tính từ mặt đất khi đài cao, từ đáy đài khi đài thấp. Khi  $\bar{l} \leq 2,5$  tại hai độ

sâu  $z = \frac{1}{z}$ ,  $z = 1$  và khi  $\bar{l} > 2,5$  tại độ sâu  $\bar{z} = \frac{0,85}{\alpha_b}$ , giá trị của  $\sigma_z$  tính theo công

thức:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_b} z \left( y_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_b} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_b^2 E_b J} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_b^2 E_b J} D_1 \right) \quad (\text{III - 11})$$

Trị tính toán của mômen uốn  $M$ , lực ngang  $Q$  và lực dọc  $N$  tác dụng tại tiết diện cọc ở độ sâu  $x$ :

$$M_z = \alpha_b^2 E_0 J y_0 A_3 - \alpha_b E_b J \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_b} D_3 \quad (\text{III - 12})$$

$$M_z = \alpha_b^2 E_0 J y_0 A_4 - \alpha_b^2 E_b J \psi_0 B_4 + \alpha_b M_0 C_4 + H_0 D_4 \quad (\text{III - 13})$$

Trong đó:

K: Hệ số tỷ lệ, tra bảng III - 1

$\alpha_b, E_b, J, z, H_0, M_0, l_0, y_0, \psi_0$ : Như trong các công thức trên.

$A_1, B_1, C_1, D_1, A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4, D_4$ : Các hệ số tra theo bảng III-3

N: Lực dọc trục tác dụng tại đầu cọc

Khi cọc được ngàm chặt vào đài làm cho đầu cọc không thể chuyển vị được thì trị tính toán của mômen tại ngàm được xác định theo công thức:

$$M_n = - \frac{\delta_{MH} + l_0 \delta_{MM} + \frac{l_0^2}{2E_0 JH}}{\delta_{MM} + \frac{l_0}{E_b J}} \quad (\text{III - 14})$$

Dấu trừ cho biết khi lực ngang H hướng từ trái qua phải sẽ truyền mômen lên đầu cọc tại ngàm và mômen này hướng theo chiều ngược kim đồng hồ.

Bảng III - 1: Hệ số tỷ lệ K

Tên gọi và đặc trưng của đất	Hệ số tỷ lệ K (KN/m <sup>4</sup> )	
	Đối với cọc đóng	Đối với cọc ống, cọc nhồi và bản
Sét và á sét dẻo chảy ( $0,75 < I_L \leq 1,0$ )	650 ÷ 2500	500 ÷ 2000
Sét, á sét dẻo mềm ( $0,5 < I_L \leq 0,75$ ), á cát dẻo ( $0 < I_L \leq 1,0$ ), cát bụi ( $0,6 < e \leq 0,80$ )	2500 ÷ 5000	2000 ÷ 4000
Sét, á sét dẻo cứng, nửa cứng ( $0 < I_L \leq 0,5$ ), á cát cứng ( $I_L < 0$ ), cát nhỏ ( $0,6 \leq e \leq 0,75$ ), cát hạt trung ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ )	5000 ÷ 8000	4000 ÷ 6000
Sét, á sét cứng ( $I_L < 0$ ), cát thô ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ )	8000 ÷ 13000	6000 ÷ 10000
Cát sỏi ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ), sỏi và cuội có độn cát		10000 ÷ 12000

Chú thích:

1)  $I_L$ : Độ sét; e: Hệ số rỗng

2) Đối với cát chặt thì trị số K (đối với cọc ống và cọc nhồi) lấy tăng lên 30% so với trị số lớn nhất ghi trong bảng của loại đất tương ứng.

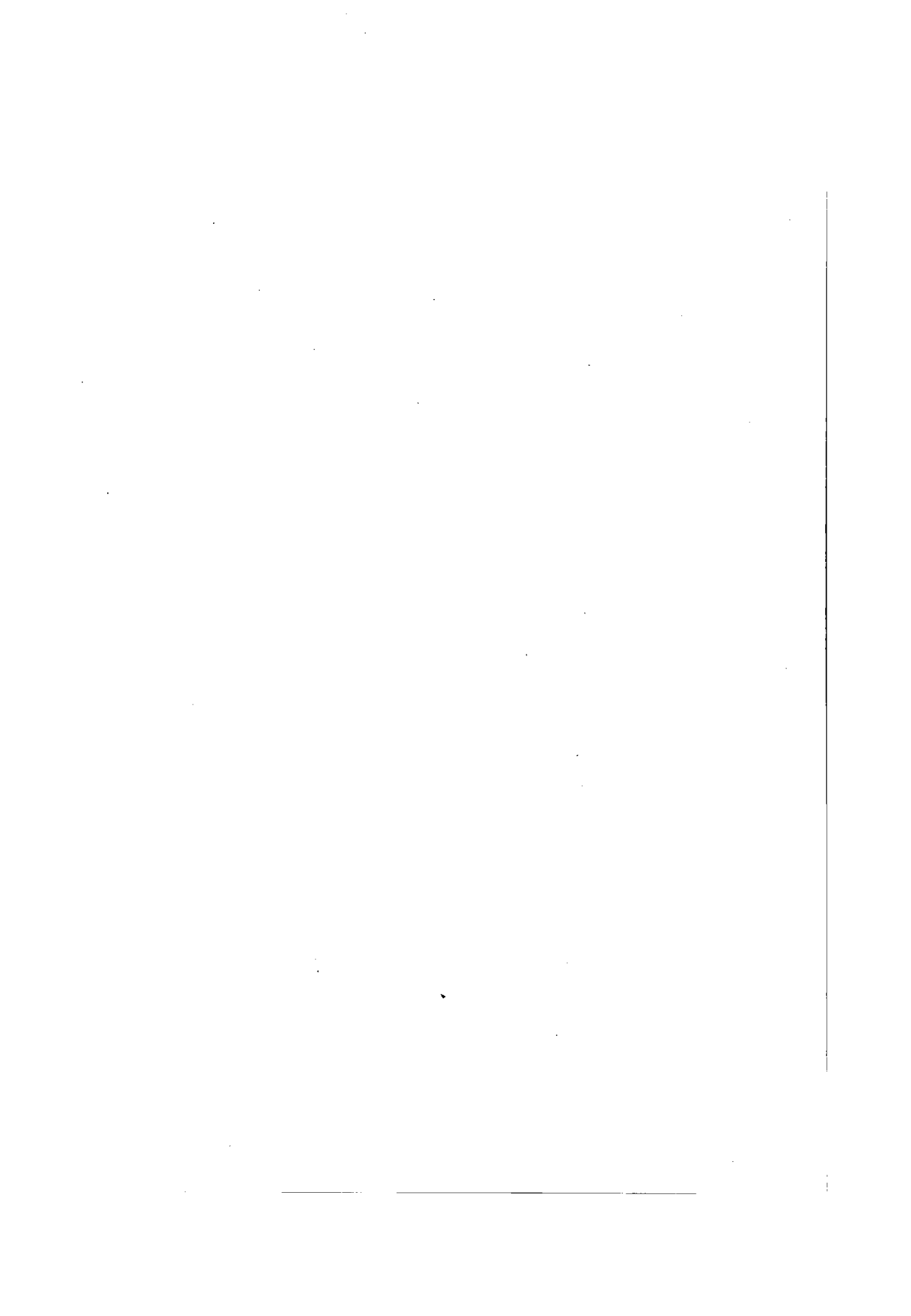
Bảng III-2: Giá trị các hệ số  $A_0$ ,  $B_0$ ,  $C_0$

$\bar{I}$	Khi cọc tì lên đất			Khi cọc tì lên đá			Khi cọc ngàm vào đá		
	$A_0$	$B_0$	$C_0$	$A_0$	$B_0$	$C_0$	$A_0$	$B_0$	$C_0$
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,180	0,600
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1,0	18,030	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,160	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,481	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,102	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,480
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2,0	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,460	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,080	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,240	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	1,687	2,330	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,543	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3,0	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,358	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,591	1,739	2,389	1,584	1,711
$\geq 4$	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,755	2,401	1,600	1,732



Bảng III-3: Giá trị các hệ số  $A_1, B_1, C_1, D_1, A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4, D_4$

$\bar{z}$	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	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000
0,1	1,000	0,100	0,005	0,000	0,000	0,000	0,000	0,100	-0,005	0,000	0,000	1,000
0,2	1,000	0,200	0,020	0,001	-0,001	0,000	1,000	0,200	-0,020	-0,003	0,000	1,000
0,3	1,000	0,300	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1,000	0,300	-0,045	-0,009	-0,001	1,000
0,4	1,000	0,400	0,080	0,011	-0,011	-0,002	1,000	0,400	-0,080	-0,021	-0,003	1,000
0,5	1,000	0,500	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,500	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,600	0,180	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,600	-0,180	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,700	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	-0,716	-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	1,377	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	0,811	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	1,663	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,613	-1,036	-0,529
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	-0,955	-0,867	0,530	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	-0,374
1,9	0,975	1,770	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,640	-1,699	-2,227	-1,608	-0,181
2,0	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	-1,966	-0,271	1,575	-2,125	-3,360	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-2,973	-1,592
2,6	0,333	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,600	-1,877	0,917	-2,437	-5,140	-5,355	-2,821
2,8	-0,335	1,490	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	-2,346	-6,023	-6,990	-4,445
3,0	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,540	-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	-9,440	-10,340	-5,854	1,074	-6,789	-13,692	-13,826
4,0	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,713	17,919	-15,076	9,244	-0,358	-15,611	-23,140



## CHƯƠNG IV

# TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA MÓNG CỌC

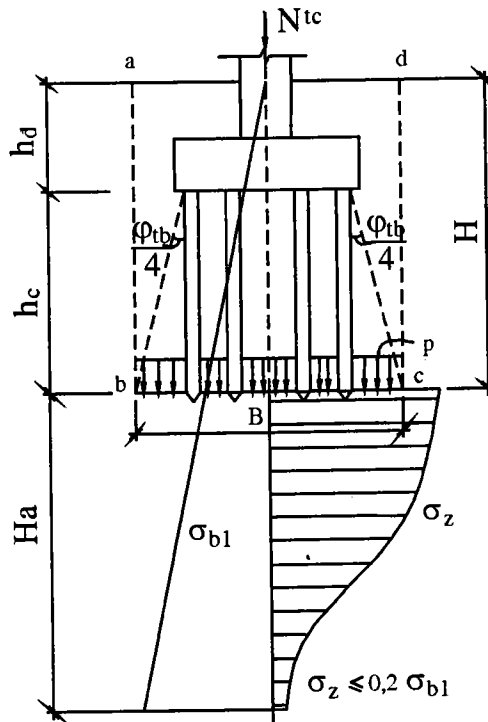
### Nguyên tắc chung

Việc tính lún chỉ thực hiện cho móng cọc ma sát. Móng cọc chống không phải tính lún.

### IV.1. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MỘT NHÓM CỌC

Nhóm cọc được liên kết với nhau bởi một đài cọc. Khoảng cách giữa tim của các cọc  $\geq 3d$  ( $d$  là đường kính của cọc hay cạnh của cọc). Khi cạnh của đài cọc nhỏ thua 10m thì tính lún theo trường hợp này.

Tính lún cho móng cọc là tính lún cho nền đất nằm dưới mũi cọc. Nền của móng cọc gồm các lớp đất nằm trong chiều sâu chịu nén cực hạn  $H_a$  (xem hình IV - 1).



Hình IV - 1: Sơ đồ tính lún của móng cọc

Độ lún của nền đất dưới mũi cọc do tải trọng của móng khối qui ước  $abcd$  gây nên. Tải trọng đó là trọng lượng của đài cọc, của cọc và của đất trong khối qui ước  $abcd$ .

Móng khối qui ước là một khối lập phương có đáy là  $B \times L$  và chiều cao là  $H$ . Nếu đáy vuông thì  $B = L$ .

Sau đó tiến hành tính lún cho móng cọc như tính lún cho một móng nông. “Móng nông” này là móng khối qui ước  $abcd$  đặt tại độ sâu  $H$ .

Để tính lún, cần xác định và vẽ các biểu đồ  $\sigma_z$  (áp lực do tải trọng công trình và móng khối qui ước gây nên) và  $\sigma_{bt}$  (áp lực do các lớp đất gây nên, còn gọi là áp lực bản thân).

Chiều sâu chịu nén cực hạn  $H_a$  kết thúc khi có  $\sigma_z \leq 0,2 \sigma_{bt}$ .

$\sigma_z$  tính theo công thức:

$$\sigma_z = K_0 P \quad (IV - 1)$$

Trong đó :

$P$ : Áp lực do tải trọng công trình và móng khối quy ước gây nên ( $T/m^2$  hay  $kPa$ )

$K_0$ : Hệ số góc tại tâm diện tích tải trọng, tra bảng IV - 1

Bảng IV - 1: Giá trị hệ số  $K_0$  để xác định trực tiếp các ứng suất lớn nhất dưới tâm diện tích chịu tải

$\beta = \frac{Z}{B}$	Tỷ số cạnh của chữ nhật $\alpha = \frac{L}{B}$							Bảng toán phẳng
	1	1,5	2	3	6	10	20	
0,25	0,898	0,904	0,908	0,912	0,934	0,940	0,960	0,96
0,50	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,82
1,00	0,336	0,428	0,479	0,500	0,518	0,522	0,549	0,55
1,50	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,40
2,00	0,114	0,157	0,188	0,240	0,268	0,279	0,308	0,31
3,00	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,290	0,21
5,00	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,106	0,129	0,13

Ghi chú:  $Z$  là chiều sâu điểm tính ứng suất.

$\sigma_{bt}$  tính theo công thức:

$$\sigma_{bt} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (IV - 2)$$

Trong đó:

$\gamma_i$ : Dung trọng thiên nhiên của lớp đất thứ  $i$

$h_i$ : Chiều dày của lớp đất thứ  $i$

Chú ý: Nếu lớp đất nằm dưới mực nước dưới đất thì phải tính  $\gamma_{đáy\ nổi}$  ( $\gamma_{đn}$ ):

$$\gamma_{đn} = (\gamma_s - \gamma_n)(1 - n) \quad (IV - 3)$$

Ở đây:

$\gamma_s$ : Tỷ trọng hay dung trọng hạt đất

$\gamma_n$ : Dung trọng của nước

$n$ : Độ rỗng của đất

Sau đó, tính lún của móng cọc theo phương pháp chia tầng lấy tổng như đối với móng khối quy ước đặt trên nền đất có chiều dày  $H_a$ :

$$S = \sum_{i=1}^n h_i a_{0i} \sigma_i = \sum_{i=1}^n h_i \frac{\beta}{E_{0i}} \sigma_i \quad (\text{IV} - 4)$$

Trong đó:

$h_i$ : Chiều dày lớp đất thứ  $i$

$a_{0i}$ : Hệ số nén tương đối của tầng đất thứ  $i$

$\sigma_i$ : Ứng suất nén tại tầng đất thứ  $i$

$\beta$ : Hệ số có xét đến nở hông, lấy bằng 0,80

$E_{0i}$ : Môđun tổng biến dạng của lớp đất thứ  $i$

Cuối cùng, kiểm tra độ lún chênh lệch giữa các móng:

$$\Delta S = \frac{S_1 - S_2}{L} \quad (\text{IV} - 5)$$

Ở đây:

$S_1$ : Độ lún của móng 1

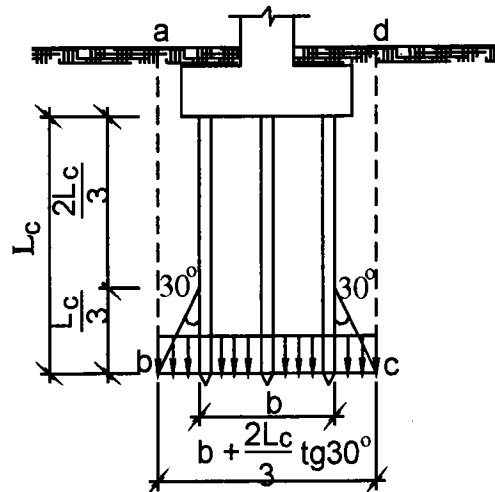
$S_2$ : Độ lún của móng 2

$L$ : Khoảng cách giữa hai móng

**Một số cách khác xác định kích thước móng khối quy ước**

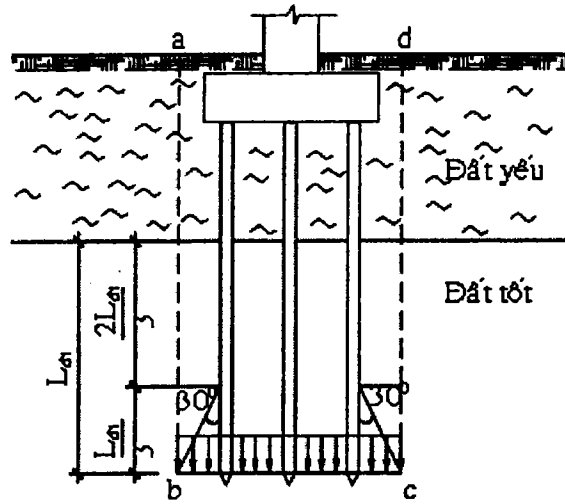
Ngoài phương pháp thông dụng để xác định kích thước của móng khối quy ước đã nêu trên, người ta còn có thể xác định bằng phương pháp được trình bày sau đây.

