

**Mục lục**

Trang

1	Phạm vi áp dụng.....	7
2	Tài liệu viện dẫn.....	7
3	Thuật ngữ, định nghĩa, ký hiệu và chữ viết tắt.....	8
4	Quy định chung.....	15
5	Yêu cầu về khảo sát địa chất công trình.....	16
6	Phân loại cọc.....	20
7	Thiết kế móng cọc.....	23
7.1	Chỉ dẫn cơ bản về tính toán.....	23
7.2	Các phương pháp xác định sức chịu tải của cọc.....	28
7.2.1	Cọc chống.....	28
7.2.2	Cọc ma sát (đóng, ép) và cọc-ống bê tông cốt thép được hạ mà không moi đất (cọc đóng ma sát).....	31
7.2.3	Cọc đóng nhồi ma sát, cọc khoan nhồi và cọc-ống hạ có moi đất và được đổ đầy bằng bê tông (cọc ma sát).....	37
7.2.4	Cọc vít.....	42
7.2.5	Cọc-ống thép.....	44
7.2.6	Cọc liên hợp.....	45
7.2.7	Xét đến ma sát âm trên thân cọc.....	46
7.3	Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm hiện trường.....	48
7.4	Tính toán cọc, móng cọc và móng bè cọc hỗn hợp theo biến dạng.....	57
7.4.1	Yêu cầu chung.....	57
7.4.2	Tính toán độ lún của cọc đơn.....	57
7.4.3	Tính toán độ lún của nhóm cọc.....	59
7.4.4	Tính toán độ lún của móng cọc như móng khối quy ước.....	60
7.4.5	Tính toán móng bè cọc hỗn hợp.....	63
7.5	Đặc điểm thiết kế nhóm cọc kích thước lớn, bãi cọc và bản móng.....	64
7.6	Đặc điểm thiết kế móng cọc khi cải tạo công trình.....	66
7.7	Đặc điểm tính toán khi sử dụng phần mềm địa kỹ thuật.....	69

## TCVN 10304:202x

7.8 Đặc điểm thiết kế móng cọc cho các loại công trình khác nhau.....	71
8 Yêu cầu về cấu tạo móng cọc.....	74
9 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng đất lún ướt.....	78
10 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng đất trương nở.....	84
11 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng khai thác mỏ.....	86
12 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng động đất.....	89
13 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng các tơ.....	94
Phụ lục A (tham khảo) Tính toán cọc chịu tác dụng đồng thời của lực thẳng đứng, lực ngang và mô men.....	97
Phụ lục B (tham khảo) Tính toán sức chịu tải của cọc hình tháp có độ nghiêng các mặt bên $i_p > 0,025$ .....	103
Phụ lục C (tham khảo) Tính toán sức chịu tải của cọc tương tác với đá tại mặt bên.....	105
Phụ lục D (tham khảo) Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm đất bằng cọc mẫu.....	108
Phụ lục E (tham khảo) Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm SPT.....	111
Phụ lục F (quy định) Biến dạng giới hạn của nền móng công trình.....	114
Phụ lục G (tham khảo) Xác định khối lượng khảo sát địa chất công trình và thí nghiệm hiện trường để thiết kế móng cọc.....	117
Phụ lục H (tham khảo) Hạng địa kỹ thuật của công trình.....	119
Phụ lục I (quy định) Các phương pháp xử lý thống kê kết quả thí nghiệm.....	120
Thư mục tài liệu tham khảo.....	125

## **Lời nói đầu**

TCVN 10304:202x thay thế TCVN 10304:2014

TCVN 10304:202x được xây dựng trên cơ sở tham khảo SP 24.13330.2021 (cùng sửa đổi 1).

TCVN 10304:202x do Viện Khoa học công nghệ xây dựng (Bộ Xây dựng) biên soạn, Bộ Xây dựng đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố

DRAFT

## Lời giới thiệu

TCVN 10304:202x có một số điểm mới cập nhật, bổ sung so với TCVN 10304:2014:

- Điều chỉnh hệ số độ tin cậy về tầm quan trọng của công trình  $\gamma_n$  và được lấy theo chỉ dẫn trong TCVN 2737:2023 phụ thuộc vào cấp hậu quả của công trình theo QCVN 03:2022/BXD [2].
- Cập nhật Cấp công trình theo QCVN 03:2022/BXD
- Bổ hệ số điều kiện làm việc gama 0 (Cập nhật thông tin từ gốc)
- Bổ sung cọc ngàm vào đá (Phụ lục C)
- Điều chỉnh các tài liệu viện dẫn phù hợp với các TCVN mới được công bố về: vật liệu, phương pháp thử, khảo sát, thử tải
- Cập nhật TCVN 5746:2024 (thay 5746:1993) về Phân loại đất, đá xây dựng
- Bổ sung Phân hạng địa kỹ thuật để phù hợp với QCVN 03:2022/BXD về phân cấp và ghép với Mức độ phức tạp của địa chất công trình (vấn đề này cần xem kỹ)
- Xem xét lại công thức tính biến dạng dọc trục của cọc
- Làm rõ tải trọng TÍNH TOÁN dùng để thử tải để liên thông với TC thử tải
- Bổ sung nội dung về đá
- Bổ sung nội dung cho cọc dài hơn 35 m
- Điều chỉnh một vài ký hiệu của các hệ số điều kiện làm việc để hài hòa với EC 7.
- Cập nhật công thức tính độ lún của nhóm cọc
- Cập nhật yêu cầu cấu tạo của móng cọc cho phù hợp với TCVN 5574:2018, 5575:2024
- Vi chỉnh các lỗi chế bản (nếu có) ở phiên bản 10304:2014
- Cập nhật thông tin về sức chịu tải của cọc theo SPT (AIJ)
- Bổ sung phần cọc mẫu: Phụ lục D, có viện dẫn quy trình thí nghiệm cọc mẫu, loại cọc mẫu.

# Thiết kế móng cọc

*Design of pile foundations*

## 1 Phạm vi áp dụng

Tiêu chuẩn này áp dụng để thiết kế móng cọc của nhà và công trình xây mới và cải tạo (nhà và công trình sau đây gọi chung là công trình).

Tiêu chuẩn này không áp dụng để thiết kế móng cọc của các công trình xây dựng trên đất đóng băng vĩnh cửu, móng cọc của máy chịu tải trọng động, cũng như móng cọc của trụ công trình khai thác dầu ngoài khơi và móng cọc của các công trình khác xây dựng trên thềm lục địa.

## 2 Tài liệu viện dẫn

Các tài liệu viện dẫn sau rất cần thiết cho việc áp dụng tiêu chuẩn này. Đối với các tài liệu viện dẫn ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản được nêu. Đối với các tài liệu viện dẫn không ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản mới nhất, bao gồm cả các sửa đổi, bổ sung (nếu có).

TCVN 1651-2:2018, *Thép cốt bê tông – Thép thanh vằn*

TCVN 2737:2023, *Tải trọng và tác động*

TCVN 3116:2022, *Bê tông – Phương pháp xác định độ chống thấm nước – Phương pháp vết thấm*

TCVN 4200, *Đất xây dựng – Phương pháp xác định tính nén lún trong phòng thí nghiệm*

TCVN 4253, *Nền các công trình thủy công – Yêu cầu thiết kế*

TCVN 4419, *Khảo sát cho xây dựng – Nguyên tắc cơ bản*

TCVN 4447, *Công tác đất – Thi công và nghiệm thu*

TCVN 5574:2018, *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*

TCVN 5575:2024, *Thiết kế kết cấu thép*

TCVN 5746:2024, *Đất, đá xây dựng – Phân loại*

TCVN 8868:2011, *Thí nghiệm xác định sức kháng cắt không có kết-không thoát nước và có kết-thoát nước của đất dính trên thiết bị nén ba trục*

TCVN 9351, *Đất xây dựng – Phương pháp thí nghiệm hiện trường – Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)*

TCVN 9352, *Đất xây dựng – Phương pháp thí nghiệm xuyên tĩnh*

TCVN 9354, *Đất xây dựng – Phương pháp xác định môđun biến dạng tại hiện trường bằng tấm nén phẳng*

## **TCVN 10304:202x**

TCVN 9362, *Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình*

TCVN 9363, *Khảo sát cho xây dựng – Khảo sát địa kỹ thuật cho nhà cao tầng*

TCVN 9379, *Kết cấu xây dựng và nền – Nguyên tắc cơ bản về tính toán*

TCVN 9393, *Cọc – Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*

TCVN 9395, *Cọc khoan nhồi – Thi công và nghiệm thu*

TCVN 9403, *Gia có đất nền yếu – Phương pháp trụ đất xi măng*

TCVN 12251:2020, *Bảo vệ chống ăn mòn cho kết cấu xây dựng*

TCVN XXXX:2024, *Nhà và công trình trong vùng khai thác mỏ và đất lún ướt – Yêu cầu về thiết kế*

TCVN XXXX:2024, *Bảo vệ khu vực, nhà và công trình khỏi quá trình карстово-суффозионных – Yêu cầu thiết kế*

TCVN XXXX-1:2024, *Tường barrettes – Yêu cầu thiết kế*

TCVN XXXX-2:2024, *Tường barrettes – Yêu cầu kỹ thuật thi công*

ISO 22476-4, *Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 4: Prebored pressuremeter test by Ménard procedure (Thí nghiệm và khảo sát địa kỹ thuật – Thí nghiệm hiện trường – Phần 4: Thí nghiệm nén ngang hố khoan bằng phương pháp Ménard)*

## **3 Thuật ngữ, định nghĩa, ký hiệu và chữ viết tắt**

### **3.1 Thuật ngữ và định nghĩa**

Tiêu chuẩn này sử dụng các thuật ngữ và định nghĩa theo TCVN 5746:2024, TCVN 9362 và các thuật ngữ, định nghĩa sau:

#### **3.1.1**

##### **Bãi cọc** (large pile group)

Nhóm lớn các cọc được kết hợp với nhau bằng đài cọc chung, truyền tải trọng từ hệ cột (hoặc trụ) xuống nền.

#### **3.1.2**

##### **Cọc** (pile)

Cấu kiện thẳng đứng hoặc nghiêng được hạ vào đất hoặc chế tạo trong đất dùng để truyền tải trọng xuống nền.

#### **3.1.3**

##### **Cọc chống** (end-bearing pile)

Cọc chống trên đá hoặc đất ít biến dạng và truyền tải trọng xuống nền chủ yếu thông qua mũi cọc.

#### **3.1.4**

##### **Cọc đơn** (single pile)

Một cọc truyền tải trọng xuống nền trong điều kiện không bị ảnh hưởng bởi các cọc khác.

### 3.1.5

#### **Cọc khoan phun** (drilled injection pile)

Cọc khoan có đường kính nhỏ hơn 350 mm, được thi công bằng cách bơm hỗn hợp bê tông hạt nhỏ vào hố khoan, bao gồm cả bằng mũi khoan guồng xoắn.

### 3.1.6

#### **Cọc ma sát (cọc treo)** (friction pile)

Cọc truyền tải trọng xuống nền thông qua mặt bên của thân cọc và mũi cọc.

### 3.1.7

#### **Cọc mẫu** (reference pile)

Cấu kiện kim loại được chuẩn hóa dùng để đánh giá sức chịu tải của cọc đóng theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh.

CHÚ THÍCH: Cọc mẫu có đường kính 114 mm....(xem Hình D.1).

### 3.1.8

#### **Công trình ngầm hoặc phần ngầm của công trình** (underground structures or underground part of structures)

Công trình hoặc phần công trình nằm dưới mặt đất (quy hoạch).

### 3.1.9

#### **Đài cọc** (pile cap)

Dầm hoặc bản phân phối tải trọng dùng để liên kết các đầu cọc và phân phối tải trọng lên chúng.

CHÚ THÍCH: Cần phân biệt giữa đài cọc cao nếu đáy đài cọc nằm trên mặt đất và đài cọc thấp nếu đáy đài cọc nằm trên mặt đất hoặc trong đất.

### 3.1.10

#### **Hạng địa kỹ thuật** (geotechnical categories)

Hạng phức tạp của công trình xây dựng theo quan điểm thiết kế nền và móng, được xác định phụ thuộc vào mức độ tầm quan trọng và mức độ phức tạp của địa chất công trình tại khu đất xây dựng.

### 3.1.11

#### **Khoảng cách cọc** (pile distance)

Khoảng cách giữa các trục của các cọc.

### 3.1.12

#### **Lún** (settlement)

Thành phần biến dạng thẳng đứng của nền, xảy ra do tác động ngoài và trong một số trường hợp riêng do trọng lượng bản thân của đất, không làm thay đổi cấu trúc của đất.

### 3.1.13

#### **Lún ướt / lún sụt / lún sập** (slump)

Thành phần biến dạng thẳng đứng của nền, xảy ra do làm chặt đất và làm thay đổi cơ bản cấu trúc của

## **TCVN 10304:202x**

đất dưới tác động của tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân của đất, cũng như do các yếu tố bổ sung như thấm ướt đất lút ướt, tan các lớp băng mỏng trong đất đóng băng vĩnh cửu và tương tự.

### **3.1.14**

#### **Lực ma sát âm** (negative skin friction)

Lực phát sinh tại mặt bên thân cọc khi độ lún của đất xung quanh cọc lớn hơn độ lún của cọc và hướng xuống dưới.

### **3.1.15**

#### **Móng công trình** (building foundation)

Phần của công trình dùng để truyền tải trọng từ công trình xuống nền.

### **3.1.16**

#### **Móng bè cọc liên hợp** (combined piled raft foundation, CPRF)

Móng bao gồm một bản bê tông cốt thép (đài cọc) và các cọc cùng truyền tải trọng xuống nền.

### **3.1.17**

#### **Móng cọc** (pile foundation)

Tổ hợp các cọc được kết hợp với nhau tạo thành một kết cấu thống nhất để truyền tải trọng xuống nền.

### **3.1.18**

#### **Nền cọc** (ground base of a pile)

Phần khối đất tiếp nhận tải trọng truyền từ cọc và tương tác với cọc.

### **3.1.19**

#### **Nền công trình** (ground base of building)

Khối đất tương tác với công trình.

### **3.1.20**

#### **Nhóm cọc** (pile group)

Một nhóm cọc cục bộ được kết hợp với nhau thông qua đài cọc và truyền tải trọng, về nguyên tắc, từ một cột đơn hoặc trụ xuống nền.

### **3.1.21**

#### **Phần đất – xi măng** (ground-cement element)

Khối đất được gia cố bằng chất kết dính xi măng theo công nghệ phụt hoặc trộn sâu để tăng cường độ và giảm độ thấm nước cho nó.

### **3.1.22**

#### **Phụt vữa xi măng** (jet grouting)

Sự gia cố đất bằng các công nghệ cho phép phá hủy đất bằng tia vữa xi măng (jet 1) hoặc tia vữa xi măng được tăng cường dòng không khí (jet 2), hoặc tia nước có truyền vữa xi măng sau đó (jet 3) để trộn nó với đất và tạo thành phần tử từ đất gia cố có các tính chất độ bền cho trước.



**3.1.23****Sức chịu tải của cọc theo đất nền** (load-bearing capacity of a pile.....)

Khả năng chịu lực giới hạn của nền một cọc đơn theo điều kiện khống chế sự phát triển biến dạng trượt của cọc phù hợp với các điều kiện xác định trước.

**3.1.24****Tải trọng tính toán truyền lên một cọc** (design load transferring on a pile)

Tải trọng có giá trị bằng lực dọc phát sinh trong cọc do các tác động tính toán lên móng trong các tổ hợp bất lợi nhất của chúng.

**3.1.25****Tầng chịu nén** (compressible thickness)

Vùng phân bố ứng suất bổ sung phát sinh trong khối đất do tải trọng tĩnh của công trình mà trong phạm vi đó dưới ảnh hưởng của tải trọng này xảy ra sự thay đổi trạng thái ứng suất biến dạng của đất nền.

CHÚ THÍCH: Chiều sâu tầng chịu nén ứng với chiều sâu mà dưới đó cho phép bỏ qua biến dạng của chiều dày đất khi tính toán độ lún của móng có kích thước cho trước.

**3.2 Ký hiệu**

Tiêu chuẩn này sử dụng các ký hiệu chính sau:

**3.2.1 Các đặc trưng hình học**

$A$	diện tích tiết diện ngang của cọc chôn trong đất, $m^2$
$A$	diện tích tiết diện ngang của mũi cọc chôn, $m^2$
$A_r$	diện tích tiếp xúc giữa mặt bên thân cọc với đất, $m^2$
$d_r$	đường kính ngoài của phần chôn trong đá của cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi và cọc-ống, m
$H$	chiều cao rơi thực tế của quả búa, m
$H_{act}$ và $H_{start}$	chiều cao rơi thực tế và chiều cao thả khởi động của búa, m
$h_i$	chiều dày của lớp đất thứ $i$ tiếp xúc tại mặt bên thân cọc, m
$h$	chiều cao nảy lần đầu tiên quả búa diesel
$h$	chiều sâu hạ cọc thực tế, m
$i_p$	độ nghiêng các mặt bên của cọc vát thành
$L_0$	chiều dài đoạn cọc tính từ đáy đài cọc cao đến cao độ mặt đất quy hoạch, m
$L_d$	chiều dài tính toán của cọc, m
$u$	chu vi ngoài của tiết diện ngang của thân cọc, m
$u_{0,i}$	tổng kích thước các cạnh tiết diện ngang của cọc thứ $i$ , nghiêng so với trục cọc, m
$u, u_{sp}$	chu vi tiết diện ngang của cọc và cọc mẫu

**3.2.2 Các đặc trưng của đất, vật liệu và cơ cấu máy**

$c$	giá trị tính toán của lực dính đơn vị
$c_u$	cường độ chịu cắt không thoát nước của đất
$R$	cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc
$f_i$	cường độ tính toán của đất tại mặt bên thân cọc
$R_m$	cường độ tính toán giới hạn của khối đá dưới mũi cọc chống
$R_{c,m,n}$	giá trị tiêu chuẩn của cường độ chịu nén một trục của khối đá ở trạng thái bão hòa nước, kPa
$R_c$	giá trị tính toán của cường độ chịu nén một trục của đá ở trạng thái bão hòa nước, kPa
$R_{c,n}$	giá trị tiêu chuẩn của cường độ chịu nén một trục của đá ở trạng thái bão hòa nước, kPa
$R_{sp}$	cường độ giới hạn của đất dưới mũi cọc mẫu, kN
$f_{sp}$	giá trị trung bình của sức chịu tải giới hạn của đất tại mặt bên thân cọc mẫu, kPa
$I_L$	chỉ số chảy của đất loại sét
$I_p$	chỉ số dẻo của đất cát pha
$E_d$	năng lượng va chạm tính toán của búa, kJ

**3.2.3 Tải trọng, ứng suất và sức kháng**

$N$	tải trọng tính toán truyền lên một cọc từ tổ hợp các tải trọng bất lợi nhất tác dụng lên móng
$N_d$	lực nén tính toán tác dụng lên đài cọc tại cao độ đáy móng, kN
$M_x, M_y$	các mô men uốn tính toán tác dụng lên đài cọc đối với các trục chính trung tâm $x$ và $y$ , kNm
$x, y$	các khoảng cách từ các trục chính đến trục của mỗi cọc cần được tính tải trọng, m
$x_i, y_i$	các khoảng cách từ các trục chính đến trục của mỗi cọc, m
$F_d$	sức chịu tải giới hạn của đất nền của một cọc đơn (sức chịu tải của cọc), kN
$F_{db}$	sức chịu tải của nền đất dưới mũi cọc, kN
$F_{du}$	sức chịu tải trọng kéo của cọc ma sát (đóng, ép) và cọc-ống được hạ mà không moi đất, kN
$F_{d0}$	sức chịu tải của phần cánh cọc vít, kN
$F_{df}$	sức chịu tải của phần thân cọc vít, kN
$F_u$	giá trị sức chịu tải giới hạn của cọc, kN
$F_{u,n}$	giá trị tiêu chuẩn của sức chịu tải giới hạn của cọc, kN
$F_{u,min}$	giá trị nhỏ nhất của $F_{u,n}$ , kN
$F_{u,sp}$	giá trị riêng của sức chịu tải giới hạn của cọc mẫu, kN

$q_s$	giá trị cường độ trung bình của đất dưới mũi đầu xuyên
$f_s$	giá trị trung bình của cường độ đất tại mặt bên của thân đầu xuyên, kPa
$m_1$	khối lượng của búa hoặc búa rung, T
$m_2$	khối lượng cọc và chụp đầu cọc, T
$m_3$	khối lượng của cọc dẫn, T
$m_4$	khối lượng quả búa (piston), T

### 3.2.4 Biến dạng

$E$	mô đun biến dạng
$E_0$	mô đun tổng biến dạng
$E_{sol}$	mô đun biến dạng của đất ít biến dạng
$\alpha_e$	hệ số biến dạng của đất, 1/m
$\zeta_r$	hệ số lưu biến của đất
$\zeta$	hệ số chuyển đổi từ giá trị độ lún giới hạn trung bình của móng công trình $s_{u,mt}$ sang độ lún của cọc thu được khi thí nghiệm nén tĩnh với sự ổn định quy ước của độ lún (tắt dần)
$s$	biến dạng đồng thời của cọc, móng cọc và công trình (độ lún, chuyển dịch, độ lún lệch tương đối giữa cọc, móng cọc, v.v)
$s_u$	giá trị giới hạn biến dạng đồng thời của nền cọc, móng cọc và công trình
$s_{u,mt}$	giá trị độ lún giới hạn trung bình của móng công trình xây mới
$s_a$	độ chồi dư thực tế, m;
$s_{el}$	độ chồi đàn hồi của cọc, m
$s_{ef}$	độ lún của móng khối quy ước
$\Delta S_p$	độ lún bổ sung do xét đến ép cọc tại cao độ đáy móng khối quy ước
$\Delta S_c$	độ lún bổ sung do nén thân cọc

### 3.2.5 Các hệ số

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$	các hệ số không thứ nguyên
$\alpha$ và $\delta$	tương ứng là biên độ và tần số dao động
$\beta_1$	hệ số chuyển đổi từ $q_s$ sang $R_s$
$\beta_2$	hệ số chuyển đổi từ $f_s$ sang $f$ cho đầu xuyên loại I theo TCVN 9352
$\gamma_1$	giá trị tính toán trung bình của trọng lượng riêng của đất nền dưới mũi cọc (theo lớp), kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_1$	giá trị tính toán của trọng lượng riêng của đất nền dưới mũi cọc, kN/m <sup>3</sup>

## TCVN 10304:202x

$\gamma_c$	hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất
$\gamma_{cb}$	hệ số điều kiện làm việc giảm của cường độ bê tông
$\gamma'_{cb}$	hệ số điều kiện làm việc giảm bổ sung của cường độ bê tông
$\gamma_{c,g}$	hệ số độ tin cậy của đất nền
$\gamma_f$	hệ số độ tin cậy của tải trọng
$\gamma_n$	hệ số độ tin cậy về tầm quan trọng của công trình
$\gamma_{R,R}$	hệ số điều kiện làm việc của đất nền dưới mũi cọc
$\gamma_{R,f}$	hệ số điều kiện làm việc của đất nền tại mặt bên thân cọc
$\gamma'_{R,f}$	hệ số điều kiện làm việc của cọc mẫu trong đất cát
$\gamma''_{R,f}$	hệ số điều kiện làm việc của cọc mẫu trong đất loại sét
$\gamma_{sp}$	hệ số ...
$\varepsilon$	hệ số phục hồi va chạm
$\theta$	hệ số, 1/kN
$e$	hệ số rỗng của đất
$K_s$	hệ số suy giảm cường độ của đá
RQD	chỉ số chất lượng đá
$n$	số lượng cọc trong móng
$n_p, n_f$	các hệ số chuyển đổi từ sức kháng động (bao gồm cả sức kháng nhót) của đất sang sức kháng tĩnh của đất
$g$	gia tốc trọng trường, bằng 9,81 m/s <sup>2</sup>
$\chi$	độ cứng tương đối của cọc
OCR	hệ số quá cố kết của đất

### 3.3 Chữ viết tắt

CFA	Continuos flight auger (khoan guồng xoắn liên tục)
CPRF	Combined pile raft foundation (móng bè cọc liên hợp)
CPT	Cone penetration test (thí nghiệm xuyên tĩnh)
OCR	Overconsolidation ratio (hệ số quá cố kết)
PDT	Pulse-discharge technology (công nghệ xung điện)
PDA	Pile driving analyzer (high strain dynamic load test, thí nghiệm động biến dạng lớn)
RQD	Rock quality designation (chỉ số chất lượng đá)
SPT	Standard penetration test (thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn)

## 4 Quy định chung

**4.1** Chức năng chính của cọc là cắt xuyên qua các lớp đất yếu nằm bên trên và truyền tải trọng tác dụng xuống các lớp đất bên dưới có các tính chất cơ học cao hơn. Cho phép sử dụng cọc để giảm độ lún của móng bằng cách gia cố hoặc làm chặt đất, cũng như sử dụng cọc để chống giữ hố móng. Móng cọc phải được thiết kế dựa trên và có xét đến:

- a) Kết quả khảo sát kỹ thuật cho xây dựng;
- b) Thông tin về động đất của khu vực xây dựng;
- c) Số liệu đặc trưng cho mục đích, kết cấu và đặc điểm công nghệ của công trình và điều kiện sử dụng của nó;
- d) Tải trọng tác dụng lên móng;
- e) Hiện trạng của các công trình hiện hữu và tác động của việc xây mới đối với nó;
- f) Các yêu cầu về môi trường;
- g) So sánh kỹ thuật và kinh tế của các giải pháp thiết kế khả thi;
- h) Bản đồ kỹ thuật số thể hiện các công trình ngầm và trên mặt đất, hệ thống hạ tầng kỹ thuật;
- i) Các điều kiện kỹ thuật được các tổ chức có thẩm quyền công bố.

**4.2** Khi thiết kế cần có các giải pháp kỹ thuật về thi công móng đảm bảo được độ tin cậy, độ bền lâu và hiệu quả kinh tế của công trình ở tất cả các giai đoạn thi công và sử dụng.

Nên tiến hành so sánh kinh tế – kỹ thuật các phương án thiết kế khả thi cho móng cọc dùng các loại cọc và chiều dài khác nhau.

**4.3** Khi thiết kế cần xét đến điều kiện xây dựng của địa phương và kinh nghiệm trong việc sử dụng công nghệ và thiết bị, cũng như kinh nghiệm thiết kế, xây dựng và sử dụng công trình trong các điều kiện tương tự về địa chất công trình, địa chất thủy văn và môi trường.

Số liệu điều kiện tự nhiên của khu vực xây dựng phải lấy theo [1].

**4.4** Khi thiết kế móng cọc cần thực hiện theo nhiệm vụ thiết kế và số liệu đầu vào cần thiết (xem 4.1).

**4.5** Khi thiết kế, cần xét đến cấp hậu quả của công trình theo [2] và hạng địa kỹ thuật cho đối tượng (công trình) xây dựng phù hợp với Phụ lục H.

Ngoài các yêu cầu của TCVN 9362, khi thiết kế phải ấn định hạng địa kỹ thuật 3 cho:

- Móng cọc có các cọc dài hơn 40 m;
- Các cọc xuyên qua ít nhất một lớp đá.

**4.6** Móng cọc cần được thiết kế dựa trên kết quả khảo sát kỹ thuật thực hiện phù hợp với các yêu cầu của TCVN 4419, TCVN 9363 và Điều 5 của tiêu chuẩn này.

Khảo sát kỹ thuật được thực hiện không chỉ cung cấp cho công tác nghiên cứu về điều kiện địa chất công trình của công trình xây mới mà còn thu thập các số liệu cần thiết để kiểm tra tác động của việc thi công móng cọc đối với các công trình hiện hữu và môi trường xung quanh, cũng như để thiết kế khi cần thiết phải gia cố nền và móng của các công trình hiện hữu.

Không được thiết kế móng cọc mà không có đủ số liệu phù hợp từ khảo sát địa chất công trình.

## **TCVN 10304:202x**

**4.7** Khi thi công (gần các công trình hiện hữu) các cọc được hạ hoặc có sử dụng các tác động động (đóng, rung, khoan nổ, v.v.), phải đánh giá ảnh hưởng của các tác động động lên kết cấu của các công trình hiện hữu, cũng như các máy móc, dụng cụ và thiết bị nhạy cảm với rung động bên trong các công trình đó. Nếu cần thiết, phải tiến hành đo đặc các thông số dao động của đất, công trình (bao gồm cả các công trình hạ tầng kỹ thuật ngầm) trong quá trình hạ thử và thi công thử cọc.

**4.8** Thành phần, khối lượng và phương pháp quan trắc của công trình nằm trên móng cọc cần được thiết lập theo Phụ lục G của tiêu chuẩn này, TCVN 9362.

CHÚ THÍCH: Có thể tham khảo thêm SP 305.1325800 [7].

Các phép đo thực tế nội lực trong cọc phải được cung cấp khi sử dụng kết cấu mới cho móng cọc mà không có trong tiêu chuẩn này. Trong phương án quan trắc có thể bổ sung thêm các yêu cầu.

**4.9** Trong móng cọc của công trình cấp C3 không cho phép sử dụng kết cấu thép và các bộ phận của nó đã qua sử dụng (các cấu kiện bằng kim loại cán, vòng đai kim loại, v.v.).

**4.10** Móng cọc làm việc trong môi trường xâm thực phải được thiết kế phù hợp với các yêu cầu của TCVN 12251:2020.

**4.11** Khi thiết kế và thi công móng cọc, cần tham khảo thêm TCVN 12251:2020, TCVN 5574:2018 và TCVN 4447.

**4.12** Cho phép bảo vệ các cọc thép khỏi bị ăn mòn bằng cách mạ kẽm hoặc sơn bề mặt của chúng bằng các hợp chất chống mài mòn dùng vật liệu nền là nhựa epoxy.

## **5 Yêu cầu về khảo sát địa chất công trình**

**5.1** Các kết quả khảo sát kỹ thuật phải bao gồm các thông tin về địa hình, địa mạo, động đất cũng như các số liệu cần thiết để chọn loại móng, xác định loại cọc và kích thước cọc, tải trọng tính toán cho phép lên cọc và tiến hành tính toán theo các trạng thái giới hạn có xét đến dự báo những thay đổi có thể có (trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình) của các điều kiện địa chất công trình, địa chất thủy văn và sinh thái của công trường xây dựng cũng như loại và khối lượng các biện pháp kỹ thuật để chế ngự nó.

**5.2** Công tác khảo sát cho móng cọc trong trường hợp tổng quát bao gồm tổ hợp các công việc sau:

- Khoan lấy mẫu và mô tả đất;
- Nghiên cứu trong phòng thí nghiệm các tính chất cơ lý của đất và nước ngầm ;
- Thí nghiệm xuyên đất: xuyên tĩnh (CPT) và xuyên tiêu chuẩn (SPT);
- Thí nghiệm nén ngang đất;
- Thí nghiệm đất bằng tấm nén (bằng tải trọng tĩnh);
- Thí nghiệm cọc mẫu và (hoặc) cọc thực tế;
- Các thí nghiệm nghiên cứu ảnh hưởng của công tác thi công móng cọc đến môi trường xung quanh, trong đó có các công trình lân cận (theo nhiệm vụ thiết kế cụ thể).

**5.3** Khoan lấy mẫu kết hợp xuyên tiêu chuẩn, thí nghiệm trong phòng và thí nghiệm xuyên tĩnh là những công tác khảo sát chính, không phụ thuộc vào mức độ tầm quan trọng của công trình và loại móng cọc.

**5.4** Khảo sát địa chất công trình phục vụ thiết kế móng cọc phải được thực hiện theo TCVN 4419,

TCVN 9363 và các tiêu chuẩn có liên quan về khảo sát kỹ thuật và khảo sát đất cho xây dựng.

CHÚ THÍCH: Có thể tham khảo thêm SP 446.1325800 [10] để bổ sung thông tin chi tiết hơn.

Khối lượng và thành phần của khảo sát kỹ thuật phải được ấn định có xét đến hạng địa kỹ thuật của công trình xây dựng theo Phụ lục H.

Khi nghiên cứu tính đa dạng của các loại đất gặp ở công trường trong phạm vi chiều sâu khảo sát, cần chú ý đặc biệt tới sự có mặt, chiều sâu và chiều dày của các lớp đất yếu (cát rời, đất dính yếu, các loại đất hữu cơ). Sự có mặt của những loại đất này có ảnh hưởng tới việc xác định loại cọc và chiều dài cọc, vị trí mỗi nối của cọc tổ hợp, liên kết cọc vào đài và việc chọn thiết bị thi công cọc. Sự bất lợi của những loại đất này cũng cần phải tính đến khi có tác động của động đất và tải trọng động.

**5.5** Đối với công trình cấp C3, nên tiến hành thí nghiệm nén ngang trong hố khoan theo ISO 22476-4 để chính xác lại các đặc trưng biến dạng của đất ở tầng chịu nén, cũng như thí nghiệm cọc tại hiện trường theo TCVN 9393 và thí nghiệm cọc mẫu tham khảo GOST 5686:2020 [4]. Khi tiến hành tính toán số có sử dụng mô hình cơ học đất biến cứng thì các thí nghiệm đất phải được thực hiện trong điều kiện phòng thí nghiệm bằng phương pháp nén ba trục theo TCVN 8868:2011. Khi sử dụng loại cọc có kết cấu mới (theo nhiệm vụ thiết kế), khối lượng công việc cần bao gồm thử nghiệm hạ cọc hoặc thi công cọc thử nghiệm để chính xác lại chiều dài và đường kính của cọc đã ấn định trong quá trình thiết kế và phương pháp hạ cọc hoặc thi công, cũng như thí nghiệm hiện trường các cọc này bằng tải trọng tĩnh.

Khi dùng móng bè hỗn hợp thì cần đưa vào thành phần công tác thí nghiệm đất bằng tấm nén và thí nghiệm thử cọc tại hiện trường.

CHÚ THÍCH: Mô hình cơ học đất biến cứng là mô hình ứng xử cơ học của đất, trong đó có sử dụng các bề mặt tải trọng khi nén, khi trượt hoặc khi trượt và nén, cũng như quan hệ mô tả được ứng xử của đất dưới các biến dạng thay đổi hình dạng.

**5.6** Khi cọc chịu tải trọng kéo, tải trọng ngang hoặc tải trọng đối dấu, việc thiết kế phải xác định được sự cần thiết phải thực hiện công tác thí nghiệm, còn khối lượng công việc phải được ấn định có xét đến tác động chủ đạo theo TCVN 9393.

**5.7** Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm đất nền tại hiện trường bằng thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) cần được xác định theo 7.3 (xem TCVN 9352), bằng thí nghiệm cọc mẫu – tham khảo Phụ lục D.