### 1. Đối với nền đồng nhất



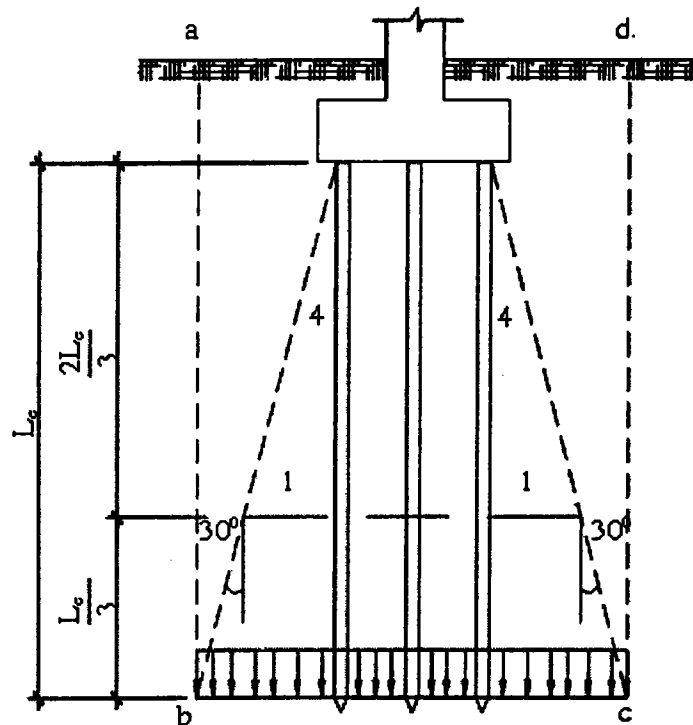
Hình IV - 2: Xác định kích thước móng khối quy ước đối với nền đồng nhất

## 2. Đối với nền có tầng đất yếu



Hình IV - 3: Xác định kích thước móng khối quy ước khi trong nền có tầng đất yếu

## 3. Đối với nền đất nhiều lớp



Hình IV - 4: Xác định kích thước móng khối quy ước đối với nền đất nhiều lớp

## IV.2. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MÓNG BĂNG CỌC

Móng băng cọc là móng có đài cọc hình băng dài và các cọc bố trí theo dãy dài dưới đó.

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

$$S = \frac{P(1 - \nu^2)}{\pi E_0} \delta_0 \quad (\text{IV} - 6)$$

Trong đó:

$P$ : Tải trọng phân bố đều trên mét dài (KN/m hoặc KG/cm) 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 các mặt phẳng đứng đi qua hàng cọc ngoài cùng; phía dưới là mặt phẳng đi qua mũi cọc (xem hình IV - 5)

$E_0$  và  $\nu$ : Giá trị môđun tổng biến dạng và hệ số poat-xông của đất nền dưới mũi cọc trong vùng chịu nén cực hạn  $H_a$

$\delta_0$ : Hệ số, lấy theo biểu đồ hình IV - 6, phụ thuộc vào hệ số poat-xông  $\nu$ , bề rộng quy đổi của móng  $\bar{B} = \frac{B}{H}$  và độ dày quy đổi của các lớp đất chịu

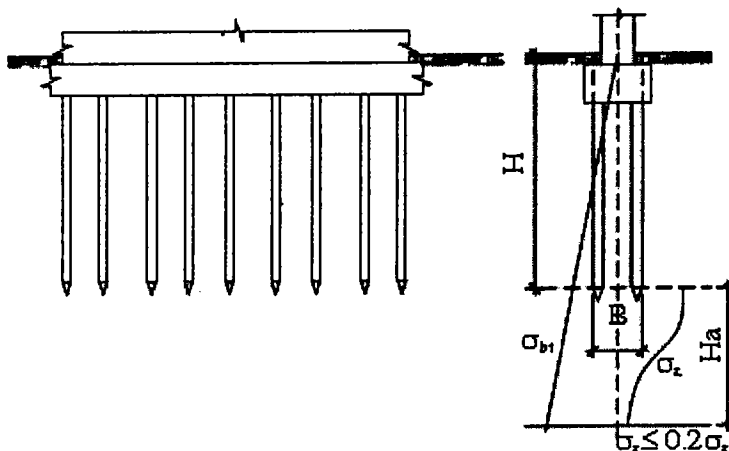
nén  $\frac{H_a}{H}$ .

Trong đó:

$B$ : Bề rộng của móng khối quy ước lấy tới mép ngoài của hàng cọc biên

$H$ : Chiều sâu từ cốt nền đến mũi cọc

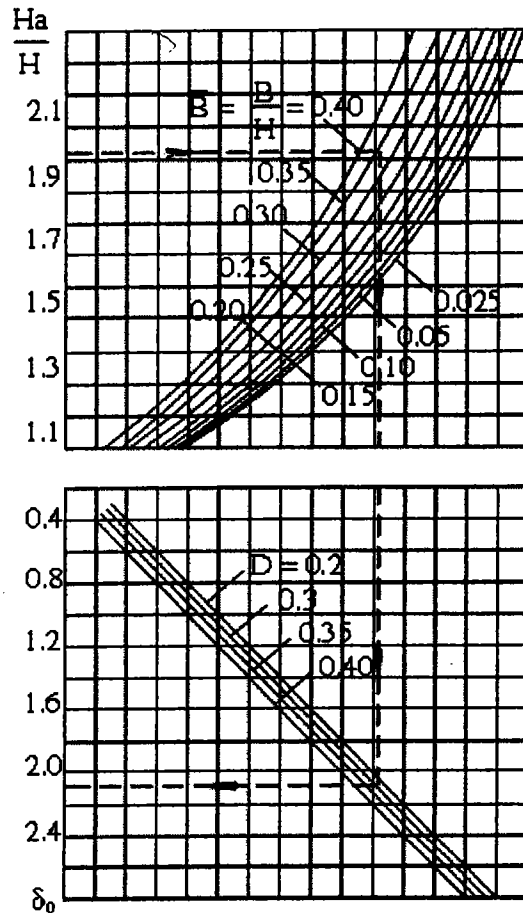
$H_a$ : Chiều sâu chịu nén cực hạn



Hình IV - 5: Sơ đồ tính lún cho móng băng cọc

Giá trị của  $\delta_0$  xác định theo biểu đồ bằng cách sau đây:

Trên đồ thị, vẽ qua điểm ứng với  $\frac{H_a}{H}$  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  $v$ . Từ đó vẽ một đường song song với trục hoành đến trục tung, đây chính là giá trị của hệ số  $\delta_0$ .



Hình IV-6: Biểu đồ xác định  $\delta_0$

### IV.3. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHO MÓNG BÈ CỌC

Móng bè cọc có đài cọc là một móng bè có cạnh lớn hơn 10m hay có diện tích lớn hơn 100m<sup>2</sup>. Các cọc dưới móng bè bố trí cách nhau những khoảng lớn hơn hoặc bằng 3d và tạo thành một trường (bãi) cọc.

Độ lún của móng bè cọc do độ lún của nền đất dưới mũi cọc gây nên. Nền đất là do một hay nhiều lớp đất tạo thành. Chiều sâu chịu nén của nền đất



dưới mũi cọc (còn gọi là chiều sâu chịu nén cực hạn  $H_a$ ) được lấy bằng cạnh hay đường kính móng bè:  $H_a = B$ .

Lớp đất nền dưới mũi cọc (hay là lớp đất nền cho đầu cọc tựa vào) phải là đất tốt, có Môđyn tổng biến dạng  $E_0 \geq 20$  MPa.

Độ lún của móng bè cọc được tính theo công thức:

$$M = \frac{0,12P.B}{E_{0tb}} \quad (IV - 7)$$

Trong đó:

P: Áp lực trung bình lên nền ở đáy đài ( $T/m^2$  hay  $KG/cm^2$ )

B: Chiều rộng hay đường kính móng (m hay cm)

$E_{0tb}$ : Môđyn tổng biến dạng trung bình của các lớp đất dưới mũi cọc với chiều dày  $H_a = B$  (MPa,  $T/m^2$  hay  $KG/cm^2$ )

$$E_{0tb} = \frac{1}{B} [E_{01} h_1 K_1 + E_{02} h_2 K_2 + \dots + E_{0i} h_i K_i] \quad (IV - 8)$$

Ở đây:

$E_{01}, E_{02}, \dots, E_{0i}$ : Môđyn tổng biến dạng của các lớp đất 1, 2, ..., i

$h_1, h_2, \dots, h_i$ : Chiều dày các lớp đất 1, 2, ..., i

$k_1, k_2, \dots, k_i$ : Hệ số tùy thuộc độ sâu đáy lớp, lấy theo bảng IV - 2

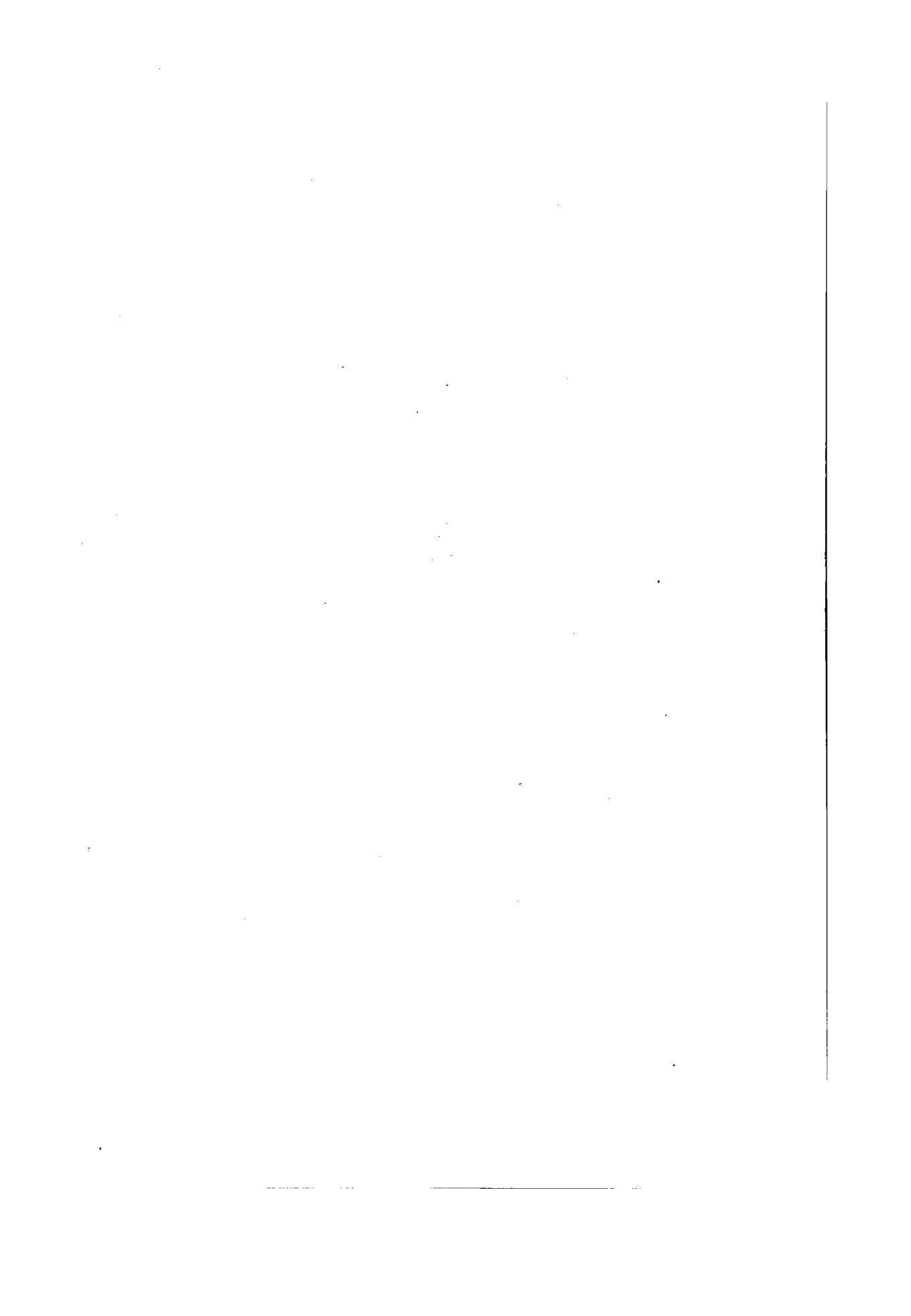
Bảng IV - 2: Trị số K

Độ sâu của đáy lớp đất (Phần lẻ của B)	(0 - 0,2)B	(0,2 - 0,4)B	(0,4 - 0,6)B	(0,6 - 0,8)B	(0,8 - 1)B
Hệ số K	1	0,85	0,6	0,5	0,4

#### IV.4. ĐỘ LÚN GIỚI HẠN ĐỐI VỚI NHÀ CAO TẦNG THÔNG THƯỜNG (Theo TCXD - 205 - 1998)

Bảng IV - 3: Biến dạng giới hạn của nền

Công trình	Độ lún lệch tương đối $\Delta S/L$	Độ lún lớn nhất $S_{max}$ (cm)
Nhà dân dụng cao tầng có kết cấu khung hoàn toàn:		
- bằng bê tông cốt thép	0,002	8
- bằng thép	0,004	12



## CHƯƠNG V

# THIẾT KẾ MÓNG CỌC TRONG VÙNG CÓ ĐỘNG ĐẤT

### V.1. ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘNG ĐẤT ĐẾN CÔNG TRÌNH

Trên thế giới nhiều nơi có động đất mạnh. Năm 1970 động đất đã hầu như phá hủy hoàn toàn thủ đô Tasken của Uđơbêkistan (thuộc Liên Xô cũ). Năm 1995 phần lớn thành phố Cômê của Nhật Bản bị phá hoại nặng nề do động đất ... Ở Việt Nam cũng có động đất. Vào khoảng năm 1962 tại Nghĩa Lộ có động đất cấp 7 đến cấp 8, ở Bắc Giang có động đất cấp 6 đến cấp 7 làm hỏng 3 ngôi nhà 3 tầng (bằng kết cấu tường gạch chịu lực) do tường gạch bị rạn nứt lớn.

Hiện nay ở nước ta đã có bản đồ phân vùng động đất. Thông thường người ta phân động đất thành 12 cấp (độ MSK - 64). Chỉ cần thiết kế kháng chấn cho công trình với động đất từ cấp 7 trở lên. Thực tế là chỉ có biện pháp thiết kế kháng chấn cho công trình từ cấp 7 đến cấp 9. Còn từ cấp 9 đến cấp 12 là trường hợp bất khả kháng.

Đối với nền đất yếu và những nơi có địa hình bất lợi như sườn dốc núi, bờ sông, bờ vực thì khi thiết kế kháng chấn người ta phải cộng thêm một cấp động đất. Thí dụ nơi có động đất cấp 7 thì phải thiết kế với cấp 8. Ở Hà Nội, đối với các công trình quan trọng như Lăng Hồ Chủ Tịch, Bảo tàng Hồ Chí Minh, Cung văn hóa Việt - Xô, cầu Thăng Long người ta đã thiết kế với động đất cấp 8.

Khi có động đất, công trình sẽ bị dao động và làm xuất hiện lực quán tính. Trị số của lực động đất xác định theo công thức:

$$S = \alpha \frac{Q}{g} a = \alpha K_c Q \quad (V - 1)$$

Trong đó:

Q: Trọng lượng của bộ phận công trình và tải trọng tác dụng lên nó

g: Gia tốc trọng trường

a: Gia tốc động đất, lấy theo các số liệu của trạm đo địa chấn, tra trong bảng V - 1

$\alpha$ : Hệ số phụ thuộc các tính chất động lực học của công trình và được xác định theo quy trình thiết kế,  $\alpha = 1 \div 2$

$K_c = \frac{a}{g}$  gọi là hệ số động đất, xem trong bảng V - 1

Lực động đất xác định theo công thức trên có thể có hướng bất kỳ. Do đó cần chọn hướng bất lợi nhất đối với nền, móng công trình. Hướng bất lợi có thể là hướng ngang, làm cho móng bị đẩy ngang, gây ra trượt và lật đổ công trình.

Hướng bất lợi cũng có thể hướng lên trên làm tăng lực nhỏ, có hại cho các công trình có neo chịu lực nhỏ.

Bảng V - 1:  $a$  và  $K_C$  theo các cấp động đất

Lực chấn động theo cấp	Gia tốc động đất $a$ (cm/sec <sup>2</sup> )	Hệ số động đất $K_C$
7	10 ÷ 25	1/40
8	25 ÷ 50	1/20
9	50 ÷ 100	1/10

Chấn động do động đất gây ra làm tăng áp lực đất chủ động và làm giảm áp lực đất bị động lên tường chắn đất.

Động đất làm giảm cường độ  $R$  của đất ở chân cọc (mũi cọc) và làm giảm ma sát thành  $f$  của đất ở mặt xung quanh cọc, do đó làm giảm sức chịu tải của cọc.

## V.2. NHỮNG ĐIỀU CẦN CHÚ Ý KHI THIẾT KẾ MÓNG CỌC TRONG VÙNG CÓ ĐỘNG ĐẤT

- Kết cấu bên trên của nhà nên dùng loại lõi vách cứng kết hợp với khung bê tông cốt thép đổ tại chỗ liên kết với sàn bê tông cốt thép (2 lớp thép) một cách vững chắc. Hoặc dùng khung thép hình liên kết bằng bu lông cường độ cao.

Bảng V - 2: Hệ số  $m_{c1}$  và  $m_{c2}$

Cấp động đất tính toán	Hệ số $m_{c1}$ để liệu chỉnh $q_p$						Hệ số $m_{c2}$ để liệu chỉnh $f_i$					
	Cát chặt		Cát chặt vừa		Sét bụi ở độ sệt		Cát chặt và chặt vừa		Sét bụi ở độ sệt			
	Ấm và ít ẩm	No nước	Ấm và ít ẩm	No nước	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,5$	Ấm và ít ẩm	No nước	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,75$	$0,75 \leq I_L \leq 1$	
7	$\frac{1}{(0,90)}$	$\frac{0,9}{-}$	$\frac{0,95}{(0,85)}$	$\frac{0,80}{-}$	$\frac{1}{(1)}$	$\frac{0,95}{(0,90)}$	$\frac{0,95}{(0,85)}$	$\frac{0,90}{-}$	$\frac{0,95}{-}$	$\frac{0,85}{(0,80)}$	$\frac{0,75}{(0,75)}$	
8	$\frac{0,90}{(0,80)}$	$\frac{0,80}{-}$	$\frac{0,85}{(0,75)}$	$\frac{0,70}{-}$	$\frac{0,95}{(0,95)}$	$\frac{0,90}{(0,80)}$	$\frac{0,85}{(0,75)}$	$\frac{0,80}{-}$	$\frac{0,90}{(0,80)}$	$\frac{0,80}{(0,70)}$	$\frac{0,70}{(0,65)}$	
9	$\frac{0,80}{(0,70)}$	$\frac{0,70}{-}$	$\frac{0,75}{(0,60)}$	$-$	$\frac{0,90}{(0,85)}$	$\frac{0,85}{(0,70)}$	$\frac{0,75}{(0,65)}$	$\frac{0,70}{-}$	$\frac{0,85}{(0,65)}$	$\frac{0,70}{(0,60)}$	$\frac{0,60}{-}$	

*Chú thích:* Trị số ở tử số dùng cho cọc đóng, ở mẫu số dùng cho cọc nhổi.

- Móng cọc là móng cọc chống và có đài cọc là móng bè, móng băng giao thoa hoặc móng đơn nhưng có hệ giằng móng vững chắc.

- Khi thiết kế nền móng trong vùng có động đất, phải tính theo tổ hợp tải trọng đặc biệt, theo trạng thái giới hạn thứ nhất về sức chịu tải và ổn định.

- Khi tính toán sức chịu tải của cọc làm việc dưới tác dụng của tải trọng nén hoặc nhổ, giá trị của sức chống đầu mũi cọc  $q_p$  và sức ma sát thành  $f_i$ , cần nhân với hệ số giảm thấp điều kiện làm việc của đất nền  $m_{c1}$  và  $m_{c2}$  cho trong bảng V - 2, trừ trường hợp cọc chống trên đá hoặc đất hòn lớn.

- Ngoài  $m_{c1}$  ra,  $q_p$  còn phải nhân với hệ số điều kiện làm việc  $m_{c3}$ . Lấy  $m_{c3} = 1$  khi  $l \geq 3$  là chiều dài tính đối của cọc, xác định theo công thức III - 3.

Đồng thời ma sát bên  $f_i$  trong khoảng cách từ giữa mặt đất đến độ sâu  $h_u$  lấy bằng 0.

$$h_u = \frac{4}{\alpha_b} \quad (V - 2)$$

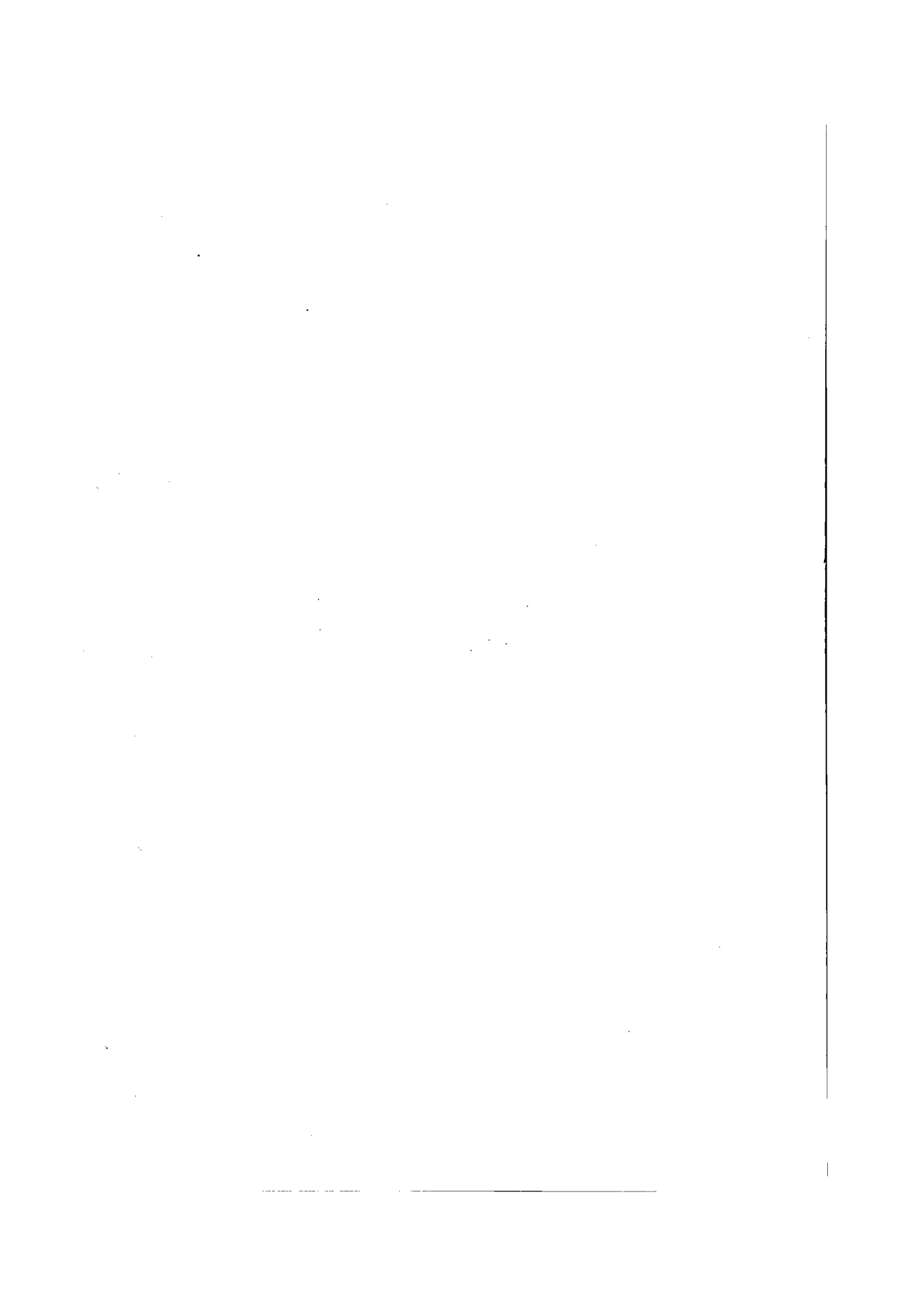
Trong đó:

$\alpha_b$ : Hệ số biến dạng, tính theo công thức (III - 4)

- Trong tính toán, giá trị của góc ma sát trong của đất  $\varphi_1$  có kể đến động đất, cần giảm đi như sau: đối với động đất cấp 7, giảm  $\varphi_1$  đi 2 độ, cấp 8 giảm đi 4 độ, cấp 9 giảm đi 7 độ.

- 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, cần phải đưa mũi cọc tựa lên loại đá hoặc đất tốt (đất hòn lớn, cuội sỏi, cát chặt hoặc chặt vừa, đất sét cứng có độ sệt  $I_L < 0,5$ ).



# CHƯƠNG VI

## THIẾT KẾ MÓNG CỌC ĐÓNG

Trong chương VI tác giả chỉ giới thiệu loại cọc đóng thông dụng dùng trong ngành xây dựng là loại cọc bằng bê tông cốt thép có tiết diện vuông.

### VI.1. QUY ĐỊNH VẬT LIỆU LÀM CỌC

#### VI.1.1. Chất lượng bê tông

- Thông thường dùng bê tông mác 300<sup>#</sup>
- Khi độ chối nhỏ ( $e \leq 2\text{mm}$ ), dùng R 400<sup>#</sup>
- Trong trường hợp môi trường đóng cọc có độ ăn mòn cao thì nên dùng loại xi măng bền sulfat.

#### VI.1.2. Cốt thép dọc

Thường dùng loại AII hoặc AIII.

Tác dụng:

- Chịu uốn khi vận chuyển
- Chịu mômen và lực ngang, lực nhỏ

Hàm lượng thép dọc:

- Thông thường:  $\geq 0,8\%$
- Đối với nhà cao tầng:  $1 \div 1,2\%$

Kích thước:

Đường kính cốt thép  $\Phi \geq 14\text{mm}$

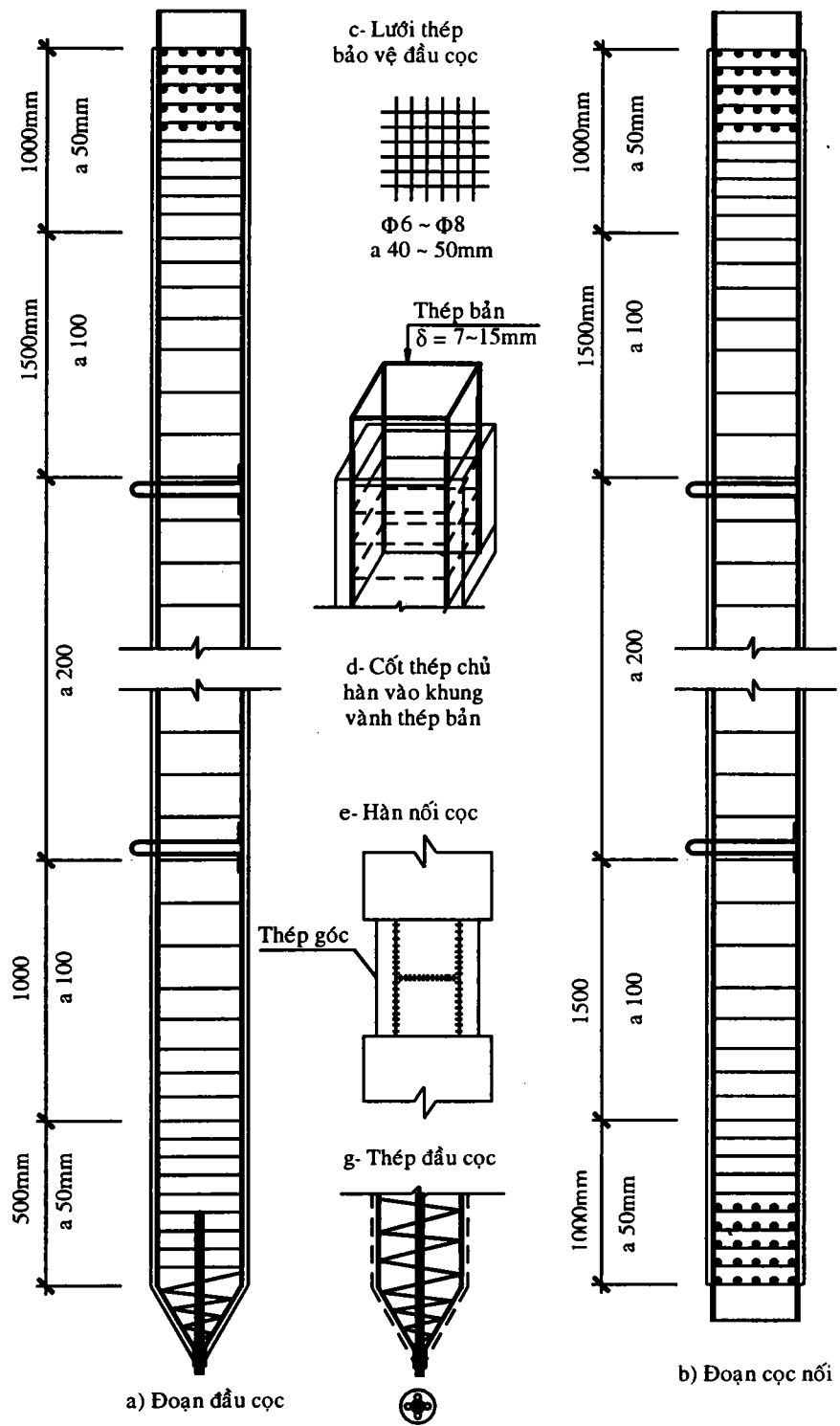
#### VI.1.3. Cốt thép đai

Thường dùng loại AI.