**5.8** Thí nghiệm đất bằng cọc, tấm nén và nén ngang, về nguyên tắc, được tiến hành ở khu vực được chọn lựa trên cơ sở kết quả khoan (xuyên) khảo sát ở vị trí mà điều kiện đất đặc trưng nhất, móng chịu tải lớn nhất và cả ở nơi mà khả năng hạ cọc theo điều kiện đất còn chưa rõ ràng.

Đối với công trình cấp C2 và C3 được thiết kế trên nền tự nhiên, việc thí nghiệm đất bằng tải trọng tĩnh cần được thực hiện bằng tấm nén với diện tích 600, 2500 và 5000 cm<sup>2</sup> ở chiều sâu thiết kế (cao độ) đặt móng, còn trong phạm vi tầng chịu nén tương tác giữa công trình với nền – bằng tấm nén với diện tích 600 cm<sup>2</sup> (phẳng hoặc xoắn ốc) trong hố khảo sát.

**5.9** Các vị trí khảo sát địa chất công trình (hố khoan, điểm xuyên, vị trí thí nghiệm đất) cần được bố trí sao cho chúng nằm trong khuôn viên của công trình đang thiết kế hoặc là trong những điều kiện nền đất như nhau – không xa công trình quá 5 m, còn trong trường hợp sử dụng các cọc làm kết cấu chắn bảo vệ thành hố đào – không quá 2 m từ trục của chúng.

**5.10** Chiều sâu khảo sát địa chất công trình để thiết kế móng cọc và móng bè cọc phải xét đến chiều dài dự kiến của cọc dựa trên khảo sát giai đoạn trước hoặc số liệu lưu trữ. Khi đó, chiều sâu tầng chịu nén phải được ấn định phù hợp với 7.4.4.2 và có thể được chính xác thêm theo nhiệm vụ của đơn vị

## TCVN 10304:202x

thiết kế có xét đến các giải pháp kết cấu đã chọn và các tải trọng truyền lên móng cọc, cũng như xét đến sự có mặt của đá.

CHÚ THÍCH: Có thể tham khảo thêm SP 446.1325800 [10].

Chiều sâu các hố khảo sát địa chất công trình cho móng cọc trong đất rời phải sâu hơn chiều sâu thiết kế hạ mũi cọc ít nhất là 5 m khi cọc được bố trí thành hàng hoặc bãi và sâu hơn ít nhất là 10 m – khi bãi cọc rộng đến 10 m.

Khi bãi cọc rộng hơn 10 m × 10 m và dùng móng bè cọc hỗn hợp thì chiều sâu của 50 % số lượng các hố khảo sát phải lớn hơn chiều sâu dự kiến của cọc một khoảng không nhỏ hơn chiều dày tầng chịu nén và lớn hơn một khoảng tối thiểu 15 m.

Chiều sâu các hố khảo sát địa chất công trình khi cọc chống trên đất rời ít biến dạng ( $E \geq 50$  MPa), cũng như đối với cọc chỉ tiếp nhận tải trọng kéo cần được lấy sâu hơn chiều sâu thiết kế hạ mũi cọc là 3 lần đường kính cọc, nhưng không nhỏ hơn 1 m.

Chiều sâu các hố khảo sát địa chất công trình khi cọc chống trên đá hoặc ngàm trong đá cần được lấy sâu hơn chiều sâu thiết kế hạ mũi cọc là 3 lần đường kính cọc sâu hơn đáy lớp đá yếu (nứt mạnh và nứt rất mạnh), nhưng sâu hơn ít nhất là 1 m.

CHÚ THÍCH: Đá nứt mạnh có mô đun nứt từ 10 đến 30, đá nứt rất mạnh có mô đun nứt lớn hơn 30.

Khi trong nền công trình có các lớp đất đặc thù (đất lún ướt, đất trương nở, đất hữu cơ và đất nhân tạo), đất loại sét có chỉ số chảy lớn hơn 0,75 và đất cát rời xốp, các hố khảo sát phải xuyên qua những lớp đất này vào sâu trong các tầng đất tốt phía dưới để xác định các đặc trưng của chúng có xét đến các yêu cầu trong 5.11.

**5.11** Khi khảo sát địa chất công trình để thiết kế phần ngàm của công trình cấp C2 và C3 trong hố đào sâu hơn 5 m có kết cấu chắn bao quanh thì các hố khảo sát địa chất công trình được bố trí quanh chu vi hố đào với bước không nhỏ hơn 20 m. Khi thực tế không thể bố trí các hố khảo sát như vậy thì chúng được bố trí theo lưới không lớn hơn (20 × 20) m. Số hố khảo sát phải phụ thuộc vào mức độ phức tạp của điều kiện địa chất công trình và không ít hơn 5.

Chiều sâu các hố khảo sát địa chất công trình phải sâu hơn ít nhất là 5 m so với đáy tại 1,5 lần chiều sâu đặt đáy kết cấu chắn bao quanh. Ít nhất 30 % hố khảo sát, nhưng không ít hơn 3, phải xuyên qua chiều sâu vừa nêu.

Đối với phần ngàm của công trình, trong hố khảo sát mà không có kết cấu chắn bao quanh thì chiều sâu các hố khảo sát địa chất công trình phải sâu hơn 5 m so với đáy tại 1,5 lần chiều sâu hố đào.

**5.12** Khi khảo sát cho móng cọc cần xác định các đặc trưng cần thiết về vật lý, độ bền và biến dạng để tính toán móng cọc theo các trạng thái giới hạn (xem Điều 7).

Số lần xác định các đặc trưng đất cho mỗi yếu tố địa chất công trình phải đủ để xử lý thống kê.

**5.13** Đối với đất cát, do khó lấy mẫu nguyên dạng nên phương pháp chính để xác định độ chặt và các đặc trưng về cường độ nên là thí nghiệm xuyên tĩnh hoặc xuyên tiêu chuẩn cho mọi loại công trình không phụ thuộc cấp hậu quả của chúng.

Thí nghiệm xuyên là phương pháp chính để xác định mô đun biến dạng vừa cho đất cát vừa cho đất loại sét của nền công trình cấp C3 và là một trong những phương pháp xác định mô đun biến dạng (kết hợp với thí nghiệm nén ngang và thí nghiệm tấm nén) cho nền của công trình cấp C1 và C2.



**5.14** Việc khảo sát tình trạng kỹ thuật của móng và kết cấu của công trình cần cải tạo phải được thực hiện theo nhiệm vụ của đơn vị đặt hàng cho tổ chức lập hồ sơ. Việc đánh giá chiều dài cọc hiện hữu trong móng của kết cấu công trình cần cải tạo nên được thực hiện bằng phương pháp địa vật lý. Khi nâng tầng cho công trình thì nên thực hiện thí nghiệm nén tĩnh cọc hiện hữu theo TCVN 9393.

Khi khảo sát địa chất công trình để thiết kế móng cọc gia cường cho công trình cần cải tạo, cần bổ sung công tác khảo sát nền móng và đo đạc chuyển vị của công trình. Ngoài ra, cần phải lập tương quan giữa số liệu khảo sát mới với hồ sơ lưu trữ (nếu có) để có nhận xét về sự thay đổi các điều kiện địa chất công trình và địa chất thủy văn do việc xây dựng và sử dụng công trình gây nên.

**5.15** Trước khi tiến hành khảo sát nền móng phải:

- Đánh giá trực quan kết cấu phần trên của công trình, trong đó có việc định vị các vết nứt (nếu có), xác định kích thước và đặc điểm các vết nứt, đặt các mốc đo lên các vết nứt;
- Làm rõ chế độ sử dụng công trình với mục đích xác định các yếu tố gây ảnh hưởng tiêu cực lên nền;
- Xác định sự có mặt của công trình hạ tầng kỹ thuật ngầm và hệ thống thoát nước và tình trạng của chúng;
- Tìm hiểu các số liệu lưu trữ về khảo sát địa chất công trình đã từng tiến hành tại khu vực cải tạo.

Việc tiến hành khảo sát trắc địa vị trí các kết cấu của công trình cần cải tạo là cần thiết để đánh giá khả năng có thể xuất hiện lún không đều (ngiên, uốn, chuyển dịch tương đối).

Khi khảo sát công trình cần cải tạo cũng cần xem xét cả tình trạng của khu vực xung quanh và của các công trình lân cận.

**5.16** Khảo sát nền móng và tình trạng của kết cấu móng được thực hiện bằng cách đào hố lấy các khối đất nguyên dạng ngay dưới đáy móng và trên thành hố. Khảo sát đất sâu hơn dưới đáy hố để xác định cấu tạo địa chất công trình và điều kiện địa chất thủy văn và tính chất của đất phải bằng phương pháp khoan và xuyên, khi đó vị trí các hố khoan và điểm xuyên được bố trí quanh chu vi công trình ở khoảng cách không quá 5 m so với chu vi công trình.

**5.17** Khi gia cố nền của công trình cần cải tạo bằng phương pháp xói nước cọc đóng, cọc ép, cọc khoan nhồi hoặc cọc khoan phun thì chiều sâu các hố khoan và xuyên khảo sát lấy theo 5.9.

**5.18** Báo cáo kỹ thuật về kết quả khảo sát địa chất công trình để thiết kế móng cọc phải được lập phù hợp với TCVN 4419, TCVN 9363.

CHÚ THÍCH: Có thể tham khảo thêm SP 446.1325800 [10].

Tất cả các đặc trưng của đất cần phải đưa vào báo cáo có xét đến dự báo khả năng biến đổi của các điều kiện địa chất công trình và địa chất thủy văn trong khu vực (trong quá trình thi công và sử dụng công trình).

Nếu đã có thí nghiệm cọc tại hiện trường bằng tải trọng tĩnh hoặc động thì phải đưa các kết quả này vào báo cáo. Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh và xuyên tiêu chuẩn phải bao gồm số liệu về sức chịu tải của cọc.

Khi nước ngầm có tính xâm thực thì phải có khuyến nghị về biện pháp bảo vệ cọc chống xâm thực.

Trường hợp phát hiện được ở khu vực xây dựng các lớp đất đặc thù mỏng hay quá trình địa chất nguy hiểm (các tơ-phun trào, trượt, v.v.) thì phải tiến hành lấy số liệu về sự phân bố và cường độ xuất hiện của chúng.

## TCVN 10304:202x

Khi sử dụng cọc chống, chỉ số chất lượng đá RQD phải được xác định đối với tất cả các lớp đá mà cọc xuyên qua và đối với lớp đất mũi cọc.

Khi thiết kế móng cọc cho công trình cấp C3 có cọc dài hơn 40 m đối với đất loại sét, nên xác định hệ số quá cố kết OCR (theo TCVN 4200 ???) đối với các lớp đất loại sét mà cọc xuyên qua và trong phạm vi tầng chịu nén dưới mũi cọc.

**5.19** Trong quá trình khảo sát địa chất công trình và nghiên cứu tính chất của đất để thiết kế và thi công móng cọc cần xét đến những yêu cầu bổ sung nêu trong các điều từ 9 đến 13.

## 6 Phân loại cọc

**6.1** Theo phương pháp hạ cọc, cọc được chia thành các loại sau:

- Cọc đóng, ép hoặc thả chế tạo sẵn (bằng bê tông cốt thép và thép), được hạ vào đất bằng cách ép cưỡng bức đất nền cũng như hạ vào lỗ khoan dẫn bằng búa đóng, máy rung, rung ép, hay máy ép; cọc tròn rỗng bê tông cốt thép có đường kính đến 0,8 m, được hạ bằng máy rung mà không đào moi đất hoặc moi một phần đất nhưng không nhồi hỗn hợp bê tông vào lòng cọc;
- Cọc-ống bê tông cốt thép có đường kính lớn hơn 0,8 m, được hạ bằng máy rung kết hợp đào moi đất và nhồi một phần hay toàn bộ bằng hỗn hợp bê tông; cọc rỗng dạng ống làm bằng kim loại hoặc vật liệu composite, được hạ vào đất với mũi cọc hở mà không moi đất;
- Cọc đóng nhồi bê tông và bê tông cốt thép, được thi công bằng cách ép cưỡng bức đất nền (lèn đất) để tạo lỗ rồi nhồi hỗn hợp bê tông vào.
- Cọc khoan bê tông cốt thép, được thi công bằng cách nhồi hỗn hợp bê tông (cọc khoan nhồi) hoặc hạ cọc bê tông cốt thép đúc sẵn vào lỗ khoan (đào) sẵn (cọc khoan thả);
- Cọc vít, được cấu tạo từ ít nhất một cánh vít kim loại (xoắn ốc) làm mũi cọc và thân cọc là ống kim loại có diện tích tiết diện ngang nhỏ hơn nhiều so với cánh vít (mũi), được hạ vào trong đất bằng cách vừa xoay vừa ấn (với lực ấn có thể điều chỉnh được), có hoặc không có lỗ khoan dẫn.

**6.2** Theo điều kiện tương tác với đất, cọc được chia thành cọc chống và cọc ma sát (cọc treo).

Cọc chống bao gồm các loại cọc được chôn sâu trong đá (định nghĩa về đá xem trong TCVN 5746:2024) và (hoặc) xuyên qua đá, cũng như cọc đóng chống trên nền đất ít biến dạng.

CHÚ THÍCH: Nền được gọi là ít biến dạng khi đất nền ở dạng mảnh vụn thô lẫn cát ở trạng thái chặt vừa và chặt, đất dính ở trạng thái cứng, bão hòa nước, có mô đun biến dạng  $E \geq 50$  MPa.

Cọc ma sát (cọc treo) bao gồm các loại cọc, chống trên đất biến dạng và truyền tải trọng xuống nền thông qua thân và mũi cọc.

CHÚ THÍCH: Nền được gọi là nền biến dạng khi đất nền có  $E \dots$

**6.3** Các cọc đóng và ép bê tông cốt thép có kích thước tiết diện ngang  $\leq 0,8$  m và cọc-ống bê tông cốt thép được chia thành:

- Theo cách đặt cốt thép: cọc và cọc-ống có cốt thép dọc không ứng suất trước và cốt thép ngang (thép đai); cọc và cọc-ống có cốt thép dọc làm bằng các thanh thép (hoặc dây thép cường độ cao hoặc cáp) ứng suất trước, có và không có cốt thép ngang;

- b) Theo hình dạng tiết diện ngang: cọc đặc vuông, chữ nhật, chữ T và chữ I; cọc vuông có lõi tròn rỗng; cọc tròn rỗng (cọc-ống);
- c) Theo hình dạng tiết diện dọc: cọc lừng trụ, cọc-trụ, cọc vát thành (hình tháp, hình thang);
- d) Theo đặc điểm cấu tạo: cọc đúc toàn khối; cọc tổ hợp (ghép nối từ các đoạn cọc);
- e) Theo cấu tạo mũi cọc: cọc có mũi nhọn hoặc mũi bằng, hoặc mũi mở rộng (hình chùy); cọc rỗng có mũi kín hoặc hở, hoặc nổ mũi.

CHÚ THÍCH: Cọc đóng nổ mũi được thi công bằng cách đóng cọc rỗng có tiết diện ngang tròn với đầu cọc rỗng bằng thép bịt kín, sau đó đổ đầy hỗn hợp bê tông vào trong lòng và mũi cọc. Sau đó nổ mìn tại vị trí phần mũi cọc. Khi thiết kế loại cọc này, phải có hướng dẫn về việc tuân thủ các hoạt động khoan và nổ mìn, trong đó cần xác định khoảng cách cho phép kể từ nhà hoặc công trình hiện hữu tại vị trí gây nổ.

#### 6.4 Cọc đóng nhồi theo phương pháp thi công được chia thành:

- a) Cọc chiếm chỗ, được hạ bằng cách đóng, ép hoặc xoay ống có mũi kín với mũ bịt (nút bịt) hoặc nút bê tông (nút bịt sẽ để lại trong đất), sau đó các ống được rút ra theo mức độ nhồi đầy hố bằng hỗn hợp bê tông, bao gồm cả cọc có mũi mở rộng bằng hỗn hợp bê tông trong điều kiện khô;
- b) Cọc nhồi ép rung, được thi công trong hố khoan bằng cách nhồi hỗn hợp bê tông cứng được làm chặt bằng cách ép rung ống có mũi nhọn hoặc gắn máy rung ở mũi.
- c) Cọc nhồi trong lỗ ép, được thi công bằng cách ép vào đất lỗ hình tháp hoặc hình nón và nhồi hỗn hợp bê tông.

#### 6.5 Cọc khoan theo phương pháp thi công được chia thành:

- a) Cọc khoan nhồi có tiết diện ngang đặc có hoặc không mở rộng, được đổ bê tông vào hố khoan đã được khoan vào đất loại sét trên mực nước ngầm không có biện pháp giữ thành hố khoan, còn khi khoan vào đất bất kỳ dưới mực nước ngầm – dùng dung dịch sét giữ thành hoặc ống vách giữ thành (sau đây gọi là ống vách) có thể rút lên hoặc dùng mũi khoan rỗng (khoan guồng xoắn liên tục – CFA);
- b) Cọc khoan nhồi sử dụng kỹ thuật khoan guồng xoắn liên tục;
- c) Cọc barrette: cọc khoan nhồi, được tạo lỗ bằng các thiết bị gầu ngoạm hoặc lưỡi phay đất;
- d) Cọc khoan nhồi có mũi mở rộng, được thi công bằng cách khoan tạo lỗ, sau đó mở rộng mũi bằng nổ mìn (bao gồm cả nổ điện hóa) và đổ đầy lỗ khoan bằng hỗn hợp bê tông;
- e) Cọc khoan phun đường kính 0,15 m đến 0,35 m, được thi công bằng phun (bơm) hỗn hợp bê tông hạt nhỏ vào lỗ khoan sẵn, cũng như được thi công bằng mũi khoan guồng xoắn rỗng hoặc sử dụng cần khoan để lại;
- f) Cọc khoan phun đường kính 0,15 m đến 0,35 m, được làm chặt đất nền xung quanh cọc bằng cách tạo lỗ khoan theo công nghệ xung điện (PDT) (phóng một loạt xung điện thế cao);
- g) Cọc-trụ, được thi công bằng cách khoan lỗ có mở rộng hoặc không mở rộng, vữa xi măng – cát được đổ vào lỗ, và cấu kiện chế tạo sẵn hình trụ hoặc lăng trụ có tiết diện ngang đặc với cạnh hoặc đường kính 0,8 m hoặc lớn hơn được hạ vào hố khoan;
- h) Cọc khoan thả: cọc đặc (bê tông cốt thép) và rỗng (thép có tiết diện ngang ngang tròn với mũi kín), được hạ tự do trong hố khoan, sau đó đổ đầy lòng cọc bằng hỗn hợp bê tông.

**6.6** Cọc vít theo cấu tạo được chia thành:

- a) Cọc vít một vòng xoắn (với một vòng cánh xoắn quanh thân cọc);
- b) Cọc vít nhiều vòng xoắn (nhiều hơn hai vòng cánh xoắn quanh thân cọc);
- c) Cọc vít một cánh (có một vùng cánh đỡ, có thể có nhiều vòng xoắn);
- d) Cọc vít nhiều cánh với đường kính cánh bằng nhau hoặc khác nhau (có nhiều vùng cánh đỡ, có thể có nhiều vòng xoắn).

**6.7** Chỉ được phép sử dụng ống vách để lại trong trường hợp khi không còn khả năng áp dụng các phương án kết cấu móng khác (khi thi công cọc khoan nhồi trong tầng đất có tốc độ dòng thấm lớn hơn 200 m/ngày, khi sử dụng cọc khoan nhồi gia cố chống giữ mái dốc và trong các trường hợp khác có cơ sở thích hợp).

Khi thi công cọc khoan nhồi trong đất loại sét bão hòa nước, cho phép sử dụng biện pháp giữ thành hố khoan khi áp lực nước dư không nhỏ hơn 5 atm, khi vị trí làm sạch cách công trình hiện hữu không nhỏ hơn 25 m (điều này không áp dụng cho trường hợp cọc khoan nhồi có ống vách).

**6.8** Cọc bê tông cốt thép và bê tông phải được thiết kế dùng bê tông nặng.

Đối với cọc đóng bê tông cốt thép phi tiêu chuẩn, cũng như cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi phải dùng bê tông có cấp cường độ chịu nén không thấp hơn B15 (trong lòng cọc chế tạo sẵn), đối với cọc đóng bê tông cốt thép có cốt thép ứng suất trước – không thấp hơn B22,5. Hồ sơ thiết kế cho cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi cần chỉ rõ cấp cường độ chịu nén của bê tông có xét đến 7.1.7.

**6.9** Đài cọc bê tông cốt thép cần được thiết kế dùng bê tông có cấp cường độ chịu nén không thấp hơn: B15 – cho móng toàn khối, B20 – cho móng lắp ghép.

Đối với trụ cầu và công trình thủy lợi, cấp cường độ chịu nén của bê tông làm cọc và đài cọc cần lấy theo các tiêu chuẩn chuyên ngành có liên quan.

**6.10** Bê tông dùng để chèn cột bê tông cốt thép trong cốt của đài cọc dạng cốt, cũng như chèn đầu cọc khi dùng đài cọc dạng băng cần phù hợp với yêu cầu của TCVN 5574:2018, nhưng có cấp cường độ chịu nén không thấp hơn B15.

CHÚ THÍCH: Đối với trụ cầu và công trình thủy lợi, cấp cường độ chịu nén của bê tông dùng để chèn các cấu kiện lắp ghép của móng cọc phải lớn hơn một cấp so với cấp cường độ chịu nén của bê tông dùng để liên kết các cấu kiện lắp ghép.

**6.11** Mác chống thấm nước của bê tông làm cọc và đài cọc cần được lựa chọn phù hợp với TCVN 3116, TCVN 12251:2020, TCVN 5574:2018, đối với cầu và công trình thủy lợi – theo các tiêu chuẩn chuyên ngành có liên quan.

**6.12** Cọc kim loại có thể được chế tạo từ thép, cũng như gang cường độ cao hoặc gang dẻo. Cho phép sử dụng cọc liên hợp thép-bê tông. Khi lắp đặt cọc-ống thép cho công trình thuộc hạng địa kỹ thuật 2 và 3, không được sử dụng lại ống đã qua sử dụng. Việc bảo vệ cọc thép và cọc gang khỏi bị ăn mòn cần được thực hiện theo TCVN 12251:2020.

**6.13** Cho phép sử dụng các cọc liên hợp mà khi thi công chúng có sử dụng từ hai công nghệ thi công trở lên, bao gồm cả công nghệ trộn sâu và khoan phụt vữa xi măng. Các phần gia cố đất có thể được sử dụng để tăng sức chịu tải của cọc dưới dạng:

- Phần nền gia cố dưới mũi cọc và (hoặc) các phần gia cố riêng biệt dọc theo mặt bên cọc;

- Hạ các cấu kiện chế tạo sẵn (kim loại hoặc bê tông cốt thép vào các hố khoan đã chứa bê tông);
- Khối đất nền đã được gia cố trước, sau đó cấu kiện chế tạo sẵn được hạ vào đó.

Cho phép các cọc khoan hoặc khoan nhồi chống trên khối đất đã được cố bằng phương pháp khoan phụt vữa xi măng hoặc trộn sâu.

**6.14** Cọc liên hợp nên được sử dụng để giải quyết các vấn đề sau:

- Tăng khả năng chịu lực của móng cọc;
- Gia cường móng công trình khi cải tạo hoặc tăng thêm các tầng mới;
- Tăng khả năng chịu lực của móng cọc công trình hiện hữu;
- Ngăn ngừa sự dịch chuyển của đất, loại bỏ tính chất cát chảy khi thi công cọc.

## 7 Thiết kế móng cọc

### 7.1 Chỉ dẫn cơ bản về tính toán

**7.1.1** Tính toán móng cọc và nền của nó phải được thực hiện phù hợp với TCVN 9379:2012 theo các trạng thái giới hạn:

#### a) Nhóm thứ nhất:

- 1) Theo cường độ của vật liệu làm cọc và đài cọc;
- 2) Theo sức chịu tải của cọc theo đất nền;
- 3) Theo sự mất ổn định tổng thể của nền móng cọc nếu giá trị tải trọng ngang tác dụng lên nó đáng kể (tường chắn, móng của kết cấu chống đỡ, v.v.), bao gồm cả tải trọng động đất, nếu công trình nằm trên một sườn dốc hoặc gần nó, hoặc nếu nền được cấu tạo từ các lớp đất nghiêng. Tính toán phải xem xét các biện pháp ngăn chặn sự dịch chuyển của móng đang thiết kế.

#### b) Nhóm thứ hai:

- 1) Theo độ lún của nền cọc và móng cọc do tải trọng thẳng đứng (xem 7.4);
- 2) Theo chuyển dịch của cọc cùng với đất nền do tải trọng ngang và mô men (xem Phụ lục A);
- 3) Theo sự hình thành hoặc mở rộng các vết nứt trong các cấu kiện kết cấu bê tông cốt thép của móng cọc.

**7.1.2** Trong tính toán nền của móng cọc phải xét đến tác dụng đồng thời của các yếu tố lực và ảnh hưởng bất lợi của môi trường (ví dụ, ảnh hưởng của nước ngầm và chế độ mực nước ngầm đến các tính chất cơ lý của đất, v.v.) trong suốt giai đoạn sử dụng.

Công trình và nền của nó nên được xét đồng thời, tức là phải xét đến sự tương tác giữa công trình với nền chịu nén.

Sơ đồ tính toán hệ “công trình – nền” hoặc “móng – nền” phải được lựa chọn có xét đến các yếu tố quan trọng nhất quyết định trạng thái ứng suất và biến dạng của nền và kết cấu công trình (sơ đồ tĩnh học của công trình, đặc thù thi công, đặc điểm của tầng đất, tính chất đất nền, khả năng thay đổi của chúng trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình, v.v.). Nên xét đến sự làm việc không gian của kết cấu, tính phi tuyến về hình học và vật lý, tính dị hướng, tính dẻo và từ (lưu) biến của vật liệu và đất nền, sự phát

## TCVN 10304:202x

triển các vùng biến dạng dẻo dưới móng.

Móng cọc phải được tính toán bằng cách xây dựng các mô hình toán học mô tả được ứng xử cơ học của móng cọc đối với các trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất hoặc nhóm thứ hai. Mô hình tính toán có thể được thể hiện dưới dạng giải tích hoặc phương pháp số. Khi tính toán sức chịu tải và độ lún của cọc đơn, nên ưu tiên các phương pháp tra bảng hoặc giải tích nêu trong tiêu chuẩn này. Tính toán nhóm cọc kích thước lớn và móng bè cọc liên hợp (CPRF) chủ yếu phải được thực hiện bằng phương pháp số.

Khi thiết kế móng cọc phải xét đến độ cứng của đài cọc và kết cấu tựa lên thể hiện trong mô hình tính toán. Khi lập mô hình tính toán phải xem xét các yếu tố sau:

- Điều kiện đất nền của khu vực xây dựng;
- Chế độ địa chất thủy văn;
- Chế độ nhiệt của đất;
- Đặc thù thi công cọc;
- Sự có mặt của cặn lắng dưới mũi cọc.

**7.1.3** Tải trọng và tác động được xét đến trong tính toán móng cọc, hệ số độ tin cậy của tải trọng, cũng như các tổ hợp tải trọng cần được lấy phù hợp với TCVN 2737:2023, TCVN 9362 và các tiêu chuẩn có liên quan tới tải trọng và tác động.

**7.1.4** Tính toán cọc, móng cọc và nền của chúng về khả năng chịu lực phải được thực hiện với các tổ hợp tải trọng cơ bản và đặc biệt, còn về biến dạng – với các tổ hợp cơ bản.

**7.1.5** Tải trọng, tác động, tổ hợp tải trọng và hệ số độ tin cậy của tải trọng khi tính toán móng cọc của cầu và công trình thủy lợi cần được lấy theo các tiêu chuẩn chuyên ngành có liên quan.

**7.1.6** Tính toán cọc, móng cọc và nền của chúng phải sử dụng giá trị tính toán của các đặc trưng của vật liệu và đất nền.

Giá trị tính toán của các đặc trưng của vật liệu làm cọc và đài cọc cần được lấy phù hợp với TCVN 5575:2024, TCVN 5574:2018, đối với móng cầu và công trình thủy lợi – theo các tiêu chuẩn chuyên ngành có liên quan.

Giá trị tính toán của các đặc trưng của đất cần được xác định phù hợp với Phụ lục I, giá trị tính toán của hệ số nền  $c_z$  bao quanh cọc cần được lấy phù hợp với Phụ lục A. Cho phép xác định  $c_z$  bằng mô hình số.

Các cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc  $R$  và trên thân cọc  $f_i$  cần được xác định theo 7.2 hoặc 7.3, cũng như bằng cách sử dụng mô hình số.

Nếu có kết quả thí nghiệm hiện trường được thực hiện theo 7.3 thì sức chịu tải của cọc theo đất nền cần được xác định có xét đến số liệu thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT), thí nghiệm đất bằng cọc mẫu hoặc theo số liệu thí nghiệm động biến dạng lớn. Trường hợp thí nghiệm bằng nén tĩnh cọc thì sức chịu tải của cọc theo đất nền phải được xác định theo kết quả của các thí nghiệm này có xét đến 7.3.

**7.1.7** Tính toán cọc và đài cọc theo cường độ vật liệu cần được thực hiện phù hợp với các tiêu chuẩn có liên quan.

Tính toán các cấu kiện bê tông cốt thép của móng cọc theo sự hình thành và mở rộng vết nứt cần được thực hiện phù hợp với TCVN 5574:2018, đối với cầu và công trình thủy lợi – phù hợp với các tiêu chuẩn chuyên ngành có liên quan.

**7.1.8** Khi tính toán mọi loại cọc theo cường độ vật liệu thì cọc được phép coi là một thanh ngàm cứng trong đất tại tiết diện nằm cách đáy đài cọc một khoảng  $L_1$ , với  $L_1$  được xác định theo công thức:

$$L_1 = L_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} \quad (1)$$

trong đó:

$L_0$  là chiều dài đoạn cọc tính từ đáy đài cọc cao đến cao độ mặt đất quy hoạch, m;

$\alpha_\varepsilon$  là hệ số biến dạng, tính bằng 1/m, được xác định theo Phụ lục A.

Nếu cọc khoan nhồi và cọc-ống, được hạ xuyên qua tầng đất không phải đá và ngàm trong đá, có tỷ số  $2/\alpha_\varepsilon > h$  thì lấy  $L_1 = L_0 + h$  (trong đó  $h$  là chiều sâu hạ cọc hoặc cọc-ống, tính bằng mét (m), tính từ mũi cọc đến cao độ mặt đất quy hoạch đối với đài cọc cao (đài cọc nằm trên mặt đất), tính từ mũi cọc đến đáy đài cọc đối với đài cọc thấp (đáy đài cọc nằm dưới mặt đất hoặc nằm trong đất không phải đá, ngoại trừ đất biến dạng nhiều).

CHÚ THÍCH: Đất biến dạng nhiều là đất có mô đun biến dạng  $5 \text{ MPa} < E < 50 \text{ MPa}$ .

Khi tính toán theo cường độ vật liệu đối với cọc khoan phun xuyên qua các lớp đất biến dạng rất nhiều (mô đun biến dạng  $E \leq 5 \text{ MPa}$ ) thì chiều dài tính toán của cọc chịu uốn dọc  $L_d$ , phụ thuộc vào đường kính cọc  $d$ , lấy bằng:

$$L_d = 25d \text{ khi } E \leq 2 \text{ MPa};$$

$$L_d = 15d \text{ khi } 2 \text{ MPa} < E \leq 5 \text{ MPa}.$$

Trường hợp  $L_d$  vượt quá chiều dày tầng đất biến dạng rất nhiều  $h_g$  thì chiều dài tính toán  $L_d$  lấy bằng  $2h_g$ .

Khi tính toán theo cường độ vật liệu đối với cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi và barrette (trừ cọc chống và khoan thả), cường độ chịu nén tính toán của bê tông  $R_b$  phải nhân với hệ số điều kiện làm việc giảm  $\gamma_{cb} = 0,85$  (tương ứng với  $\gamma_{b3}$  TCVN 5574:2018) để xét đến điều kiện đổ bê tông trong không gian chật hẹp của hố khoan và ống vách, và nhân thêm hệ số giảm bổ sung  $\gamma'_{cb}$  để xét đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc, bằng:

$\gamma'_{cb} = 1,0$  – trong đất loại sét, nếu có thể khoan tạo hố và đổ bê tông trong điều kiện khô không cần biện pháp giữ thành khi cao độ mực nước ngầm thấp hơn mũi cọc trong quá trình thi công;

$\gamma'_{cb} = 0,9$  – trong đất, nếu khoan tạo hố và đổ bê tông trong điều kiện khô bằng cách sử dụng ống vách có thể rút lên hoặc guồng xoắn rỗng;

$\gamma'_{cb} = 0,8$  – trong đất, nếu khoan tạo hố và đổ bê tông trong điều kiện có nước trong đất bằng cách sử dụng ống vách có thể rút lên hoặc guồng xoắn rỗng;

$\gamma'_{cb} = 0,7$  – trong đất, nếu khoan tạo hố và đổ bê tông được thực hiện trong dung dịch khoan sét hoặc dưới áp lực nước dư (không có ống vách).

CHÚ THÍCH 1: Đổ bê tông cọc dưới nước hoặc trong dung dịch khoan sét chỉ được thực hiện bằng phương pháp ống đổ di chuyển thẳng đứng hoặc sử dụng máy bơm bê tông.

CHÚ THÍCH 2: Hệ số  $\gamma_{b1}$  (theo TCVN 5574:2018) trong tính toán lấy bằng 1,0.

## TCVN 10304:202x

Tính toán kết cấu của mọi loại cọc cần được thực hiện dựa trên tác dụng của các tải trọng truyền vào chúng từ công trình. Đối với cọc đúc sẵn (cọc đóng), còn phải tính thêm lực phát sinh do trọng lượng của chúng trong quá trình chế tạo, lưu giữ, vận chuyển, cũng như khi nâng hạ chúng lên máy đóng cọc tại một điểm cách đầu cọc một khoảng  $0,3L$  (trong đó  $L$  là chiều dài cọc).

Khi đó, tải trọng lên cọc do trọng lượng bản thân cọc phải được nhân với hệ số động lực:

1,50 – khi tính theo độ bền;

1,25 – khi tính theo sự hình thành và mở rộng vết nứt.

Trong các trường hợp này, hệ số độ tin cậy của trọng lượng cọc  $\gamma_t$  lấy bằng 1,0.

**7.1.9** Tải trọng cho phép lên một cọc trong móng ( $F_d/\gamma_{c,g}$ ) hoặc một cọc đơn cần được xác định theo điều kiện:

$$\gamma_n \cdot N \leq \frac{F_d}{\gamma_{c,g}} \quad (2)$$

trong đó:

- $N$  là tải trọng tính toán truyền lên một cọc từ tổ hợp các tải trọng bất lợi nhất tác dụng lên móng, được xác định theo 7.1.12;
- $F_d$  là sức chịu tải giới hạn của đất nền của một cọc đơn, sau đây được gọi là sức chịu tải của cọc và được xác định theo 7.2 và 7.3;
- $\gamma_n$  là hệ số độ tin cậy về tầm quan trọng công trình, được xác định theo TCVN 2737:2023, nhưng không nhỏ hơn 1,0;
- $\gamma_{c,g}$  là hệ số độ tin cậy của đất, lấy bằng:
  - 1,20 – nếu sức chịu tải của cọc được xác định theo kết quả thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh;
  - 1,25 – nếu sức chịu tải của cọc được xác định bằng tính toán theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) hoặc theo kết quả thí nghiệm cọc bằng thử động biến dạng lớn có xét đến biến dạng đàn hồi của đất, cũng như theo kết quả thí nghiệm hiện trường bằng cọc mẫu hoặc cọc xuyên;
  - 1,4 – nếu sức chịu tải của cọc được xác định bằng tính toán theo các bảng tra trong tiêu chuẩn này, bao gồm cả theo kết quả thí nghiệm thử động biến dạng lớn của cọc mà không xét đến biến dạng đàn hồi của đất;
  - 1,4 (1,25) – đối với móng trụ cầu có đài cọc thấp với cọc ma sát (cọc treo) và cọc chống, đài cọc cao chỉ với cọc chống, chịu tải trọng nén, không phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng.
  - 1,5 – nếu sức chịu tải của cọc được xác định bằng tính toán có sử dụng các phần mềm dựa trên mô hình số.

Đối với móng của trụ cầu và đối với công trình thủy có đài cao hoặc đài thấp (đáy đài cọc nằm trên đất có biến dạng rất lớn) và cọc ma sát chịu tải trọng nén, cũng như đối với mọi công trình có đài cọc bất kỳ với cọc ma sát và cọc chống chịu tải trọng kéo, hệ số  $\gamma_{c,g}$  được lấy phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng như sau:



Từ 21 cọc trở lên:	lấy bằng 1,4 (1,25);
Từ 11 cọc đến 20 cọc:	lấy bằng 1,55 (1,4);
Từ 6 cọc đến 10 cọc:	lấy bằng 1,65 (1,5);
Từ 1 cọc đến 5 cọc:	lấy bằng 1,75 (1,6).

Đối với móng một cọc dưới cột, khi tải trọng lên cọc đóng tiết diện ngang hình vuông lớn hơn 600 kN, cọc đóng nhồi hoặc cọc khoan nhồi – lớn hơn 2 500 kN thì giá trị hệ số  $\gamma_{c,g}$  lấy bằng:

- 1,4 – nếu sức chịu tải của cọc được xác định theo thí nghiệm nén tĩnh;
- 1,6 – nếu sức chịu tải của cọc được xác định bằng các phương pháp khác.

CHÚ THÍCH 1: Các giá trị  $\gamma_{c,g}$  trong ngoặc đơn áp dụng trong trường hợp khi sức chịu tải của cọc được xác định theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường hoặc bằng tính toán dựa trên kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh.

CHÚ THÍCH 2: Khi tính toán tất cả các loại cọc chịu tải trọng nén cũng như tải trọng kéo thì lực dọc phát sinh trong một cọc do tải trọng tính toán  $N$  phải được xác định có xét đến trọng lượng bản thân của cọc đó, được lấy với hệ số độ tin cậy của tải trọng mà làm tăng nội lực tính toán.

CHÚ THÍCH 3: Nếu tính toán móng cọc được thực hiện có xét đến tải trọng của gió và cần trục thì tải trọng tính toán chịu bởi các cọc biên được phép tăng thêm 20 % (trừ móng của cột đỡ đường dây điện tải điện trên không).

CHÚ THÍCH 4: Nếu các cọc của móng trụ cầu theo phương tác dụng của ngoại tải được bố trí thành một hoặc nhiều hàng thì khi tính toán (kết hợp hoặc riêng rẽ) tải trọng do lực hãm, áp lực gió, va chạm của băng và tàu, cho phép tải trọng tính toán  $N$  tăng lên 10 % khi hàng có 4 cọc và 20 % khi hàng có từ 8 cọc trở lên. Khi số lượng cọc nằm trong khoảng trung gian thì phần trăm tăng tải trọng tính toán được xác định bằng nội suy tuyến tính.

CHÚ THÍCH 5: Khi tính toán cọc trong nhóm cọc kích thước lớn và bãi cọc bằng dựa trên mô hình số, cho phép xét đến khả năng tăng cường độ giới hạn của đất làm nền cọc đơn.

CHÚ THÍCH 6: Cọc xuyên là cọc đóng tổ hợp bằng thép có đường kính 127 mm với mũi côn và măng xông đo ma sát (xem minh họa tại Phụ lục D).

**7.1.10** Đối với tính toán sơ bộ, tải trọng tính toán lên cọc  $N$ , tính bằng kN, cần được xác định bằng cách coi móng như một nhóm cọc được liên kết bởi đài cọc cứng, chịu các tải trọng thẳng đứng và ngang và mômen uốn.

Đối với móng có cọc thẳng đứng, tải trọng tính toán lên cọc được phép xác định theo công thức:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2} \quad (3)$$

trong đó:

- $N_d$  là lực nén tính toán, tính bằng kN, truyền vào đài cọc tại cao độ đáy đài cọc;
- $M_x, M_y$  là các mô men uốn tính toán, tính bằng kNm, truyền vào đài cọc tại mặt phẳng đáy đài cọc đối với các trục chính trung tâm  $x$  và  $y$  của mặt bằng cọc tại mặt phẳng đáy đài cọc.
- $n$  là số lượng cọc trong móng;
- $x, y$  là các khoảng cách từ các trục chính đến trục mỗi cọc mà đang tính tải trọng tính toán lên chúng, tính bằng mét (m);
- $x_i, y_i$  là các khoảng cách từ các trục chính đến trục mỗi cọc, tính bằng mét (m).

## TCVN 10304:202x

CHÚ THÍCH: Các phép tính toán cuối cùng đối với móng cần được thực hiện bằng phương pháp số.

**7.1.11** Đối với các công trình cấp C1 và C2, tải trọng ngang tác dụng lên móng dùng đài cọc cứng với các cọc thẳng đứng có cùng tiết diện ngang có thể được coi là phân bố đều cho tất cả các cọc. Đối với công trình cấp C3, các phép tính toán cần được thực hiện có xét đến ảnh hưởng tương hỗ của các cọc trong nhóm.

**7.1.12** Việc kiểm tra ổn định của móng cọc và nền của nó phải được thực hiện phù hợp với TCVN 9362 có xét đến tác dụng của phản lực ngang bổ sung từ các cọc nằm kề phần đất chuyển dịch.

**7.1.13** Tính toán cọc và móng cọc theo biến dạng cần được thực hiện thỏa mãn điều kiện:

$$s \leq s_u \quad (4)$$

trong đó:

- $s$  là biến dạng đồng thời của cọc, móng cọc và công trình (độ lún, chuyển dịch, độ lún lệch tương đối của các cọc, móng cọc, và tương tự), được xác định bằng tính toán (có xét đến 7.1.4, 7.1.5) theo 7.4 và Phụ lục A;
- $s_u$  là giá trị giới hạn của biến dạng đồng thời của nền cọc, móng cọc và công trình, lấy theo Bảng F.1 trong Phụ lục F.

## 7.2 Các phương pháp xác định sức chịu tải của cọc

### 7.2.1 Cọc chống

**7.2.1.1** Các phương pháp tính toán cần được sử dụng để đánh giá sức chịu tải của cọc chống khi thiết kế công trình thuộc tất cả các cấp hậu quả.

Sức chịu tải  $F_d$ , tính bằng kN, của cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi chống trên đá cũng như cọc đóng và cọc-ống chống trên đá hoặc đất ít biến dạng, lấy bằng sức chịu tải của nền dưới mũi cọc:

$$F_d = F_{db} \quad (5)$$

Sức chịu tải của nền dưới mũi cọc  $F_{db}$  cần được xác định có sử dụng cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc theo công thức:

$$F_{db} = \gamma_c \cdot R \cdot A \quad (6)$$

trong đó:

- $\gamma_c$  là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1;
- $R$  là cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc chống, tính bằng kPa;
- $A$  là diện tích chống trên đất của cọc, tính bằng  $m^2$ , lấy bằng:
  - đối với cọc tiết diện ngang đặc và cọc rỗng mũi kín – lấy bằng diện tích tiết diện ngang;
  - đối với cọc tròn rỗng có mũi hở và cọc-ống:
    - lấy bằng diện tích tiết diện ngang nguyên – khi không đổ đầy lòng cọc bằng bê tông;
    - lấy bằng tổng diện tích tiết diện ngang – khi đổ đầy lòng cọc bằng bê tông đến chiều cao ít nhất bằng 3 lần đường kính cọc.

Đối với cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi và cọc-ống nhồi bê tông chống trên đá không phong hóa (không có lớp đá yếu) khi  $L_d < 0,5$  m,  $R$  cần được xác định theo công thức:

$$R = R_m = \frac{R_{c,m,n}}{\gamma_g} \quad (7)$$

trong đó:

$R_m$  là cường độ tính toán giới hạn của khối đá dưới mũi cọc chống, được xác định dựa trên  $R_{c,m,n}$  là giá trị tiêu chuẩn của cường độ chịu nén một trục của khối đá ở trạng thái bão hòa nước, tính bằng kPa, thường được xác định trong điều kiện hiện trường;

$\gamma_g$  là hệ số độ tin cậy của đất, lấy bằng 1,4.

Khi tính toán sơ bộ nền của công trình thuộc tất cả các cấp hậu quả, cho phép lấy giá trị của các đặc trưng  $R_m$  và  $R_{c,m,n}$  bằng:

$$R_m = R_c \cdot K_s; \quad R_{c,m,n} = R_{c,n} \cdot K_s$$

trong đó:

$R_c$  và  $R_{c,n}$  tương ứng là các giá trị tính toán và tiêu chuẩn của cường độ chịu nén một trục của đá ở trạng thái bão hòa nước, tính bằng kPa, được xác định bằng kết quả thí nghiệm từng mẫu riêng biệt (nguyên dạng) trong điều kiện phòng thí nghiệm;

$K_s$  là hệ số, xét đến sự suy giảm cường độ của đá do độ nứt, được xác định theo Bảng 1.

CHÚ THÍCH: Khi cọc đóng chống trên đất ít biến dạng, nếu không xác định được giá trị cường độ chịu nén một trục giới hạn thì cho phép lấy giá trị  $R$  theo Bảng 2 như đối với đất cát lẫn sỏi sạn nhân với hệ số  $E_{sol}/E_{k0}$ , trong đó  $E_{sol}$  là mô đun biến dạng của đất ít biến dạng và  $E_{k0}$  – là 50 MPa.

**Bảng 1 – Hệ số suy giảm cường độ của đá  $K_s$**

Mức độ nứt	Chỉ số chất lượng đá RQD, %	Hệ số suy giảm cường độ của đá $K_s$
1. Nứt rất ít	90 ÷ 100	1,00
2. Nứt ít	75 ÷ 90	≥ 0,60 đến < 1,00
3. Nứt trung bình	50 ÷ 75	> 0,32 đến < 0,60
4. Nứt mạnh	25 ÷ 50	> 0,22 đến ≤ 0,32
5. Nứt rất mạnh	0 ÷ 25	0,22

CHÚ THÍCH 1: Giá trị RQD càng lớn thì giá trị  $K_s$  càng lớn.

CHÚ THÍCH 2: Với các giá trị RQD trung gian, hệ số  $K_s$  được xác định bằng nội suy tuyến tính.

Trong mọi trường hợp, giá trị  $R$  được lấy không lớn hơn 20 000 kPa và không nhỏ hơn giá trị cường độ tính toán dưới mũi cọc đối với đất hạt thô lẫn cát có góc ma sát trong  $\varphi_1 = 32^\circ$  theo 7.2.2.4.

## TCVN 10304:202x

Cường độ tính toán của đá  $R$  đối với cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi và cọc-ống được đổ bê tông và hạ trong lớp đá không phong hóa (không có lớp đá yếu) ít nhất 0,5 m được xác định theo công thức:

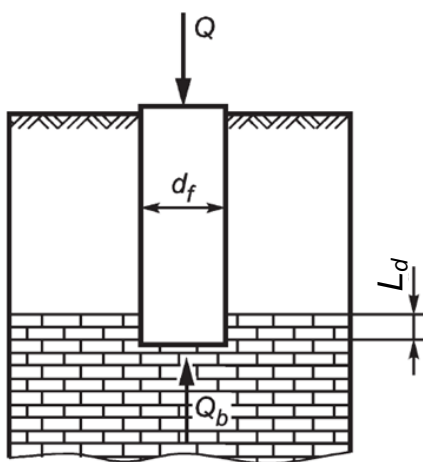
$$R = R_m \left( 1 + 0,4 \cdot \frac{L_d}{d_f} \right) \quad (8)$$

trong đó:

$R_m$  được xác định theo công thức (6);

$L_d$  là chiều sâu chôn trong đá tính toán của cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi và cọc-ống, tính bằng mét (m) (Hình 1);

$d_f$  là đường kính ngoài phần chôn trong đá của cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi và cọc-ống, tính bằng mét (m).



### CHÚ DẪN:

$Q$  Tải trọng thẳng đứng lên cọc

$Q_b$  Tải trọng thẳng đứng chịu bởi mũi cọc,  $Q = Q_b$

**Hình 1 – Cọc chống trên nền đá**

Giá trị  $1 + 0,4(L_d/d_f)$  lấy không lớn hơn 3,0.

Đối với các cọc-ống chống đều trên bề mặt đá không phong hóa, được phủ bởi lớp đất không phải đá và không bị xói có chiều dày không nhỏ hơn 3 lần đường kính cọc-ống, cường độ tính toán của đá  $R$  được xác định theo công thức (8), với giá trị  $1 + 0,4(L_d/d_f)$  lấy bằng 1,0.

CHÚ THÍCH: Nếu nền của cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi và cọc-ống bị phong hóa, cường độ chịu nén một trục giới hạn cần được lấy theo kết quả thí nghiệm bằng tấm nén (xem TCVN 9354) hoặc theo kết quả thí nghiệm cọc và cọc-ống bằng tải trọng tĩnh.

**7.2.1.2** Để đánh giá sơ bộ sức chịu tải  $F_d$  của cọc xuyên qua tầng đá, cho phép xác định giá trị của nó có xét đến cường độ tính toán của đất nền tại mặt bên thân cọc theo Phụ lục D.

**7.2.1.3** Để tính toán nền của các công trình cấp C3 và C2, cũng như nền được tạo thành từ đá phong hóa, đá biến mềm, có lớp đá mỏng yếu, sức chịu tải của cọc chống  $F_d$  cần được lấy dựa trên kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc.

## 7.2.2 Cọc ma sát (đóng, ép) và cọc-ống bê tông cốt thép được hạ mà không moi đất (cọc đóng ma sát)

7.2.2.1 Sức chịu tải  $F_d$  của cọc ma sát (đóng, ép) và cọc-ống bê tông cốt thép, được hạ mà không moi đất, làm việc chịu tải trọng nén, cần được xác định bằng tổng sức chịu tải tính toán của đất nền dưới mũi cọc và tại mặt bên thân cọc theo công thức:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (9)$$

trong đó:

- $F_d$             tính bằng kN;
- $\gamma_c$             là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1,0;

CHÚ THÍCH: Hệ số điều kiện làm việc  $\gamma_c$  trong các công thức (9) và (12) lấy bằng 1,2 đối với cột trung gian đỡ đường dây tải điện trên không và bằng 1,0 trong các trường hợp khác.

- $R$             là cường độ tính toán của đất nền dưới mũi cọc, tính bằng kPa, lấy theo Bảng 2;
- $A$             là diện tích chống trong đất của cọc, tính bằng  $m^2$ , lấy bằng diện tích tiết diện ngang nguyên của cọc hoặc bằng diện tích tiết diện ngang lớn nhất của mũi cọc nở mở rộng, hoặc bằng diện tích thực tế của cọc-ống;
- $u$             là chu vi ngoài của tiết diện ngang thân cọc, tính bằng mét (m);
- $f_i$             là cường độ tính toán của lớp đất nền thứ  $i$  tại mặt bên thân cọc, tính bằng kPa, được xác định theo Bảng 3;
- $h_i$             là chiều dày của lớp đất thứ  $i$  tiếp xúc với mặt bên thân cọc, tính bằng mét (m);
- $\gamma_{R,R}, \gamma_{R,f}$     là các hệ số điều kiện làm việc của đất nền dưới mũi cọc và tại mặt bên thân cọc tương ứng, xét đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc đến cường độ tính toán của đất và lấy theo Bảng 4.

Trong công thức (9), cần lấy tổng sức chịu tải của đất nền theo tất cả các lớp đất mà cọc xuyên qua, trừ trường hợp trong đồ án có dự tính quy hoạch san lấp có đào xén hoặc có khả năng xói lở đất. Trong các trường hợp này cần lấy tổng sức chịu tải của tất cả các lớp đất nằm tương ứng dưới cao độ quy hoạch (đào xén) và đáy hồ chứa sau khi xói lở cục bộ khi tính toán lũ.

CHÚ THÍCH 1: Sức chịu tải của cọc đóng mũi hình chùy được xác định theo công thức (9), khi đó chu vi  $u$  ở đoạn thân cọc được lấy bằng chu vi tiết diện ngang của thân cọc, còn ở đoạn mở rộng – lấy bằng chu vi tiết diện ngang của đoạn mở rộng. Cường độ tính toán  $f_i$  của đất tại mặt bên của thân các cọc này ở đoạn mở rộng, còn trong đất cát thì ở cả đoạn thân cọc, được lấy như đối với cọc không mở rộng; trong đất loại sét thì cường độ tính toán  $f_i$  ở đoạn thân cọc nằm phía trên đoạn mở rộng được lấy bằng 0.

CHÚ THÍCH 2: Các cường độ tính toán của đất  $R$  và  $f_i$  trong công thức (9) đối với đất hoang thổ khi chiều sâu đặt mũi cọc lớn hơn 5 m được lấy theo các giá trị nêu trong các bảng 2 và 3 tương ứng với chiều sâu 5 m. Ngoài ra, đối với các loại đất này, trong trường hợp chúng có thể bị thấm ướt thì các cường độ tính toán  $R$  và  $f_i$  nêu trong các bảng 2 và 3 cần được lấy theo chỉ số chảy tương ứng với mức độ bão hòa hoàn toàn.

**Bảng 2 – Cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc đóng, cọc ép  
và cọc-ống được hạ mà không moi đất  $R$**

Chiều sâu đặt mũi cọc, m	Cường độ tính toán dưới mũi cọc đóng, cọc ép và cọc-ống được hạ mà không moi đất, $R$ , kPa, của						
	cát chặt vừa						
	lẫn sỏi sạn	thô	–	thô vừa	mịn	bụi	–
	đất loại sét có chỉ số chảy $I_L$ bằng						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7 500	$\frac{6\ 600}{4\ 000}$	3 000	$\frac{3\ 100}{2\ 000}$	$\frac{2\ 000}{1\ 200}$	1100	600
4	8 300	$\frac{6\ 800}{5\ 100}$	3 800	$\frac{3\ 200}{2\ 500}$	$\frac{2\ 100}{1\ 600}$	1250	700
5	8 800	$\frac{7\ 000}{6\ 200}$	4 000	$\frac{3\ 400}{2\ 800}$	$\frac{2\ 200}{2\ 000}$	1 300	800
7	9 700	$\frac{7\ 300}{6\ 900}$	4 300	$\frac{3\ 700}{3\ 300}$	$\frac{2\ 400}{2\ 200}$	1 400	850
10	10 500	$\frac{7\ 700}{7\ 300}$	5 000	$\frac{4\ 000}{3\ 500}$	$\frac{2\ 600}{2\ 400}$	1 500	900
15	11 700	$\frac{8\ 200}{7\ 500}$	5 600	$\frac{4\ 400}{4\ 000}$	2 900	1 650	1 000
20	12 600	8 500	6 200	$\frac{4\ 800}{4\ 500}$	3 200	1 800	1 100
25	13 400	9 000	6 800	5 200	3 500	1 950	1 200
30	14 200	9 500	7 400	5 600	3 800	2 100	1 300
35	15 000	10 000	8 000	6 000	4 100	2 250	1 400
$\geq 40$	15 800	10 500	8 600	6 400	4 400	2 400	1 500

CHÚ THÍCH 1: Giá trị  $R$  ở từ số áp dụng cho đất cát, ở mẫu số – cho đất loại sét.

CHÚ THÍCH 2: Trong bảng này và Bảng 3, chiều sâu đặt mũi cọc và chiều sâu trung bình của một lớp đất khi san lấp khu vực bằng đào xén, lấp đầy, bồi đất đến 3 m, tính từ cao độ mặt đất tự nhiên. Còn khi đào xén, lấp đầy, bồi đắp từ 3 m, tính từ cao độ quy ước cao hơn 3 m so với mức đào xén hoặc thấp hơn 3 m so với mức lấp đất.

Chiều sâu đặt mũi cọc và chiều sâu trung bình của một lớp đất trong hồ chứa, tính từ cao độ đáy sau khi xói do lũ tính toán, trong đầm lầy – từ đáy của đầm lầy (ngoại trừ sự xuất hiện của than bùn bị chôn vùi trong các mặt cắt địa chất).

Trường hợp khối đất đắp được nén chặt trên một mặt cắt địa chất nằm phía trên than bùn, nó sẽ tham gia vào phụ tải khu vực của đất gốc và do đó giá trị  $h_f$  cần được lấy từ cao độ của đỉnh khối đắp.

Khi thiết kế cầu vượt qua các vực sâu tới 6 m thì đối với các cọc được đóng bằng búa mà không xói hoặc khoan dẫn hướng, chiều sâu đặt mũi cọc tính từ cao độ mặt đất tự nhiên tại vị trí đặt móng công trình. Nếu đào sâu hơn 6 m thì chiều sâu đặt mũi cọc được tính như đào 6 m.

CHÚ THÍCH 3: Với các chiều sâu đặt mũi cọc trung gian và các giá trị trung gian của chỉ số chảy  $I_L$  của đất loại sét thì các giá trị của  $R$  và  $f_f$  trong bảng này và Bảng 3 được xác định bằng nội suy tuyến tính.

CHÚ THÍCH 4: Đối với cát chặt mà độ chặt được xác định theo thí nghiệm xuyên tĩnh thì các giá trị  $R$  trong bảng này áp dụng cho các cọc được hạ mà không đào hoặc khoan dẫn hướng được tăng 100 % đối với cát thô và vừa và 130 % đối với cát mịn và bụi. Khi xác định độ chặt của đất bằng các thí nghiệm khảo sát khác và không có xuyên tĩnh thì giá trị  $R$  trong bảng này đối với cát chặt được tăng lên 60 %, đối với cát thô và vừa – tăng lên 75 %, đối với cát mịn và bụi – tăng lên 75 %, nhưng không lớn hơn 20 000 kPa.

CHÚ THÍCH 5: Cho phép sử dụng các giá trị cường độ tính toán  $R$  trong bảng này với điều kiện nếu chiều sâu hạ cọc vào đất không xói lở và đào xén không nhỏ hơn:

4,0 m – đối với cầu và công trình thủy lợi;

3,0 m – đối với các công trình khác.

CHÚ THÍCH 6: Giá trị cường độ tính toán  $R$  dưới mũi cọc đóng có tiết diện ngang (0,15 × 0,15) m và nhỏ hơn được sử dụng làm móng của tường ngăn bên trong của nhà công nghiệp một tầng được phép tăng lên 20 %.

CHÚ THÍCH 7: Đối với cát pha, khi chỉ số dẻo  $I_p \leq 4$  và hệ số rỗng  $e < 0,8$  thì các cường độ tính toán  $R$  và  $f_i$  được xác định như đối với cát bụi chặt vừa.

CHÚ THÍCH 8: Trong tính toán, chỉ số chảy của đất cần được lấy phù hợp với trạng thái dự tính của nó trong giai đoạn sử dụng công trình đang thiết kế.

CHÚ THÍCH 9: Đối với móng của cột điện hình đỡ đường dây tải điện trên không thì giá trị tính toán  $f_i$  của đất loại sét có chỉ số chảy  $I_L \geq 0,3$  cần tăng thêm 25 %.

**Bảng 3 – Cường độ tính toán của đất tại mặt bên của thân cọc đóng, cọc ép và cọc-ống  $f_i$**

Chiều sâu trung bình của lớp đất, m	Cường độ tính toán tại mặt bên của thân cọc đóng, cọc ép và cọc-ống, $f_i$ , kPa, của									
	cát chặt vừa									
	thô và vừa	mịn	bụi	–	–	–	–	–	–	–
	đất loại sét có chỉ số chảy $I_L$ bằng									
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2	
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4	
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5	
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5	
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6	
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6	
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6	
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6	
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6	
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6	
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6	
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7	

35	100	70	50	36	22	13	9	8	7
40	107	74	53	38	23	14	9	8	7

CHÚ THÍCH 1: Khi xác định cường độ tính toán của đất tại mặt bên thân cọc  $f_t$ , cần xem xét các yêu cầu nêu trong các chú thích 2, 3 và 8 của Bảng 2.

CHÚ THÍCH 2: Khi xác định cường độ tính toán của đất tại mặt bên thân cọc, phải chia các lớp đất thành các lớp đồng nhất có chiều dày không lớn hơn 2 m.

CHÚ THÍCH 3: Đối với cát chặt, giá trị cường độ tính toán tại mặt bên thân cọc cần được tăng lên 30 % so với các giá trị nêu trong bảng này.

CHÚ THÍCH 4: Cường độ tính toán của đất cát pha, sét pha có hệ số rỗng  $e < 0,5$  và đất sét có hệ số rỗng  $e < 0,6$  cần được tăng lên 15 % so với các giá trị nêu trong bảng này với bất kỳ giá trị nào của chỉ số chảy.

**Bảng 4 – Các hệ số điều kiện làm việc của đất  $\gamma_{R,R}$  và  $\gamma_{R,f}$**

Phương pháp hạ cọc đóng, cọc ép và cọc-ống khi hạ không moi đất; các loại đất	Hệ số điều kiện làm việc của đất khi tính sức chịu tải của cọc	
	dưới mũi cọc $\gamma_{R,R}$	tại mặt bên thân cọc $\gamma_{R,f}$
1. Hạ cọc đặc và rỗng có mũi cọc hở bằng búa (dạng treo), búa hơi và búa diesel	1,0	1,0
2. Cọc đóng và cọc ép vào lỗ khoan dẫn có sẵn với mũi cọc sâu hơn 1m so với đáy lỗ khi đường kính lỗ:		
a) bằng cạnh cọc vuông hoặc đường kính cọc tròn	1,0	0,5
b) nhỏ hơn 0,05 m so với cạnh cọc vuông hoặc đường kính cọc tròn	1,0	0,6
c) nhỏ hơn 0,15 m so với cạnh vuông hoặc đường kính cọc tròn	1,0	1,0
3. Hạ cọc vào nền cát kết hợp xói nước với điều kiện ở giai đoạn cuối không dùng xói, đóng vổ để hạ cọc đạt chiều sâu từ 1 m trở lên.	1,0	0,9
4. Hạ cọc-ống bằng phương pháp rung, hạ cọc (khác) bằng phương pháp rung và ép rung trong đất:		
a) cát chặt vừa:		
thô và vừa	1,2	1,0
mịn	1,1	1,0
bụi	1,0	1,0
b) đất loại sét có chỉ số chảy $I_L = 0,5$ :		
cát pha	0,9	0,9
sét pha	0,8	0,9
sét	0,7	0,9



c) đất loại sét có chỉ số chảy $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5. Cọc bê tông cốt thép rỗng có mũi hở hạ bằng búa:		
a) khi cọc rỗng có đường kính nhỏ hơn 0,4 m	1,0	1,0
b) khi cọc rỗng có đường kính từ 0,4 đến 0,8 m	0,7	1,0
6. Hạ cọc bằng bất kỳ phương pháp nào với cọc tròn rỗng có mũi kín đến độ sâu từ 10 m trở lên và sau đó thi công mũi cọc nở mở rộng trong đất cát chặt vừa và trong đất loại sét có chỉ số chảy $I_L \leq 0,5$ với đường kính mở rộng bằng:		
a) 1,0 m không phụ thuộc vào các loại đất nêu trên	0,9	1,0
b) 1,5 m trong đất cát và đất cát pha	0,8	1,0
c) 1,5 m trong đất sét pha và đất sét	0,7	1,0
7. Hạ cọc bằng phương pháp ép:		
a) vào cát thô, vừa và mịn	1,1	1,0
b) vào cát bụi	1,1	0,8
c) vào đất loại sét có chỉ số chảy $I_L < 0,5$	1,1	1,0
d) vào đất loại sét có chỉ số chảy $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0
CHÚ THÍCH: Đối với đất loại sét có chỉ số chảy $0,5 > I_L > 0$ , các hệ số $\gamma_{R,R}$ và $\gamma_{R,f}$ tại điểm 4 của bảng này được xác định bằng nội suy tuyến tính.		

**7.2.2.2** Không nên chống mũi cọc đóng và cọc ép trên đất cát xốp hoặc đất loại sét có chỉ số chảy  $I_L > 0,6$ . Nếu áp dụng giải pháp kỹ thuật này thì sức chịu tải  $F_d$ , tính bằng kN, phải được xác định bằng kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc đối chứng theo TCVN 9393.

**7.2.2.3** Sức chịu tải của các cọc hình tháp, hình thang, hình thoi có độ nghiêng các mặt bên  $i_p \leq 0,025$ , xuyên qua lớp đất cát và đất loại sét được xác định theo công thức:

$$F_d = \gamma_c \left[ \gamma_{R,R} RA + \sum h_i (\gamma_{R,f} u_i f_i + u_{0,i} \cdot i_p \cdot E_i \cdot k_i \cdot \zeta_r) \right] \quad (10)$$

trong đó:

$\gamma_c$ ,  $R$ ,  $A$ ,  $h_i$ ,  $f_i$ ,  $\gamma_{R,R}$ ,  $\gamma_{R,f}$  tương tự như ở công thức (9);

$u_i$  là chu vi ngoài của tiết diện ngang thứ  $i$  của cọc, tính bằng mét (m);

$u_{0,i}$  là tổng kích thước các cạnh (nghiêng so với trục cọc) của tiết diện ngang thứ  $i$  của cọc, tính bằng mét (m);

$i_p$  là độ nghiêng các mặt bên của cọc;

$E_i$  là mô đun biến dạng của lớp đất xung quanh mặt bên thân cọc, tính bằng kPa, được xác định bằng kết quả thí nghiệm nén;

$k_i$  là hệ số phụ thuộc vào loại đất, lấy theo Bảng 5;

$\zeta_r$  là hệ số lưu biến, lấy bằng 0,8.

## TCVN 10304:202x

CHÚ THÍCH 1: Đối với cọc hình thoi thì không tiến hành tính tổng sức chịu tải của đất tại mặt bên của phần có nghiêng ngược theo công thức (10).

CHÚ THÍCH 2: Đối với cọc hình tháp có độ nghiêng các mặt bên thân cọc  $i_p > 0,025$ , cho phép tính toán theo Phụ lục B.

**Bảng 5 – Hệ số  $k_i$**

Loại đất	Hệ số $k_i$
1. Cát và cát pha	0,5
2. Sét pha	0,6
3. Sét:	
khi $I_p = 18$	0,7
khi $I_p = 25$	0,9
CHÚ THÍCH: Đối với đất sét có chỉ số dẻo là $18 < I_p < 25$ , giá trị của hệ số $k_i$ được xác định bằng nội suy tuyến tính.	

**7.2.2.4** Sức chịu tải  $F_{du}$  của cọc ma sát loại đóng, ép và cọc-ống được hạ mà không đào đất, chịu tải trọng kéo được xác định theo công thức:

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i \quad (11)$$

trong đó:

$F_{du}$                     tính bằng kN;

$u, \gamma_{R,f}, f_i, h_i$     tương tự như trong công thức (9);

$\gamma_c$                     là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng:

0,6 – khi chiều sâu hạ cọc  $< 4$  m;

0,8 – khi chiều sâu hạ cọc  $\geq 4$  m.

CHÚ THÍCH 1: Trong công thức (11) và (16) đối với cột trung gian đỡ đường dây tải điện trên không  $\gamma_c = 1,2$ , đối với cột néo và cột góc  $\gamma_c = 1,0$  nếu lực giữ của trọng lượng cọc và đài cọc bằng giá trị tính toán của tải trọng kéo  $\gamma_c = 1,0$ , nếu lực giữ nhỏ hơn hoặc bằng 65 % tải trọng kéo tính toán  $\gamma_c = 0,6$ , và trong các trường hợp khác bằng nội suy tuyến tính.

CHÚ THÍCH 2: Đối với trụ móng cầu, không cho phép cọc chịu tải trọng kéo trong tổ hợp tải trọng cơ bản, chỉ bao gồm tải trọng thường xuyên và tải trọng động.

**7.2.2.5** Sức chịu tải của cọc và barrette có chiều dài lớn hơn 40 m cần được xác định bằng phương pháp số có xét đến 7.2.3.6. Trong trường hợp này, nên xác định trạng thái ứng suất ban đầu của khối đất có xét đến OCR theo GOST R 58326 (TCVN 4200) phù hợp với 7.7.13.

**7.2.2.6** Giá trị dự kiến lực ép sơ bộ lớn nhất lên cọc  $F_{c,max}$  khi hạ cọc bằng cách ép lấy theo công thức:

$$F_{c,max} \geq k \cdot F_d \quad (12)$$

trong đó:

$k$  là hệ số kinh nghiệm được xác định trên cơ sở so sánh kết quả sức chịu tải của cọc theo TCVN 9393 và lực ép lớn nhất đạt được khi hạ cọc. Cho phép lấy giá trị  $k$  bằng:

- 1,6 – đối với cát bụi, mịn và chặt vừa;
- 2,0 – đối với cát chặt;
- 1,3 – đối với đất loại sét bụi có  $E > 12$  MPa;
- 1,1 – đối với đất có  $E < 12$  MPa.

CHÚ THÍCH 1: Có thể điều chỉnh  $k$  dựa trên điều kiện địa phương, có xét đến dữ liệu lưu trữ có về hạ cọc.

CHÚ THÍCH 2: Khi hạ cọc vào đất làm thay đổi đặc tính khi thấm nước, giá trị  $F_d$  phải được xác định theo trạng thái của đất mà cọc được hạ trong đó.