- Hàm lượng thép ở hai đầu cọc  $\geq 0,6\%$
- Hàm lượng thép ở thân cọc  $\geq 0,2\%$  với khoảng cách cốt đai  $\leq 1/2d$  (d là đường kính hay cạnh cọc nếu là cọc vuông)

Bố trí cốt thép trong cọc được mô tả theo hình vẽ VI – 4 a và b.

Cấu tạo thép trong đài cọc đóng được mô tả theo hình VI – 1 a và b trang



Hình VI - 1: Cấu tạo thép trong cọc đóng



## VI.2. THIẾT KẾ CỌC ĐÓNG BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

Hình dạng và cấu tạo cọc bê tông cốt thép thông dụng được trình bày ở hình vẽ VI - 1.

Sau đây là một số quy cách cần lưu ý.

### VI.2.1. Chi tiết đầu cọc (xem hình VI - 2)

- Dùng thép bản có chiều dày khoảng 7mm đến 15mm uốn thành khung hình vuông. Cọc càng to thì bản thép càng dày.

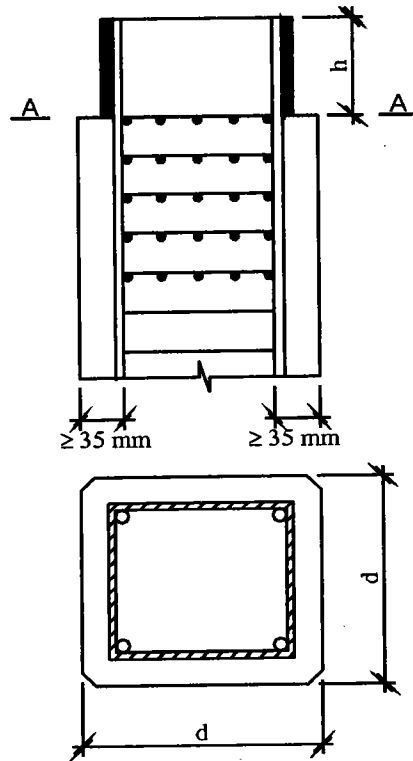
- Các thép chủ được hàn chặt vào khung bản thép.

- Chiều cao của bản thép:

$$h = \left( \frac{1}{2} \div \frac{2}{3} \right) d$$
 (d là đường kính hai cạnh cọc)

- Dùng 5 lưới thép hàn có  $\Phi = 6 \div 8\text{mm}$ ,  $a = 40 \div 50\text{mm}$  hàn vào thép chủ để chịu lực va đập đầu cọc, tránh cho cọc không bị vỡ đầu khi đóng.

- Chiều dày của tầng bảo vệ bê tông (ngoài cốt thép) thông thường là 35mm; nếu môi trường có tính ăn mòn thì tầng bảo vệ phải dày 50mm.



Hình VI-2: Chi tiết đầu cọc

### VI.2.2. Chi tiết mũi cọc (xem hình VI - 1)

- Các thép dọc được uốn xuống để hàn chụm vào một thanh thép dẫn hướng có đường kính  $\Phi = 25 \div 35\text{mm}$  bằng thép loại AII hoặc AIII. Chiều dài thanh thép dẫn hướng bằng  $2 \div 3d$  (d là đường kính cọc).

- Cốt thép đai  $\Phi 6$  đến  $\Phi 8$  (cọc to có thể dùng  $\Phi 10$ ) là loại thép AI, thường dùng thép xoắn như hình vẽ.

- Nếu cọc đóng có mũi cắm vào đá thì phải cấu tạo đặc biệt bằng thép rất khỏe.

### VI.2.3. Chi tiết thân cọc

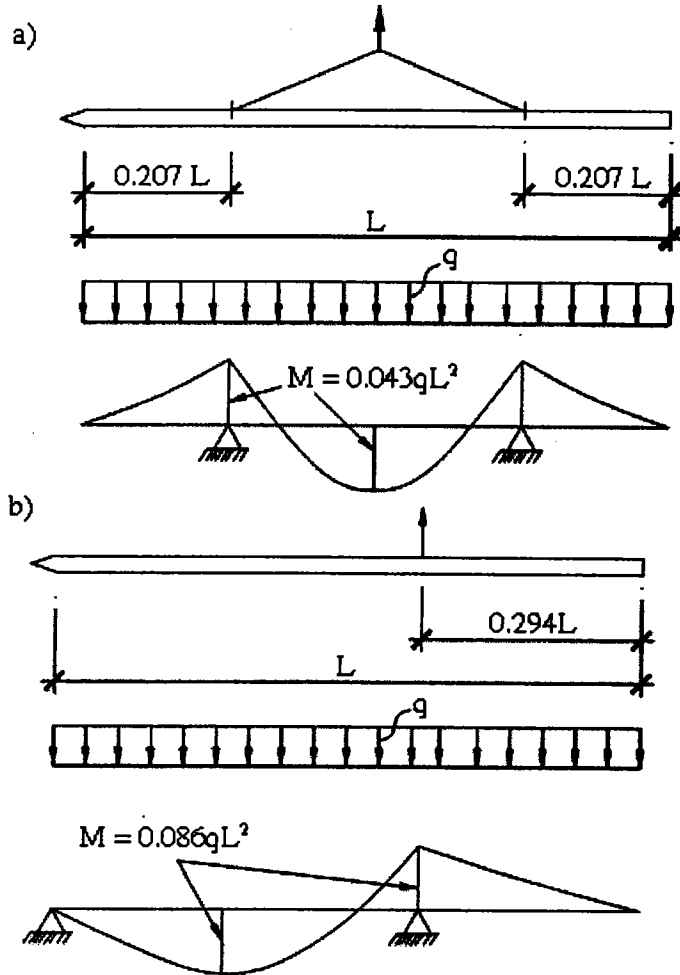
- Thép chủ có  $\Phi \geq 14\text{mm}$ , dùng loại AII hoặc AIII.

- Thép đai có  $\Phi = 6 \div 8\text{mm}$  (cọc to lớn hơn  $45 \times 45\text{cm}$ , có khi  $\Phi 10$ ).

Khoảng cách  $a \leq \frac{1}{2}d$ , thường dùng  $a \leq 200$ .

- Có hai móc thép để cấu cọc từ bãi đúc lên xe hoặc vận chuyển cọc trong công trường. Có một móc thép để móc cấu đưa cọc lên thiết bị đóng cọc.

Vị trí của 2 loại móc cấu này được xác định như ở hình VI - 3.



Hình VI-3: Sơ đồ tính toán để đặt móc cấu

a) Móc cấu vận chuyển

b) Móc cấu để đưa cọc lên thiết bị đóng cọc

#### VI.2.4. Một số quy cách tham khảo về cọc đóng hình lăng trụ bằng bê tông cốt thép

- Đối với nhà cao tầng, loại cọc này thường được chế tạo với các loại kích thước như sau:

Tiết diện	Gồm các đoạn cọc có chiều dài
30 x 30cm	9 ÷ 12m
35 x 35cm	13 ÷ 15m
40 x 40cm và 45 x 45cm	≤ 16m

- Đối với cọc 30 x 30cm thì thường dùng 4Φ14 AII

- Đối với cọc 35 x 35cm thì thường dùng 4Φ18 AII

- Đối với cọc 40 x 40cm thì thường dùng 8Φ16 AII

- Đối với cọc 45 x 45cm thì thường dùng 8Φ20 AII

- Khi chiều dài mỗi đoạn cọc lớn hơn 16m, thường dùng bê tông dự ứng lực (bê tông ứng suất trước). Nếu dùng bê tông ứng suất trước thì có thể chế tạo mỗi đoạn cọc có chiều dài đến 25m.

Chú ý: Mỗi cọc chỉ được dùng 3 đoạn cọc và có 2 mối nối.

### VI.3. THIẾT KẾ ĐÀI CỌC ĐÓNG BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

#### VI.3.1. Bố trí cọc trong mặt bằng của đài cọc

- Khoảng cách giữa trục các cọc đứng phải lớn hơn hoặc bằng 3d, trong đó d là đường kính cọc tròn hay cạnh cọc vuông.

- Đối với móng nhà, khoảng cách từ mép đài đến mép hàng cọc ngoài cùng quy định bằng 0,7d.

- Cọc có thể bố trí như sau:

+ Mạng ô vuông đều nhau,  $a \geq 3d$  (xem hình VI - 4a).

+ Mạng ô chữ có  $a \geq 3d$  và  $b \geq 2,6d$  (xem hình VI - 4b).

+ Mạng không đều khi móng chịu tải lệch tâm (xem hình VI - 4c).

+ Móng có 3 cọc (xem hình VI - 4d).

- Trong móng cọc dạng băng dưới tường, các cọc được bố trí theo một, hai hoặc ba hàng cọc. Khoảng cách giữa các cọc trong một hàng được xác định từ điều kiện tải trọng do công trình truyền xuống (kể cả trọng lượng của tường và đài cọc) trên đoạn có chiều dài  $C_1$  bằng sức chịu tải của các cọc trong phạm vi chiều dài đó.

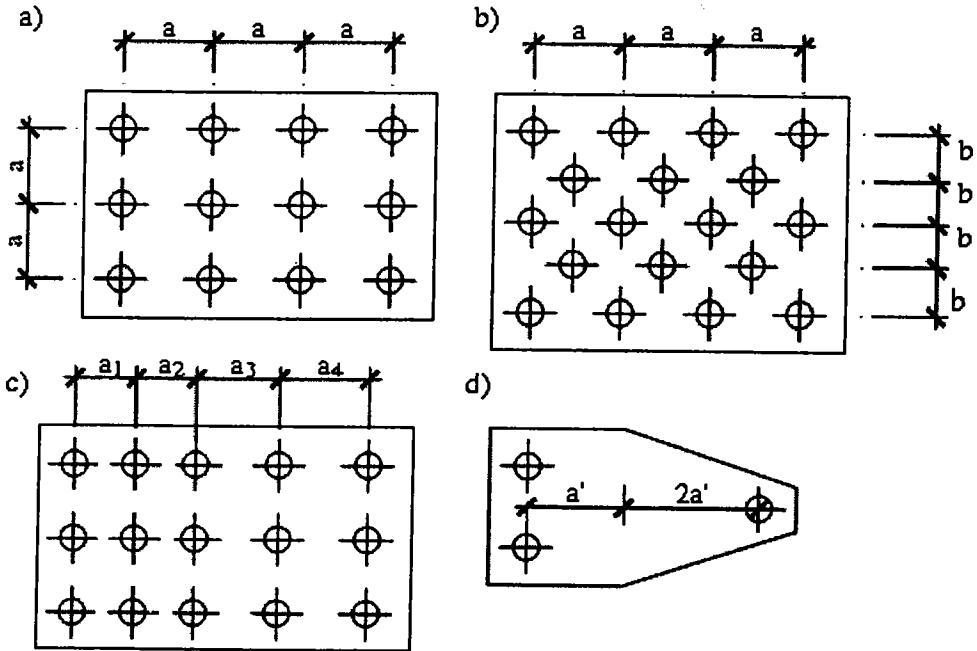
$$C_1 = \frac{mP}{N} \quad (\text{VI} - 1)$$

Trong đó:

m: Số dẫy cọc

P: Sức chịu tải của cọc

N: Tải trọng tính toán của công trình và trọng lượng bản thân của đài tập hợp trên 1m dọc theo tường.



Hình VI - 4: Bố trí cọc trong đài cọc

a) theo mạng ô vuông

b) theo mạng ô chữ

c) theo mạng không đều

d) móng có 3 cọc

Khi bề rộng của móng bằng đủ lớn, khoảng cách giữa các dẫy cọc là  $a \geq 3d$  và khoảng cách giữa các cọc trong dẫy là  $C_1$  (xem hình VI - 5a).

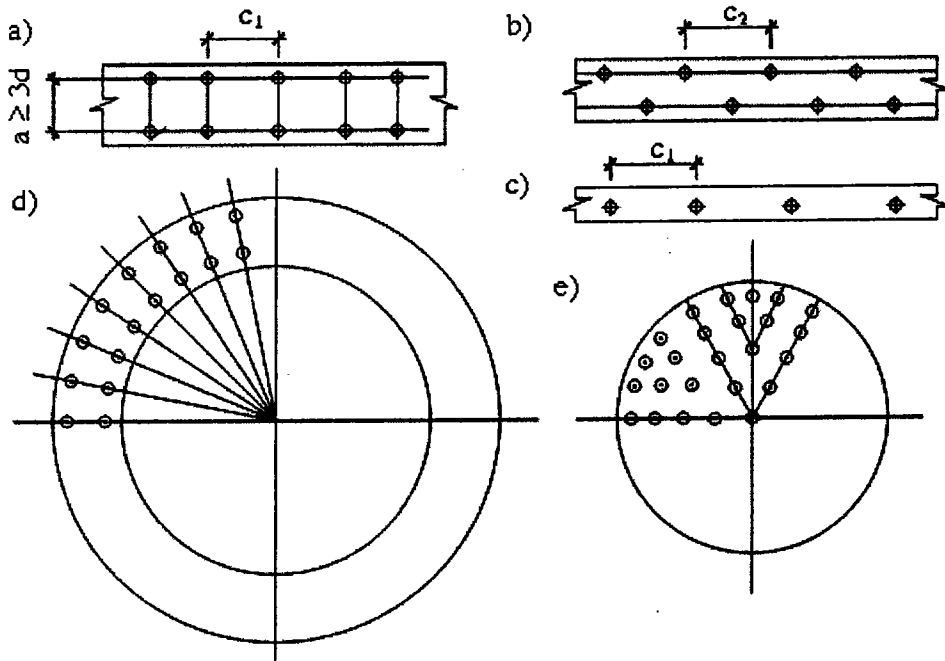
Khi bề rộng của móng bằng hẹp, bố trí cọc theo dạng ô chữ, có khoảng cách giữa các dẫy cọc là  $a < 3d$  và khoảng cách giữa các cọc trong dẫy là  $C_2$  (xem hình VI - 5b).

$$C_2 = 2\sqrt{(3d)^2 - a^2} \quad (\text{VI - 2})$$

Khi móng bằng rất hẹp, chỉ bố trí được 1 dẫy cọc, thì khoảng cách giữa các cọc là  $C_1$  (Xem hình VI - 5c).

- Trong móng hình vành khăn thì cọc được bố trí cách nhau một đoạn  $\geq 3d$  (xem hình VI - 5d).

- Trong móng hình tròn thì cọc được bố trí cách nhau một đoạn  $\geq 3d$  (Xem hình VI - 5c).



Hình VI-5: Bố trí cọc trong móng băng (a, b, c); móng vành khuyên (d) và móng tròn (e)

### VI.3.2. Xác định chiều cao của đài cọc

#### 1. Tính toán đài cọc dưới cột

Tính toán đài cọc dưới cột gồm tính toán chiều cao đài cọc và tính toán cốt thép cho đài cọc.

##### a). Tính toán chiều cao đài cọc

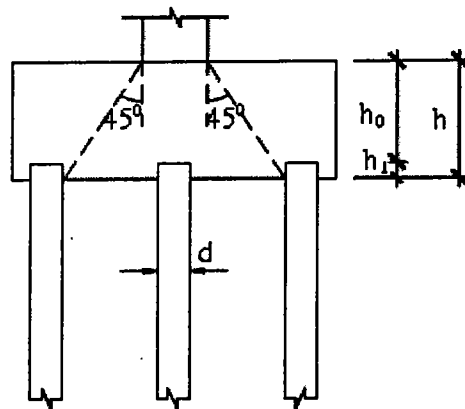
Thông thường đầu cọc cần ngàm vào đài một đoạn  $h_1 = 15 \div 20\text{cm}$ .

Chiều cao làm việc của đài  $h_0$  được xác định từ điều kiện:

$$h_0 \geq \frac{P_{ct}}{0,75R_K b_{th}} \quad (\text{VI - 3})$$

Trong đó:

$P_{ct}$  : Lực chọc thủng, được lấy như sau:



Hình VI - 6: Đài cọc dưới cột

- Khi móng cọc có đài hình vuông chịu tải trung tâm thì  $P_{ct}$  lấy bằng tổng phản lực của các cọc ngoài tháp chọc thủng  $45^\circ$  (xem hình VI - 6).

- Khi móng cọc có đài chữ nhật hay chịu tải lệch tâm thì  $P_{ct}$  là tổng phản lực của các đầu cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng ở phía có phản lực max.

$b_b$ : Được lấy như sau:

Khi móng cọc có đáy hình vuông chịu tải trung tâm thì  $b_b$  là trung bình cộng của chu vi đáy trên và đáy dưới của tháp chọc thủng.

Khi móng cọc có đài hình chữ nhật hoặc chịu tải lệch tâm thì  $b_b$  là trung bình cộng của cạnh ngắn đáy trên và đáy dưới của tháp chọc thủng.

$R_K$ : Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông làm đài cọc.

Theo kinh nghiệm của chúng tôi thì chiều cao làm việc của đài cọc  $h_0 \geq 3d$  là thích hợp, trong đó  $d$  là cạnh hay đường kính cọc.

#### b) Tính toán cốt thép cho đài cọc

Khi tính toán kết cấu chịu uốn, người ta quan niệm đài cọc như những dầm công sơn ngàm vào các tiết diện đi qua mép cột và bị uốn bởi phản lực các đầu cọc.

Mômen tại ngàm xác định theo công thức:

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i \quad (\text{VI} - 4)$$

Trong đó:

$n$ : Số lượng cọc trong phạm vi công sơn

$P_i$ : Phản lực của đầu cọc thứ  $i$

$r_i$ : Khoảng cách từ mặt ngàm đến trục cọc thứ  $i$

Diện tích cốt thép cho đáy đài cọc là:

$$F_a = \frac{M}{0,9h_0 R_a} \quad (\text{VI} - 5)$$

Trong đó:

$M$ : Mômen tại tiết diện đang xét

$h_0$ : Chiều cao làm việc của đài tại tiết diện đó

$R_a$ : Cường độ tính toán của thép

#### c) Tính toán đài cọc dạng băng

Đài cọc dạng băng có bề rộng bằng bề rộng chân tường hoặc tường tầng một, nhưng không bé hơn 0,4m.

Ở đây chỉ xét phương án tính toán đài cọc cho trường hợp các cọc được phân bố theo một hàng. Đài cọc như vậy là một dầm kê trên các cọc và chịu tải trọng do tường truyền xuống.

Tính toán đài cọc trong trường hợp này bằng cách lật ngược, coi như dầm trên nền đàn hồi, trong đó nền đàn hồi là tường còn lực tác dụng là phản lực của các đầu cọc.

Biểu đồ áp lực xuống đài có dạng đường cong. Để cho đơn giản và thực tế, chúng ta có thể thay những đường cong đó bằng những biểu đồ tam giác có đỉnh nằm trên mép cọc. Đối với tất cả các biểu đồ (xem hình VI - 7), chiều dài một nửa đáy của biểu đồ tải trọng được xác định theo công thức:

$$d_0 = 3,3 \sqrt{\frac{EJ}{E_t b_t}} \quad (VI - 6)$$

Trong đó:

$EJ$ : Độ cứng của đài cọc

$E_t$ : Môđun đàn hồi của khối xây tường

$b_t$ : Bề rộng tường

Tung độ lớn nhất của biểu đồ tải trọng trên mép cọc xác định theo công thức:

$$P_0 = \frac{qL_t}{d_0} \quad (VI - 7)$$

Trong đó

$q$ : Tải trọng tính toán phân bố đều do nhà truyền xuống đài móng cọc (gồm tải trọng tường, sàn, tải trọng hữu ích...)

$L_t$ : Nhịp tính toán lấy bằng  $1,05L$

$L$ : Khoảng cách giữa hai mép gần nhất của hai cọc cạnh nhau

Trị tính toán  $P_0$  đối với biểu đồ hình VI - 7c là  $q$ .

Mômen tại mép cọc  $M$  và lực cắt  $Q$  đối với các biểu đồ hình VI - 7a, b, d và e được xác định như sau:

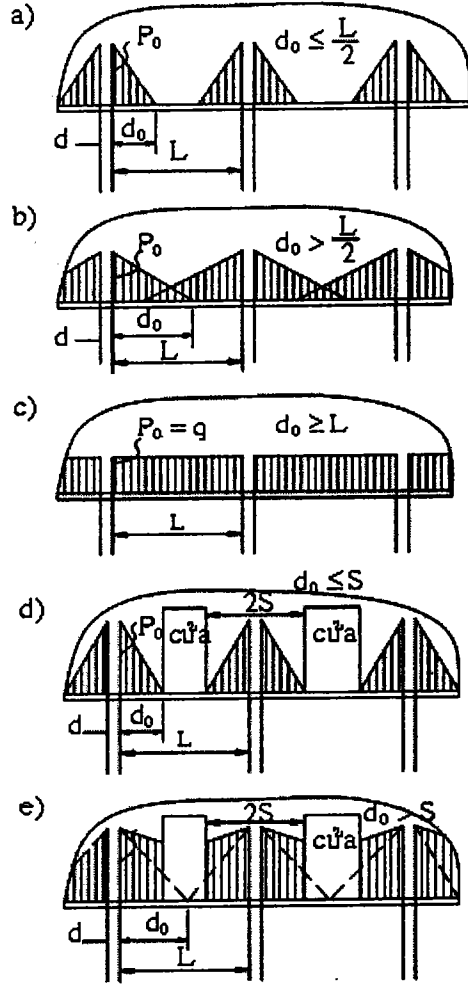
$$M = -\frac{P_0 d_0^2}{12} \left( 2 - \frac{d_0}{L_t} \right) \quad (VI - 8)$$

$$Q = \frac{P_0 d_0}{2} \quad (VI - 9)$$

Đối với biểu đồ hình VI - 7c:

$$M = -q \frac{L_t^2}{12} \quad (VI - 10)$$

$$Q = \frac{qL_t}{2} \quad (VI - 11)$$



Hình VI - 7: Biểu đồ tải trọng tác dụng xuống đài cọc dạng băng

Theo trị số của mômen M và lực cắt Q, tiến hành tính tiết diện đài cọc và chọn thép.

Độ bền chống cắt của khối xây trên đài cọc kiểm tra theo điều kiện:

$$\frac{P_0}{b_t} \leq 2R_K \quad (\text{VI} - 12)$$

Trong đó  $R_K$  là cường độ chịu tải tính toán của khối xây.

### VI.3.3. Xác định số lượng cọc trong đài móng

Việc bố trí các cọc trong đài cọc đã nói ở phần trên. Ở đây là phương pháp xác định số lượng cọc cần thiết bố trí trong đài cọc để đảm bảo cho móng cọc làm việc an toàn và ổn định. Để cho nhóm cọc làm việc có hiệu quả, các cọc được bố trí có tim cách nhau một đoạn  $\geq 3d$  (d là đường kính hay cạnh cọc). Các cọc được bố trí theo mạng ô vuông, ô chữ hay mạng không đều.

Áp lực tính toán do phản lực đầu cọc tác dụng lên đáy đài:

$$P^{tt} = \frac{Q^{tt}}{(3d)^2} \quad (\text{VI} - 13)$$

Trong đó:

$Q^{tt}$ : Sức chịu tải tính toán của cọc, lấy giá trị nhỏ nhất của sức chịu tải cọc tính theo vật liệu, theo đất nền và theo kết quả xuyên.

Diện tích sơ bộ của đáy đài:

$$F_{Sb} = \frac{N_0^{tt}}{P^{tt} - \gamma_{tb} hn} \quad (\text{VI} - 14)$$

Ở đây:

$N_0^{tt}$ : Lực dọc tính toán xác định tại cốt đỉnh đài

h: Độ sâu đặt đáy đài

n: Hệ số vượt tải,  $n = 1,1$

$\gamma_{tb}$ : Trị trung bình của trọng lượng riêng đài cọc và đất trên các bậc đài,  
 $\gamma_{tb} = 20 \div 22 \text{ KN/m}^3$

Trọng lượng tính toán sơ bộ của đài và đất trên các bậc :

$$N_{Sb}^{tt} = nF_{Sb}h\gamma_{tb} \quad (\text{VI} - 15)$$

Số lượng cọc sơ bộ:

$$n_c^{Sb} = \frac{N_0^{tt} + N_{Sb}^{tt}}{P} \quad (\text{VI} - 16)$$

Sau khi tính được số lượng cọc sơ bộ  $n_c^{Sb}$ , căn cứ thêm vào khả năng chịu tải lệch tâm, ta chọn số lượng cọc chính thức  $n_c^{tt}$ . Bố trí các cọc trong đài cọc với khoảng cách giữa các tim cọc  $\geq 3d$  và khoảng cách từ tim cọc biên đến mép đài  $\geq 0,7d$ . Sau đó xác định được diện tích thực tế của đài  $F_d^{tt}$ .

Trọng lượng tính toán thực tế của đài và đất trên các bậc:



$$N_d'' = nF_d'' h \gamma_{tb} \quad (\text{VI - 17})$$

Xác định lực truyền xuống cọc khi móng cọc chịu tải trung tâm:

$$P'' = \frac{N_0'' + N_d''}{n_c''} \quad (\text{VI - 18})$$

Kiểm tra lực truyền xuống cọc:

$$P'' \leq Q_v \quad (\text{VI - 19})$$

$$\text{và } P'' + P_c \leq Q_d \quad (\text{VI - 20})$$

Trong đó:

$Q_v$ : Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

$Q_d$ : Sức chịu tải của cọc theo đất nền, theo xuyên hoặc theo nén tĩnh

$P_c$ : Trọng lượng của cọc

Nếu lực truyền xuống cọc không đảm bảo các điều kiện (VI - 19) và (VI - 20) thì cần tăng số cọc lên hoặc tăng sức chịu tải của cọc lên bằng cách tăng chiều dài cọc hoặc tăng tiết diện cọc.

Khi móng cọc chịu tải lệch tâm tổng quát thì xác định lực truyền xuống các cọc dựa trên công thức:

$$P''_{\max/\min} = \frac{N_0'' + N_d''}{n_c''} \pm \frac{M_x'' y_{\max}}{\sum_{i=1}^{n_c''} y_i^2} \pm \frac{M_y'' x_{\max}}{\sum_{i=1}^{n_c''} x_i^2} \quad (\text{VI - 21})$$

Trong đó:

$n_c''$ : Số lượng cọc trong móng

$M_x'', M_y''$ : Mômen tính toán

tương ứng với trục x và trục y

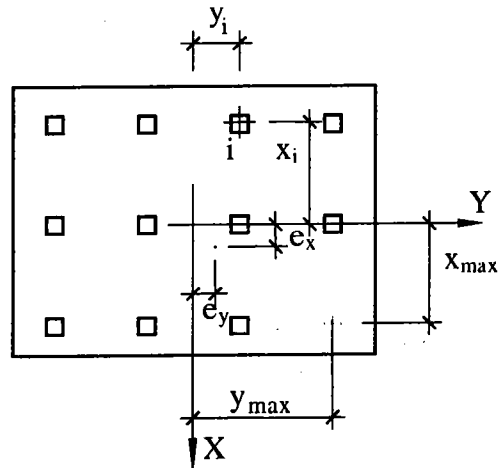
$$M_x'' = N'' e_y$$

$$M_y'' = N'' e_x$$

$$N'' = N_0'' + N_d''$$

$x_{\max}, y_{\max}$ : Khoảng cách từ trục tìm cọc biên đến trục y, trục x

$x_i, y_i$ : Khoảng cách từ trục tìm cọc thứ i đến các trục đi qua trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại mặt phẳng đáy đài.



Hình VI - 8: Sơ đồ xác định lực xuống cọc

Lực truyền xuống cọc thứ  $i$  cũng xác định theo công thức (VI - 21) nhưng thay  $x_{\max}$  bằng  $x_i$  và  $y_{\max}$  bằng  $y_i$ . Chú ý các dấu cộng và trừ cho phù hợp.

Kiểm tra lực truyền xuống cọc:

$$P_{\max}^n \leq Q_v \quad (\text{VI - 22})$$

$$P_{\max}^n + P_c \leq Q_d^* \quad (\text{VI - 23})$$

Trường hợp móng cọc chống thì:

$$P_{\max}^n + P_c \leq Q_v \quad (\text{VI - 24})$$

$$P_{\max}^n + P_c \leq Q_d^*$$

Chú ý: Ở đây  $Q_d^*$  là mức chịu tải của cọc chống.

#### VI.4. KIỂM TRA NỀN MÓNG CỌC THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT (theo sức chịu tải và ổn định)

Đối với móng cọc chống có  $n_c$  cọc, sức chịu tải giới hạn của móng xác định theo công thức:

$$N_{gh} = R_{gh} F_c n_c \quad (\text{VI - 25})$$

Trong đó:

$R_{gh}$ : Cường độ giới hạn của nền dưới chân cọc chống ứng với khi hình thành xong mặt trượt trong nền

$F_c$ : Diện tích tiết diện ngang của cọc

Để cho nền móng cọc chống ổn định thì:

$$N_{gh} \geq 1,2(N_0^n + N_d^n + n_c P_c) \quad (\text{VI - 26})$$

Đối với móng cọc ma sát, kiểm tra ổn định của móng có đáy là đường nối mép ngoài các cọc biên; lúc đó sức tải giới hạn của móng:

$$N_{gh} = R_{gh} F' + u \sum f_i h_i \quad (\text{VI - 27})$$

Trong đó:

$R_{gh}$ : Cường độ giới hạn của nền dưới móng cọc ma sát ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của nền, tức là khi đã hình thành mặt trượt trong nền.

$F'$ : Diện tích đáy móng tạo bởi các đường nối mép ngoài của các biên

$u$ : Chu vi của móng có diện tích đáy  $F'$

$f_i$ : Ma sát thành đơn vị của lớp đất thứ  $i$  có chiều dày  $l_i$  mà cọc xuyên qua

Để nền được ổn định thì phải có:

$$N_{gh} \geq 1,2(N_0^n + N_M^n) \quad (\text{VI - 28})$$

Ở đây:

$N_M^n$ : Trọng lượng tính toán của khối có diện tích đáy  $F'$  và có chiều cao từ chân cọc đến cốt nền

Theo phương pháp mặt trượt trụ tròn: Mặt trượt có thể cắt qua cọc, đi qua chân cọc biên hoặc đi qua nền phía dưới.