### 7.2.3 Cọc đóng nhồi ma sát, cọc khoan nhồi và cọc-ống hạ có moi đất và được đổ đầy bằng bê tông (cọc ma sát)

7.2.3.1 Sức chịu tải  $F_d$  của cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi có hay không mở rộng mũi, cũng như cọc-ống được hạ có moi đất và đổ đầy bằng bê tông, chịu tải trọng nén được xác định theo công thức:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R,R} RA + \gamma_{R,t} u \sum f_i h_i) \quad (13)$$

trong đó:

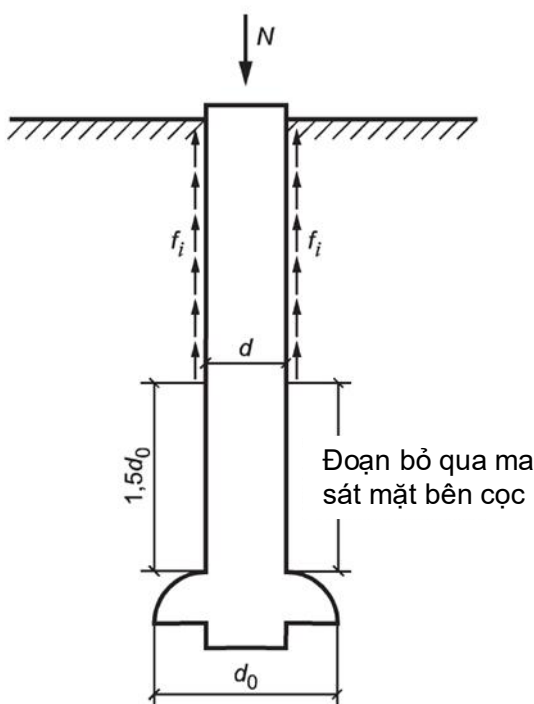
- $F_d$  tính bằng kN;
- $\gamma_c$  là hệ số điều kiện làm việc của cọc, lấy bằng:
  - 0,8 – cho trường hợp cọc chống trên đất loại sét có độ ẩm  $S_r < 0,85$  (xem TCVN 5746:2024) và trên đất hoàng thổ;
  - 1,0 – cho các trường hợp khác.
- $\gamma_{R,R}$  là hệ số độ tin cậy của cường độ đất dưới mũi cọc, lấy bằng:
  - 1,0 – cho mọi trường hợp, trừ trường hợp cọc nhổ mũi và cọc khoan phun theo 6.5.e,
  - 1,3 – cho trường hợp cọc nhổ mũi và cọc khoan phun theo 6.5.e;
  - 0,5 – cho trường hợp mở rộng mũi bằng phương pháp khoan cơ học và đổ bê tông trong điều kiện khô;
  - 0,3 – cho trường hợp mở rộng mũi bằng phương pháp khoan cơ học và đổ bê tông dưới nước;
- $R$  là cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc, tính bằng kN, được xác định theo 7.2.3.2; còn đối với trường hợp cọc đóng nhồi được thi công bằng phương pháp nêu trong 6.4a và 6.4b – lấy theo Bảng 2;
- $A$  là diện tích mũi cọc chống, tính bằng  $m^2$ , lấy bằng:
  - đối với cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi không mở rộng mũi: lấy bằng diện tích tiết diện ngang của cọc;
  - đối với cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi có mở rộng mũi: lấy bằng diện tích tiết diện ngang của cọc mở rộng tại vị trí đường kính đường kính lớn nhất;

**TCVN 10304:202x**

- đối với cọc-ống được đổ đầy bằng bê tông: lấy bằng diện tích tiết diện ngang thực của ống;
- $u$  chu vi tiết diện ngang của thân cọc, tính bằng mét (m);
- $\gamma_{R,f}$  là hệ số điều kiện làm việc của đất nền tại mặt bên thân cọc, phụ thuộc vào phương pháp tạo hố khoan và điều kiện đổ bê tông, lấy theo Bảng 6;
- $f_i$  là cường độ tính toán của lớp đất thứ  $i$  tại mặt bên thân cọc, tính bằng kPa, lấy theo Bảng 3;
- $h_i$  xem công thức (9).

CHÚ THÍCH 1: Cường độ của cát tại mặt bên thân cọc tính từ khoảng cách  $1,5 d_0$  phía trên phần mở rộng thể hiện trên Hình 2. Cho phép tính cường độ của đất loại sét cho toàn bộ thân cọc.

CHÚ THÍCH 2: Chu vi tiết diện ngang của thân cọc  $u$  đối với cọc khoan phun lấy bằng chu vi hố khoan trong quá trình tạo hố.



**Hình 2 – Sơ đồ tính toán sức kháng tại mặt bên thân của cọc có mũi mở rộng trong đất cát**

**Bảng 6 – Hệ số điều kiện làm việc của cọc  $\gamma_{cf}$**

Cọc và phương pháp thi công cọc	Hệ số điều kiện làm việc của cọc $\gamma_{cf}$ trong			
	đất cát	đất cát pha	đất sét pha	đất sét
1. Cọc đóng nhồi, cũng như cọc được thi công bằng ép đất theo 6.4.a khi thi công để lại thiết bị tạo mũi cọc hoặc tẩm bê tông bịt mũi.	1,0	1,0	1,0	0,9
2. Cọc đóng nhồi thi công bằng ép rung	0,9	0,9	0,9	0,9
3 Cọc khoan nhồi, bao gồm cả mở rộng, đổ bê tông:				

Cọc và phương pháp thi công cọc	Hệ số điều kiện làm việc của cọc $\gamma_{cf}$ trong			
	đất cát	đất cát pha	đất sét pha	đất sét
a) khi không có nước trong hố khoan (điều kiện khô) và khi sử dụng ống vách, cũng như khi thi công bằng phương pháp khoan guồng xoắn liên tục (CFA)	0,7	0,7	0,7	0,6
b) dưới nước hoặc trong dung dịch sét	0,6	0,6	0,6	0,6
c) hỗn hợp bê tông cứng (độ sụt nhỏ) kết hợp với đầm sâu (điều kiện khô)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Cọc barrette theo 6.5.c	0,6	0,6	0,6	0,6
5. Cọc-ống được hạ bằng rung và moi đất	1,0	0,9	0,7	0,6
6. Cọc-trụ	0,7	0,7	0,7	0,6
7. Cọc khoan phun được thi công với ống vách hoặc dung dịch bentonite với áp suất 200 kPa đến 400 kPa (2 atm đến 4 atm), cũng như bơm hỗn hợp bê tông qua cần khoan guồng xoắn rỗng ruột	0,9	0,8	0,8	0,8
8. Cọc khoan phun được thi công bằng phương pháp xung điện (PDT) theo 6.5e	1,3	1,3	1,1	1,1

Diện tích chống của cọc khoan phun lấy bằng diện tích tiết diện ngang mở rộng, còn chu vi tiết diện ngang của thân – dựa trên giá trị trung bình của đường kính cọc  $d_{ji}$ , được xác định bằng thể tích của hỗn hợp bê tông dành cho việc đổ đầy khi mở rộng bằng cách phóng liên tục các xung điện thứ  $j$  trong lớp đất thứ  $i$ . Khi thi công cọc thử trong các điều kiện cụ thể, các yêu cầu của thiết kế cọc mở rộng cần được làm rõ.

CHÚ THÍCH: Đối với cọc có mũi mở rộng trong đất bằng phương pháp khoan cơ học, nếu có số liệu kiểm tra bằng hình ảnh hố khoan hoặc kết quả kiểm tra cho thấy không có cặn lắng tại vị trí mở rộng hố khoan và đáy hố mở rộng, thì  $\gamma_{R,R} = 1,0$  khi đổ bê tông trong điều kiện khô và  $\gamma_{R,R} = 0,9$  khi đổ bê tông dưới nước.

**7.2.3.2** Cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc  $R$ , tính bằng kPa, được xác định như sau:

a) Đối với nền là đất hạt thô lẫn cát hoặc cát:

– sử dụng cọc đóng nhồi và cọc nhồi có hay không mở rộng mũi, cọc-ống được hạ mà loại bỏ lõi đất: theo công thức

$$R = 0,75\alpha_4 (\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h) \quad (14)$$

– sử dụng cọc-ống được hạ mà giữ lại lõi đất với chiều cao từ 0,5 m: theo công thức

$$R = \alpha_4 (\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h) \quad (15)$$

trong đó:

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  là hệ số không thứ nguyên, lấy theo Bảng 7 phụ thuộc vào giá trị tính toán của góc ma sát trong của đất nền;

- $\gamma'_1$  là giá trị tính toán của trọng lượng riêng của đất trong nền cọc, tính bằng kN/m<sup>3</sup>, (với đất bão hòa nước có xét đến tác động đẩy nổi của nước);
- $\gamma_1$  là giá trị tính toán trung bình (theo lớp) của trọng lượng riêng của đất nằm trên mũi cọc, tính bằng kN/m<sup>3</sup>, (với đất bão hòa nước có xét đến tác động đẩy nổi của nước);
- $d$  là đường kính, tính bằng mét (m), của cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi; là đường kính mở rộng (đối với cọc mở rộng), đường kính cọc-ống hoặc đường kính hố khoan đối với cọc-trụ mà đất được gia cố toàn khối bằng vữa xi măng-cát;
- $h$  là chiều sâu đặt mũi cọc hoặc phần mở rộng của nó, tính bằng mét (m), tính từ mặt đất tự nhiên hoặc cao độ quy hoạch (khi san lấp bằng đào xén), đối với trụ cầu – tính từ đáy hồ chứa sau khi xói lở hoàn toàn khi tính toán lũ;

b) Đối với đất loại sét trong nền – theo Bảng 8.

CHÚ THÍCH 1: Các yêu cầu của điều này chỉ áp dụng đối với các trường hợp khi chiều sâu hạ cọc trong lớp đất làm nền không nhỏ hơn 2 m.

CHÚ THÍCH 2: Các giá trị của  $R$  đã tính được theo các công thức (14) và (15) không được lấy lớn hơn các giá trị nêu trong Bảng 2 cho cọc đóng có cùng chiều dài và điều kiện đất nền.

**Bảng 7 – Các hệ số  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$**

Hệ số	Giá trị tính toán của góc ma sát trong $\varphi$								
	23°	25°	27°	29°	31°	33°	35°	37°	39°
$\alpha_1$	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
$\alpha_2$	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
$\alpha_3$ khi $h/d$ bằng:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	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	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
≥ 25,0	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
$\alpha_4$ khi $d$ bằng, m:									
≤ 0,8	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

CHÚ THÍCH 1: Giá trị tính toán của góc ma sát trong  $\varphi$  lấy bằng  $\varphi = \varphi_1$ .

CHÚ THÍCH 2: Đối với giá trị trung gian  $\varphi_1$ ,  $h/d$  và  $d$  thì các hệ số  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  được xác định bằng nội suy tuyến tính.

**Bảng 8 – Cường độ tính toán  $R$  dưới mũi cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi, cọc-ống được hạ có moi đất và đổ đầy bê tông trong đất loại sét (trừ đất lún ướt)**

Chiều sâu đặt mũi cọc $h$ , m	Cường độ tính toán của đất $R$ , kPa, dưới mũi cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi, cọc-ống được hạ có moi đất và đổ đầy bê tông trong đất loại sét (trừ đất lún ướt) có chỉ số chảy $I_L$ bằng						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1 000	850	750	650	500	400	350
7	1 150	1 000	850	750	600	500	450
10	1 350	1 200	1 050	950	800	700	600
12	1 550	1 400	1 250	1 100	950	800	700
15	1 800	1 650	1 500	1 300	1 100	1 000	800
18	2 100	1 900	1 700	1 500	1 300	1 150	950
20	2 300	2 100	1 900	1 650	1 450	1 250	1 050
30	3 300	3 000	2 600	2 300	2 000	–	–
$\geq 40$	4 500	4 000	3 500	3 000	2 500	–	–

CHÚ THÍCH 1: Trong bảng này, chiều sâu đặt mũi cọc và chiều sâu trung bình của lớp đất khi quy hoạch san lấp bằng đào xén, lấp đầy, bồi đắp đến 3 m cần được tính từ cao độ mặt đất tự nhiên, còn khi đào xén, lấp đầy, bồi đắp từ 3 m – tính từ cao độ quy ước nằm tương ứng 3 m cao hơn cao độ đào xén hoặc 3 m thấp hơn cao độ lấp đất.

Chiều sâu đặt mũi cọc và chiều sâu trung bình của lớp đất trong hồ chứa cần được tính từ cao độ đáy hồ chứa sau khi xói lở hoàn toàn khi tính toán lũ.

CHÚ THÍCH 2: Đối với các giá trị chiều sâu trung gian đặt mũi cọc và các giá trị chỉ số chảy trung gian  $I_L$  của đất loại sét, giá trị  $R$  trong bảng này được xác định bằng nội suy tuyến tính.

CHÚ THÍCH 3: Khi tính toán, chỉ số chảy của đất cần được lấy ứng với trạng thái dự tính của nó trong giai đoạn sử dụng công trình đang thiết kế.

CHÚ THÍCH 4: Đối với móng cọc của trụ cầu, các giá trị đã nêu cần được giảm xuống khi hệ số rỗng của đất  $e > 0,6$ , khi đó hệ số giảm  $m$  cần được xác định bằng nội suy tuyến tính giữa các giá trị  $m = 1,0$  khi  $e = 0,6$  và  $m = 0,6$  khi  $e = 1,1$ .

CHÚ THÍCH 5: Cường độ tính toán  $R$  của đất hạt thô lẫn sét được xác định theo kết quả các thí nghiệm hiện trường riêng biệt tại mặt bên thân cọc và dưới mũi cọc.

**7.2.3.3** Cường độ tính toán  $R$ , tính bằng kPa, của đất dưới mũi cọc-ống được hạ có moi đất một phần, nhưng giữ lại lõi đất với chiều cao không nhỏ hơn ba lần đường kính ống ở giai đoạn cuối hạ cọc (với điều kiện lõi đất được hình thành từ đất có các tính chất giống như đất dưới mũi cọc-ống), lấy theo Bảng 2 với hệ số điều kiện làm việc của đất có xét đến phương pháp hạ cọc-ống (điểm 4 Bảng 4), đối với trường hợp này, cường độ tính toán được tính trên diện tích tiết diện ngang thực tế của cọc-ống.

**7.2.3.4** Sức chịu tải  $F_{du}$  của cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi và cọc-ống, chịu tải trọng kéo, được xác định theo công thức:

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i \quad (16)$$

trong đó:

- $F_{du}$  tính bằng kN;  
 $\gamma_c$  xem công thức (11);  
 $u, \gamma_{R,f}, f_i, h_i$  xem công thức (13).

**7.2.3.5** Đối với cọc đóng nhồi, cọc nhồi và cọc-ống hạ không moi đất và đổ đầy bằng bê tông, mũi cọc chổng trên đất loại sét có chỉ số chảy  $I_L > 0,6$ , sức chịu tải được xác định theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc phù hợp với TCVN 9393.

**7.2.3.6** Sức chịu tải của cọc có chiều dài lớn hơn 40 m được xác định bằng phần mềm máy tính chuyên dụng trên cơ sở xây dựng đồ thị “độ lún – tải trọng”. Ngoài ra, sức chịu tải tính toán được xác định tương ứng với tải trọng lên cọc có độ lún bằng 4 cm.

#### 7.2.4 Cọc vít

Sức chịu tải  $F_d$  của cọc vít một cánh với đường kính cánh  $d \leq 1,2$  và chiều dài  $L \leq 10$  m, chịu tải trọng nén hoặc kéo, được xác định theo công thức (17) (với các thông số khác, đặc biệt cho hai hoặc nhiều cánh vít, đường kính cánh  $d > 1,2$  m và chiều dài hạ cọc  $L > 10$  m, chịu tác dụng của tải trọng ngang hoặc mô men – chỉ theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc và kết quả tính bằng phương pháp số ở trạng thái phi tuyến với mô hình số được chấp thuận):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R,R} F_{d0} + \gamma_{R,f} F_{df}) \quad (17)$$

trong đó:

- $F_d$  tính bằng kN;  
 $\gamma_c$  là hệ số điều kiện làm việc của cọc, phụ thuộc vào loại tải trọng tác dụng lên cọc, điều kiện đất nền và được xác định theo Bảng 9;  
 $\gamma_{R,R}, \gamma_{R,f}$  là hệ số điều kiện làm việc của đất tương ứng ở mũi cọc và tại mặt bên thân cọc, có xét đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc đến cường độ tính toán của đất. Nên lấy  $\gamma_{R,R} = 1,0$  và  $\gamma_{R,f} = 1,0$  cho mọi trường hợp, ngoại trừ trường hợp thi công trong lỗ khoan dẫn theo điểm 2 của Bảng 4;  
 $F_{d0}$  là sức chịu tải của phần cánh, tính bằng kN;  
 $F_{df}$  là sức chịu tải của phần thân, tính bằng kN.



Bảng 9 – Hệ số điều kiện làm việc của cọc vít  $\gamma_c$ 

Loại đất	Hệ số điều kiện làm việc của cọc vít $\gamma_c$ khi tải trọng là		
	nén	kéo	đổi dấu
1 Đất sét và sét pha:			
a) cứng, nửa cứng và dẻo cứng	0,8	0,7	0,7
b) dẻo mềm	0,8	0,7	0,6
c) dẻo chảy	0,7	0,6	0,4
2 Cát và cát pha:			
a) cát ít ẩm và cát pha cứng	0,8	0,7	0,5
b) cát ẩm và cát pha dẻo	0,7	0,6	0,4
c) cát bão hòa nước và cát pha chảy cát bão hòa nước và cát pha chảy	0,6	0,5	0,3

CHÚ THÍCH: Khi xác định hệ số điều kiện làm việc  $\gamma_c$  cho cọc chỉ làm việc chịu tải trọng nén và lực trương nở thì các giá trị của hệ số  $\gamma_c$  cần được lấy theo:

- cột “nén” – nếu độ lớn của lực trương nở không vượt quá 15 % tải trọng nén;
- cột “đổi dấu” – trong các trường hợp khác.

Sức chịu tải của phần cánh cọc vít  $F_{d0}$  được xác định theo công thức:

$$F_{d0} = (\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1) A \quad (18)$$

trong đó:

- $\alpha_1, \alpha_2$  là các hệ số không thứ nguyên, lấy theo Bảng 10, phụ thuộc vào giá trị tính toán của góc ma sát trong của đất trong vùng làm việc  $\varphi_1$  (vùng làm việc là vùng đất bên dưới, liền kề với cánh vít, có chiều dày bằng  $d$ );
- $c_1$  là giá trị tính toán của lực dính đơn vị trong vùng làm việc;
- $\gamma_1$  là giá trị tính toán trung bình của trọng lượng riêng của đất nằm bên trên cánh vít (với đất bão hòa nước có xét đến tác động đẩy nổi của nước), tính bằng kN/m<sup>3</sup>;
- $h_1$  là chiều sâu hạ cánh vít của cọc tính từ mặt đất tự nhiên, còn đối với mặt đất quy hoạch san lấp bằng đào xén – tính từ cao độ san lấp, tính bằng mét (m);
- $A$  là diện tích thiết kế của cánh, tính bằng m<sup>2</sup>, tính theo đường kính ngoài khi cọc vít chịu tải trọng nén và tính theo diện tích thiết kế của cánh (tức là trừ đi diện tích tiết diện ngang của thân) khi cọc vít chịu tải trọng kéo.

Sức chịu tải của phần thân cọc vít  $F_{df}$  được xác định theo công thức

$$F_{df} = u \cdot f_i \cdot (h - d) \quad (19)$$

- $f_i$  là cường độ tính toán đất tại mặt bên của thân cọc vít, tính bằng kPa, lấy theo Bảng 3 (giá trị trung bình của tất cả các lớp đất mà cọc xuyên qua);

## TCVN 10304:202x

$h$  là chiều dài thân cọc được hạ trong đất, tính bằng mét (m);

$d$  là đường kính cánh cọc, tính bằng mét (m).

CHÚ THÍCH 1: Khi tính sức chịu tải của cọc vít, đặc trưng của đất trong Bảng 10 liên quan đến đất nằm dưới cánh vít khi cọc chịu tải trọng nén, còn khi chịu kéo – nằm trên cánh vít cọc.

CHÚ THÍCH 2: Chiều sâu đặt cánh tính từ cao độ san lấp hoặc đáy hồ (khi thi công đắp) nhưng không được nhỏ hơn  $5d$  đối với đất loại sét và không nhỏ hơn  $6d$  đối với đất cát (trong đó  $d$  là đường kính của cánh).

**Bảng 10 – Các hệ số  $\alpha_1$  và  $\alpha_2$**

Giá trị tính toán của góc ma sát trong của đất trong vùng làm việc $\varphi_1$	Các hệ số		Giá trị tính toán của góc ma sát trong của đất trong vùng làm việc $\varphi_1$	Các hệ số	
	$\alpha_1$	$\alpha_2$		$\alpha_1$	$\alpha_2$
13°	7,8	2,8	24°	18,0	9,2
15°	8,4	3,3	26°	23,1	12,3
16°	9,4	3,8	28°	29,5	16,5
18°	10,1	4,5	30°	38,0	22,5
20°	12,1	5,5	32°	48,4	31,0
22°	15,0	7,0	34°	64,9	44,4

### 7.2.5 Cọc-ống thép

#### 7.2.5.1 Cho phép sử dụng cọc-ống thép có mũi hở và mũi kín.

Cọc-ống thép có mũi hở và mũi kín có xét đến sức kháng của đất dưới đáy mũi ống của cọc và sức kháng của đất tại mặt ngoài của thân cọc.

Sức chịu tải của cọc-ống thép có mũi hở chịu tải trọng nén phải được xác định theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh. Để ấn định tải trọng thí nghiệm nén tĩnh cọc-ống thép có mũi hở, cần xem xét hai phương án làm việc của cọc ở trạng thái giới hạn:

- Có xét đến nêđ đất đượ hình thành bởi sức kháng của đất dưới mũi cọc-ống (diện tích thực), diện tích nêđ đất (bằng diện tích nguyên trừ đi diện tích thực) và sức kháng của đất tại mặt ngoài của thân cọc;
- Có xét đến sức kháng của đất dưới mũi cọc-ống mà không xét đến nêđ đất (diện tích thực của mũi cọc) và sức kháng của đất tại các mặt ngoài và trong của thân cọc.

Giá trị tìm đượ của sức chịu tải của cọc làm từ ống thép có mũi hở chịu tải trọng nén phải lấy bằng giá trị nhỏ nhất trong số các giá trị tính theo hai phương án làm việc đã xét.

**7.2.5.2** Cọc làm từ ống thép cần đượ thiết kế có đường kính và chiều dày thành đủ để đảm bảo độ bền (cường độ), ổn định cũng như sức chịu tải theo đất nền dưới tác dụng của các tải trọng có thể phát sinh trong quá trình hạ ống và trong quá trình sử dụng cọc. Đường kính ngoài của ống dọc suốt chiều dài cọc phải bằng nhau. Cấm đặt các vòng cứng ở đầu ống.

**7.2.5.3** Khi xác định sức chịu tải của cọc-ống thép có mũi hở phải sử dụng cường độ tính toán của đất

dưới mũi cọc và tại mặt bên cọc có xét đến công thức (9) và các yêu cầu trong 7.2.5.1 và 7.2.5.4. Cần bổ sung hệ số điều kiện làm việc giảm đặc trưng cho cọc-ống thép vào cường độ tính toán bằng cách nhân nó với cường độ tính toán. Việc tính toán chịu tải trọng chịu kéo đối với cọc-ống thép có mũi hở phải được thực hiện có xét đến công thức (11) và các yêu cầu trong 7.2.5.4.

CHÚ THÍCH: Sức chịu tải của cọc-ống thép mũi hở khi cọc-ống chông trên đá hoặc đất ít biến dạng chỉ được phép xác định dựa trên kết quả thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh.

#### 7.2.5.4 Khi xác định sức chịu tải của cọc-ống thép có mũi hở:

- Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi của nêm đất  $\gamma_{R,R}$  lấy bằng 0,5;
- Hệ số điều kiện làm việc của đất tại mặt bên (ngoài hoặc trong) của thân cọc  $\gamma_{R,f}$  xét đến loại đất trong các lớp lấy bằng:
  - 0,52 – đối với đất cát;
  - 0,43 – đối với đất loại sét;
  - 0,47 – đối với đất cát pha.

7.2.5.5 Việc kiểm soát sức chịu tải của từng cọc chế tạo công nghiệp phải được thực hiện dựa trên kết quả thí nghiệm động biến dạng lớn PDA và số liệu thu được trong quá trình thí nghiệm nén tĩnh cọc thí nghiệm phù hợp với TCVN 9393.

7.2.5.6 Búa đóng cọc phải được lựa chọn phù hợp với kích thước cọc. Ứng suất phát sinh trong quá trình đóng cọc không được lớn hơn 0,8 lần giá trị giới hạn chảy của thép làm cọc.

### 7.2.6 Cọc liên hợp

7.2.6.1 Cọc liên hợp có thể được thi công bằng cách hạ trực tiếp lõi cọc vào khối đất đã được gia cố bằng công nghệ khoan phụt trong khi phần đất – xi măng vẫn còn ở trạng thái lỏng hoặc sau khi đã đóng rắn. Trong trường hợp đầu tiên, các cấu kiện thép (ống, chữ I) có thể dùng làm lõi cọc. Trong trường hợp thứ hai, cọc khoan được cắm vào thân của phần đất – xi măng đến chiều sâu ít nhất bằng hai lần đường kính cọc.

7.2.6.2 Các cấu kiện, được lắp đặt bằng công nghệ khoan phụt, có hiệu quả tăng sức chịu tải của cọc theo đất nền với dự trữ an toàn đáng kể về độ bền của vật liệu làm lõi cọc. Các đặc trưng độ bền của phần đất – xi măng phải được ấn định phụ thuộc vào điều kiện đất và lượng dùng xi măng. Giá trị các đặc trưng độ bền của khối đất đã gia cố phải được lấy phù hợp với TCVN 9403 và được xác nhận trong quá trình chế tạo và thí nghiệm thử. Khối lượng công việc chế tạo và thí nghiệm thử cần được ấn định khi lập đề án móng.

7.2.6.3 Trong trường hợp tổng quát, khi thi công cọc liên hợp thì kích thước lõi ( $d$  nếu lõi là hình tròn và  $b$  nếu lõi là hình vuông) liên quan đến đường kính cọc đất–xi măng  $D$  theo tương quan sau:

- Đối với lõi hình tròn có đường kính  $d$ :  $D = (1,2 \div 2,5) d$ ;
- Đối với lõi hình vuông có cạnh  $b$ :  $D = (1,5 \div 3,0) b$ .

7.2.6.4 Sức chịu tải của cọc liên hợp phải được xác định dựa trên thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh. Việc ấn định tải trọng để tiến hành thí nghiệm cần được thực hiện theo các bảng 8 và 9, với  $\gamma_{R,R} = 1,0$ . Ma sát (sức kháng) tại mặt bên của thân cọc liên hợp cần được xác định theo Bảng 2, khi đó hệ số điều kiện

## TCVN 10304:202x

làm việc tại mặt bên của thân cọc liên hợp có sử dụng công nghệ khoan phụt  $\gamma_{R,f}$  lấy bằng 0,85, còn khi thi công các cấu kiện bê tông theo Bảng 6 – phụ thuộc vào công nghệ thi công.

**7.2.6.5** Tính toán độ bền của cọc liên hợp theo vật liệu cần được thực hiện xuất phát từ yêu cầu đảm bảo độ bền:

- Cửa lõi cọc khi không xét đến sự có mặt của phần đất – xi măng;
- Cửa vật liệu làm phần bê tông hoặc phần đất – xi măng;
- Tại phần tiếp xúc giữa lõi cọc và vật liệu của phần bê tông hoặc phần đất – xi măng.

CHÚ THÍCH: Việc mô hình hóa bằng phương pháp số các phần được gia cố theo công nghệ khoan phụt hoặc khoan trộn nên được thực hiện có sử dụng các mô hình tính toán như: mô hình đàn dẻo lý tưởng và mô hình dựa trên tiêu chí phi tuyến về độ bền cắt (trượt) được thiết lập riêng cho đá.

**7.2.6.6** Để bảo vệ chống ăn mòn cho ống thép (là một phần của cọc liên hợp), phải phủ lên bề mặt ngoài của nó bằng vật liệu có tính ma sát để tăng sức chịu tải của cọc. Để làm lớp phủ này, cho phép sử dụng sơn (epoxy hoặc loại khác phù hợp với TCVN 12251:2020) có đưa vào 50 % đến 70 % theo khối lượng cát cỡ hạt 1 mm đến 2 mm hoặc sử dụng ống bọc làm bằng vải polyme dệt.

**7.2.6.7** Thí nghiệm chịu kéo đối với cọc liên hợp có sử dụng phần đất – xi măng phải được thực hiện không sớm hơn 14 ngày trong đất cát và 28 ngày trong đất loại sét sau khi thi công.

### 7.2.7 Xét đến ma sát âm trên thân cọc

**7.2.7.1** Nền đất xung quanh cọc có thể bị lún do cố kết, trương nở, phụ tải tại khu vực liền kề, v.v. Ma sát âm xuất hiện tại mặt bên thân cọc khi độ lún của đất nền quanh cọc có hướng thẳng đứng từ trên xuống cần được xét đến trong các trường hợp:

- Chiều dày lớp đất đắp quy hoạch lớn hơn 1,0 m;
- Tải trọng có ích lên nền kho lớn hơn 20 kN/m<sup>2</sup>;
- Tải trọng có ích do thiết bị lên nền đất gần móng lớn hơn 100 kN/m<sup>2</sup>;
- Tăng ứng suất hiệu quả trong đất do loại bỏ tác động đẩy nổi của nước khi hạ mực nước ngầm;
- Đất trầm tích hiện đại và trầm tích nhân tạo chưa kết thúc cố kết;
- Nén chặt đất rời dưới tác động động;
- Lún ướt của đất khi bị thấm ướt;
- Khi xây dựng công trình mới gần công trình hiện hữu.

CHÚ THÍCH: Tính toán ma sát âm trong đất lún ướt được thực hiện theo các yêu cầu của Điều 9.

**7.2.7.2** Ma sát âm được xét tới độ sâu mà tại đó giá trị độ lún của đất xung quanh cọc sau khi thi công và chất tải lên móng cọc (theo TCVN 9362) vượt quá một nửa giá trị độ lún giới hạn của công trình đang thiết kế. Cường độ tính toán của đất nền  $f_i$  lấy theo Bảng 3 nhưng với dấu “âm”, còn đối với than bùn, bùn, bùn thối – lấy bằng âm 5 kPa (Hình 3, a). Nếu trong phạm vi chiều sâu hạ cọc có các vỉa than bùn có chiều dày lớn hơn 30 cm và có thể có quy hoạch san lấp bằng đất đắp hoặc tải trọng khác tương đương với đất đắp thì cường độ tính toán  $f_i$  của đất nằm phía trên đáy lớp than bùn dưới cùng (trong phạm vi chiều sâu hạ cọc) cần được lấy như sau:

a) Khi chiều cao đắp nhỏ hơn 2 m:

– Đối với lớp đất đắp và than bùn – lấy bằng 0;

– Đối với đất khoáng không phải là đất đắp – lấy theo Bảng 3 (Hình 3, b);

b) khi chiều cao đắp từ 2 đến 5 m:

– Đối với các loại đất, bao gồm cả đất đắp – lấy bằng 0,4 lần các giá trị nêu trong Bảng 3 nhưng với dấu “âm”;

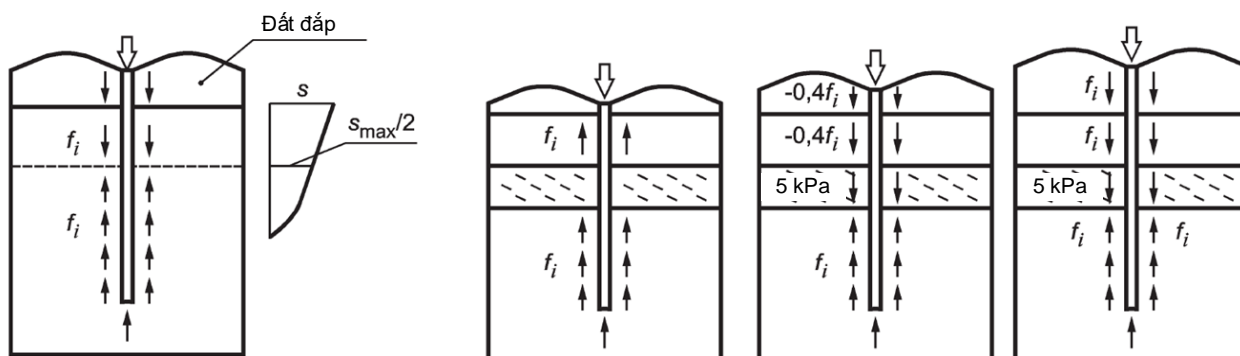
– Đối với than bùn – lấy bằng âm 5 kPa (lực ma sát âm) (Hình 3, c);

c) Khi chiều cao đắp lớn hơn 5 m:

– Đối với các loại đất, bao gồm cả đất đắp – lấy bằng các giá trị nêu trong Bảng 3 nhưng với dấu “âm”;

– Đối với than bùn – lấy bằng âm 5 kPa (Hình 3, d).

CHÚ THÍCH: Cho phép xác định độ lún của đất xung quanh cọc bằng phương pháp cộng từng lớp theo TCVN 9362 mà không cần xét đến sự có mặt của cọc hoặc bằng phương pháp số.



a) Trường hợp chung

b) khi có lớp đất yếu

c) có lớp đất yếu

d) khi có lớp đất yếu

và chiều cao đắp < 2 m và chiều cao đắp từ 2 m đến 5 m và chiều cao đắp > 5 m

Hình 3 – Sơ đồ phát triển ma sát âm

**7.2.7.3** Trường hợp khi sự cố kết của đất (do đắp đất hoặc phụ tải khu vực tại thời điểm bắt đầu thi công phần trên mặt đất của công trình (bao gồm cả đài cọc)) đã kết thúc hoặc giá trị độ lún có thể có của đất xung quanh cọc sau thời điểm này (do lún cố kết còn lại) không vượt quá một nửa giá trị độ lún giới hạn của công trình đang thiết kế, thì cho phép lấy sức kháng của đất tại mặt bên thân cọc là dương không phụ thuộc vào sự có mặt hay không của lớp than bùn mỏng. Đối với lớp than bùn mỏng, giá trị  $f_i$  lấy bằng 5 kPa.

Nếu biết được giá trị của hệ số cố kết và mô đun biến dạng của than bùn (nằm trong phạm vi chiều sâu hạ cọc) và có thể xác định được giá trị độ lún của nền do tác dụng của phụ tải khu vực cho từng lớp đất thì khi xác định sức chịu tải của cọc cho phép kể đến lực kháng của đất với dấu âm (lực ma sát âm) không phải từ đáy lớp than bùn dưới cùng mà bắt đầu từ mặt trên của lớp đất có giá trị độ lún bổ sung do phụ tải khu vực (tính từ thời điểm tải trọng tính toán truyền lên cọc) bằng một nửa giá trị độ lún giới hạn của công trình đang thiết kế.

CHÚ THÍCH: Phụ tải khu vực là tải trọng nằm ngoài phạm vi nền của móng.