Hệ số ổn định trượt xác định theo công thức:

$$K = \frac{\sum M_{igiu}}{\sum M_{igaytruoat}} \quad (VI - 29)$$

Trong đó:

$\sum M_{igiu}$  : Tổng mômen cản lại sự trượt

$\sum M_{igaytruoat}$  : Tổng mômen gây trượt

Khi mặt trượt trụ tròn đi qua các cọc, sức chống lực cắt của các cọc sẽ cản lại sự trượt, nhưng trong tính toán có thể bỏ qua để tăng thêm độ an toàn.

Giả thiết hàng loạt tâm trượt bất kỳ, vì các mặt trượt tương ứng, xác định các hệ số K tương ứng. Đây là phương pháp cổ điển.

Để nền móng cọc ma sát được ổn định thì phải có:

$$K_{min} \geq 1,2$$

Ngày nay, nhờ phương tiện máy tính điện tử, người ta có thể dùng phương pháp Bishop để có thể vẽ được rất nhiều mặt trượt trụ tròn và tìm được mặt trượt nguy hiểm nhất gần với thực tế. Với phương pháp Bishop, hệ số ổn định phải đạt  $K_{min} \geq 1,4$ .

## VI.5. KIỂM TRA MÓNG CỌC MA SÁT THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ HAI (theo điều kiện biến dạng)

Nền của móng cọc chống biến dạng rất ít, luôn thỏa mãn điều kiện biến dạng, nên không cần phải tính lún. Móng cọc ma sát cần phải kiểm tra điều kiện biến dạng, tức là phải tính lún.

Người ta quan niệm rằng nhờ ma sát giữa mặt xung quanh cọc và đất, tải trọng của móng được truyền trên diện tích rộng hơn, xuất phát từ mép ngoài cọc tại đáy đài (khi móng cọc đài thấp) và nghiêng một góc  $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$ .

Trong đó:

$$\varphi_{tb} = \frac{\varphi_{III} h_1 + \varphi_{II2} h_2 + \dots + \varphi_{IIn} h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} \quad (VI - 30)$$

Ở đây:

$\varphi_{III}$  : Trị tính toán thứ hai của góc ma sát trong lớp đất thứ i có chiều dày  $h_i$  mà cọc cắm qua

Như đã nói ở phần trước, độ lún của móng cọc ma sát là độ lún của nền đất dưới đầu các cọc. Độ lún đó là độ lún của móng khối quy ước **abcd** (xem hình VI - 9).

Muốn có độ lún của móng cọc ở trong giới hạn cho phép (ví dụ, thông thường  $S_{gh} \leq 8\text{cm}$ ) thì ứng suất tiêu chuẩn dưới đáy móng quy ước  $\sigma^{tc}$  phải nhỏ hơn áp lực tiêu chuẩn của đất nền  $R_M$ .

Đối với móng chịu tải đúng tâm:

$$\sigma^{tc} \leq R_M \quad (\text{VI - 31})$$

Đối với móng chịu tải lệch tâm:

$$\sigma_{\max}^{tc} \leq 1,2 R_M \quad (\text{VI - 32})$$

và

$$\sigma_{\min}^{tc} \leq R_M \quad (\text{VI - 33})$$

Ở đây:

Trong các công thức (VI - 31), (VI - 32) và (VI - 33) thì:

$R_M$ : Cường độ tính toán của đất ở đáy móng khối quy ước

$$\sigma^{tc} = \frac{N_0^{tc} + N_{abcd}^{tc}}{F_M} \quad (\text{VI - 34})$$

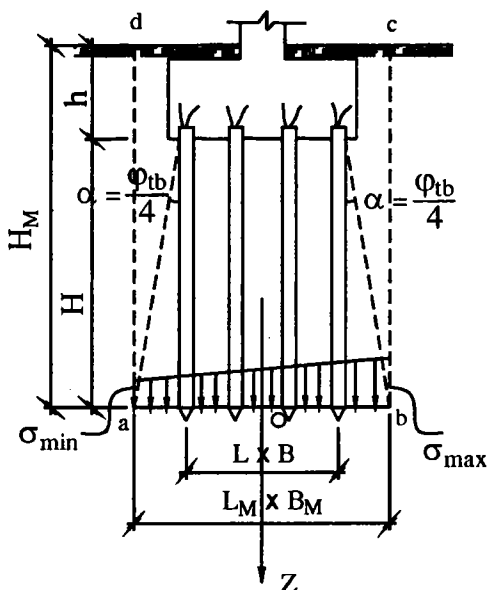
Diện tích đáy móng khối quy ước:

$$F_M = L_M B_M$$

$$L_M = L + 2H \text{tg} \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

$$B_M = B + 2H \text{tg} \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

$$\sigma_{\text{tb}}^{tc} = \frac{\sigma_{\max}^{tc} + \sigma_{\min}^{tc}}{2}$$



Hình VI - 9: Sơ đồ móng khối qui ước

$$\sigma_{\max}^{\text{tc}} = \frac{N_0^{\text{tc}} + N_{\text{abcd}}^{\text{tc}}}{L_M B_M} \left( 1 \pm \frac{6e_L}{L_M} \pm \frac{6e_B}{B_M} \right) \quad (\text{VI - 35})$$

Khi lệch tâm theo một trục thì:

$$\sigma_{\max}^{\text{tc}} = \frac{N_0^{\text{tc}} + N_{\text{abcd}}^{\text{tc}}}{L_M B_M} \left( 1 \pm \frac{6e_L}{L_M} \right) \quad (\text{VI - 36})$$

Trong đó:

$N_0^{\text{tc}}$ : Tải trọng tiêu chuẩn của công trình tác dụng lên đỉnh đài

$N_{\text{abcd}}^{\text{tc}}$ : Trọng lượng tiêu chuẩn của khối móng quy ước có mặt cắt abcd và có hai cạnh đáy là  $L_M$  và  $B_M$

Độ lệch tâm theo một trục là:

$$e_L = \frac{M^{\text{tc}}}{N_0^{\text{tc}} + N_{\text{abcd}}^{\text{tc}}}$$

Ở đây:

$M^{\text{tc}}$ : Mômen tiêu chuẩn tương ứng với trọng tâm đáy móng khối quy ước.

Trường hợp móng cọc đóng thì:

$$R_M = \frac{m_1 m_2}{K_{\text{tc}}} (1,1 A B_M \gamma_{\text{II}} + 1,1 B H_M \gamma'_{\text{II}} + 3 D C_{\text{II}}) \quad (\text{VI - 37})$$

Trong đó:

$m_1, m_2$ : Các hệ số phụ thuộc tính chất đất nền và tính chất kết cấu công trình tra trong bảng VI - 2.

$\gamma_{\text{II}}, \gamma'_{\text{II}}$ : Trị tính toán thứ hai của trọng lượng riêng đất tuần tự dưới đáy khối quy ước và từ đáy khối quy ước trở lên. Trị số 1,1 là kể đến sự tăng trọng lượng riêng đất do đóng cọc.

$C_{\text{II}}$ : Trị tính toán thứ hai của lực dính đơn vị của đất ngay dưới đáy khối quy ước. Số 3 kể đến sự tăng lực dính C.

A, B, D: Những hệ số tra bảng VI - 1 dựa theo trị tính toán thứ hai của góc ma sát trong của đất ở đáy khối quy ước.

Các trị số 1,1 và 3 chỉ đối với đất ở chân cọc đóng trong phạm vi 3d kể từ chân cọc trở xuống, còn dưới sâu hơn thì không có sự tăng trọng lượng riêng  $\gamma_{\text{II}}$  và lực dính đơn vị của đất  $\phi_{\text{II}}$ .

Bảng VI - 1: Hệ số A, B, C

Trị tính toán của góc ma sát trong $\varphi_{II}$ (độ)	Các hệ số			Trị tính toán của góc ma sát trong $\varphi_{II}$ (độ)	Các hệ số		
	A	B	C		A	B	C
0	0	1	3,14	23,5	0,69	3,76	6,31
2	0,03	1,12	3,32	24	0,72	3,87	6,50
3	0,04	1,19	3,14	24,5	0,75	4	6,56
3,5	0,05	1,22	3,46	25	0,78	4,11	6,67
4	0,06	1,25	3,51	25,5	0,81	4,24	6,78
4,5	0,07	1,28	3,56	26	0,84	4,37	6,90
5	0,08	1,31	3,61	26,5	0,87	4,51	7,02
5,5	0,09	1,35	3,66	27	0,90	4,65	7,11
6	0,10	1,39	3,71	27,5	0,94	4,79	7,27
6,5	0,11	1,43	3,76	28	0,98	1,93	7,40
7	0,12	1,47	3,81	28,5	1,02	5,08	7,53
7,5	0,13	1,51	3,87	29	1,06	5,24	7,67
8	0,14	1,55	3,93	29,5	1,10	5,41	7,81
8,5	0,15	1,59	3,99	30	1,15	5,59	7,95
9	0,16	1,63	4,05	30,5	1,20	5,78	8,16
9,5	0,17	1,68	4,11	31	1,21	5,97	8,25
10	0,18	1,73	4,17	31,5	1,29	6,16	8,40
10,5	0,19	1,78	4,23	32	1,34	6,35	8,55
11	0,20	1,83	4,29	32,5	1,39	6,56	8,71
11,5	0,21	1,88	4,35	33	1,44	6,78	8,87
12	0,23	1,91	4,42	33,5	1,49	6,99	9,01
12,5	0,24	1,99	4,49	34	1,55	7,21	9,21
13	0,25	2,05	4,56	34,5	1,61	7,44	9,4
13,5	0,27	2,11	4,62	35	1,67	7,69	9,59
14	0,29	2,17	4,69	35,5	1,71	7,96	9,78
14,5	0,30	2,23	4,77	36	1,81	8,25	9,98
15	0,32	2,29	4,85	36,5	1,88	8,51	10,18
15,5	0,34	2,36	4,92	37	1,95	8,81	10,38
16	0,36	2,49	5,00	37,5	2,03	9,11	10,59
16,5	0,37	2,50	5,08	38	2,11	9,41	10,8
17	0,39	2,57	5,15	38,5	2,19	9,76	11,03
17,5	0,41	2,61	5,23	39	2,28	10,1	11,26
18	0,43	2,72	5,31	39,5	2,37	10,6	11,5
18,5	0,45	2,80	5,39	40	2,46	10,81	11,71
19	0,47	2,88	5,48	40,5	2,56	11,23	11,99
19,5	0,49	2,97	5,57	41	2,66	11,63	12,25
20	0,51	3,06	5,66	41,5	2,77	12,06	12,51
20,5	0,53	3,15	5,75	42	2,87	12,5	12,77
21	0,55	3,21	5,81	42,5	3	13	13,05
21,5	0,58	3,34	5,91	43	3,12	13,5	13,31
22	0,61	3,44	6,01	43,5	3,21	14	13,61
22,5	0,63	3,54	6,11	44	3,37	14,5	13,96
23	0,66	3,65	6,21	45	3,65	15,61	14,64

Bảng VI - 2: Hệ số  $m_1, m_2$

Loại đất	Hệ số $m_1$	Hệ số $m_2$ đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số giữa chiều dài của nhà hoặc tầng đơn nguyên với chiều cao L/H bằng	
		$\geq 4$	$\leq 1,5$
Đất hòn lớn có chất nhét là cát và đất cát, không kể đất phấn và bụi	1,4	1,2	1,2
Cát mịn:			
- Khô và ít ẩm	1,3	1,1	1,3
- No nước	1,2	1,1	1,3
Cát bụi:			
- Khô và ít ẩm	1,2	1,0	1,2
- No nước	1,1	1,0	1,2
- Đất hòn lớn có chất nhét là sét và đất sét có chỉ số chảy $I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
- Khi $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Ghi chú về bảng VI - 2:

1. Sơ đồ kết cấu cứng là những nhà và công trình mà kết cấu của nó có khả năng đặc biệt để chịu nội lực thêm gây ra bởi biến dạng của nền. Muốn vậy phải gia cường kết cấu.

2. Đối với nhà có sơ đồ kết cấu mềm, thì lấy  $m_2 = 1$ .

3. Khi tỷ số chiều dài trên chiều cao của nhà, công trình nằm giữa các trị số trên thì hệ số  $m_2$  xác định bằng nội suy.

Như vậy, sau khi xác định được kích thước của móng khối quy ước, xác định được tải trọng và thỏa các điều kiện (VI - 31), (VI - 32), (VI - 33), tiến hành tính lún cho móng (xem chương IV của cuốn sách này).

## VI.6. XÁC ĐỊNH CHIỀU CAO VÀ TÍNH THÉP CHO ĐÀI CỌC

### VI.6.1. Xác định chiều cao đài cọc

Chiều cao làm việc của đài cọc được xác định theo điều kiện chống đâm thủng:

$$N_{ct} \leq 0,75R_k h_0 b_{tb} \quad (VI-38)$$

Từ đó :

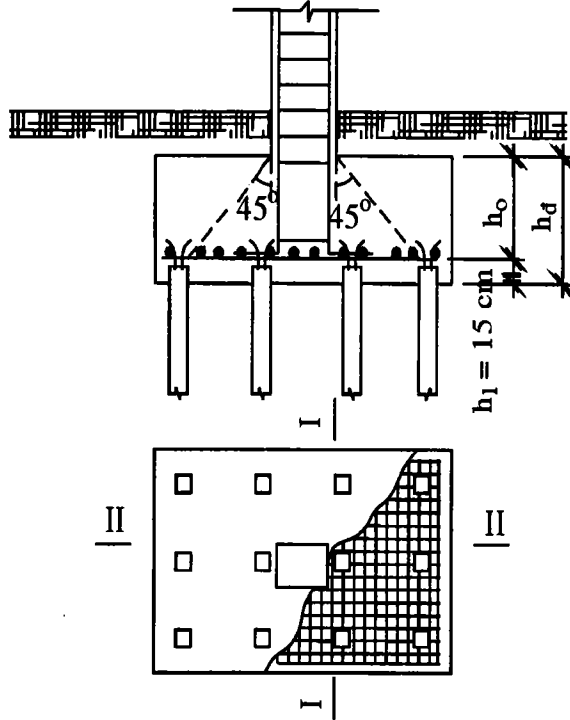
$$h_0 \geq \frac{N_{ct}}{0,75R_k b_{tb}} \quad (VI-39)$$

Ở đây

$N_{ct}$ : Lực gây đâm thủng bằng tổng phản lực các đầu cọc nằm ngoài phạm vi đáy thấp đầu thủng ở một phía cạnh đài của cọc (khi móng cọc chịu tải lệch tâm, thì tính cho phía có phản lực max của cọc) .

$R_K$ : Cường độ chịu kéo của bê tông.

$b_{tb}$ : Chiều dài trung bình của đáy trên và đáy dưới thấp chọc thủng.



Hình VI - 10: Bố trí thép cho đài cọc

Chiều cao đài cọc :

$$h_d = h_0 + h_1 \quad (\text{VI} - 40)$$

Trong đó:

$h_1$ : độ sâu chôn cột vào đài, thường dùng  $h_1 = 15\text{cm}$ .

Chú ý:

Chiều cao của đài cọc (xem mục VI.3.), theo kinh nghiệm thường lấy  $h_d \geq 3d$  ( $d$  là đường kính cọc, hay cạnh cọc).

#### VI.6.2. Tính thép cho đài cọc

Thép đặt cho đài cọc để chịu mômen uốn. Người ta coi cánh đài được ngàm vào các tiết diện đi qua chân cột và bị uốn bởi phản lực các đầu cọc nằm ngoài mặt ngàm qua chân cột.

Mômen quay quanh mặt ngàm I-I:



$$M_I = \sum P_i r_i \quad (\text{VI} - 41)$$

Trong đó:

$r_i$ : Khoảng cách từ mặt ngàm đến tim cọc thứ  $i$

$P_i$ : Phản lực đầu cọc thứ  $i$  tác dụng lên đáy đài

Mômen quay quanh mặt ngàm II-II:

$$M_{II} = \sum P_i r'_i \quad (\text{VI} - 42)$$

Trong đó:

$r'_i$ : Khoảng cách từ tim cọc thứ  $i$  đến mặt ngàm II-II qua chân cột

Diện tích tiết diện ngang cốt thép chịu  $M_I$ ,  $M_{II}$ :

$$F_{aI} = \frac{M_I}{0,9h_0R_a} \quad (\text{VI} - 43)$$

$$F_{aII} = \frac{M_{II}}{0,9h_0R_a} \quad (\text{VI} - 44)$$

Ở đây:

$R_a$ : Cường độ chịu uốn của cốt thép

## VI.7. THÍ DỤ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC ĐÓNG

### 1. Thí dụ

Tính toán, thiết kế móng cọc đóng cho dẫy cột giữa của nhà văn phòng làm việc, kết cấu khung bê tông cốt thép có tường chèn cao 18 tầng. Tiết diện cột là 0,70m x 0,40m. Nền nhà cốt ±0,00 tôn cao hơn mặt đất thiên nhiên trung bình 0,45m. Tải trọng tại đỉnh đài ở cốt -1,00m, có cặp nội lực bất lợi nhất thuộc tổ hợp cơ bản:

$$N_0^{tt} = 4450\text{KN} ; M_0^{tt} = 685\text{KNm} ; Q^{tt} = 160\text{KN}$$

$$N_0^{tc} = 3708\text{KN} ; M_0^{tc} = 571\text{KNm} ; Q^{tc} = 160\text{KN}$$

### 2. Điều kiện địa chất công trình

Bảng VI - 3: Các chỉ tiêu cơ lý của đất

Thứ tự	Tên đất	Dung trọng thiên nhiên $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Tỷ trọng $\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	Hệ số rỗng $e_0$	Độ ẩm W%	Giới hạn nhão W%	Giới hạn dẻo W%	Độ sệt $I_L$	Lực dính $C_{II}$ (kPa)	Góc ma sát trong $\phi_{II}$	Môđyn tổng biến dạng $E_0$ (kPa)	Chỉ số SPT
1	Đất lấp	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Sét yếu	18,2	27,1	1,0	45	46	28	0,9	18	10	5000	10
3	Sét pha	18,5	26,8	0,7	33,2	36	22	0,6	12	14	8000	18
4	Cát pha	19,2	26,5	0,6	20	24	18	0,4	18	18	14000	25
5	Cát trung	20,1	26,4	0,3	16	-	-	-	-	38	40000	50

Cấu tạo địa tầng như sau:

- Đất lấp dày 0,60m
- Sét yếu dày 6,00m
- Sét pha dày 8,50m
- Cát pha dày 10,00m
- Cát trung dày 15m

Mức nước ngầm cách mặt đất 3m.

### 3. Chọn cọc

Tiết diện cọc 40 x 40cm, dài 30m, đầu cọc cắm vào lớp cát trung khoảng 4 - 5m. Bê tông cọc mác 300<sup>#</sup>; cọc gồm 3 đoạn (mỗi đoạn 10m); cọc có thép dọc chịu lực 8Φ25 AII, cốt đai Φ8.

### 4. Tính toán sức chịu tải của cọc

a) Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc

$$Q_v^n = \varphi(R_b F_b + R_a F_a)$$

$$Q_v^n = 1[(13000 \cdot 4,0 \cdot 4) + (2,8 \cdot 10^5 \cdot 40 \cdot 10^{-5})]$$

$$Q_v^n = 2160 \text{KN}$$

b) Sức chịu tải của cọc theo đất nền

$$Q_d^t = m(m_K q_p A_p + u \sum m_r f_{si} l_i)$$

Ở đây:

m: Hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1

$m_R = 1$  (dùng búa đóng cọc diesel, tra bảng II - 4)

$m_r = 1$  (dùng búa đóng cọc diesel, tra bảng II - 4)

$q_p$ : Sức chống ở mũi cọc (tra bảng II - 2),  $q_p = 560 \text{ T/m}^2 = 56700 \text{ kPa}$

Tra bảng II - 3 ta có:

$$Z_1 = 1,50\text{m} \quad f_1 = 3,5 \text{ kPa}$$

$$Z_2 = 4,50\text{m} \quad f_2 = 7,0 \text{ kPa}$$

$$Z_3 = 7,50\text{m} \quad f_3 = 18,5 \text{ kPa}$$

$$Z_4 = 10,50\text{m} \quad f_4 = 19,0 \text{ kPa}$$

$$Z_5 = 13,25\text{m} \quad f_5 = 19,0 \text{ kPa}$$

$$Z_6 = 16,0\text{m} \quad f_6 = 39,0 \text{ kPa}$$

$$Z_7 = 19,50\text{m} \quad f_7 = 42,0 \text{ kPa}$$

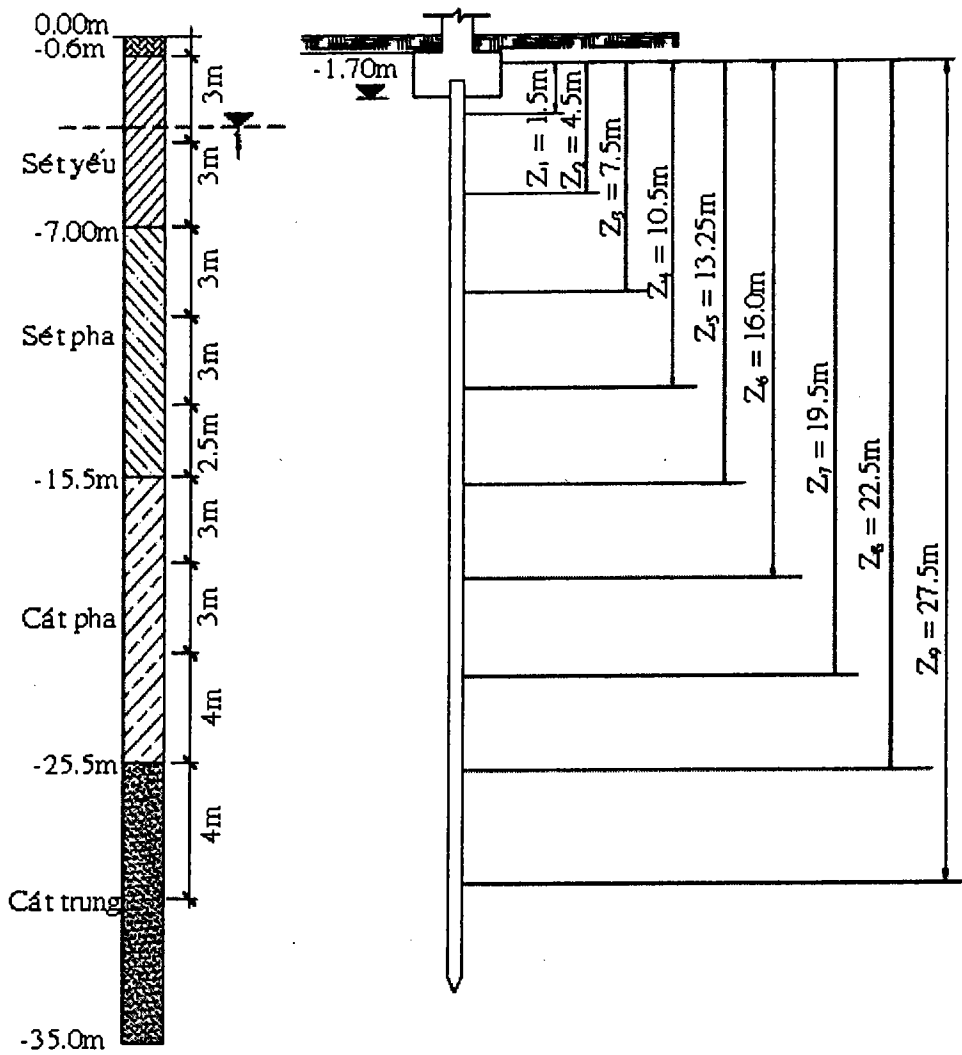
$$Z_8 = 22,50\text{m} \quad f_8 = 43,0 \text{ kPa}$$

$$Z_9 = 27,50\text{m} \quad f_9 = 90,0 \text{ kPa}$$

$$Q_d^n = 1[(1 \cdot 5600 \cdot 0,4 \cdot 0,4) + 1,6(3,5 \cdot 3 + 7 \cdot 3 + 18,5 \cdot 3 + 19 \cdot 3 + 19 \cdot 2,5 + 39 \cdot 3 + 42 \cdot 3 + 43 \cdot 4 + 90 \cdot 4)]$$

$$Q_d^n = 2242 \text{ KN}$$

$$Q_d'' = \frac{Q_d''}{1,4} = \frac{2242\text{KN}}{1,4} = 1747\text{KN}$$



Hình VI - 11: Thí dụ

c) Tính sức chịu tải của cọc theo xuyên SPT:

$$Q_x'' = \frac{1}{3} [\alpha N_a F_p + (0,2N_s L_s + CL_c) \pi d]$$

$$Q_x'' = \frac{1}{3} [30 \cdot 50 \cdot 0,4 \cdot 0,4 + (0,2 \cdot 50 \cdot 4 + 12 \cdot 8,5 + 18 \cdot 10) \cdot 3,14 \cdot 0,4]$$

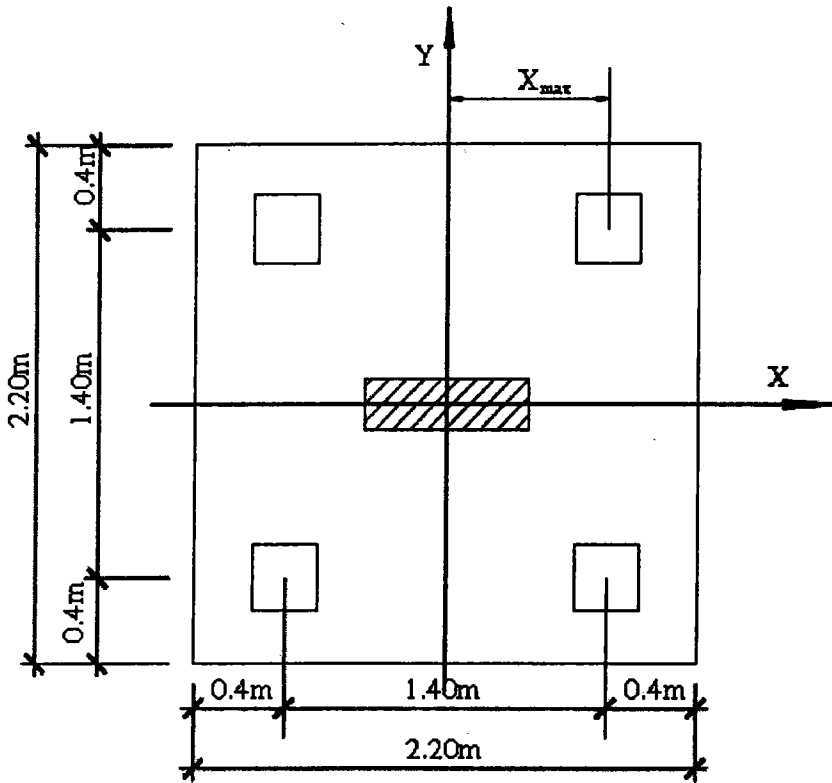
$$= 200 \text{ T}$$

$$Q_x'' = 2000 \text{ KN}$$

Vậy chọn  $Q_d^u = 1747 \text{ KN}$  để tính toán.

### 5. Tính số lượng cọc và xác định tiết diện dài cọc

Bố trí cọc như hình vẽ VI - 12 dưới đây:



Hình VI - 12: Bố trí cọc

Áp lực tính toán giả định tác dụng lên đế đài do phản lực đầu cọc gây ra:

$$P^u = \frac{Q_d^u}{(3d)^2} = \frac{1747 \text{ KN}}{(3 \cdot 0,4)^2} = 1213,20 \text{ KPa}$$

Diện tích sơ bộ của đế đài:

$$F_d = \frac{N_0^u}{P^u - h \cdot n} = \frac{4450 \text{ KN}}{1213,20 - 20 \cdot 1,70 \cdot 1,1} = 3,78 \text{ m}^2$$

Trọng lượng của đài và đất trên đài:

$$N_d^u = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 3,78 \cdot 1,70 \cdot 20 = 141,37 \text{ KN}$$

Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài:

$$N^u = N_0^u + N_d^u = 4450 \text{ KN} + 141,37 \text{ KN} = 4591,37 \text{ KN}$$

Lượng cọc sơ bộ:

$$n_c = \frac{N^u}{Q_d^u} = \frac{4591,37 \text{ KN}}{1747 \text{ KN}} = 2,62 \text{ cọc}$$

Do mômen lớn, chọn số cọc chính thức là  $n_c = 4$  cọc.

## 6. Kiểm tra điều kiện chịu tải móng cọc

Diện tích thực tế của đài cọc:

$$F_d = 2,20\text{m} \times 2,20\text{m} = 4,40\text{m}^2$$

Trọng lượng thực tế của đài và đất trên đài:

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot n = 1,1 \cdot 4,4 \cdot 1,70 \cdot 20 = 164,56 \text{ KN}$$

Lực dọc tính toán thực tế xác định đến cốt đế đài:

$$N^{tt} = 4450 + 164,56 = 4614,56 \text{ KN}$$

Mômen tính toán xác định tương ứng với trọng tâm diện tích tiết diện tích tiết diện các cọc tại đế đài:

$$M^{tt} = M_0^{tt} + Q^{tt} \cdot h_d$$

$h_d$ : Chiều cao của đài cọc, chọn  $h_d = 1,20$

$$M^{tt} = 685 + 160 \cdot 1,20 = 877 \text{ KNm}$$

Lực truyền xuống các cọc đáy biên:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N^{tt}}{n_c} \pm \frac{M_y^{tt} \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$P_{\max}^{tt} = \frac{4614,56}{4} \pm \frac{877 \cdot 0,70}{4 \cdot 0,70^2} = 1153,64 \pm 313,21$$

$$P_{\max}^{tt} = 1153,64 + 313,21 = 1466,85 \text{ KN}$$

$$P_{\min}^{tt} = 1153,64 - 313,21 = 840,43 \text{ KN}$$

Trọng lượng tính toán của cọc:

$$P_c = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 29 \cdot 25 \cdot 1,1 = 127,6 \text{ KN}$$

Ở đây:

$$P_{\max}^{tt} + P_c = 1466,85 + 127,6 = 1594,45 \text{ KN}$$

Như vậy:  $P_{\max}^{tt} + P_c = 1594,45 \text{ KN} < Q_d^{tt} = 1747 \text{ KN}$

Do đó đã thỏa mãn điều kiện lực max truyền xuống đáy cọc biên và  $P_{\min}^{tt} = 840,43 \text{ KN} > 0$  nên không phải kiểm tra điều kiện chống nhổ.