### 7.3 Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm hiện trường

**7.3.1** Có thể xác định sức chịu tải của cọc tại hiện trường bằng các phương pháp sau: thí nghiệm tĩnh và động đối với cọc, thí nghiệm đất bằng cọc mẫu và thí nghiệm đất bằng xuyên tĩnh. Số lượng thí nghiệm cọc được xác định bởi đồ án thiết kế phụ thuộc vào mức độ phức tạp của điều kiện địa chất công trình, độ lớn của tải trọng truyền xuống nền và số lượng cọc kích thước điển hình (đại trà). Để xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm hiện trường cho các công trình cấp C3 và C2, nên tiến hành:

- thí nghiệm cọc và cọc-tấm nén bằng tải trọng tĩnh – đến 1 % tổng số cọc của công trình, nhưng không ít hơn 3 cọc đối với công trình cấp C2 và 4 cọc – đối với công trình cấp C3;
- thí nghiệm cọc bằng tải trọng động – đến 2 % tổng số cọc của công trình, nhưng không ít hơn 6 cọc đối với công trình cấp C2 và 9 cọc – đối với công trình cấp C3;
- thí nghiệm đất bằng xuyên tĩnh – trong phạm vi mỗi chu vi công trình đang thiết kế dùng móng cọc, cần thực hiện xuyên tĩnh để chính xác thêm mặt cắt địa chất công trình và xác định sức chịu tải của cọc. Số lượng thí nghiệm xuyên tĩnh không ít hơn 50 % tổng số điểm xuyên, nhưng không ít hơn 6, còn khi chiều rộng và chiều dài nhà không lớn hơn 25 m thì không ít hơn 3. Trường hợp có đất cát ngập nước đóng vai trò quyết định trong việc lựa chọn giải pháp thiết kế, số lượng thí nghiệm xuyên tĩnh có thể tăng đến 100 % số lượng điểm xuyên. Chiều sâu xuyên ít nhất là 2 m thấp hơn cao độ thiết kế của mũi cọc. Trên các đoạn của công trình dạng tuyến (cầu, đường ống, cầu cạn, v.v.) thì cần thực hiện xuyên tĩnh cho móng cọc dưới mỗi trụ. Khi chiều rộng trụ từ 12 m trở lên thì số điểm xuyên được tăng lên, còn khoảng cách giữa chúng không được quá 12 m).

CHÚ THÍCH 1: Đối với công trình cấp C3, sức chịu tải của cọc cho phép được xác định từ kết quả thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh đối với cọc có đo ứng suất dọc thân cọc được thực hiện theo chương trình nghiên cứu riêng.

CHÚ THÍCH 2: Để xác định sức chịu tải của cọc cho công trình cầu theo kết quả thí nghiệm hiện trường, số lượng và loại thí nghiệm phải được ấn định theo các tiêu chuẩn chuyên ngành có liên quan.

CHÚ THÍCH 3: Sức chịu tải của cọc được khẳng định bằng một hoặc nhiều phương pháp theo lựa chọn của tư vấn thiết kế.

**7.3.2** Thí nghiệm nén tĩnh cọc cần được thực hiện theo TCVN 9393, thí nghiệm cọc bằng tải trọng động – theo tiêu chuẩn riêng, thí nghiệm xuyên tĩnh – theo TCVN 9352, thí nghiệm đất bằng cọc mẫu – theo tiêu chuẩn riêng.

CHÚ THÍCH: Thí nghiệm cọc bằng tải trọng động có thể tham khảo GOST 5686:2020 [4]. Thí nghiệm đất bằng cọc mẫu có thể tham khảo GOST 5686:2020 [4] hoặc tiêu chuẩn tương đương khác nhưng phải chú ý phương pháp chuyển đổi từ sức chịu tải của cọc mẫu sang sức chịu tải của cọc đang thiết kế.

**7.3.3** Sức chịu tải của cọc  $F_d$  theo kết quả thí nghiệm nén, kéo và đẩy ngang bằng tải trọng tĩnh, cũng như theo kết quả thí nghiệm động cần được xác định theo công thức:

$$F_d = \frac{\gamma_c F_{u,n}}{\gamma_{c,g1}} \quad (20)$$

trong đó:

$F_d$  tính bằng kN;

$\gamma_c$  là hệ số điều kiện làm việc của cọc:

khi chịu tải trọng nén hoặc ngang:  $\gamma_c = 1$ ;

khi chịu tải trọng kéo:  $\gamma_c$  lấy theo 7.2.2.4;

$F_{u,n}$  là giá trị tiêu chuẩn của sức chịu tải giới hạn của cọc, tính bằng kN, được xác định theo 7.3.4 đến 7.3.7, 7.3.9 đến 7.3.10 và Phụ lục D;

$\gamma_{c,g1}$  là hệ số độ tin cậy của đất nền, lấy theo 7.3.4.

CHÚ THÍCH: Kết quả thí nghiệm cọc chịu tải trọng ngang tại hiện trường có thể được dùng để xác định trực tiếp tải trọng tính toán cho phép lên cọc nếu điều kiện thí nghiệm phù hợp với điều kiện làm việc thực tế của cọc trong móng.

**7.3.4** Nếu số lượng các cọc giống nhau (được thí nghiệm trong cùng điều kiện đất nền giống nhau) nhỏ hơn sáu thì giá trị sức chịu tải giới hạn của cọc trong công thức (20) cần được lấy bằng giá trị sức chịu tải giới hạn nhỏ nhất thu được từ kết quả thí nghiệm, tức là  $F_{u,n} = F_{u,min}$ , còn hệ số độ tin cậy của đất nền  $\gamma_{c,g1} = 1,0$ .

Nếu số lượng các cọc được thí nghiệm trong cùng điều kiện từ sáu trở lên thì  $F_{u,n}$  và  $\gamma_{c,g1}$  cần được xác định dựa trên kết quả xử lý thống kê các giá trị sức chịu tải giới hạn riêng của các cọc  $F_u$  thu được từ số liệu thí nghiệm với giá trị xác suất tin cậy  $\alpha = 0,95$  (xem Phụ lục G). Khi đó, để xác định các giá trị sức chịu tải giới hạn riêng thì cần thực hiện theo hướng dẫn nêu trong 7.3.5 khi chịu nén, 7.3.6 – khi chịu tải trọng kéo và tải trọng ngang và 7.3.7 – khi thí nghiệm bằng tải trọng động.

CHÚ THÍCH: Khi có cơ sở thì cho phép tiến hành thí nghiệm một cọc tại vị trí có điều kiện bất lợi nhất trong công trường xây dựng.

**7.3.5** Nếu tải trọng khi thí nghiệm nén tĩnh cọc được tăng đến giá trị gây ra sự tăng liên tục độ lún của cọc  $s$  (khi  $s \leq 20$  mm) mà tải trọng không tăng thì giá trị sức chịu tải giới hạn của cọc đang thí nghiệm  $F_u$  được lấy bằng tải trọng ghi nhận được ở cấp trước đó.

Trong tất cả các trường hợp khác, đối với móng công trình (trừ cầu và công trình thủy lợi) giá trị sức chịu tải trọng nén giới hạn  $F_u$  cần được lấy bằng tải trọng gây ra độ lún  $s$ , với  $s$  được xác định theo công thức:

$$s = \zeta \cdot s_{u,mt} \quad (21)$$

trong đó:

$\zeta$  là hệ số chuyển đổi từ giá trị độ lún giới hạn trung bình của móng công trình  $s_{u,mt}$  sang độ lún của cọc thu được khi thí nghiệm nén tĩnh với sự ổn định quy ước của độ lún (tắt dần);

$s_{u,mt}$  là giá trị độ lún giới hạn trung bình của móng công trình đang thiết kế, được quy định tại Bảng F.1 trong Phụ lục F như đối với công trình mới.

CHÚ THÍCH: Đối với công trình cần cải tạo, giá trị  $s$  theo công thức (21) được phép khống chế bằng giá trị độ lún lớn nhất  $s_{ad,u,max}$  theo Phụ lục F.

Giá trị của hệ số  $\zeta$  cần được lấy bằng 0,2 trong trường hợp thí nghiệm cọc được thực hiện với độ ổn định quy ước bằng 0,1 mm trong 1 giờ nếu dưới mũi cọc là đất cát hoặc đất loại sét có chỉ số sét từ cứng đến dẻo cứng, còn trong 2 giờ nếu dưới mũi cọc là đất loại sét từ dẻo cứng đến dẻo chảy.

Nếu độ lún xác định theo công thức (21) lớn hơn 40 mm thì giá trị sức chịu tải giới hạn riêng  $F_u$  cần được lấy bằng tải trọng gây ra độ lún  $s = 40$  mm.

## TCVN 10304:202x

Đối với cầu và công trình thủy lợi, sức chịu tải trọng nén giới hạn  $F_u$  cần được lấy thấp hơn một cấp tải so với cấp tải gây ra:

a) Sự gia tăng độ lún trong một cấp tải (khi giá trị tổng độ lún lớn hơn 40 mm) vượt quá từ 5 lần trở lên giá trị gia tăng độ lún xảy ra ở cấp tải trọng trước;

b) Độ lún mà không tắt dần trong một ngày đêm và lâu hơn (khi giá trị tổng độ lún lớn hơn 40 mm).

Nếu tải trọng lớn nhất đạt được trong quá trình thí nghiệm  $\geq 1,5 F_d$ , trong đó  $F_d$  là sức chịu tải của cọc đã tính được theo các công thức (6), (9), (10), (13), (17) và (18), còn độ lún của cọc  $s$  trong quá trình thí nghiệm nhỏ hơn giá trị đã được xác định theo công thức (21), hoặc đối với cầu và công trình thủy lợi – nhỏ hơn 40 mm, thì trong trường hợp này giá trị riêng của sức chịu tải giới hạn của cọc  $F_u$  được phép lấy bằng tải trọng lớn nhất đạt được khi thí nghiệm các cọc này.

CHÚ THÍCH 1: Trong một số trường hợp riêng, khi có cơ sở phù hợp thì tải trọng lớn nhất đạt được trong các thí nghiệm được phép lấy bằng  $F_d$ .

CHÚ THÍCH 2: Cấp tải trọng khi thí nghiệm nén tĩnh cọc cần được lấy bằng  $1/10 \div 1/15$  lần sức chịu tải giới hạn dự kiến của cọc  $F_u$ .

**7.3.6** Khi thí nghiệm cọc bằng tải trọng tĩnh (kéo hoặc đẩy ngang), giá trị sức chịu tải giới hạn riêng  $F_u$  (xem 7.3.4) theo đồ thị chuyển vị - tải trọng thì lấy tải trọng tại một cấp nhỏ hơn tải trọng mà khi nó không tăng nhưng chuyển vị cọc vẫn tăng.

CHÚ THÍCH: Kết quả thí nghiệm đẩy ngang cọc bằng tải trọng tĩnh có thể được dùng để xác định trực tiếp các thông số tính toán của hệ “cọc – đất” dùng trong các tính toán nêu trong Phụ lục A.

**7.3.7** Khi thí nghiệm động đối với cọc đóng bê tông cốt thép có chiều dài không quá 20 m, giá trị riêng của sức chịu tải giới hạn  $F_u$ , tính bằng kN (xem 7.3.4), theo số liệu hạ cọc khi độ chối dư thực tế (đo được)  $s_a \geq 0,002$  m, cần xác định theo công thức:

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right] \quad (22)$$

Nếu độ chối dư thực tế (đo được)  $s_a < 0,002$  m thì trong đồ án móng cọc cần dự kiến sử dụng búa đóng cọc có năng lượng va chạm cao để hạ cọc đạt độ chối dư  $s_a \geq 0,002$  m, còn trong trường hợp không thể thay thiết bị đóng cọc và khi có thiết bị đo độ chối, giá trị sức chịu tải giới hạn riêng của cọc  $F_u$  phải được xác định theo công thức:

$$F_u = \frac{1}{2\theta} \cdot \frac{2s_a + s_{el}}{s_a + s_{el}} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{8E_d (s_a + s_{el})}{(2s_a + s_{el})^2} \cdot \frac{m_4}{m_4 + m_2} \cdot \theta} - 1 \right] \quad (23)$$

Trong các công thức (22) và (23):

$F_u$  tính bằng kN;

$\eta$  là hệ số, lấy theo Bảng 11 phụ thuộc vào vật liệu cọc, tính bằng kN/m<sup>2</sup>;

$A$  là diện tích được giới hạn bởi chu vi ngoài của tiết diện ngang của thân cọc đặc hoặc rỗng (không phụ thuộc vào sự có mặt hoặc không của mũi cọc), tính bằng m<sup>2</sup>;



- $M$  là hệ số, lấy bằng 1,0 khi cọc được đóng bằng búa, còn khi hạ bằng phương pháp rung – lấy theo Bảng 12 phụ thuộc vào loại đất dưới mũi cọc;
- $E_d$  là năng lượng va chạm tính toán của búa, tính bằng kJ, lấy theo Bảng 13 hoặc năng lượng rung tính toán – theo Bảng 14 khi hạ bằng búa rung;
- $s_a$  là độ chối dư thực tế, lấy bằng giá trị dịch chuyển cọc do một nhát búa đập, còn khi hạ bằng búa rung – lấy trong một phút hoạt động, tính bằng mét (m);
- $s_{el}$  là độ chối đàn hồi của cọc (dịch chuyển đàn hồi của đất và cọc), được xác định bằng máy đo dịch chuyển, tính bằng mét (m);
- $m_1$  là khối lượng của búa hoặc búa rung, tính bằng tấn (T);
- $m_2$  là khối lượng cọc và chụp đầu cọc, tính bằng tấn (T);
- $m_3$  là khối lượng của cọc dẫn (khi hạ bằng búa rung  $m_3 = 0$ ), tính bằng tấn (T);
- $m_4$  là khối lượng quả búa (piston), tính bằng tấn (T);
- $\varepsilon$  là hệ số phục hồi va chạm; khi đóng cọc bê tông cốt thép bằng búa có sử dụng chụp đầu cọc có gỗ đệm  $\varepsilon^2 = 0,2$ , còn khi hạ bằng búa rung  $\varepsilon^2 = 0$ ;
- $\theta$  là hệ số, tính bằng 1/kN, được xác định theo công thức:

$$\theta = \frac{1}{4} \cdot \left( \frac{n_p}{A} + \frac{n_f}{A_f} \right) \cdot \frac{m_4}{m_4 + m_2} \cdot \sqrt{2g(H-h)} \quad (24)$$

trong đó:

- $A, m_4, m_2$  xem công thức (22) và (23);
- $n_p, n_f$  là các hệ số chuyển đổi từ sức kháng động (bao gồm cả sức kháng nhót của đất) sang sức kháng tĩnh của đất, lấy tương ứng bằng:
- $n_p = 0,00025 \text{ s}\cdot\text{m}/\text{kN}$  – đối với đất dưới mũi cọc;
- $n_f = 0,025 \text{ s}\cdot\text{m}/\text{kN}$  – đối với đất ở mặt bên thân cọc;
- $A_f$  là diện tích tiếp xúc giữa mặt bên thân cọc với đất, tính bằng  $\text{m}^2$ ;
- $g$  là gia tốc trọng trường, lấy bằng  $9,81 \text{ m}/\text{s}^2$ ;
- $H$  là chiều cao rơi thực tế của quả búa, tính bằng mét (m);
- $h$  là chiều cao nảy lần đầu tiên quả búa diesel, lấy theo điểm 2 của Bảng 13, đối với các loại búa khác  $h = 0$ .

Các giá trị sức chịu tải giới hạn riêng khi thí nghiệm động cọc bê tông cốt thép có chiều dài lớn hơn 20 m, cũng như cọc thép có chiều dài bất kỳ theo độ chối dư và độ chối đàn hồi khi hạ cọc bằng búa, cần được xác định với sự trợ giúp của phần mềm, phương pháp tính toán cọc đóng dựa trên lý thuyết sóng va chạm. Cho phép sử dụng các phần mềm được lựa chọn khi thí nghiệm cọc khoan nhồi bằng búa có trọng lượng phù hợp.

CHÚ THÍCH: Khi đóng cọc vào đất sẽ bỏ khi đào hố móng, hoặc vào lớp đất dưới đáy hồ nước, giá trị độ chối tính toán cần được xác định dựa trên sức chịu tải của cọc có xét đến khả năng loại bỏ hoặc bị xói lở đất, còn ở nơi có khả năng xảy ra lực ma sát âm – phải xét đến lực ma sát âm.

**Bảng 11 – Hệ số  $\eta$** 

Trường hợp tính toán	Hệ số $\eta$ , kN/m <sup>2</sup>
Thí nghiệm cọc đóng và cọc vổ lại (cũng như trong trường hợp phát hiện lỗi) cho cọc bê tông cốt thép có chụp đầu cọc	1 500

**Bảng 12 – Hệ số  $M$** 

Đất dưới mũi cọc	Hệ số $M$
1. Đất hạt thô lẫn cát	1,3
2. Cát vừa, thô chặt vừa và cát pha cứng	1,2
3. Cát mịn chặt vừa	1,1
4. Cát bụi chặt vừa	1,0
5. Cát pha dẻo, sét pha và sét cứng	0,9
6. Sét pha và sét nửa cứng	0,8
7 Sét pha và sét dẻo cứng	0,7
CHÚ THÍCH: Với cát chặt, giá trị hệ số $M$ trong các điểm 2 đến 4 tăng 60 %.	

**Bảng 13 – Năng lượng va chạm tính toán búa  $E_d$** 

Chủng loại búa	Năng lượng va chạm tính toán của búa $E_d$ , kJ
1. Búa treo hoặc búa đơn động	$GH_{act}$
2. Búa diesel kiểu ống dẫn	$0,9GH_{act}$
3. Búa diesel kiểu hai cọc dẫn	$0,4GH_{act}$
4. Búa diesel trong quá trình đóng bằng các cú đóng đơn mà không cần cung cấp nhiên liệu	$G(H_{start} - h)$
<p>Các ký hiệu trong Bảng 13:</p> <p><math>G</math> là trọng lượng quả búa, tính bằng kN;</p> <p><math>H_{act}</math> và <math>H_{start}</math> tương ứng là chiều cao rơi thực tế và chiều cao thả khởi động của búa, tính bằng mét (m);</p> <p><math>h</math> là chiều cao nảy trở lại lần đầu tiên của bộ phận va đập của búa diesel khởi động đệm khí, được xác định bằng thước đo, m.</p> <p>Để tính toán sơ bộ cho phép lấy: đối với búa kiểu 2 cọc dẫn <math>h = 0,6</math> m, đối với búa kiểu ống dẫn <math>h = 0,4</math> m.</p>	
<p>CHÚ THÍCH: Giá trị trung bình <math>H_{act}</math> cho khoảng thời gian có 10 va chạm phải được xác định theo công thức <math>H_{act} = 0,0156t^2</math>, trong đó <math>t</math> là khoảng thời gian vận hành búa diesel, được xác định bằng đồng hồ bấm giây với độ chính xác 0,1 s. Đồng hồ bấm giây được bật tại thời điểm va chạm đầu tiên và tắt ở lần va chạm thứ mười, không kể khởi động.</p>	

**Bảng 14 – Năng lượng tính toán tương đương  $E_d$  của một nhát búa máy rung**

Lực kích thích của máy rung, kN	Năng lượng tính toán tương đương của một nhát búa máy rung $E_d$ , kJ
100	45,0
200	90,0
300	130,0
400	175,0
500	220,0
600	265,0
700	310,0
800	350,0

**7.3.8** Sức chịu tải  $F_d$ , tính bằng kN, của cọc đóng ma sát, chịu tải trọng nén, theo kết quả thí nghiệm đất bằng cọc mẫu hoặc xuyên tĩnh cần được xác định theo công thức (20), trong đó lấy  $\gamma_c = 1$ .

Khi đó, giá trị tiêu chuẩn  $F_{un}$  được xác định dựa trên cơ sở các giá trị riêng của sức chịu tải của cọc  $F_u$ , tính bằng kN, tại vị trí thí nghiệm đất bằng cọc mẫu hoặc xuyên tĩnh đã được xác định theo Phụ lục D, 7.3.9 hoặc 7.3.10.

Hệ số độ tin cậy của đất nền  $\gamma_{c,g}$  được xác định trên cơ sở xử lý thống kê các giá trị riêng của sức chịu tải giới hạn của cọc  $F_u$  phù hợp với 7.3.4.

**7.3.9** Giá trị riêng của sức chịu tải giới hạn của cọc đóng tại điểm xuyên  $F_u$  cần được xác định theo công thức:

$$F_u = R_s A + f \cdot h \cdot u \quad (25)$$

trong đó:

$F_u$  tính bằng kN;

$R_s$  là cường độ giới hạn của đất dưới mũi cọc theo số liệu xuyên tại điểm đang xét, tính bằng kPa;

$f$  là giá trị trung bình của cường độ giới hạn của đất tại mặt bên thân cọc theo số liệu xuyên tại điểm đang xét, tính bằng kPa;

$h$  là chiều sâu hạ cọc từ bề mặt đất gần cọc, tính bằng mét (m);

$u$  là chu vi tiết diện ngang của thân cọc, tính bằng mét (m).

Cường độ giới hạn của đất dưới mũi cọc đóng  $R_s$  theo số liệu xuyên tại điểm đang xét cần được xác định theo công thức:

$$R_s = \beta_1 \cdot q_s \quad (26)$$

trong đó:

$R_s$  tính bằng kPa;

$\beta_1$  là hệ số chuyển đổi từ  $q_s$  sang  $R_s$ , lấy theo Bảng 16 không phụ thuộc vào loại đầu xuyên theo TCVN 9352;

$q_s$  là giá trị cường độ trung bình của đất dưới mũi đầu xuyên (mũi côn), tính bằng kPa, thu được từ thí nghiệm, trong phạm vi từ mũi cọc thiết kế lên trên một lần đường kính  $d$  và xuống dưới bốn lần đường kính (trong đó  $d$  là đường kính cọc tròn hoặc cạnh cọc vuông, hoặc cạnh lớn của tiết diện chữ nhật của cọc, tính bằng mét (m)).

Giá trị trung bình của cường độ giới hạn của đất tại mặt bên thân cọc đóng  $f$ , tính bằng kPa, theo số liệu xuyên đất tại điểm đang xét cần được xác định như sau:

a) Khi sử dụng đầu xuyên loại I (cơ học) (theo TCVN 9352) – theo công thức:

$$f = \beta_2 \cdot f_s \quad (27)$$

b) Khi sử dụng đầu xuyên loại II và III (điện) (theo TCVN 9352) – theo công thức:

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{si} h_i}{h} \quad (28)$$

trong đó:

$\beta_2, \beta_i$  là các hệ số, lấy theo Bảng 16;

$f_s$  là giá trị trung bình của cường độ đất tại mặt bên của thân đầu xuyên, tính bằng kPa, được xác định bằng thương số của tổng cường độ (sức kháng ?) của đất đo được trên thân đầu xuyên và diện tích mặt bên của nó trong phạm vi tính từ mặt đất tại vị trí xuyên đến cao độ đặt mũi cọc trong lớp đất chịu lực đã chọn;

$f_{si}$  là giá trị trung bình của cường độ lớp đất thứ  $i$  trên thân đầu xuyên, tính bằng kPa;

$h_i$  là chiều dày của lớp đất thứ  $i$ .

**7.3.10** Sức chịu tải của cọc vít chịu tải trọng nén và kéo theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh được xác định theo công thức (20), còn giá trị riêng của sức chịu tải giới hạn tại điểm khảo sát – theo công thức (25), trong đó chiều sâu phải trừ đi giá trị đường kính cánh vít. Cường độ giới hạn của đất dưới (trên) cánh cọc theo số liệu xuyên đất tại điểm khảo sát nên được xác định theo công thức (26). Trong trường hợp này,  $\beta_1$  là hệ số lấy theo Bảng 16 phụ thuộc vào giá trị cường độ trung bình của đất dưới mũi đầu xuyên trong khu vực làm việc, lấy bằng đường kính cánh vít. Giá trị trung bình của cường độ giới hạn của đất trên thân cọc vít theo số liệu xuyên đất tại điểm khảo sát cần được xác định theo công thức (27) hoặc (28).

Bảng 16 – Các hệ số  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  và  $\beta_i$ 

Giá trị trung bình của cường độ đất $q_s$ , kPa	Hệ số chuyển đổi từ $q_s$ sang $R_s$ , $\beta_1$		Giá trị trung bình của cường độ đất $f_s$ , $f_{si}$ , kPa	Hệ số chuyển đổi từ $f_s$ sang $f$ cho đầu xuyên loại I, $\beta_2$		Hệ số chuyển đổi từ $f_{si}$ sang $f$ cho đầu xuyên loại II hoặc III, $\beta_i$		
	cho cọc đóng	cho cọc vít khi chịu tải trọng		trong đất cát	trong đất loại sét	trong đất cát	trong đất loại sét	
		nén						kéo
$\leq 1\ 000$	0,90	0,50	0,40	$\leq 20$	2,40	1,50	0,75	1,00
2 500	0,80	0,45	0,38	40	1,65	1,00	0,60	0,75
5 000	0,65	0,32	0,27	60	1,20	0,75	0,55	0,60
7 500	0,55	0,26	0,22	80	1,00	0,60	0,50	0,45
10 000	0,45	0,23	0,19	100	0,85	0,50	0,45	0,40
15 000	0,35	–	–	$\geq 120$	0,75	0,40	0,40	0,30
20 000	0,30	–	–	–	–	–	–	–
$\geq 30\ 000$	0,20	–	–	–	–	–	–	–

CHÚ THÍCH: Đối với cọc vít trong đất cát bão hòa nước, giá trị hệ số  $\beta_1$  nên được giảm đi 2 lần.

**7.3.11** Đối với cọc khoan được thi công theo phương pháp nêu tại 6.5a (cọc khoan nhồi), làm việc chịu nén, cho phép đánh giá sức chịu tải tại điểm xuyên  $F_{du}$  mà không sử dụng số liệu về cường độ của đất trên măng sông đo ma sát lấp đặt trên đầu xuyên tính trên cơ sở tính toán theo công thức:

$$F_{du} = RA + u \sum \gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot h_i \quad (29)$$

trong đó:

$F_{du}$  tính bằng kN;

$R$  là cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc, tính bằng kPa, lấy theo Bảng 17 phụ thuộc vào sức kháng mũi côn trung bình  $q_c$ , tính bằng kPa, trên đoạn nằm trong phạm vi một lần đường kính cọc về phía trên và đến hai lần đường kính cọc về phía dưới mũi cọc;

$A$  là diện tích mũi cọc, tính bằng  $m^2$ ;

$f_i$  là giá trị trung bình của cường độ tính toán của đất tại mặt bên thân cọc, tính bằng kPa, trên đoạn tính toán  $h_i$  của cọc, được xác định theo số liệu xuyên phù hợp với Bảng 17;

$h_i$  là chiều dày lớp đất thứ  $i$ , lấy không lớn hơn 2 m;

$\gamma_{R,f}$  là hệ số điều kiện làm việc, phụ thuộc vào công nghệ chế tạo cọc và lấy bằng:

1,0 – khi cọc được đổ bê tông trong điều kiện khô;

0,7 – khi đổ bê tông dưới nước, trong dung dịch sét, cũng như khi sử dụng ống vách.

**Bảng 17 – Các cường độ tính toán  $R$  và  $f_i$  của đất dưới mũi  
và tại mặt bên thân cọc khoan nhồi**

Sức kháng mũi côn $q_c$ , kPa	Cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc khoan nhồi $R$ , kPa		Giá trị trung bình của cường độ tính toán tại mặt bên thân cọc khoan nhồi $f_i$ , kPa	
	đất cát	đất loại sét	đất cát	đất loại sét
≤ 1 000	–	200	–	15
2 500	–	580	–	25
5 000	900	900	30	35
7 500	1 100	1 200	40	45
10 000	1 300	1 400	50	60
12 000	1 400	–	60	–
15 000	1 500	–	70	–
20 000	2 000	–	70	–

CHÚ THÍCH 1: Với các giá trị trung gian của  $q_c$ , các giá trị  $R$  và  $f_i$  được xác định bằng nội suy tuyến tính.

CHÚ THÍCH 2: Các giá trị  $R$  và  $f_i$  nêu trong bảng này áp dụng cho cọc khoan nhồi có đường kính từ 600 mm đến 1 200 mm, được hạ trong đất tối thiểu 5 m. Nếu có khả năng xuất hiện ma sát âm trên trên mặt bên thân cọc, giá trị  $f_i$  của các lớp đất lún được lấy với dấu “âm”.

CHÚ THÍCH 3: Đối với các giá trị của  $R$  và  $f_i$  nêu trong bảng này, độ lún của cọc ứng với tải trọng  $F_d$  tương ứng không vượt quá 0,03  $d$ .

**7.3.12** Sức chịu tải  $F_d$ , tính bằng kN, của cọc theo kết quả tính toán theo công thức (29), dựa trên số liệu xuyên tĩnh bằng bằng mũi côn, cần được tính bằng giá trị trung bình của các giá trị riêng của  $F_{du}$  đối với tất cả các điểm xuyên.

**7.3.13** Đối với cọc khoan nhồi chịu tải trọng đứng đáng kể thì song song với tính toán sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tĩnh nên tiến hành tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền phù hợp với 7.2. Khi sự khác nhau trong các giá trị thu được về sức chịu tải của cọc lớn hơn 25 % thì nên tiến hành thí nghiệm cọc bằng tải trọng tĩnh.

**7.3.14** Khi có số liệu thí nghiệm nén tĩnh từ 3 đến 5 cọc đóng trong cùng một điều kiện địa chất, cũng như có kết quả xuyên tĩnh (từ sáu thí nghiệm trở lên), và nếu các kết quả tính toán có sai khác nhau không quá 25 % thì sức chịu tải được xác định theo công thức:

$$F_d = \frac{\sum F_u}{n \cdot \gamma_{c,g}} \quad (30)$$

trong đó:

$\frac{\sum F_u}{n}$  là giá trị trung bình của sức chịu tải giới hạn của cọc;

$\gamma_{c,g}$  là hệ số độ tin cậy của đất, được xác định bằng kết quả xuyên tĩnh theo công thức:

$$\gamma_{c,g} = 1 + V_s \quad (31)$$

trong đó:

$V_s$  là hệ số biến động của các giá trị sức chịu tải giới hạn riêng của cọc, được tính theo số liệu xuyên (xem cách xử lý thống kê theo Phụ lục I).

**7.3.15** Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm SPT được xác định theo Phụ lục E.

## 7.4 Tính toán cọc, móng cọc và móng bè cọc hỗn hợp theo biến dạng

### 7.4.1 Yêu cầu chung

Tính toán độ lún của móng cọc (tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn thứ hai) được phép thực hiện theo sơ đồ tính toán dựa trên mô hình đất như môi trường biến dạng tuyến tính, khi bắt buộc phải tuân thủ điều kiện (2).

Độ lún của cọc ma sát đơn được tính toán theo 7.4.2.1 và 7.4.2.2.

Độ lún của nhóm nhỏ ( $n \leq 25$ ) cọc ma sát được tính toán theo 7.4.3.1 và 7.4.3.2 bằng phương pháp mà xét được ảnh hưởng tương hỗ của các cọc trong nhóm cọc.

Độ lún của nhóm lớn cọc ma sát (bãi cọc) có thể được xác định bằng cách sử dụng mô hình móng khối quy ước trên nền tự nhiên phù hợp với 7.4.3.3 đến 7.4.3.4, 7.4.4.1 đến 7.4.4.2.

Độ lún của móng bè cọc liên hợp được khuyến nghị tính toán theo 7.4.4.3 đến 7.4.4.6, 7.4.5.1.

Giá trị độ lún của móng cọc xác định được bằng tính toán không được lớn hơn các giá trị giới hạn theo công thức (4).

Tính toán cọc theo biến dạng do tác dụng đồng thời của các lực theo các phương thẳng đứng và ngang và mô men cần được thực hiện theo Phụ lục A.

Khi có luận chứng thích hợp, tính toán biến dạng của móng cọc được phép thực hiện theo bài toán phi tuyến bằng cách sử dụng các mô hình nền đất đã được công nhận rộng rãi và các phương pháp số.

### 7.4.2 Tính toán độ lún của cọc đơn

**7.4.2.1** Cho phép tính toán độ lún của cọc đơn xuyên qua lớp đất có mô đun cắt  $G_1$ , tính bằng MPa, hệ số Poisson  $\nu_1$  và tựa lên lớp đất được coi là bán không gian biến dạng tuyến tính, đặc trưng bởi mô đun cắt  $G_2$  và hệ số Poisson  $\nu_2$ , nếu đáp ứng yêu cầu của 7.2 và với điều kiện  $L/d > 5$ ;  $G_1L/(G_2d) > 1$  (trong đó  $L$  là chiều dài cọc, tính bằng mét (m),  $d$  là đường kính ngoài tiết diện ngang của thân cọc, tính bằng mét (m)) theo các công thức (30) và (34).

Công thức tính toán được lựa chọn dựa trên giá trị của hệ số  $k = G_1L/(G_2d)$ , đặc trưng cho hình học và độ cứng của nền phụ thuộc vào tỉ số độ cứng của nền dọc theo mặt bên của thân cọc và mũi cọc:

a) Đối với cọc ma sát ( $k \geq 7,5$ ):

$$s = \beta \cdot \frac{N}{G_1 L} \quad (32)$$

trong đó:

$N$  là tải trọng thẳng đứng tác dụng lên cọc, tính bằng meganiutơn (MN);

$\beta$  là hệ số, được xác định theo công thức:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,3 \cdot \frac{1 - \left(\frac{\beta'}{\alpha'}\right)}{\chi} \quad (33)$$

trong đó:

$\beta' = 0,17 \cdot \ln(k_v \cdot k)$  là hệ số, tương ứng với cọc tuyệt đối cứng ( $EA = \infty$ );

$\alpha' = 0,17 \cdot \ln\left(\frac{k_{v1} \cdot L}{d}\right)$  là hệ số cho trường hợp nền đồng nhất có các đặc trưng  $G_1$  và  $\nu_1$ ;

$\chi = \frac{EA}{G_1 L^2}$  là độ cứng tương đối của cọc;

$EA$  là độ cứng thân cọc khi chịu nén, tính bằng meganiutơn (MN);

$\lambda_1$  là thông số, đặc trưng cho sự gia tăng độ lún do nén thân cọc và được xác định theo công thức:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \chi^{3/4}} \quad (34)$$

$k_v, k_{v1}$  là các hệ số, được xác định theo công thức:

$$k_v = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2 \quad (35)$$

tương ứng khi  $\nu = \frac{(\nu_1 + \nu_2)}{2}$  và khi  $\nu = \nu_1$ ;

b) Đối với cọc ngắn chống trên nền đất ít biến dạng ( $k \leq 7,5$ ):

$$s = \zeta' \cdot \frac{N}{G_2 d} \quad (36)$$

trong đó:  $\zeta' = \frac{\zeta_0}{1 + (k/m_v)}$ , với  $\zeta_0 = \frac{1 - 2\nu}{2 \ln(3 - 4\nu)}$ .