Tóm lại, điều kiện chịu tải của móng cọc đã được kiểm tra, thỏa mãn và móng làm việc trong điều kiện an toàn.

## 7. Kiểm tra độ lún của móng cọc

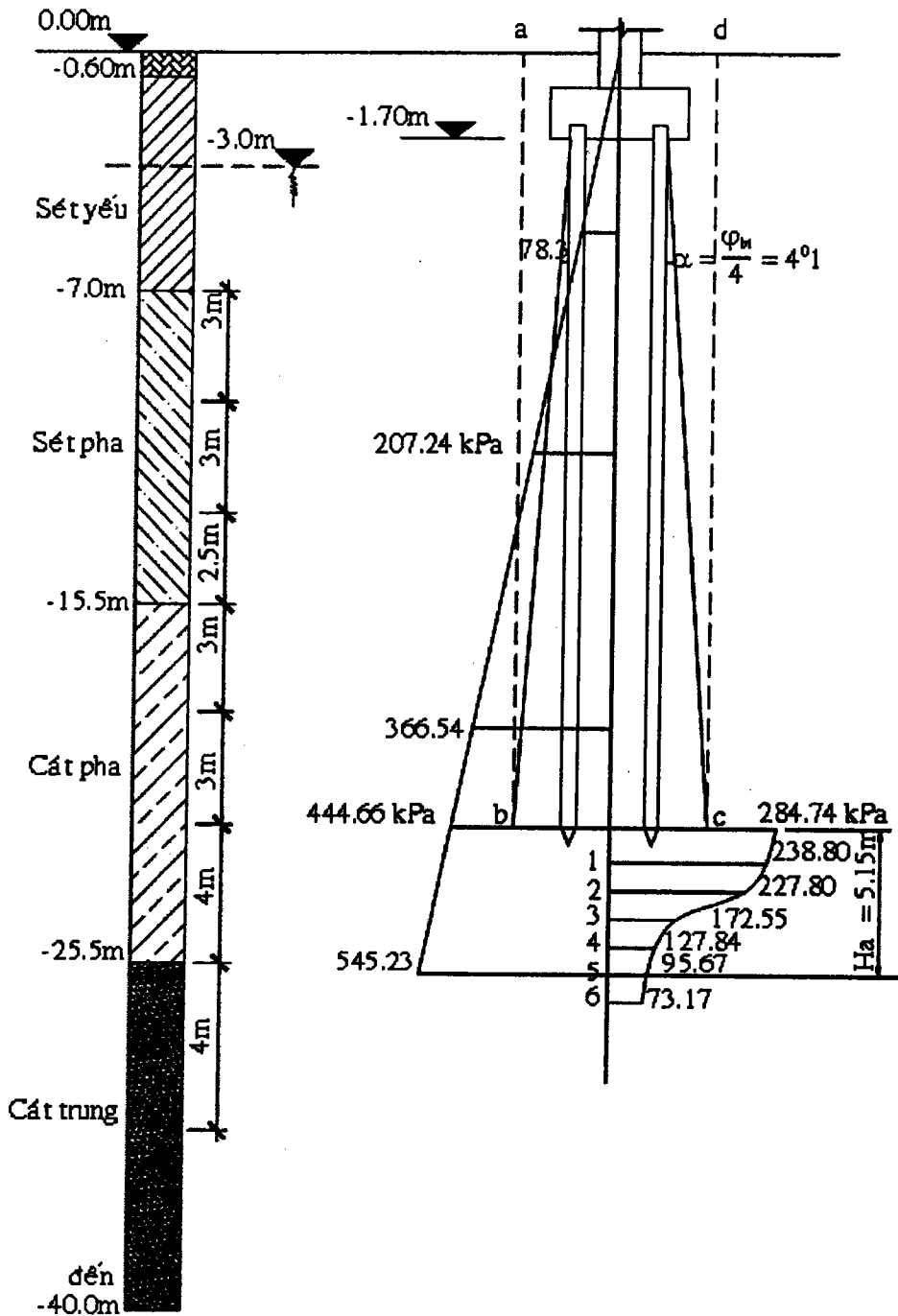
Sơ đồ tính lún của móng cọc được trình bày ở hình vẽ dưới đây:

Đây là móng cọc ma sát. Độ lún của nền móng cọc được tính theo độ lún của nền móng khối quy ước abcd.

Trong đó:

$$\varphi_{tb} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots + \varphi_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}$$

$$\varphi_{ib} = \frac{10.5 + 14.8,5 + 18.10 + 38.4}{5 + 8,5 + 10 + 4} = 16^{\circ}4'$$



Hình VI - 13: Sơ đồ tính lún cho móng cọc

$$\text{do đó } \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = 4^{\circ}1'$$

Chiều dài khối móng qui ước:

$$L_M = 1,4 + 2 \cdot \frac{0,4}{2} + 2,29 \cdot \text{tg}40,1 = 5,16 \text{ m}$$

Chiều rộng khối móng qui ước:  $B_M = L_M = 5,16 \text{ m}$ .

Chiều cao khối móng qui ước :  $H_M = 29,5 \text{ m}$

Trọng lượng khối móng qui ước:

$$N_M^{tc} = L_M B_M H_M \gamma_{tb}$$

$$N_M^{tc} = 5,16 \cdot 5,16 \cdot 29,5 \cdot 20 = 15709 \text{ KN}$$

Trị tiêu chuẩn lực dọc xác định đến đáy khối móng qui ước:

$$N_{tc} = N_0^{tc} + N_M^{tc} = 3708 + 15709 = 19417 \text{ KN}$$

Mômen tiêu chuẩn tương ứng trọng tâm đáy khối qui ước:

$$M_{tc} = M_0^{tc} + Q_0^{tc} \cdot 28,5 = 571 + 133 \cdot 28,5 = 4361,5 \text{ KNm}$$

Độ lệch tâm:

$$e = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} = \frac{4361,5}{19417} = 0,2246 \text{ m}$$

Áp lực tiêu chuẩn ở đáy khối móng qui ước:

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{N_0^{tc} + N_M^{tc}}{L_M \times B_M} \left( 1 \pm \frac{6e}{L_M} \right)$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{3708 + 15709}{5,16 \times 5,16} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,2246}{5,16} \right)$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = 729,41(1 + 0,26) = 919,05 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = 729,41(1 - 0,26) = 539,76 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = 729,41 \text{ kPa}$$

Cường độ tính toán của đất nền ở đáy móng khối qui ước:

$$R_M = \frac{m_1 m_2}{K_{tc}} (1,1 A B_M \gamma_{II} + 1,1 B H_M \gamma'_{II} + 3 D C_{II})$$

Hệ số độ tin cậy  $K_{tc} = 1$  vì các chỉ tiêu cơ lý đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất.

Tra bảng VI - 2 ta có:  $m_1 = 1,4$  và  $m_2 = 1,2$ .

Lớp đất cát dưới móng khối qui ước có  $\varphi_{II} = 38^{\circ}$ , tra bảng VI - 1 ta có:

$A = 2,11$ ;  $B = 9,41$ ;  $D = 10,8$ .

$\gamma_{II}$ : Dưới móng khối qui ước :  $\varphi_{II} = 20,1 \text{ KN/m}^3$ .

$\gamma'_{II}$ : Dung trọng bình quân của các lớp đất từ đáy móng khối qui ước abcd đến cốt mặt đất thiên nhiên:

$$\gamma_{II} = \frac{20,1.4 + 19,2.10 + 18,5.8,5 + 18,2.6 + 16,0.6}{4 + 10 + 8,5 + 6,0 + 0,6}$$

$$\gamma_{II} = 18,84 \text{ KN/m}^3.$$

$$R_M = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1} (1,1.2,1,5,167.20,1 + 1,1.9,41.29,5.18,84 + 3.10,8.1,8)$$

$$R_M = 10167,20 \text{ kPa}$$

$$1,2 R_M = 12200,64 \text{ kPa}$$

Như vậy các điều kiện đều thỏa mãn :

$$\sigma_{\max}^{tc} = 919,05 \text{ kPa} < 1,2 R_M = 12200,64 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = 729,41 \text{ kPa} < R_M = 10167,20 \text{ kPa}$$

Do đó có thể tính toán độ lún của nền đất dưới móng cọc (tức là dưới móng khối qui ước) theo quan niệm nền biến dạng đàn hồi tuyến tính.

Tính độ lún của móng cọc trong trường hợp này như độ lún của móng khối qui ước trên nền thiên nhiên.

Ứng suất bản thân theo các chiều sâu xem trong sơ đồ tính lún.

- Ứng suất bản thân ở đáy lớp sét yếu (cốt -7m):

$$\gamma_{dn} = \frac{\sigma_s - 1}{1 + e}$$

Ở đây  $\gamma_{dn} = \frac{27,1 - 1}{1 + 1,0} = 13,05 \text{ KN / m}^3$

$$\sigma^{bt} = \gamma_{dn} \cdot h_i$$

Ở đây  $\sigma_1^{bt} = 13,05 \cdot 6 = 78,3 \text{ kPa}$

- Ứng suất bản thân ở đáy lớp sét pha (cốt -15,5m):

$$\gamma_{dn}^2 = \frac{26,8 - 1}{1 + 0,7} = 15,17 \text{ KN / m}^3$$

Do đó:  $\sigma_2^{bt} = 78,3 + 15,17 \cdot 8,5 = 207,24 \text{ kPa}$

- Tại cốt -25,50m:

$$\gamma_{dn}^3 = \frac{26,5 - 1}{1 + 0,6} = 15,93 \text{ KN / m}^3$$

$$\sigma_3^{bt} = 207,24 + 15,93 \cdot 10 = 366,54 \text{ kPa}$$

- Ứng suất bản thân tại đáy khối qui ước (cốt -29,5m):

$$\gamma_{dn}^4 = \frac{26,4 - 1}{1 + 0,3} = 19,53 \text{ KN / m}^3$$

$$\sigma_4^{bt} = 366,54 + 19,53 \cdot 4 = 444,66 \text{ kPa}$$

- Ứng suất gây lún tại đáy móng khối qui ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 729,40 - 444,66 = 284,74 \text{ kPa}$$



- Ứng suất bản thân tại độ sâu 3,09m dưới đáy móng khối qui ước:

$$\sigma_{3,09}^{bt} = 444,66 + 19,53 \cdot 3,09 = 505,00 \text{ kPa}$$

- Ứng suất bản thân tại độ sâu 5,15m dưới đáy móng khối qui ước:

$$\sigma_{5,15}^{bt} = 505,00 + 19,53 \cdot 2,06 = 545,23 \text{ kPa}$$

Chia đất nền dưới đáy móng khối qui ước thành các lớp bằng nhau có chiều dày  $\frac{B_M}{5} = \frac{5,16m}{5} = 1,03m$ .

Bảng VI - 4

Điểm	Độ sâu Z (m)	$\frac{L_M}{B_M}$	$\frac{2Z}{B_M}$	$K_0$	$\sigma_{Z_i}^{gl}$ (kPa)	$\sigma^{bt}$ (kPa)
0	0	1	0	1,000	284,74	444,66
1	1,03	1	0,4	0,960	238,80	
2	2,06	1	0,8	0,800	227,80	
3	3,09	1	1,2	0,606	172,55	505,00
4	4,12	1	1,6	0,449	127,84	
5	5,15	1	2,0	0,336	95,67	545,23

Chiều sâu chịu nén cực hạn dưới đáy móng kết thúc tại độ sâu có  $\sigma^{gl} \leq 0,2\sigma^{bt}$ .

Ở đây, tại độ sâu 5,15m dưới đáy móng khối qui ước có:

$$\sigma^{gl} = 95,67 < 0,2 \sigma^{bt} = 545,23 \text{ kPa.}$$

Vậy  $H_a = 5,15m$ .

Độ lún của móng cọc (tức móng khối qui ước):

$$S = \sum_{i=1}^5 \frac{0,8}{E} \sigma_{Z_i}^{gl} \cdot h_i$$

$$S = \frac{0,8 \times 1,03}{40.000} \left( \frac{284,74}{2} + 238,80 + 227,80 + 172,55 + 127,84 + \frac{95,67}{2} \right)$$

$$S = 0,0185m = 1,85cm$$

Như vậy là độ lún dự báo của móng thỏa mãn điều kiện cho phép:

$$S = 1,85cm < S_{gh} = 8cm.$$

## 8. Tính toán độ bền và cấu tạo đài cọc

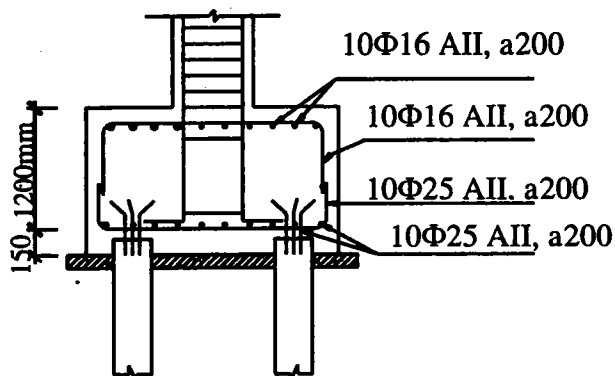
Dùng cọc 0,40 x 0,40m mác bê tông 300#, thép dọc AII, thép đai AI.

Đài cọc dùng bê tông mác 300#, thép AII.

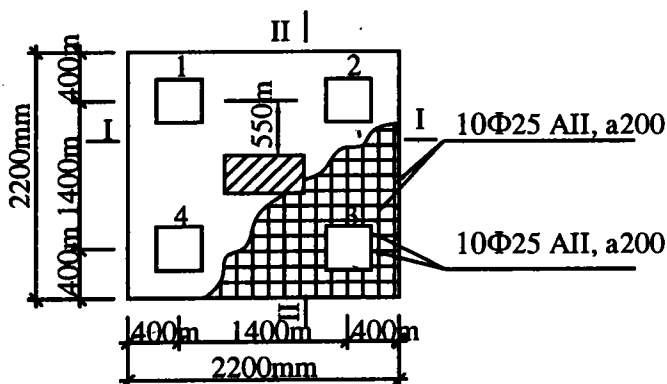
Đài cọc cao 1,35m; cọc cắm vào đài 0,15; râu thép của cọc cắm vào đài dài 50cm. Bê tông lót dày 10cm, mác 75#.

Với chiều cao của đài như vậy, tháp chọc thủng  $45^\circ$  từ chân cột trùn ra ngoài các tim cọc, nên không cần phải kiểm tra điều kiện chọc thủng.

Mômen tương ứng với mặt ngang I-I và II-II gần như nhau, nên lấy  $M_I = M_{II}$ .



Hình VI-14



Hình VI-15

$$M_I = r_1 (P_2 + P_3)$$

Có  $r_1 = 0,55$

$$P_2 = P_3 = P_{\max} = 1466,85 \text{ KN}$$

$$M_I = 0,55 (1466,85 + 1466,85) = 1613,53 \text{ KNm}$$

$$F_{aI} = F_{aII} = \frac{M_I}{0,9h_0xR_a} = \frac{1466,85}{0,9 \times 1,2 \times 28 \cdot 10^4} = 0,0485 \text{ m}^2$$

Chọn 10Φ25 có  $F_a = 0,0490 \text{ m}^2$ .

Ở đây đài cọc đặt theo 2 chiều ngang, dọc, mỗi chiều 10Φ25 AII a 200 (xem hình vẽ VI - 14).

Ở đỉnh đài, đặt theo cấu tạo chống mômen tốt hơn, 10Φ16 AII a 200 (xem hình vẽ VI - 15).