Giá trị các hệ số tính toán  $\nu, k_v, \zeta_0$  và  $m_v$  được nêu trong Bảng 18.

**Bảng 18 – Các hệ số  $\nu, k_v, \zeta_0, m_v$**

$\nu$	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
$k_v$	2,82	2,636	2,464	2,312	2,151	2,011	1,882	1,764	1,657	1,560	1,475
$\zeta_0$	0,455	0,437	0,419	0,400	0,380	0,361	0,340	0,319	0,297	0,274	0,250
$m_v$	1,345	1,373	1,405	1,446	1,491	1,540	1,607	1,685	1,786	1,916	2,010



**7.4.2.2** Các đặc trưng  $G_1$  và  $\nu_1$  được lấy trung bình cho tất cả các lớp đất trong phạm vi chiều sâu hạ cọc, còn  $G_2$  và  $\nu_2$  – trong phạm vi  $0,5L$ , tức là ở chiều sâu từ  $L$  đến  $1,5L$  tính từ đầu cọc, với điều kiện là dưới mũi cọc không có đất loại sét với chỉ số sét là chảy, đất khoáng hữu cơ và đất hữu cơ.

Mô đun cắt của đất  $G = E_0 / (2(1 + \nu))$  có thể được lấy bằng  $0,4 E_0$ , còn hệ số  $k_v$  bằng 2,0 (trong đó  $E_0$  là mô đun tổng biến dạng).

Đường kính tính toán  $d$  cho cọc có tiết diện ngang không tròn, đặc biệt là các cọc đóng chuẩn được chế tạo trong nhà máy, được tính theo công thức:

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad (37)$$

trong đó:

$A$  là diện tích tiết diện ngang của cọc.

### 7.4.3 Tính toán độ lún của nhóm cọc

**7.4.3.1** Khi tính toán độ lún của nhóm cọc cần phải xét đến ảnh hưởng tương hỗ của các cọc trong nhóm. Độ lún bổ sung do cọc  $j$  nằm cách cọc  $i$  một khoảng  $a$  (khoảng cách giữa các tâm cọc) chịu tải trọng  $N$  bằng:

$$s_{ad} = \delta \cdot \frac{N}{G_1 L} \quad (38)$$

với

$$\delta = \begin{cases} 0,17 \ln \frac{k_v G_1 L}{2G_2 a} & \text{khi } \frac{k_v G_1 L}{2G_2 a} > 1 \\ 0 & \text{khi } \frac{k_v G_1 L}{2G_2 a} \leq 1 \end{cases} \quad (39)$$

**7.4.3.2** Tính toán độ lún của cọc thứ  $i$  trong một nhóm  $n$  cọc mà đã biết sự phân phối tải trọng giữa các cọc được xác định theo công thức:

$$s_i = s(N_i) + \sum_{j \neq i} \delta_{ij} \cdot \frac{N_j}{G_1 L} \quad (40)$$

trong đó:

$s(N_i)$  là độ lún của cọc đơn, được xác định theo công thức (32);

$\delta_{ij}$  là hệ số, đã tính được theo công thức (39) phụ thuộc vào khoảng cách giữa các cọc thứ  $i$  và thứ  $j$ ;

$N_j$  là tải trọng lên cọc thứ  $j$ .

Khi sự phân phối tải trọng giữa các cọc chưa biết, có thể sử dụng công thức (40) để tính toán tương tác giữa móng cọc với kết cấu bên trên móng. Khi đó, sẽ thuận lợi nếu sử dụng phương pháp lực của cơ học kết cấu.

Ảnh hưởng tương hỗ của các nhóm cọc cần được xét đến bằng phương pháp điểm góc.

Khi thực hiện tính toán sơ bộ các nhóm cọc chịu tải trọng thẳng đứng, để mô hình hóa đài cọc hoàn toàn mềm, cho phép lấy tải trọng tác dụng lên tất cả các cọc là như nhau và bằng  $N_{mean} = N_d/n$ . Để mô hình đài cọc hoàn toàn cứng, độ lún của tất cả các cọc được lấy bằng nhau.

Khi thực hiện tính toán cuối cùng, nên chính xác lại các giá trị tải trọng lên mỗi cọc trong tính toán đồng thời, có xét đến độ cứng của đài cọc và kết cấu bên trên móng cho đến khi đảm bảo sự hội tụ. Khi đó, chênh lệch giữa giá trị tính toán của nội lực trong các cọc theo mô hình địa kỹ thuật móng cọc và theo mô hình tổng thể của kết cấu bên trên móng không được lớn hơn 10 %.

**7.4.3.3** Đối với tính toán móng cọc mà có các cọc với chiều dài khác nhau được liên kết bằng một đài cọc chung và các mũi cọc nằm trong cùng điều kiện đất nền, cho phép tính toán độ lún bổ sung theo các công thức (39) và (48), khi đó  $L$  được tính theo công thức:

$$L = \sqrt{\frac{L_i^2 + L_j^2}{2}} \quad (41)$$

**7.4.3.4** Khi tính hệ số độ cứng của cọc trong nhóm cọc chịu tải trọng thẳng đứng, nên xét đến sự giảm độ cứng của các cọc phụ thuộc vào tỷ số giữa giá trị tải trọng tính toán lên một cọc  $N_i$  và giá trị tải trọng tính toán giới hạn cho phép lên một cọc  $N_u$ . Trong trường hợp này, việc tính toán được thực hiện bằng cách gia tăng tuần tự (từng bước) tổng tải trọng lên móng đến giá trị  $N_u$ . Ở mỗi bước tính, độ cứng bản thân của cọc đơn  $k_w$  được tính lại dựa theo quan hệ “tải trọng – độ lún”.

Để mô tả quan hệ phi tuyến của độ lún cọc vào tải trọng, cho phép sử dụng quan hệ xấp xỉ theo công thức:

$$k_w = k_w^0 \left( 1 + \left( \frac{k_w^0}{N_u} \right)^m \right)^{-1/m} \quad (42)$$

trong đó:

$k_w^0$  là giá trị ban đầu của hệ số độ cứng của cọc ứng với đoạn gia tải ban đầu, tính bằng  $k_w^0 = N/s$ , trong đó  $s$  là giá trị độ lún đã tính được theo công thức (32);

$m$  là hệ số hiệu chỉnh.

#### **7.4.4 Tính toán độ lún của móng cọc như móng khối quy ước**

**7.4.4.1** Độ lún của móng cọc kích thước lớn (bãi cọc) cần được xác định theo công thức:

$$s = s_{ef} + \Delta s_p + \Delta s_c \quad (43)$$

trong đó:

$s_{ef}$  là độ lún của móng khối quy ước;

$\Delta s_p$  là độ lún bổ sung (do xét đến ép cọc) tại cao độ đáy móng khối quy ước;

$\Delta s_c$  là độ lún phụ thêm do nén thân cọc.

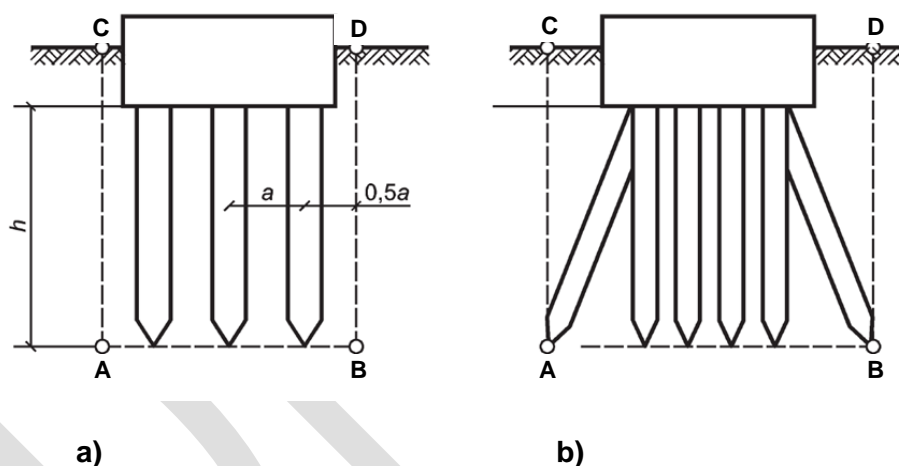
**7.4.4.2** Các ranh giới của móng khối quy ước (xem Hình 4) được xác định như sau:

- phía dưới – bởi mặt phẳng AB đi qua các mũi cọc;
- phía cạnh – bởi các mặt phẳng thẳng đứng AC và BD, cách trục của hàng cọc biên thẳng đứng một khoảng 0,5 khoảng cách cọc (Hình 7.4, a), nhưng không lớn hơn  $1,5d$  ( $d$  là đường kính hoặc cạnh của tiết diện ngang của cọc), còn khi có cọc xiên – bởi các mặt phẳng đi qua mũi của các cọc này (Hình 4, b);
- phía trên – bề mặt san lấp đất CD.

Tính toán độ lún của móng khối quy ước bằng phương pháp cộng biến dạng từng lớp của nền biến dạng tuyến tính trong phạm vi quy ước của tầng chịu nén (xem TCVN 9362). Ứng suất pháp thẳng đứng  $\sigma_{zp}$  quyết định đến biến dạng và chiều sâu tầng chịu nén chỉ được tính từ tác dụng của tải trọng đặt lên móng cọc, tức là trọng lượng đất trong phạm vi móng khối quy ước không cần xét đến. Ứng suất ban đầu  $\sigma_{zu}$  có xét đến việc đào hố móng.

Cũng có thể tính toán độ lún của móng khối quy ước bằng phương pháp số ba chiều như khối dị hướng có xét đến độ cứng chống cắt hữu hạn trên các mặt phẳng thẳng đứng.

CHÚ THÍCH: Khi tính toán nền của trụ cầu, cho phép móng khối quy ước được giới hạn bởi các mặt phẳng thẳng đứng AC và BD cách các hàng cọc biên thẳng đứng một khoảng  $h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{n,n}/4)$ , trong đó  $\varphi_{n,n}$  là giá trị trung bình của góc ma sát trong của đất.



**Hình 4 – Xác định ranh giới của móng khối quy ước khi tính toán độ lún của móng cọc**

**7.4.4.3** Giá trị độ lún bổ sung do ép cọc  $\Delta S_p$  được xác định bằng phương pháp chia ô có sử dụng mô hình đàn dẻo (Hình 5) hoặc theo các công thức:

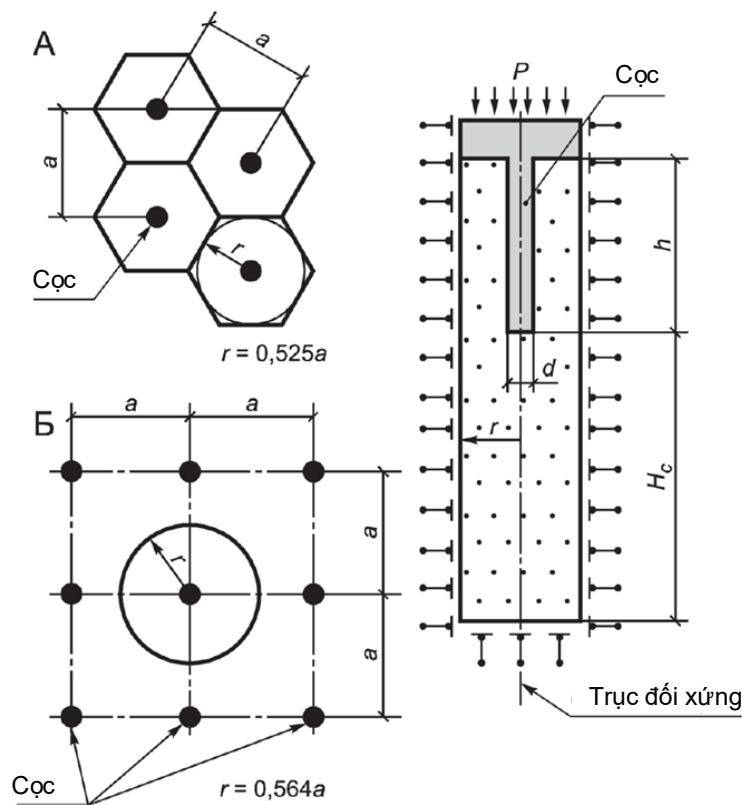
$$\Delta S_p = \frac{\Delta S_{p1}}{\frac{\Delta S_{p1}}{\Delta S_{p0}} \cdot \left(1 - \frac{E_1}{E_2}\right) + \frac{E_1}{E_2}} \quad (44)$$

$$\Delta S_{p1} = \frac{\pi(1 - \nu_2^2)p}{4E_2} \cdot (a - 1,5d) \quad (45)$$

$$\Delta S_{p0} \approx \frac{(1 - \nu_2^2)(1 - k)P}{dE_2} \quad (46)$$

trong đó:

- $E_1$  là giá trị trung bình của mô đun tổng biến dạng trong phạm vi chiều dài cọc;
- $E_2, \nu_2$  là giá trị trung bình của mô đun tổng biến dạng và hệ số Poisson trong phạm vi vùng chịu nén (chủ động) dưới đáy móng khối quy ước;
- $p$  là áp lực trung bình lên đáy móng khối quy ước, tính bằng kPa;
- $a$  là khoảng cách giữa trục các cọc của móng khi khoảng cách cọc giống nhau và là khoảng cách giữa trục các cọc trong vùng lân cận cọc này khi khoảng cách cọc không giống nhau;
- $d$  là đường kính cọc;
- $P = pa^2$  đối với cọc có tiết diện ngang vuông và  $P \approx 0,79pa^2$  đối với cọc có tiết diện ngang tròn;
- $k = b/a$  đối với cọc tiết diện ngang vuông, trong đó  $b$  là cạnh tiết diện ngang của cọc và  $k = d/a$  đối với cọc tròn.



Hình 5 – Sơ đồ tính toán của phương pháp chia ô

7.4.4.4 Độ lún phụ thêm do nén thân cọc được phép xác định theo công thức:

$$\Delta s_c = \frac{P(L-a)}{EA} \quad (47)$$

7.4.4.5 Trường hợp các cọc bố trí không đều trên mặt bằng, khi các lớp đất nằm dưới nền cọc nằm ở chiều sâu  $L/2$  tính từ mũi cọc có độ cứng  $G_2$  không đổi hoặc tăng theo chiều sâu thì cho phép xét ảnh hưởng tương hỗ theo 4.4, khi đó  $\delta$  được xác định bằng công thức (48) thay vì công thức (39):

$$\delta = \frac{k_1}{k_2 + \frac{G_2 a}{G_1 L}} \quad (48)$$

trong đó:

$$k_1 = \frac{1-\nu}{2\pi};$$

$$k_2 = (0,34 - 0,29\nu) \left( \frac{L}{d} \right)^{-0,163}.$$

**7.4.4.6** Cho phép xác định  $\delta$  bằng phương pháp số. Khi tính toán theo bài toán không gian thì tính độ lún bổ sung của cọc thứ  $j$ ,  $s_{ad}$ , phát sinh khi có tác dụng của tải trọng  $N$  lên cọc đang chịu tải ứng với các tỷ số  $a/d$  khác nhau giữa các cọc thứ  $i$  và thứ  $j$ . Khi tính toán theo bài toán đối xứng trục, độ lún của cọc thứ  $j$ ,  $s_{ad}$ , lấy bằng độ lún của đất ở chiều sâu  $z/L = 0,75$ , còn giá trị  $s_{ad}$  được nhân với hệ số hiệu chỉnh  $\gamma_{ca} = 1,1$ .

Các giá trị của  $\delta$  thu được trong tính toán số ứng với các giá trị khác nhau của tỷ số  $a/d$  có thể được tính gần đúng theo công thức (39) hoặc (48).

#### 7.4.5 Tính toán móng bè cọc hỗn hợp

**7.4.5.1** Móng bè cọc hỗn hợp (kết hợp sức chịu tải của cọc và đài cọc) được sử dụng để giảm độ lún tổng và độ lún không đều của công trình. Cho phép sử dụng giải pháp thiết kế với khoảng cách cọc thay đổi và không đổi trên mặt bằng. Móng bè cọc hỗn hợp có thể bao gồm các loại cọc và barrette bất kỳ.

**7.4.5.2** Đối với nhóm cọc kích thước lớn và bãi cọc, trong trường hợp nền được cấu tạo từ đất cát chặt vừa và chặt cũng như đất loại sét có chỉ số chảy nhỏ hơn  $I_L < 0,5$  và mô đun biến dạng  $E > 8$  MPa thì chúng có thể được thiết kế như móng bè cọc hỗn hợp, trong các trường hợp khác – móng nên được coi là móng cọc với đài cọc dạng tấm. Khi móng gồm các cọc (liên kết với nhau bằng đài cọc) chống trên đá thì nó được tính toán như móng cọc không xét đến sự truyền tải trọng của bản móng xuống nền.

**7.4.5.3** Không được sử dụng móng bè cọc hỗn hợp nếu có một lớp cát xốp dày hơn 1 m ngay dưới móng, cũng như trong khu vực xây dựng chưa kết thúc cố kết.

**7.4.5.4** Khi tính toán móng bè cọc hỗn hợp, phải xem xét các loại tương tác sau:

- Cọc với đất;
- Đài cọc với đất nền;
- Ảnh hưởng tương hỗ của các cọc thông qua đất nền;
- Ảnh hưởng tương hỗ của cọc và đài cọc.

Các loại tương tác nêu trên có thể được xét đến bằng tính toán có sử dụng mô hình số.

**7.4.5.5** Tính toán móng bè cọc hỗn hợp phải bao gồm:

- Xác định biến dạng của hệ kết cấu về tổng thể và các cấu kiện riêng biệt của nó;
- Xác định nội lực trong các cấu kiện của hệ kết cấu (trong các cọc giữa và biên) cũng như trong bản đài cọc.

Khi tính toán theo sơ đồ không gian cho công trình thuộc các hạng địa kỹ thuật 1 và 2, cho phép xác định đặc trưng tổng độ cứng của móng bè cọc theo 7.4.4.1.

**7.4.5.6** Việc lựa chọn chiều dài và khoảng cách cọc trong móng cọc bè cọc hỗn hợp được thực hiện dựa trên tính toán theo biến dạng đáp ứng giá trị cho phép về độ lún, độ nghiêng và độ lún lệch của công trình đã thi công phù hợp với TCVN 9362.

**7.4.5.7** Việc tính toán móng bè cọc có thể được thực hiện như tính toán tấm trên nền đàn hồi có sử dụng hệ số phản lực đàn hồi thay đổi của đất trên mặt bằng. Khi đó, giá trị trung bình của phản lực đàn hồi của đất có thể được ấn định trực tiếp từ tính toán phi tuyến không gian hoặc bằng cách giải bài toán đối xứng trục đối với ô mà bao gồm cả cọc và khối đất xung quanh cọc (Hình 5). Khi ấn định giá trị của hệ số phản lực đàn hồi ở vùng biên và các vị trí tập trung ứng suất khác, cần xét đến sự làm việc không gian của móng. Sự phân phối trên mặt bằng của đặc trưng độ cứng trong trường hợp này được xác định dựa trên mô hình số có sử dụng các phần mềm địa kỹ thuật hoặc các giải pháp khác.

## **7.5 Đặc điểm thiết kế nhóm cọc kích thước lớn, bãi cọc và bản móng**

**7.5.1** Tính toán hệ kết cấu “cọc – khối đất – bản chịu uốn – kết cấu bên trên” trong trường hợp tổng quát cần được thực hiện bằng mô hình không gian có xét đến sự làm việc đồng thời của các kết cấu bên trên và bên dưới mặt đất của công trình, móng cọc và nền của nó. Nội lực trong cọc và đài cọc cần được xác định bằng phương pháp số trên máy tính có sử dụng các phần mềm mô tả được sự tương tác này.

**7.5.2** Khi tính toán móng cọc kích thước lớn, các đặc trưng biến dạng của vật liệu làm cọc, đài cọc và kết cấu bên trên móng được phép coi là đàn hồi khi không chế nội lực tính toán trong giới hạn tỷ lệ tuyến tính. Ứng xử cơ học của đất cần được mô tả chủ yếu bằng mô hình phi tuyến.

**7.5.3** Khi xác định nội lực trong các cọc của móng cọc dùng đài cọc kích thước lớn, sự làm việc cơ học của đất cần được mô tả chủ yếu bằng các mô hình có sử dụng các đặc trưng của đất mà được xác định theo các tiêu chuẩn có liên quan. Khi thiết kế móng cho công trình thuộc hạng địa kỹ thuật 3, cho phép sử dụng các thông số khác mà cần được xác định theo phương án khảo sát. Trong trường hợp này có thể sử dụng các mô hình đàn dẻo phức tạp hơn xét đến được sự tăng hoặc giảm cường độ của đất, sự giãn nở và các mô hình (đàn dẻo đa thông số) khác.

**7.5.4** Khi tính toán mà đối với từng lớp đất thứ  $i$  chỉ sử dụng các thông số tiêu chuẩn về biến dạng của đất (mô đun biến dạng của lớp đất thứ  $i$  dọc theo nhánh đỡ tải,  $E_i$ , mô đun biến dạng của lớp đất thứ  $i$  dọc theo nhánh gia lại tải,  $E_{e,i}$ , và hệ số Poisson của lớp đất thứ  $i$ ,  $\nu_i$ ) thì cho phép ấn định chiều sâu vùng tính toán tương tự như khi tính lún theo sơ đồ móng khối quy ước nêu trong 7.4 (Hình 4). Khi tiến hành tính toán bằng mô hình đa thông số, chiều sâu tầng chịu nén cần được xác định trên cơ sở các tính toán đã thực hiện.

**7.5.5** Kết quả tính toán cần làm rõ được định tính và định lượng của hiệu ứng của nhóm cọc và cọc biên trong nền cọc, tức là đặc điểm làm việc của các cọc nằm tại các vùng khác nhau trong bãi cọc. Phải xét đến sự gia tăng độ mềm của cọc làm việc trong thành phần của nhóm cọc (bãi cọc, nhóm cọc) so với sự làm việc của cọc đơn, cũng như tính thay đổi sức chịu tải của cọc và đất phụ thuộc vào vị trí của chúng trong nhóm (ví trí biên: cọc góc, cọc cuối và tương tự; vị trí bên trong: cọc trung tâm, cọc trung gian; các vùng bố trí thưa hoặc dày).

**7.5.6** Khi tính toán kết cấu bên trên và kết cấu móng công trình thì các cọc trong thành phần của móng được phép mô tả bằng các phần tử mềm tiếp xúc tuyến tính và phi tuyến. Quan hệ “tải trọng – độ lún”

đặc trưng cho các phần tử này đối với các đầu cọc và phần đáy đài cọc giữa các cọc được khuyến nghị xác định bằng tính toán không gian nền cọc theo biến dạng trong miền tải trọng mà đặc trưng cho sự chênh lệch có thể có của các phản lực tính toán trong đầu các cọc và đất giữa các cọc. Cho phép mô tả sự làm việc của các phần tử mềm tiếp xúc phi tuyến bằng một số bước lặp với sự thay đổi (tính lại) độ cứng của các phần tử tiếp xúc tuyến tính.

**7.5.7** Để xác định các đặc trưng độ cứng của nền, cho phép thay tính toán không gian tổng thể nền cọc bằng tính toán từng vùng đặc trưng của nền cọc. Khi thực hiện tính toán này, cho phép coi đài cọc chịu uốn như là đài cọc cứng tuyệt đối.

**7.5.8** Đối với công trình thuộc hạng địa kỹ thuật 3, tính toán đài cọc của móng cọc kích thước lớn cần được thực hiện theo mô hình phi tuyến. Đối với các công trình thuộc các hạng địa kỹ thuật 1 và 2, cho phép tính toán đài cọc chịu uốn theo mô hình nền đàn hồi mà được đặc trưng bởi hệ số độ cứng thay đổi trên mặt bằng. Hệ số này được ấn định dựa trên kết quả tính toán móng cọc theo biến dạng phù hợp với 7.4. Khi thiết kế kết cấu của đài cọc cần lựa chọn các trường hợp bất lợi nhất về sự phân phối lại có thể có của sức chịu tải của cọc trên mặt bằng. Việc lựa chọn chiều dày đài cọc được xác định bằng tính toán.

**7.5.9** Đối với tất cả các hạng địa kỹ thuật, cho phép thực hiện tính toán móng cọc kích thước lớn bằng mô hình tuyến tính của đất trong các trường hợp:

- tính toán móng cọc của công trình cầu;
- khi tính toán móng cọc chịu tải trọng động;
- khi xác định chuyển vị và góc xoay của kết cấu do tải trọng và tác động tạm thời ngắn hạn.

**7.5.10** Việc bố trí cốt thép cho đài cọc được thực hiện bằng các lưới thép hoặc các thanh cốt thép phù hợp với TCVN 5574:2018. Khi đó, lượng cốt thép chịu lực cần thiết của đài cọc được xác định theo các nội lực tác dụng trong tiết diện đài cọc và các nội lực này được xác định theo các yêu cầu của Điều 7.5 này.

**7.5.11** Việc tính toán theo cường độ của vật liệu làm các cọc trong thành phần của móng bè cọc, nhóm cọc kích thước lớn và bãi cọc cần được thực hiện có xét đến khả năng quá tải của các cọc biên và các cọc góc do sức chịu tải không đều của các cọc trong nhóm trên mặt bằng. Để làm được điều này, tính toán cọc theo cường độ của vật liệu cần được thực hiện có xét đến hệ số độ tin cậy của tải trọng  $\gamma_f$ .

Khi xác định nội lực trong cọc bằng phương pháp số có xét đến tương tác của cọc với đất xung quanh thì lấy  $\gamma_f = 1,3$ , khi tính toán bằng phương pháp có xét đến ảnh hưởng tương hỗ của các cọc (7.4.3.1) thì lấy  $\gamma_f = 1,4$ . Khi không tính theo các phương pháp này thì lấy  $\gamma_f = 1,5$ .

**7.5.12** Trường hợp móng cọc được thiết kế có xét đến khả năng truyền tải trọng xuống đất trực tiếp qua đáy đài cọc thì trong đồ án thiết kế cần có các biện pháp đảm bảo tính toàn vẹn cho nền (bảo vệ khỏi ngập nước và xáo trộn).

**7.5.13** Trong đồ án móng cọc và móng bè cọc của công trình cấp C3, nên bố trí lắp đặt các cảm biến để đo nội lực ở các cọc chịu tải lớn nhất và ở các vùng chịu tải lớn nhất của đài cọc, cũng như lắp đặt cảm biến áp lực đất dưới đáy đài cọc. Khi đó, trong phương án quan trắc cần có đánh giá nội lực trong các cọc từ giai đoạn thi công công trình để có thể so sánh ứng xử dự báo và ứng xử thực tế của kết cấu, cũng như cần có việc xác định các giá trị tới hạn của tải trọng trong các cọc đã chọn.

**7.5.14** Khi thi công cọc khoan nhồi có đường kính lớn hơn 850 mm, cần đặt các ống chuyên dụng trong các cọc để kiểm soát tính liên tục và đồng nhất của thân cọc bằng phương pháp không phá hủy với số

## TCVN 10304:202x

lượng cọc như sau:

- Ít nhất 10 % số cọc đối với công trình cấp C2;
- Ít nhất 30 % số cọc đối với công trình cấp C3;
- 50 % số cọc – khi tải trọng lên một cọc lớn hơn 10 MN.

Đối với móng một cọc dưới chân cột, cần kiểm soát hoàn toàn tính liên tục và đồng nhất của thân cọc. Số lượng cọc khoan nhồi cần kiểm soát trong thành phần của móng nhà cao tầng và loại công tác kiểm soát chất lượng bê tông của cọc cần được ấn định trong đồ án thiết kế có xét đến các yêu cầu của SP 412.1325800 [12].

CHÚ THÍCH: Đối với các cọc của trụ cầu, có thể lập phương án kiểm soát chất lượng của chúng có xét đến vị trí cọc và phương pháp thi công cọc.

### 7.6 Đặc điểm thiết kế móng cọc khi cải tạo công trình

**7.6.1** Khi cải tạo công trình thì việc sử dụng móng cọc sẽ là hợp lý trong trường hợp sự gia tăng đáng kể tải trọng lên nền và trường hợp trong nền có các lớp đất yếu.

Đối với móng cọc, có thể sử dụng cọc đóng, cọc ép, cọc khoan phun và các loại cọc khác trên cơ sở thích hợp.

**7.6.2** Móng cọc khi cải tạo công trình cần được thiết kế phù hợp với các yêu cầu của 7.6 này và 7.1 đến 7.4. Số liệu ban đầu cho thiết kế, ngoài các số liệu nêu trong 4.1, phải bao gồm kết quả khảo sát nền, móng và kết cấu của công trình cần cải tạo, còn theo 5.14 đến 5.17 trong điều kiện có các công trình hiện hữu – cũng như kết quả khảo sát của các công trình nằm trong vùng ảnh hưởng của việc cải tạo.

**7.6.3** Khảo sát địa chất công trình phục vụ cải tạo công trình phải được thực hiện theo các yêu cầu của Điều 5 và có xét đến các điều từ 9 đến 13.

**7.6.4** Trong đồ án cải tạo nền và móng của công trình phải có các giải pháp tận dụng tối đa kết cấu nền móng hiện hữu và khả năng chịu lực của đất.

**7.6.5** Khi sử dụng móng cọc đóng để cải tạo công trình trong điều kiện có các công trình hiện hữu phải kiểm tra sự an toàn theo điều kiện tác động động lên các kết cấu của các công trình lân cận phù hợp với các yêu cầu trong 4.8, cũng như sự an toàn theo điều kiện dịch chuyển của đất xung quanh các cọc được hạ.

Khoảng cách an toàn theo điều kiện tác động động  $r$ , tính bằng mét (m), từ các cọc được hạ đến công trình, về nguyên tắc, không được nhỏ hơn 25 m.

**7.6.6** Nếu khoảng cách  $r$  từ cọc được hạ gần nhất nhỏ hơn 25 m thì khoảng cách an toàn cho phép được xác định dựa trên điều kiện sao cho vận tốc dao động theo phương đứng của móng  $V$ , tính bằng cm/s, ở khoảng cách  $r$  từ cọc được hạ không vượt quá giá trị giới hạn cho phép đối với công trình đó. Giới hạn dao động theo phương đứng của trình phụ thuộc vào đặc điểm kết cấu và mức tình trạng kỹ thuật của công trình. Các thông số dao động khi hạ cọc bằng búa và búa rung được xác định dựa trên kết quả đo rung khi hạ cọc thử.

Đối với công trình ở mức tình trạng kỹ thuật còn làm việc được thì khi đóng cọc bằng búa giá vận tốc dao động cho phép  $V_a$  có thể được xác định theo Bảng 19. Trong các trường hợp cần thiết, bao gồm cả khi hạ cọc bằng búa rung, khoảng cách an toàn cho phép phải được chính xác lại dựa trên khảo sát



bằng thiết bị đo các thống số dao động của đất và công trình trong quá trình hạ thử cọc.

CHÚ THÍCH: Việc giảm tác động động đất do việc đóng cọc đến các công trình có thể được thực hiện bằng cách hạ cọc trong lỗ khoan dẫn, sử dụng búa thủy lực với khối lượng phân va đập lớn ở chiều cao rơi thấp, sử dụng thiết bị ép rung, v.v.

Giá trị vận tốc dao động  $V$  của công trình được tính theo công thức:

$$V = 2\pi \cdot \alpha \cdot \delta \quad (49)$$

trong đó:

$V$  tính bằng cm/s;

$\alpha$  và  $\delta$  tương ứng là biên độ và tần số dao động, được xác định bằng thực nghiệm trong quá trình đóng thử cọc.

**Bảng 19 – Vận tốc dao động cho phép**

Kết cấu công trình	Vận tốc dao động cho phép $V_a$ , cm/s, khi đất nền là		
	đất cát		
	chặt	chặt vừa	xốp
	đất loại sét khi chỉ số chảy		
	$I_L < 0,5$	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	$I_L > 0,75$
1. Kết cấu bê tông cốt thép toàn khối và kết cấu khung thép	4,5	3,0	1,0
2. Kết cấu khung bê tông cốt thép	3,0	1,5	0,5
3. Kết cấu khối xây gạch và panen gạch	2,0	1,5	0,4

**7.6.7** Trường hợp không thể sử dụng các cọc đóng gần các công trình hiện hữu do có tác động động thì chúng có thể được thay thế bằng cọc ép được hạ bằng máy ép cọc chuyên dụng hoặc kích.

Lực cần thiết nhỏ nhất  $F$  để ép cọc được phép xác định theo công thức:

$$F \geq \gamma_c F_d \quad (50)$$

trong đó:

$F$  tính bằng kN;

$\gamma_c$  là hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1,2 khi tốc độ hạ cọc đến 3 m/min;

$F_d$  là sức chịu tải của cọc tại các độ sâu hạ cọc khác nhau trong điều kiện đất nền của khu vực xây dựng, tính bằng kN.

Khi sử dụng cọc ép để gia cố nền của công trình cần cải tạo thì móng và kết cấu dưới mặt đất của công trình phải được kiểm tra khả năng chịu được lực ép  $F$  và phải được gia cố trong trường hợp cần thiết.

**7.6.8** Trường hợp sử dụng cọc khoan nhồi khi cải tạo công trình, phải tiến hành đánh giá độ lún thi công có thể có khi thi công loại cọc này mà có thể gây nên sự lún của các móng nằm gần, cũng như phải có các biện pháp làm giảm độ lún thi công, bao gồm cả việc sử dụng ống vách.

## **TCVN 10304:202x**

CHÚ THÍCH: Việc đánh giá có thể được thực hiện trên cơ sở tham khảo SP 361.1325800 [8], kinh nghiệm so sánh hoặc số liệu quan trắc.

**7.6.9** Khi gia cường móng cọc của công trình cần cải tạo bằng cách bổ sung cọc dưới đài cọc hiện hữu và đài cọc phải được kiểm tra độ bền do sự thay đổi về tải trọng và vị trí đặt tải trọng. Trong trường hợp độ bền của đài cọc không được đảm bảo thì phải thiết kế gia cường đài cọc.

**7.6.10** Độ lún phụ thêm của nền công trình cần cải tạo không được vượt quá giá trị độ lún phụ thêm giới hạn mà được quy định phụ thuộc vào cấp hậu quả, mức tình trạng kỹ thuật của kết cấu bản thân công trình và của cả các công trình hiện hữu liền kề xung quanh.

**7.6.11** Việc lựa chọn loại cọc, vật liệu và phương pháp thi công cần xét đến:

- Điều kiện đất nền và điều kiện thủy văn tại khu vực xây dựng, bao gồm cả sự có mặt hoặc khả năng có mặt của các chướng ngại vật trong nền;
- Ứng suất trong cọc khi thi công cọc;
- Khả năng bảo toàn và kiểm tra tính toàn vẹn của cọc khi thi công;
- Ảnh hưởng của phương pháp và trình tự thi công cọc tới các công trình và hệ thống hạ tầng kỹ thuật đã có;
- Dung sai mà trong phạm vi đó cọc có thể vẫn được thi công một cách tin cậy có xét đến độ lún thi công;
- Tác động hóa học phá hoại trong nền;
- Khả năng liên thông của các mạch nước ngầm nằm ngang;
- Công tác bốc dỡ và vận chuyển cọc;
- Ảnh hưởng của việc thi công cọc tới các công trình lân cận.

**7.6.12** Khi xem xét các vấn đề đã liệt kê trong 7.6.5 đến 7.6.11, cần đặc biệt chú ý đến:

- Chuyển dịch và rung động của các công trình lân cận khi thi công cọc;
- Loại búa đóng hoặc thiết bị rung được sử dụng;
- Ứng suất động trong cọc khi đóng;
- Sự cần thiết phải giữ áp lực của dung dịch tại cao độ mà đảm bảo được sự ổn định của thành hố khoan và loại trừ được khả năng lở thành khi thi công cọc khoan nhồi có sử dụng dung dịch giữ thành bên trong hố khoan,
- Làm sạch cặn lắng tại đáy, và đôi khi là cả thành hố khoan, đặc biệt là khi chúng chứa đầy dung dịch bentonite;
- Sự mất ổn định cục bộ của thành hố khoan trong quá trình đổ bê tông mà có thể dẫn đến việc đất lẫn vào thân cọc;
- Lẫn đất và nước vào hỗn hợp bê tông vừa đổ trong thân cọc nhồi;
- Tác động làm chậm của các hóa chất có trong đất và nước ngầm;
- Việc làm chặt đất và sự xuất hiện áp lực lỗ rỗng khi thi công cọc bằng ép đất;
- Sự phá hoại đất khi khoan tạo lỗ cọc.

## 7.7 Đặc điểm tính toán khi sử dụng phần mềm địa kỹ thuật

**7.7.1** Có thể thực hiện tính toán móng cọc bằng các phương pháp lập bảng, cũng như sử dụng phần mềm chuyên dụng. Phần mềm tính toán được chia thành các nhóm sau:

- Thực hiện trực tiếp các phương pháp của tiêu chuẩn này;
- Thực hiện các phương pháp tính toán kỹ thuật;
- Sử dụng các giải pháp số của cơ học môi trường liên tục.

Khi thực hiện tính toán số, phải chọn sơ đồ tính toán hệ “kết cấu bên trên móng (bao gồm cả đài cọc) – cọc – nền đất” có xét đến các yếu tố quan trọng nhất quyết định khả năng chịu lực của hệ thống này. Cần phải xét đến thời hạn và những thay đổi có thể xảy ra theo thời gian của tải trọng lên cọc và móng cọc.

Mô hình tính toán móng cọc phải được xây dựng theo cách sao cho lỗi hướng về phía dự trữ an toàn của thiết kế kết cấu bên trên. Nếu sai số thống kê này không thể xác định trước, cần phải thực hiện tính toán các phương án và xác định định các tác động bất lợi nhất đối với kết cấu bên trên mặt đất.

Khi thực hiện tính toán móng cọc bằng máy tính, cần xét đến các yếu tố không rõ ràng có thể có liên quan đến chức năng của mô hình tính toán và việc lựa chọn các thông số về biến dạng, độ bền của đất nền. Để làm được điều này, khi thực hiện các tính toán số xác định sức kháng có thể có của cọc đơn, nhóm cọc và móng bè cọc, nên so sánh kết quả tính toán của các phần riêng biệt của sơ đồ tính với các đáp số giải tích, cũng như so sánh các kết quả tính toán khác (thay thế) bằng các phần mềm địa kỹ thuật khác nhau.

**7.7.2** Cho phép sử dụng phần mềm máy tính cho các loại tính toán sau:

- Xác định sức chịu tải của cọc đơn;
- Tính toán cọc đơn theo biến dạng;
- Xác định nội lực trong các cọc và đài cọc (là một phần của móng cọc và móng bè cọc) liên kết chúng khi tính toán chịu tác dụng của tất cả các loại tải trọng;
- Tính toán công trình và móng cọc đồng thời;
- Tính toán biện pháp chống sạt trượt bằng cọc;
- Tính toán móng cọc chịu tác động động đất;
- Tính toán biến dạng của móng cọc theo thời gian;
- Mô hình hóa quá trình thi công móng cọc.

CHÚ THÍCH 1: Tính toán đồng thời công trình và móng cọc là tính toán hệ “kết cấu bên trên–cọc–khối đất liền kề” bằng phần mềm chuyên dụng.

CHÚ THÍCH 2: Mô hình hóa quá trình thi công móng cọc phải mô tả theo từng giai đoạn tất cả các quá trình thi công cọc – khoan có hoặc không có dung dịch bentonite, đổ bê tông cọc, v.v.

**7.7.3** Khi tính toán có sử dụng các mô hình của cơ học môi trường liên tục, phải lựa chọn sơ đồ tính toán hệ “đài cọc – cọc – đất nền” với các yếu tố quan trọng nhất quyết định đến sức kháng của hệ này. Trong tính toán, cần phải xét đến đặc điểm tương tác giữa cọc và khối đất xung quanh, phụ thuộc vào công nghệ thi công cọc, ảnh hưởng tương hỗ của các cọc, đặc điểm cơ học làm của đài cọc. Khi tính toán móng, cần phải xét đến ảnh hưởng của thiết bị đào hố móng, các kết cấu chống giữ của nó, trình

## TCVN 10304:202x

tự lắp dựng các khối, các bộ phận và giai đoạn xây dựng, sự không đồng nhất trong cấu trúc địa chất và cũng cần phải tính khả năng thay đổi theo thời gian của tải trọng lên cọc và lên móng cọc.

**7.7.4** Khi thực hiện tất cả các loại tính toán móng cọc bằng phần mềm máy tính, cần xét đến các yếu tố không rõ ràng có thể có, liên quan đến việc ấn định mô hình tính toán và lựa chọn các thông số về biến dạng và độ bền của nền đất. Để làm được điều này, phải thực hiện các tính toán với các giả thiết tính toán có lợi và bất lợi và xét đến các kết quả này khi thực hiện tính toán bằng phương pháp số.

**7.7.5** Mô hình tính toán móng cọc phải được xây dựng sao cho các sai số thiên về dự trữ an toàn của kết cấu bên trên đang thiết kế. Nếu các sai số này không thể xác định được trước thì phải thực hiện các phương án tính toán và xác định các tác động bất lợi nhất đối với kết cấu trên mặt đất.

**7.7.6** Kết quả tính toán móng cọc bằng phần mềm địa kỹ thuật phải được kiểm tra, tức là khẳng định sự phù hợp của nó.

Việc kiểm tra các sơ đồ tính toán và kết quả tính toán có thể được thực hiện theo các cách sau:

- Kiểm tra nhiều bước về tính chính xác của số liệu đầu vào để tính toán;
- Tính toán bằng nhiều loại phần mềm;
- Thực hiện tính toán với các nhóm người tính toán độc lập;
- So sánh kết quả tính toán với số liệu hiện trường hoặc với kết quả tính toán cho các đối tượng tương tự.

**7.7.7** Khi xây dựng mô hình tính toán nền với mô hình môi trường liên tục, phải ấn định phạm vi cần thiết của vùng tính toán và dạng phần tử hữu hạn hoặc rời rạc của sai phân hữu hạn. Kích thước của vùng nền, liên kết với móng cọc và được xét đến trong tính toán móng cọc, phải đảm bảo không có ảnh hưởng đáng kể của các điều kiện biên tới kết quả tính toán.

**7.7.8** Nếu kết cấu có trục hoặc mặt phẳng đối xứng thì điều này cần phải được xét đến khi gán các điều kiện biên. Chỉ được phép xét đến một phần của kết cấu (1/2 hoặc 1/4) trong tính toán.

**7.7.9** Cần mô tả sự tập trung biến dạng trượt và chảy dẻo của đất dọc theo ranh giới “cọc-đất” bằng cách sử dụng phần tử “tiếp xúc” hoặc bố trí dày một cách thỏa đáng các phần tử theo phương pháp phần tử hữu hạn (phương pháp sai phân hữu hạn) với việc mô phỏng các phần tử có đặc trưng độ bền giảm. Các đặc tính của phần tử này phải được lựa chọn phụ thuộc vào loại cọc bằng cách giảm đặc trưng độ bền của đất, có xét đến hệ số điều kiện làm việc của cọc  $\gamma_{Rt}$  theo Bảng 6.

**7.7.10** Khi tính toán móng cọc, nếu ảnh hưởng của các yếu tố riêng đến kết quả tính toán là không rõ ràng thì cần tiến hành phân tích độ nhạy đối với từng yếu tố. Khi đánh giá ảnh hưởng của sự không rõ ràng của số liệu ban đầu về tải trọng, các thông số của mô hình và sự thay đổi hình học của cấu trúc địa chất thì nên thực hiện phân tích các thông số, trong đó làm rõ được các thông số chính của mô hình số có ảnh hưởng đến kết quả, còn sự kết hợp của chúng được xác định bởi các giá trị lớn nhất và nhỏ nhất của các đại lượng. Cần xác định các giá trị lớn nhất và nhỏ nhất của các đại lượng mà đặc trưng cho kết quả tính toán, cần thu được đánh giá đáng tin cậy về sự làm việc cơ học của công trình trong phạm vi số liệu đầu ra đã dự đoán trước và xét ảnh hưởng của sự không rõ ràng của số liệu đầu vào trong các thông số của mô hình.

**7.7.11** Để thu được kết quả đáng tin cậy trong quy trình tính toán, cần xét đến quá trình thực tế hình thành trạng thái ứng suất – biến dạng ban đầu. Để xét đến ảnh hưởng của quá trình lịch sử tự nhiên đến hệ số áp lực ngang thì nên sử dụng công thức thực nghiệm:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (51)$$

trong đó:

OCR là thông số trạng thái ban đầu (hệ số quá cố kết của đất theo GOST R 58326 TCVN 4200). Khuyến nghị lấy giá trị OCR không lớn hơn 2. Nếu không có số liệu về giá trị OCR thì giá trị này lấy bằng 1,0.

**7.7.12** Khi giải các bài toán xác định sức chịu tải của các cọc, trong trường hợp chúng làm việc như cọc đơn, cho phép tính toán bằng phương pháp ô theo 7.4.4.1. Khi đó, đường kính vùng tính toán lấy không nhỏ hơn 10 lần đường kính cọc, còn đường kính vùng dưới mũi cọc – không nhỏ hơn 3 lần đường kính cọc. Kết quả tính toán phải xây dựng được đường cong “độ lún – tải trọng”. Khi thực hiện tính toán có liên quan đến việc xây dựng đường cong “độ lún – tải trọng”, các đặc trưng độ bền của đất phải được lấy theo các trạng thái giới hạn nhóm thứ hai.

**7.7.13** Khi tiến hành tính toán độ lún của móng bè cọc, chiều sâu tính toán của tầng chịu nén trong tính toán không được lấy nhỏ hơn so với sơ đồ móng khối quy ước. Khi thực hiện các tính toán, cho phép xét đến sự thay đổi của các đặc trưng biến dạng của nền trong phạm vi của một đơn nguyên địa chất công trình, cũng như sự thay đổi của các đặc trưng biến dạng của nền trong phạm vi vùng đất tải đang xét.

**7.7.14** Kết quả các thí nghiệm hiện trường đối với cọc và nhóm cọc có thể sử dụng để kiểm chứng và xác nhận các mô hình tính toán móng cọc. Các chỉ tiêu về độ bền và tính biến dạng của đất, nếu chúng đã được xác định dựa trên số liệu từ các thí nghiệm cọc hiện trường, chỉ được phép điều chỉnh trong các vùng tương tác giữa cọc và đất xung quanh.

## 7.8 Đặc điểm thiết kế móng cọc cho các loại công trình khác nhau

**7.8.1** Sức chịu tải của cọc đóng ma sát, cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi chịu tải trọng nén cho tất cả các loại công trình cần được xác định theo 7.1 và 7.2 cũng như theo 7.8 này.

**7.8.2** Chiều sâu hạ cọc vào đất của móng cọc dưới cột đỡ đường dây tải điện trên không cũng như đỡ các đường ống chính, chịu tải trọng kéo hoặc tải trọng ngang không được nhỏ hơn 4,0 m.

**7.8.3** Đối với móng cọc của cột đỡ đường dây tải điện trên không, không được sử dụng các cọc hình chùy, hình tháp và hình thoi.

**7.8.4** Cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc đóng  $R$  và cường độ tính toán của đất tại mặt bên thân cọc đóng  $f_i$  trong móng cột đỡ đường dây tải điện trên không lấy theo các bảng 2 và 3, khi đó trong móng dưới cột thông thường thì giá trị tính toán  $f_i$  của đất loại sét có chỉ số chảy  $I_L \geq 0,3$  cho phép tăng thêm 25 %. Cường độ tính toán của đất tại mặt bên cọc đóng cần nhân thêm với hệ số điều kiện làm việc bổ sung nêu trong Bảng 20.

Bảng 20 – Hệ số điều kiện làm việc bổ sung  $\gamma_c$ 

Loại móng, đặc điểm của đất và tải trọng	Hệ số điều kiện làm việc bổ sung $\gamma_c$ khi chiều dài cọc			
	$L \geq 25d$	$L < 25d$ và tỷ số		
		$H/N \leq 0,1$	$H/N = 0,4$	$H/N = 0,6$
1. Móng dưới cột trung gian khi tính toán:				
a) cọc đơn, chịu tải trọng kéo:				
trong đất cát và đất cát pha	0,9	0,9	0,8	0,55
trong đất sét và đất sét pha có $I_L \leq 0,6$	1,15	1,15	1,05	0,7
trong đất sét và đất sét pha có $I_L > 0,6$	1,5	1,5	1,35	0,9
b) cọc đơn chịu tải trọng nén và các cọc trong nhóm cọc, chịu tải trọng kéo:				
trong đất cát và cát pha	0,9	0,9	0,9	0,9
trong đất sét và sét pha có $I_L \leq 0,6$	1,15	1,15	1,15	1,15
trong đất sét và sét pha có $I_L > 0,6$	1,5	1,5	1,5	1,5
2. Móng dưới cột néo, cột góc cuối, cột vượt nhịp lớn khi tính toán:				
a) cọc đơn, chịu tải trọng kéo:				
trong đất cát và cát pha	0,8	0,8	0,7	0,6
trong đất sét và sét pha	1,0	1,0	0,9	0,6
b) các cọc trong nhóm cọc, chịu tải trọng kéo:				
trong đất cát và cát pha	0,8	0,8	0,8	0,8
trong đất sét và sét pha	1,0	1,0	1,0	1,0
c) các cọc trong nhóm cọc, chịu tải trọng nén trong mọi loại đất	1,0	1,0	1,0	1,0
<p>Các ký hiệu trong Bảng 20:</p> <p><math>L</math> là chiều dài cọc hạ trong đất;</p> <p><math>d</math> là đường kính cọc tiết diện tròn, cạnh của cọc tiết diện vuông hoặc cạnh lớn của tiết diện ngang chữ nhật của cọc;</p> <p><math>H</math> là thành phần nằm ngang của tải trọng tính toán;</p> <p><math>N</math> là thành phần thẳng đứng của tải trọng tính toán.</p>				
<p>CHÚ THÍCH: Khi hạ cọc đơn nghiêng về phía tác dụng của thành phần nằm ngang của tải trọng và với góc nghiêng so với phương thẳng đứng lớn hơn <math>10^\circ</math> thì hệ số điều kiện làm việc bổ sung lấy như đối với cọc thẳng đứng làm việc trong thành phần của nhóm cọc.</p>				

**7.8.5** Khi tính toán chịu tải trọng kéo đối với cọc làm việc trong nhóm có từ 4 cọc trở xuống trong móng của cột đỡ đường dây tải điện trên không thì sức chịu tải tính toán của cọc cần giảm đi 20 %.

**7.8.6** Khi tính toán sức chịu tải của cọc theo công thức (9) cho công trình thấp tầng các cấp C1 và C2, cường độ tính toán của đất  $R$ , tính bằng kPa, dưới mũi cọc đóng khi chiều sâu hạ cọc từ 2 m đến 3 m cho phép lấy theo Bảng 21 và cường độ tính toán của đất tại mặt bên  $f_i$ , tính bằng kPa, – lấy theo Bảng 22.

**Bảng 21 – Cường độ tính toán của đất  $R$  dưới mũi cọc đóng**

Chiều sâu hạ cọc $L$ , m	Hệ số rỗng $e$	Cường độ tính toán của đất $R$ , kPa, dưới mũi cọc đóng cho									
		đất cát				đất loại sét khi chỉ số chảy $I_L$ bằng					
		thô	vừa	mịn	bụi	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
2	$\leq 0,55$	8 300	3 900	2 500	1 500	6 500	3 900	2 000	1 000	600	300
	0,70	6 400	3 000	1 900	1 200	5 400	3 200	1 700	900	500	250
	1,00	–	–	–	–	3 200	1 900	1 000	600	300	150
3	$\leq 0,55$	8 500	4 100	2 700	1 600	6 600	4 000	2 100	1 100	650	350
	0,70	6 600	3 200	2 100	1 300	5 500	3 300	1 800	1 000	550	250
	1,00	–	–	–	–	3 300	2000	1 100	700	350	200

CHÚ THÍCH: Đối với các giá trị  $L$ ,  $I_L$  và  $e$  trung gian thì các giá trị  $R$  được xác định bằng nội suy tuyến tính.

**Bảng 22 – Cường độ tính toán của đất tại mặt bên của thân cọc đóng  $f_i$**

Chiều sâu trung bình của lớp đất, $h_i$ , m	Hệ số rỗng của lớp đất $e$	Cường độ tính toán của đất tại mặt bên của thân cọc đóng $f_i$ , kPa, bao gồm cả cọc có tiết diện ngang chữ T và I, cho									
		đất cát			đất loại sét khi chỉ số chảy $I_L$ bằng						
		thô và vừa	mịn	bụi	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	
1	$< 0,55$	80	55	45	46	39	32	25	18	11	
	0,7	60	40	30	45	37	30	23	16	9	
	1,00	–	–	–	–	32	23	15	10	6	
2 ÷ 3	$< 0,55$	85	60	50	68	53	40	29	20	13	
	0,7	65	45	35	65	50	37	26	18	11	
	1,0	–	–	–	60	45	32	21	13	7	

CHÚ THÍCH: Đối với các giá trị trung gian của  $h_i$ ,  $e$  và  $I_L$ , giá trị  $f_i$  được xác định bằng nội suy tuyến tính.

**7.8.7** Cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi có đáy hố khoan được làm chặt khi chiều sâu hạ cọc từ 2 m đến 3 m,  $R$ , tính bằng kPa, cho phép lấy theo Bảng 23; khi đó, đối với cát chặt, các giá trị trong bảng được tăng lên 1,3 lần. Cường độ tính toán  $f_i$  của đất tại mặt bên của thân cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi, tính bằng kPa, được phép lấy theo Bảng 22 rồi nhân với hệ số điều kiện làm việc bổ sung bằng 0,9.

**Bảng 23 – Cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi  $R$** 

Loại đất	Hệ số rỗng $e$	Cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi $R$ , kPa, khi chiều sâu hạ cọc từ 2 m đến 3 m và cường độ tính toán của đất dưới công xôn (vai) của cọc-cột $R_{con}$ , kPa, cho			
		đất cát			
		thô	vừa	mịn	bụi
		đất loại sét có chỉ số chảy $I_L$ bằng			
		0,0	0,2	0,4	0,6
Cát	0,55 ÷ 0,8	2 000	1500	800	500
Đất cát và sét pha	0,5	800	650	550	450
	0,7	650	550	450	350
	1,0	550	450	350	250
Đất sét	0,5	1 400	1100	900	700
	0,6	1 100	900	750	600
	0,8	700	600	500	400

**7.8.8** Khi xác định sức chịu tải của cọc kim loại để thi công móng đường ống chính chịu tải trọng kéo và nén, cường độ tính toán của đất tại mặt bên cọc phải được xác định có xét đến hệ số điều kiện làm việc bổ sung  $\gamma_c$  theo 7.2.5.4.

## 8 Yêu cầu về cấu tạo móng cọc

**8.1** Móng cọc được thiết kế tùy thuộc vào tải trọng tác dụng dưới dạng:

- Cọc đơn – nằm dưới cột, trụ độc lập;
- Móng băng cọc – nằm dưới tường của công trình, truyền tải trọng dọc theo tường với cọc được bố trí thành một, hai hoặc nhiều hàng;
- Nhóm cọc – nằm dưới cột, cọc được bố trí trên mặt bằng theo hình vuông, hình chữ nhật, hình thang và các hình dáng khác;
- Bãi cọc liên tục – nằm dưới công trình có tải trọng nặng, cọc được bố trí dưới toàn bộ công trình và được liên kết với nhau bằng bè liên tục, đáy bè được đặt trên đất (trên lớp bê tông lót);
- Móng bè cọc.

**8.2** Tùy thuộc vào kết cấu công trình mà sử dụng đài cọc dạng băng, dạng cốc hoặc dạng tấm.

**8.3** Đài cọc dạng băng được sử dụng, về nguyên tắc, cho công trình có tường chịu lực. Chiều rộng đài cọc phụ thuộc vào số lượng cọc trên tiết diện ngang và vào chiều rộng của tường chịu lực.

Giá trị phần nhô ra của đài cọc tính từ mép các cọc phải được lấy có xét đến dung sai của cọc.

Chiều cao đài cọc được xác định bằng tính toán phù hợp với TCVN 5574:2018. Đài cọc được tính toán như dầm bê tông cốt thép nhiều nhịp. Đài cọc được lắp đặt lồng cốt thép không gian, về nguyên tắc,



bằng cốt thép loại CB400-V hoặc CB500-V (theo TCVN 1651-2). Đối với đài cọc thì sử dụng bê tông có cấp cường độ chịu nén không thấp hơn B15. Đài cọc được đặt trên lớp bê tông lót có cấp cường độ chịu nén không nhỏ hơn B7,5.

**8.4** Đài cọc dạng cốt có cấu tạo gồm phần tấm và phần cốt được sử dụng trong công trình có kết cấu khung bê tông cốt thép lắp ghép.

Kích thước đài cọc trên mặt bằng cần được lấy theo bội số 30 cm và chiều cao – lấy theo bội số 15 cm. Chiều cao kết cấu đài cọc lấy lớn hơn hơn 40 cm so với chiều sâu của cốt. Đài cọc được tính toán chịu uốn (phần tấm, phần cốt) và chống chọc thủng (chọc thủng do cột và cọc góc) phù hợp với TCVN 5574:2018. Đài cọc được đặt lưới thép phẳng (phần tấm) và khung không gian (thành cốt).

**8.5** Đối với công trình nặng, về nguyên tắc, sử dụng đài cọc dạng tấm kích thước lớn. Khi đó, chiều cao đài cọc dạng tấm được xác định bằng tính toán khả năng của nó chịu được lực cắt (tính toán chọc thủng).

Đài cọc dạng tấm được bố trí các lưới cốt thép trên và dưới đặt trên các khung đỡ. Đài cọc dạng tấm kích thước lớn được chế tạo bằng bê tông và đặt trên lớp bê tông lót.

**8.6** Khi thiết kế móng cọc, cần phải xét đến các yếu tố sau: sơ đồ kết cấu của công trình đang thiết kế; kích thước của các kết cấu chịu lực và vật liệu thiết kế chúng; sự có mặt và kích thước phủ bì của các gian phòng của công trình ngầm gần đó và móng của chúng; tải trọng tác dụng lên móng do các kết cấu xây dựng; sự bố trí các thiết bị công nghệ và tải trọng truyền từ chúng lên các kết cấu xây dựng và sàn công trình, cũng như các yêu cầu về độ lún giới hạn, độ nghiêng của các kết cấu xây dựng và móng đỡ thiết bị.

**8.7** Số lượng các cọc trong móng và kích thước của chúng phải được xác định từ điều kiện sử dụng tối đa cường độ của vật liệu làm cọc và đất nền ứng với tải trọng tính toán cho phép lên cọc, có xét đến sự vượt tải cho phép của các cọc biên trong móng.

Việc lựa chọn kết cấu của cọc và kích thước của cọc phải được thực hiện có xét đến giá trị và phương tác dụng của các tải trọng lên móng cũng như công nghệ xây dựng công trình.

Khi bố trí cọc trên mặt bằng, cần phải hướng tới đạt được số lượng cọc tối thiểu trong nhóm cọc hoặc khoảng cách lớn nhất có thể giữa các cọc trong móng bằng để tận dụng tối đa sức chịu tải của cọc đã chọn trong thiết kế. Phải xem xét các phương án sau về bố trí cọc trên mặt bằng móng bằng: một hàng, nhiều hàng và nhiều hàng so le.

**8.8** Liên kết giữa cọc và đài cọc được phép dự tính có thể là tựa tự do hoặc liên kết cứng.

Liên kết tựa tự do của đài cọc lên cọc được quy ước trong tính toán là liên kết khớp và trường hợp đài cọc toàn khối thì đầu cọc phải được cắm sâu vào đài cọc một đoạn 5 cm đến 10 cm.

Liên kết cứng giữa cọc và đài cọc được xem xét trong các trường hợp, khi:

- a) Thân cọc nằm trong đất yếu (cát xốp, đất loại sét dẻo chảy, bùn, than bùn và tương tự);
- b) Tại vị trí liên kết mà tải trọng nén (truyền vào cọc) đặt lệch tâm với độ lệch tâm nằm ngoài phạm vi lõi tiết diện ngang của cọc;
- c) Có tải trọng ngang tác dụng lên cọc mà giá trị chuyển vị do tải trọng này khi dùng liên kết tựa tự do là lớn hơn giá trị giới hạn của công trình đang thiết kế;
- d) Trong móng có các cọc xiên hoặc thẳng đứng;

e) Cọc chịu tải trọng kéo.

CHÚ THÍCH: Cho phép sử dụng móng cọc có đệm trung gian cũng như có các đài cọc chính và trung gian được liên kết với nhau thông qua mạch trượt.

**8.9** Khi cọc bê tông cốt thép liên kết cứng với đài cọc bê tông cốt thép toàn khối, đầu cọc phải cắm vào đài cọc với chiều sâu tương ứng với chiều dài neo cốt thép, hoặc chiều dài neo cốt thép chờ trong đài cọc phù hợp với TCVN 5574:2018. Đầu cọc ứng suất trước cần có bố trí khung cốt thép không ứng suất làm cốt thép neo.

Cũng cho phép làm liên kết cứng bằng cách hàn chi tiết thép đặt sẵn với điều kiện đảm bảo cường độ cần thiết.

CHÚ THÍCH 1: Neo của đài cọc và cọc chịu tải trọng kéo theo 8.8 e cần được thực hiện bằng cách neo cốt thép cọc vào đài cọc một đoạn được xác định bằng tính toán chịu kéo.

CHÚ THÍCH 2: Khi gia cố nền của móng hiện hữu bằng cọc khoan phun, chiều dài phần cọc cắm vào đài phải được lấy theo tính toán hoặc lấy theo cấu tạo bằng năm lần đường kính cọc (khi không thực hiện được điều kiện này thì cần dự kiến mở rộng thân cọc tại vị trí tiếp nối với đài cọc).

CHÚ THÍCH 3: Khi ngàm cứng cọc bằng cách cắm thân cọc vào đài cọc thì đài cọc phải được tính toán chọc thủng có xét đến giải pháp cấu tạo của loại ngàm này.

**8.10** Liên kết cứng giữa cọc với đài cọc lắp ghép phải được đảm bảo bằng đầu nối hình chuông. Với đài cọc lắp ghép cũng cho phép đổ bê tông toàn khối vào lỗ tạo sẵn trong đài cọc.

**8.11** Khi móng chịu tải trọng lệch tâm, các cọc trong nhóm được bố trí sao cho tác động của tải trọng không đều thường xuyên lên móng tiến tới gần trọng tâm mặt bằng cọc.

**8.12** Để chịu tải trọng đứng và mô men, cũng như tải trọng ngang (phụ thuộc vào giá trị và phương), cho phép kết hợp cọc đứng, xiên và cả hai.

**8.13** Khoảng cách giữa các trục của cọc ma sát (đóng và ép) trong mặt phẳng mũi cọc không được nhỏ  $3d$  (trong đó  $d$  là đường kính của thân cọc tròn hoặc cạnh của thân cọc vuông, hoặc cạnh lớn của thân cọc tiết diện ngang chữ nhật), còn đối với cọc chống – không nhỏ hơn  $1,5d$ .

Khoảng cách thông thủy giữa thân các cọc khoan nhồi, cọc-ống, cũng như giữa các lỗ khoan của cọc-trụ (ngoại trừ các trường hợp sử dụng cọc khoan nhồi cát tuyến, cọc *буросекущие* mà khoảng cách cọc không quy định) không được nhỏ hơn 1,0 m, còn khoảng cách giữa trục các cọc khoan phun – không nhỏ hơn 3 lần đường kính của chúng; khoảng cách thông thủy giữa các phần mở rộng hoặc các cánh của cọc vít khi thi công chúng trong đất loại sét cứng và nửa cứng là 0,5 m, trong các loại đất khác – là 1,0 m.

Khoảng cách giữa các cọc xiên hoặc giữa các cọc xiên và thẳng đứng tại cao độ đáy đài cọc cần được xác định dựa trên đặc điểm riêng về kết cấu của móng và sự đảm bảo độ tin cậy của chúng khi hạ trong đất, sự bố trí cốt thép và sự đổ bê tông đài cọc.

**8.14** Việc lựa chọn chiều dài cọc phải phụ thuộc vào điều kiện địa chất tại khu đất xây dựng, cao độ đặt đáy đài cọc có xét đến năng lực của thiết bị thi công móng cọc. Mũi cọc, về nguyên tắc, được đặt vào lớp đất vững chắc sau khi xuyên qua các lớp đất yếu, khi đó mũi cọc đóng hạ vào trong đất được chọn làm nền cọc phải là đất hạt thô, lẫn sỏi sạn, cát hạt thô và đất loại sét có chỉ số chảy  $I_L \leq 0,1$  – không nhỏ hơn 0,5 m, còn đối với các loại đất khác – không nhỏ hơn 1,0 m. Không nên để cọc khoan nhồi chống trên đất cát xốp và đất loại sét có chỉ số chảy  $I_L > 0,6$  và chỉ cho phép trong các trường hợp

đặc biệt khi các phương án khác của móng là không thể thực hiện được về mặt kỹ thuật. Khi đó, cần có các thí nghiệm nén tĩnh kiểm tra cọc theo TCVN 9393.

Để kiểm tra chiều dài cọc khoan nhồi, cọc đóng nhồi và xác nhận các giải pháp kỹ thuật đã chọn trong đồ án thiết kế phải có thí nghiệm tĩnh cọc.

**8.15** Khoảng cách thông thủy tối thiểu  $L_{\min}$  từ cọc ép gần nhất đến móng hiện hữu cần được lấy phụ thuộc vào kích thước phủ bì của thiết bị ép cọc. Giá trị của  $L_{\min}$  có thể được xác định theo số liệu kỹ thuật của nó. Trong mọi trường hợp, giá trị  $L_{\min}$  cần được lấy ít nhất bằng ba lần đường kính cọc.

**8.16** Khi hạ cọc bằng phương pháp ép, kết cấu mối nối của cọc tổ hợp và các đốt của cọc nhiều đốt có thể là kết cấu hàn, kết cấu bu lông, kết cấu kiểu vòng nối và các loại kết cấu khác và phải xét đến giá trị và phương của tải trọng tác dụng lên một cọc trong quá trình hạ cọc và sử dụng. Khi hạ cọc bằng thiết bị ép cọc nặng,  $\gamma_{\text{se}}$  phải được tính toán chịu được lực ép lớn nhất.

**8.17** Khi thiết kế móng cọc nằm gần móng cọc hiện hữu, cho phép sử dụng tổ hợp các loại cọc được hạ bằng cả các phương pháp động và phương pháp ép. Trong trường hợp này, phải xác định ranh giới các vùng hạ cọc cho từng phương pháp.

**8.18** Chiều sâu đặt đáy đài cọc nên được ấn định phụ thuộc vào giải pháp kết cấu phần ngầm của công trình (sự có mặt của tầng hầm, tầng hầm kỹ thuật) và đồ án thiết kế mặt bằng san lấp (đào xén hoặc lấp đầy), cũng như phụ thuộc vào chiều cao đài cọc xác định bằng tính toán.

Đối với móng cầu, đáy đài cọc cần được đặt cao hơn hoặc thấp hơn mặt nước, đáy của sông hồ hoặc mặt đất, với điều kiện đảm bảo sức chịu tải tính toán và độ bền lâu của móng do điều kiện khí hậu địa phương, đặc điểm kết cấu móng, đảm bảo các yêu cầu về vận chuyển đường thủy, trôi gỗ, độ tin cậy của các biện pháp hiệu quả bảo vệ cọc khỏi các tác động bất lợi của nhiệt độ môi trường xung quanh, băng trôi, tác động xói mòn của trầm tích đáy di chuyển và các yếu tố khác.

**8.19** Chiều dày lớp bê tông bảo vệ đài cọc và cọc phải được ấn định phù hợp với TCVN 5574:2018. Khi đó, đối với cọc đóng, cọc-ống và cọc khoan phun, chiều dày tối thiểu của lớp bê tông bảo vệ cốt thép chịu lực được phép giảm đi 10 mm. Việc nối thanh cốt thép chịu lực (của cọc) với đường kính từ 36 mm trở lên nên được thực hiện bằng ống nối.

**8.20** Mác và chủng loại thép ống dùng để chế tạo cọc thép cần được lựa chọn phù hợp với TCVN 5575:2024.

**8.21** Cọc rỗng và cọc-ống, mà theo tính toán không yêu cầu phải nhồi bê tông, nên được nhồi đầy bê tông có cấp cường độ chịu nén không nhỏ hơn B7,5 hoặc vữa mác M10 (xem TCVN...).

Cọc rỗng có mũi kín cho phép được nhồi đầy lòng bằng hỗn hợp xi măng-cát khô cho toàn bộ chiều dài cọc trong trường hợp hàn nắp kim loại bịt kín đầu cọc.

**8.22** Đối với cọc khoan nhồi của móng cầu, chiều dày lớp bê tông bảo vệ không được nhỏ hơn 10 cm.

**8.23** Khi lập đồ án thiết kế móng cọc, phải xét đến khả năng bề mặt đất bị nâng-(trồi) khi đóng cọc, mà về nguyên tắc có thể xảy ra nếu:

- Khu đất xây dựng bao gồm đất loại sét có chỉ số sệt là dẻo mềm và dẻo chảy hoặc cát bụi, mịn bão hòa nước;
- Việc hạ cọc được thực hiện từ đáy hố móng;

## TCVN 10304:202x

- Kết cấu móng cọc đã được chọn dưới dạng bãi cọc hoặc nhóm với khoảng cách giữa các cọc biên nhỏ hơn 9 m.

Giá trị trung bình của độ trôi bề mặt đất  $h$  cần được xác định theo công thức:

$$h = \frac{kV_p}{A_e} \quad (52)$$

trong đó:

- $h$  tính bằng mét (m);
- $k$  là hệ số, lấy bằng 0,6 khi độ ẩm của đất lớn hơn 0,9;
- $V_p$  là thể tích của tất cả các cọc được hạ trong đất, tính bằng  $m^3$ ;
- $A_e$  là diện tích hạ cọc hoặc diện tích đáy hố móng, tính bằng  $m^2$ .

**8.24** Việc đặt cốt thép cho cọc khoan nhồi, cọc khoan nhồi cát tuyến và cọc khoan phun phải được thực hiện bằng cách bố trí lồng cốt thép để tạo độ cứng cho chúng. Các thanh cốt thép dọc phải được liên kết với nhau không chỉ bằng bằng cốt thép đai mà còn bằng vòng đai cứng (hoặc vòng nhấn (ống ngắn)) hàn dọc theo lồng cốt thép với khoảng cách không quá năm lần đường kính lồng cốt thép (nhưng không lớn hơn 2 m). Để đảm bảo chiều dày lớp bê tông bảo vệ giữa đất và các thanh cốt thép của lồng, phải bố trí các con kê định vị, cũng như neo chữ thập đặt dưới đáy lồng cốt thép để loại trừ khả năng trôi lồng cốt thép khi rút ống vách.

**8.25** Khi thiết kế móng bè cọc, phải có các biện pháp chuẩn bị nền sao cho nền có thể tham gia chịu lực một cách tối đa. Các biện pháp này có thể là sử dụng cọc cùng với lớp bê tông lót chịu lực (có cốt thép) kết hợp các đầu cọc và là nền cho lớp chống thấm nước, hoặc thi công cọc chưa đến cao độ thiết kế là 0,5 m, sau đó đào 0,4 m đất hố móng bằng các phương tiện cơ giới nhỏ và đào thêm 0,1 m bằng tay đến cao độ thiết kế.

**8.26** Khi thiết kế móng cọc và móng bè cọc, cho phép sử dụng cọc có chiều dài và đường kính khác nhau. Chiều dài các cọc không được chênh lệch nhau quá 30 %. Trong tính toán, cần xét đến tải trọng phụ thêm truyền từ các cọc ngắn hơn sang các cọc dài hơn.

## 9 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng đất lún ướt

**9.1** Khi khảo sát địa chất công trình tại các khu vực xây dựng có đất lún ướt, cần xác định loại đất theo điều kiện đất nền về tính lún ướt có chỉ rõ các giá trị riêng và giá trị lớn nhất có thể của độ lún ướt do trọng lượng bản thân (khi đắp phải tính trọng lượng đắp), được tính toán có xét đến tất cả các lớp đất có biến dạng lún ướt tương đối  $\varepsilon_{sl} \geq 0,001$ .

Cùng với việc khoan các hố khoan, phải tiến hành đào thêm hố thăm để lấy mẫu đất nguyên khối.

Khi nghiên cứu chế độ thủy văn của nước ngầm trong khu vực có công trình xây dựng và dự báo sự thay đổi của nó khi xây dựng và sử dụng công trình, phải dự báo khả năng thấm ướt đất do tác động của các yếu tố khác nhau.

Các đặc trưng cơ lý của đất lún ướt, bao gồm độ bền và tính biến dạng, phải được xác định ở trạng thái độ ẩm tự nhiên và ở trạng thái bão hòa nước hoàn toàn. Biến dạng lún ướt tương đối của đất phải được xác định trong điều kiện ngâm nước, phù hợp với loại nước (theo nhiệt độ và thành phần hóa học) lưu

thông trong mạng lưới kỹ thuật của công trình đang thiết kế và các công trình nằm trong khu vực liền kề.

**9.2** Khi thiết kế móng cọc trong khu vực đất lún ướt loại II với độ lún ướt tiềm năng do trọng lượng bản thân lớn hơn 30 cm, cần có biện pháp chuyển đổi từ đất loại II sang đất loại I bằng cách đào đất; hoặc làm chặt đất bằng cách thấm ướt trước, thấm ướt kèm nổ mìn, đóng ép tạo lỗ kèm lấp đầy bằng đất loại sét; hoặc bằng các phương pháp khác. Các phương pháp vừa nêu phải đảm bảo khắc phục được độ lún ướt của tầng đất do trọng lượng bản thân của nó trong phạm vi diện tích chiếm chỗ của công trình và ở khoảng cách bằng một nửa tầng đất lún ướt xung quanh nó.

CHÚ THÍCH: Định nghĩa và phân loại đất lún ướt xem thêm TCVN 9362.

**9.3** Ở khu vực có đất lún ướt khi đất có khả năng bị thấm ướt nên sử dụng móng cọc trong các trường hợp khi có thể hạ cọc xuyên qua toàn bộ các lớp đất lún ướt mà các đặc trưng về độ bền và biến dạng của đất bị giảm khi bị thấm ướt.

Mũi cọc phải được hạ vào trong đá, cát chặt và chặt vừa, đất loại sét có chỉ số chảy ở trạng thái bão hòa nước:

$I_L < 0,6$  – đối với tất cả các loại cọc trong đất loại I;

$I_L < 0,4$  – đối với cọc đóng và  $I_L < 0,2$  đối với cọc khoan nhồi khi  $s_{sl,g} \leq s_u$  trong đất loại II;

$I_L < 0,2$  – đối với cọc đóng và  $I_L \leq 0$  đối với cọc khoan nhồi khi  $s_{sl,g} \leq s_u$  trong đất loại II (trong đó  $s_{sl,g}$  là độ lún do trọng lượng bản thân đất có xét đến đắp đất hoặc phụ tải bề mặt).

Chiều sâu hạ cọc trong đất phải xác định theo tính toán bằng cách kiểm tra các điều kiện độ lún của cọc không lớn hơn độ lún giới hạn  $s_u$  và đảm bảo sức chịu tải yêu cầu của cọc. Khi đó, lấy bằng giá trị chiều sâu hạ cọc lớn nhất trong số chiều sâu hạ cọc thu được.

CHÚ THÍCH 1: Nếu việc xuyên qua các lớp đất này trong các trường hợp cụ thể là không hợp lý về kinh tế thì trong điều kiện đất lún ướt loại I đối với công trình cấp C1 cho phép hạ mũi cọc (trừ cọc-ống) không ít hơn 1 m vào đất có biến dạng lún ướt tương đối  $\varepsilon_{sj} < 0,02$  (khi áp lực không nhỏ hơn 3 MPa và không nhỏ hơn áp lực do trọng lượng bản thân và tải trọng trên bề mặt của nó) với điều kiện là trong trường hợp này sức chịu tải của cọc được đảm bảo, còn tổng giá trị có thể của độ lún và độ lún ướt của nền đất không lớn hơn giá trị độ lún giới hạn của công trình khi đất bị thấm ướt không đều. Khi đó, phải đảm bảo sức chịu tải của cọc và móng cọc, còn giá trị không cho phép có thể của độ lún và độ lún ướt của nền phải được loại trừ bằng cách sử dụng các biện pháp bổ sung.

CHÚ THÍCH 2: Đối với cọc-cột của nhà một tầng cấp C1 trong điều kiện đất lún ướt loại I, cho phép mũi cọc chống trên đất có  $\varepsilon_{sj} \geq 0,02$  (khi áp lực không nhỏ hơn 3 MPa và không nhỏ hơn áp lực do trọng lượng bản thân và tải trọng trên bề mặt của nó) nếu sức chịu tải của cọc được kiểm chứng bằng thí nghiệm tĩnh ít nhất 3 cọc.

**9.4** Trong trường hợp nếu kết quả khảo sát kỹ thuật đã xác định được rằng việc hạ cọc vào đất lún ướt là khó khăn thì trong đồ án thiết kế phải bố trí lỗ khoan dẫn có đường kính nhỏ hơn đường kính tiết diện cọc (nhỏ hơn không quá 50 mm) trong đất lún ướt loại I, còn trong đất lún ướt loại II – bằng hoặc nhỏ hơn đường kính tiết diện cọc (nhỏ hơn không quá 50 mm). Trong trường hợp sau, chiều sâu lỗ khoan dẫn không được vượt quá tầng đất lún ướt.

**9.5** Sức chịu tải của cọc trong điều kiện đất lún ướt loại I cần được tính toán theo 7.2, có xét đến việc các cường độ tính toán của đất dưới mũi  $R$  và tại mặt bên  $f_i$  của cọc (các bảng 2, 3 và 8), hệ số tỷ lệ  $K$  (xem Phụ lục A), mô đun biến dạng  $E$ , góc ma sát trong  $\varphi$  và lực dính đơn vị  $c$  phải được xác định như sau:

## TCVN 10304:202x

- a) Khi đất bão hòa nước hoàn toàn, nếu đất có thể bị thấm ướt, trong đó các giá trị tính toán tra bảng cần được lấy ứng với chỉ số chảy xác định theo công thức:

$$I_L = \frac{k \cdot e \cdot \gamma_w - w_p}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{w_L - w_p} \quad (53)$$

trong đó:

- $k$  là hệ số, lấy bằng 1,0 đối với đất cát pha và bằng 0,9 đối với đất sét pha và sét;  
 $e$  là hệ số rỗng của đất ở độ chặt tự nhiên;  
 $\gamma_w$  là trọng lượng riêng của nước;  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ ;  
 $\gamma_s$  là trọng lượng riêng của hạt đất,  $\text{kN/m}^3$ ;  
 $w_p, w_L$  là các độ ẩm của đất ở ranh giới dẻo và chảy.

Nếu theo công thức (53) tính được  $I_L < 0,4$  hoặc  $I_L > 1,0$  thì cần lấy tương ứng  $I_L = 0,4$  hoặc  $I_L = 1,0$ ;

- b) Khi độ ẩm  $w$  và chỉ số chảy  $I_L$  của đất ở trạng thái tự nhiên (khi  $w < w_p$  thì lấy  $w = w_p$ ), nếu đất không thể bị thấm ướt.

**9.6** Sức chịu tải của cọc nhồi trong lỗ ép trong đất lún ướt loại I phải được ấn định theo 7.2.2.1 như đối với cọc đóng có các mặt nghiêng, với  $I_L$  được xác định theo công thức (53).

**9.7** Sức chịu tải của cọc, dùng trong đất lún ướt loại I, theo kết quả thí nghiệm tĩnh, khi toàn bộ chiều dài cọc bị thấm ướt theo TCVN 9393, phải được xác định theo các yêu cầu của 7.3.

Trong điều kiện đất lún ướt loại II, nếu có kinh nghiệm xây dựng trong khu vực có công trình hiện hữu và có kết quả kiểm thí nghiệm tĩnh cọc trong điều kiện tương tự trước đó thì cho phép không cần tiến hành thí nghiệm cọc.

Không cho phép xác định sức chịu tải của cọc và cọc-ống, mà đã được thi công trong đất lún ướt, theo kết quả thí nghiệm động, cũng như xác định cường độ tính toán của đất lún ướt dưới mũi cọc và tại mặt bên thân cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên động các loại đất này tại hiện trường.

Thí nghiệm xuyên tĩnh cho phép sử dụng:

- Bên dưới ranh giới tầng lún ướt – khi chọn lớp đất để cọc chống vào và để xác định cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc  $R$  và tại mặt bên thân cọc  $f_j$ ;
- Trong điều kiện đất lún ướt loại I – để xác định cường độ tính toán của đất lún ướt bị thấm ướt dưới mũi cọc  $R$  và tại mặt bên thân cọc  $f_j$ ;
- Trong điều kiện đất lún ướt loại II – khi xác định lực ma sát âm của đất lún ướt tại mặt bên thân cọc theo 9.10.

**9.8** Ngoài các cọc nêu trong Điều 6, nên sử dụng các cọc đóng nhồi bê tông cốt thép được bố trí trong các lỗ khoan trước có đáy được làm chặt bằng cách đầm đá dăm tại chiều sâu không nhỏ hơn  $3d$  (trong đó  $d$  là đường kính của lỗ khoan), hoặc được đóng bằng mũi hình nón.

Trong điều kiện đất lún ướt loại II, cho phép sử dụng cọc có vỏ chống ma sát (chống lún ướt), lắp đặt

trên một phần thân nằm trong tầng lún ướt, nếu sức chịu tải của cọc đó được khẳng định bằng kết quả thí nghiệm tĩnh.

**9.9** Khi tính sức chịu tải của cọc theo đất nền trong điều kiện đất lún ướt loại II cần xét đến lực ma sát âm theo điều kiện:

$$N + \gamma_c P_n \leq \frac{F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_{c,g}} \quad (54)$$

trong đó:

- $N$  là tải trọng tác dụng lên cọc, tính bằng kN;
- $\gamma_c$  là hệ số điều kiện làm việc của cọc, lấy bằng:
  - 1,00 – khi xác định  $P_n$  dựa vào kết quả của thí nghiệm tại hiện trường cọc khi tầng đất lún ướt được thấm ướt từ dưới lên;
  - 1,20 – khi thí nghiệm cọc tại hiện trường theo TCVN 9393 trong đất có độ ẩm tự nhiên;
  - 1,25 – khi tính toán bằng cách sử dụng số liệu xuyên tĩnh và Bảng 16;
  - 1,40 – khi tính toán theo 7.2;
  - 1,50 – khi tính toán bằng phần mềm dựa trên mô hình số;
- $P_n$  là lực ma sát âm, được xác định theo 9.10.
- $F_d$  là sức chịu tải của cọc, được xác định theo 9.11;
- $\gamma_{c,g}, \gamma_n$  là các hệ số, được xác định theo 7.1.11;

CHÚ THÍCH 1: Giá trị  $P_n$  cần được xác định, về nguyên tắc, đối với đất có độ ẩm tự nhiên (khi có thể thấm ướt đất từ phía dưới).

CHÚ THÍCH 2: Theo cường độ vật liệu, cọc phải được thiết kế chịu tải trọng  $(N + P_n)$  tác dụng ở chiều sâu  $h_{sl}$  (xem 9.10).

**9.10** Lực ma sát âm  $P_n$  trong đất có ẩm tự nhiên, tác dụng tại mặt bên thân cọc, tính bằng kN, lấy bằng sức kháng lớn nhất của cọc có chiều dài  $h_{sl}$  thu được từ thí nghiệm chịu tải trọng kéo trong đất có độ ẩm tự nhiên.

Trước khi thí nghiệm kéo, giá trị  $P_n$  cho phép được xác định:

a) Theo công thức:

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i \quad (55)$$

trong đó:

- $u$  là chu vi tiết diện ngang của thân cọc, tính bằng mét (m);
- $h_{sl}$  là chiều sâu tính toán, tính bằng mét (m), mà đến chiều sâu đó tính tổng lực ma sát của các lớp đất chịu ép, lấy bằng chiều sâu của tầng lún ướt;
- $\tau_i$  là cường độ tính toán, tính bằng kPa, được xác định theo công thức:

$$\tau_i = \zeta \cdot \sigma_{zg} \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i;$$

với

$$\zeta = \frac{0,6}{n_i} \cdot \left( 1 + \frac{H_i}{H_0} \right)^{-n_i} \quad (56)$$

trong đó:

- $\zeta$  là thông số thực nghiệm, đặc trưng cho áp lực hông tại vị trí tiếp xúc giữa cọc và đất;
- $\sigma_{zg}$  là ứng suất thẳng đứng do trọng lượng bản thân của đất, tính bằng kPa;
- $\varphi_i$  và  $c_i$  là các giá trị tính toán của góc ma sát trong, độ, và lực dính đơn vị của lớp đất thứ  $i$  có độ ẩm tự nhiên, được xác định bằng phương pháp cắt thoát nước cố kết (cắt chậm) theo GOST 12248.1 [...] TCVN ???;
- $n_i$  là hệ số rỗng của lớp đất thứ  $i$ ;
- $H_i$  là chiều sâu ở giữa lớp đất tính toán thứ  $i$ , tính bằng mét (m);
- $H_0 = 1$  m;
- $h_i$  là chiều dày lớp đất lún ướt thứ  $i$ , sụt lún khi thấm ướt đất và tiếp xúc tại mặt bên thân cọc, tính bằng mét (m);

b) Theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh của đất có ẩm tự nhiên tại chiều sâu tính toán  $h_{sl}$  theo 7.3 và sử dụng Bảng 16.

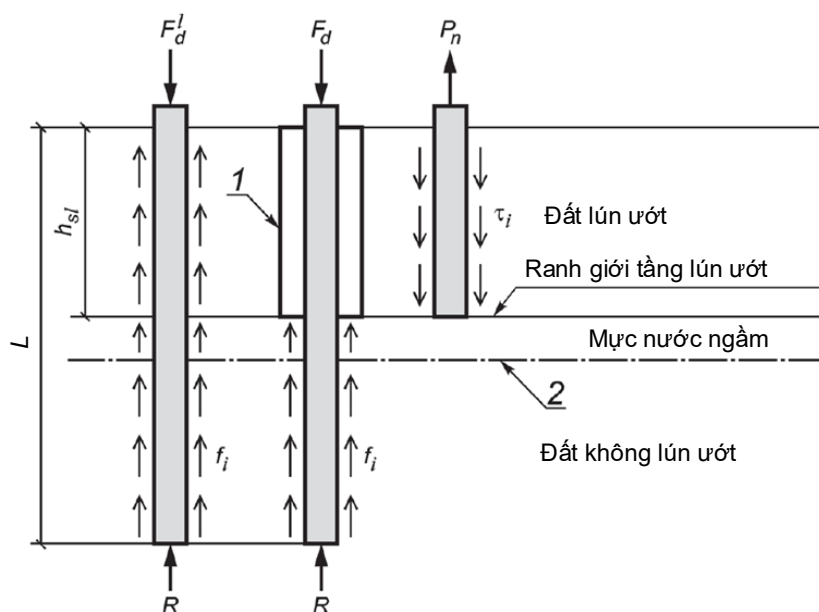
**9.11** Sức chịu tải  $F_d$ , tính bằng kN, của cọc trong đất lún ướt loại II, chịu tải trọng nén, cần được xác định:

- a) Theo kết quả thí nghiệm tĩnh cọc trong đất có độ ẩm tự nhiên – bằng hiệu số của sức chịu tải của cọc có chiều dài  $L$  chịu tải trọng nén và sức chịu tải của cọc có chiều dài  $h_{sl}$  chịu tải trọng kéo ( $h_{sl}$  là chiều sâu tầng lún ướt, Hình 6); trong trường hợp cần thiết, phải tiến hành thí nghiệm cọc đo biến dạng (xác định nội lực và biến dạng trong tiết diện ngang của cọc);
- b) Theo kết quả thí nghiệm tĩnh cọc có chiều dài  $L$  với phần trên cùng được cách ly với đất lún ướt (Hình 6) – bằng sức chịu tải của cọc có chiều dài  $(L - h_{sl})$ , chôn trong lớp đất không phải là lún ướt bên dưới, chịu tải trọng chịu nén;
- c) Bằng tính toán theo 9.5 trong điều kiện đất bão hòa nước hoàn toàn trong phạm vi các lớp đất bên dưới chiều sâu  $h_{sl}$ .

CHÚ THÍCH 1: Nếu mực nước ngầm nằm bên dưới ranh giới của các lớp lún ướt, khi thí nghiệm cọc cần đảm bảo độ bão hòa nước của đất trong khoảng từ mực nước ngầm hiện tại đến ranh giới bên dưới của tầng lún ướt.

CHÚ THÍCH 2: Trong trường hợp mực nước ngầm dâng lên do công nghệ gây ra trong tầng đất lún ướt và không có số liệu về biến dạng lún ướt xảy ra trong quá trình này, thì cần tiến hành thí nghiệm cọc dựa trên điều kiện vị trí của mực nước ngầm ở mức ranh giới bên dưới của tầng lún ướt, tương ứng với thời điểm bắt đầu dâng lên mực nước ngầm do công nghệ.



**CHÚ DẪN:**

- 1 Vỏ ống
- 2 Mức nước ngầm

**Hình 6 – Sơ đồ chung thí nghiệm nén tĩnh cọc trong đất lún ướt loại II**

**9.12** Bắt buộc tiến hành thí nghiệm tĩnh cọc trong đất lún ướt loại II khi không có nguồn số liệu của các thí nghiệm này.

**9.13** Đối với các công trình đặc biệt quan trọng và khi xây dựng đại trà tại khu vực chưa có nghiên cứu điều kiện địa chất, nên thí nghiệm cọc với thời gian thấm ướt dài hạn – cho đến khi độ lún được biểu hiện đầy đủ theo phương án nghiên cứu cho các điều kiện cụ thể.

**9.14** Nếu tại mặt bên thân cọc có thể xuất hiện lực ma sát âm thì độ lún của móng cọc dùng cọc ma sát được xác định như đối với móng khối quy ước (xem 7.4), nhưng khi tính tải trọng phải cộng thêm lực ma sát âm xác định theo công thức (55) với chu vi  $u$ , tính bằng mét (m), lấy bằng chu vi đài cọc trong phạm vi chiều cao đài cọc và theo chu vi nhóm cọc tính theo mặt ngoài các cọc.

**9.15** Độ lún không đều của móng cọc trong đất lún ướt để tính kết cấu công trình phải được xác định có kể đến sự thay đổi đã dự báo của điều kiện địa chất thủy văn tại khu vực xây dựng và những khả năng bất lợi nhất về hình thái và sự phân bố nguồn gây thấm ướt có liên quan đến móng đang tính hoặc toàn bộ công trình.

**9.16** Việc sử dụng móng cọc không loại trừ được sự cần thiết phải có các biện pháp bảo vệ nguồn nước. Khi đó, trong điều kiện đất lún ướt loại II cũng phải dự kiến phân chia nhà thành các đơn nguyên đơn giản bằng các khe lún. Trong các nhà sản xuất của cơ sở công nghiệp có trang bị cần trục, ngoài ra, cần có các giải pháp kết cấu đảm bảo khả năng căn chỉnh đường cầu để tăng gấp đôi độ lún tính toán của móng cọc, nhưng không nhỏ hơn một nửa độ lún ướt của nền do trọng lượng bản thân đất gây ra. Trong trường hợp, khi móng cọc không loại trừ được biến dạng của kết cấu và độ nghiêng của công trình vượt quá các giá trị giới hạn theo tiêu chuẩn thì công trình được phép thiết kế có xét đến các biện pháp làm giảm độ lún không đều của chúng và khắc phục được độ nghiêng, kể cả dùng biện pháp căn chỉnh.

**9.17** Khi độ lún ướt của đất do trọng lượng bản thân lớn hơn 30 cm nên xem xét khả năng chuyển dịch ngang của móng cọc nằm trong phạm vi phần đường cong của phổ lún ướt.

**9.18** Trong điều kiện đất lún ướt loại II, khi xác định tải trọng tác dụng lên móng cọc cần xét đến lực ma sát âm có thể xuất hiện tại bề mặt bên (của bộ phận ngầm công trình) chôn trong đất phía trên đáy đài cọc.

**9.19** Khi sử dụng móng cọc, việc đắp hơn 1 m đất để tạo mặt bằng trong khu vực đất lún ướt chỉ được phép khi có luận chứng phù hợp.

## 10 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng đất trương nở

**10.1** Khi thiết kế móng cọc trong đất trương nở, cho phép cọc xuyên qua toàn bộ các lớp đất trương nở (mũi cọc chống vào đất không trương nở), cũng như xuyên qua một phần (mũi cọc chống trực tiếp lên đất trương nở).

**10.2** Khi tính sức chịu tải của cọc hoặc cọc-ống trong đất trương nở, giá trị cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc  $R$  và tại mặt bên thân cọc  $f_i$  dựa trên kết quả thí nghiệm tĩnh cọc và nén đất mũi cọc trong đất trương nở cùng với sự thấm ướt đất trong khu vực xây dựng hoặc vùng lân cận có loại đất tương tự. Trường hợp không có thí nghiệm tĩnh xác định các cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc  $R$  và tại mặt bên thân cọc  $f_i$  cho cọc và cọc-ống có đường kính dưới 1 m, cho phép lấy theo các bảng 2, 3 và 8 nhưng phải nhân thêm với hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất  $\gamma_c = 0,5$ , là hệ số không phụ thuộc vào các hệ số điều kiện làm việc nêu trong các bảng 4 và 6.

**10.3** Khi tính móng cọc trong đất trương nở theo biến dạng (xem 7.4) phải bổ sung tính độ trôi của cọc trong đất trương nở theo các yêu cầu từ 10.4 đến 10.6.

**10.4** Độ trôi  $h_{sw,p}$  của cọc đóng được hạ trong lỗ khoan dẫn trước, cọc khoan nhồi không mở rộng mũi, cũng như cọc-ống không xuyên qua hết tầng đất trương nở, được xác định theo công thức:

$$h_{sw,p} = (h_{sw} - h'_{sw,p})\Omega + h'_{sw,p} - 0,0001 \cdot \frac{\omega}{u} \cdot N \quad (57)$$

trong đó:

$h_{sw,p}$  tính bằng mét (m);

$h_{sw}$  là độ trôi bề mặt đất trương nở, tính bằng mét (m);

$h'_{sw,p}$  là độ trôi của lớp đất dưới mũi cọc (trường hợp xuyên qua tầng đất trương nở  $h'_{sw,p} = 0$ );

$\Omega, \omega$  là các hệ số xác định theo Bảng 24, trong đó  $\Omega$  phụ thuộc vào chỉ số  $\alpha$ , đặc trưng cho sự giảm biến dạng theo chiều sâu của khối đất trong quá trình trương nở và lấy cho đất sét trương nở từ  $0,31 \text{ m}^{-1}$  đến  $0,42 \text{ m}^{-1}$ ;

$u$  là chu vi cọc, tính bằng mét (m);

$N$  là tải trọng tính toán tác dụng lên một cọc, tính bằng kN, đã được nhân với hệ số độ tin cậy của tải trọng  $\gamma_f = 1,0$ .

Bảng 24 – Các hệ số  $\Omega$  và  $\omega$ 

Chiều sâu hạ cọc, m	Hệ số $\Omega$ , m <sup>-1</sup> , khi giá trị $\alpha$					Hệ số $\omega$ , m <sup>2</sup> /kN
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	
3	0,72	0,62	0,53	0,46	0,40	–
4	0,64	0,53	0,44	0,36	0,31	1,5
5	0,59	0,46	0,36	0,29	0,24	1,1
6	0,53	0,40	0,31	0,24	0,19	0,7
7	0,48	0,35	0,26	0,20	0,15	0,5
8	0,44	0,31	0,22	0,17	0,13	0,4
9	0,40	0,27	0,19	0,14	0,11	0,3
10	0,37	0,24	0,17	0,12	0,09	0,2
11	0,34	0,21	0,15	0,10	0,08	0,2
12	0,31	0,19	0,13	0,09	0,07	0,1

Các giá trị độ trôi giới hạn của công trình, cũng như giá trị độ trôi của bề mặt đất trương nở  $h_{sw}$  và độ trôi của lớp đất dưới mũi cọc  $h_{sw,p}$ , được xác định theo TCVN 9362 ???.

**10.5** Khi cọc xuyên qua các lớp đất trương nở và nằm trong đất không trương nở, độ trôi của móng cọc sẽ bị loại trừ trên thực tế khi thỏa mãn điều kiện:

$$N \geq F_{sw} - \frac{F_{du}}{\gamma_n \cdot \gamma_{c,g}} \quad (58)$$

trong đó:

$N$  xem công thức (57);

$F_{sw}$  là hợp lực trôi tính toán tác động lên trên thân cọc, tính bằng kN, được xác định bằng kết quả thí nghiệm hiện trường trong đất trương nở hoặc bằng cách sử dụng số liệu của Bảng 3 rồi nhân với hệ số độ tin cậy của tải trọng cho đất trương nở  $\gamma_f = 1,2$ ;

$F_{du}$  là sức chịu tải của đoạn cọc nằm trong đất không trương nở khi chịu tải trọng kéo có xét đến các yêu cầu của 10.2;

$\gamma_n, \gamma_{c,g}$  xem công thức (2).

**10.6** Độ trôi cọc có đường kính lớn hơn 1 m, không xuyên hết qua đất trương nở, phải được xác định như đối với móng trên nền tự nhiên phù hợp với TCVN 9362. Khi đó, độ trôi của cọc mở rộng phải được xác định dưới tác dụng của tải trọng  $F_u$  bằng:

$$F_u = N + \gamma_{II} \cdot V_g - F_{sw} \quad (59)$$

trong đó:

$N, F_{sw}$  xem công thức (58);

$\gamma_{II}$  là giá trị tính toán của trọng lượng riêng của đất, tính bằng kN/m<sup>3</sup>;

$V_g$  là thể tích đất ngăn cản độ trôi cọc, tính bằng  $m^3$ , lấy bằng thể tích đất trong phạm vi hình nón cụt có chiều cao  $h$ , đường kính đáy dưới lấy bằng đường kính mở rộng  $d$ , còn đường kính đáy trên  $d' = h + d$  (trong đó  $h$  là khoảng cách từ mặt đất tự nhiên đến vị trí trung bình mũi cọc mở rộng).

**10.7** Khi thiết kế móng cọc trong đất trương nở, phải bố trí khe hở giữa bề mặt đất và đáy đài, có chiều dày bằng hoặc lớn hơn giá trị độ trôi lên lớn nhất khi đất bị trương nở.

Nếu chiều dày lớp đất trương nở nhỏ hơn 12 m, cho phép đài cọc đặt trực tiếp trên đất nếu thỏa mãn điều kiện (58).

Khi cọc được bố trí thành nhóm hoặc bãi cọc, độ trôi của móng cọc cần được tính có xét đến ảnh hưởng tương hỗ của các cọc.

## **11 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng khai thác mỏ**

**11.1** Khi thiết kế móng cọc trong vùng khai thác mỏ, ngoài các yêu cầu của tiêu chuẩn này cũng phải tuân theo các yêu cầu của TCVN XXXX:2024. Khi đó, cùng với các số liệu khảo sát kỹ thuật để thiết kế móng cọc cũng phải sử dụng các số liệu khảo sát địa chất mỏ và thông tin về biến dạng dự kiến của bề mặt trái đất.

**11.2** Trong nhiệm vụ thiết kế móng cọc trong vùng khai thác mỏ phải có kết quả số liệu thu được từ tính toán đo đạc về biến dạng lớn nhất dự kiến của bề mặt đất trong khu vực xây dựng, bao gồm độ lún, độ nghiêng, biến dạng ngang (co hoặc giãn) tương đối, bán kính cong của bề mặt trái đất, chiều cao mô đất.

**11.3** Việc tính toán móng cọc công trình trong vùng khai thác mỏ phải được thực hiện theo trạng thái giới hạn dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng đặc biệt đã ấn định có xét đến các tác động do nền bị biến dạng khi khai thác.

**11.4** Tùy thuộc vào đặc điểm của liết kết đầu cọc với đài cọc và tương tác của móng với đất nền trong quá trình phát triển biến dạng ngang trong đất nền khi khai thác, sơ đồ móng cọc có thể được chia thành:

- Sơ đồ liên kết cứng – khi ngàm cứng đầu cọc vào đài cọc bằng cách neo cốt thép cọc hoặc đầu cọc ngàm trực tiếp vào đài cọc theo 8.9;
- Sơ đồ liên kết mềm – khi liên kết khớp quy ước đầu cọc với đài cọc được thực hiện bằng cách chôn đầu cọc vào đài cọc một chiều sâu từ 5 cm đến 10 cm hoặc liên kết thông qua mạch trượt.

**11.5** Việc tính toán móng cọc và nền của nó trong vùng khai thác mỏ phải được thực hiện có xét đến:

- a) Sự thay đổi tính chất cơ lý của đất gây bởi việc khai thác khu đất phù hợp với 11.6;
- b) Sự phân phối lại tải trọng thẳng đứng lên từng cọc gây bởi bề mặt đất bị nghiêng, cong và kiến tạo mấp mô phù hợp với 11.7;
- c) Tải trọng bổ sung trong mặt phẳng nằm ngang gây bởi biến dạng ngang tương đối của đất nền phù hợp với 11.8.

**11.6** Sức chịu tải theo đất nền của mọi loại cọc chịu tải trọng nén trong vùng khai thác mỏ  $F_{cr}$  được xác định theo công thức:

$$F_{cr} = \gamma_{cr} F_d \quad (60)$$

trong đó:

- $F_{cr}$  tính bằng kN;
- $\gamma_{cr}$  là hệ số điều kiện làm việc, xét đến sự thay đổi tính chất cơ lý của đất và sự phân phối lại tải trọng thẳng đứng trong quá trình khai thác, lấy bằng:
- 1,0 – đối với cọc chống cho mọi công trình;
  - 0,9 – đối với cọc ma sát trong móng của công trình mềm (ví dụ: công trình một tầng dạng khung với các gối tựa khớp);
  - 1,1 – đối với cọc ma sát trong móng của công trình cứng (ví dụ: nhà nhiều tầng không khung với các nút cứng; thân silo);
- $F_d$  là sức chịu tải của cọc, tính bằng kN, đã được xác định bằng tính toán theo 7.2 hoặc theo kết quả thí nghiệm hiện trường (thí nghiệm cọc bằng tải trọng động hoặc tĩnh, thí nghiệm xuyên đất) theo 7.3.

CHÚ THÍCH: Trường hợp các vĩa dốc đứng thì trong công thức (60) cũng nên xét đến hệ số bổ sung  $\gamma_{cr} = 1/(1+100\varepsilon_h)$  phụ thuộc vào giá trị biến dạng ngang tương đối  $\varepsilon_h$ , tính bằng mm/m.

**11.7** Tải trọng thẳng đứng bổ sung  $\pm \Delta N$  lên cọc hoặc cọc-ống của công trình có sơ đồ kết cấu cứng nên được xác định phụ thuộc vào giá trị tính toán của chuyển dịch theo phương đứng của cọc gây bởi mặt đất bị nghiêng, cong và bề mặt kiến tạo mấp mô, cũng như biến dạng ngang của nền đất trong điều kiện:

- Móng cọc dùng cọc ma sát và nền của nó được thay thế (theo 7.4) bằng móng khối quy ước trên nền tự nhiên;
- Nền của móng khối quy ước được giả thiết là biến dạng tuyến tính có mô đun biến dạng không đổi và hệ số nền không đổi theo chiều dài công trình hoặc trong từng vùng riêng của nền đó.

Tải trọng thẳng đứng bổ sung được xác định tương ứng với các trục dọc và ngang của công trình.

**11.8** Trong tính toán móng cọc được thi công trong vùng khai thác mỏ, cần xét đến nội lực bổ sung xuất hiện trong cọc do tác động của uốn cọc dưới ảnh hưởng của chuyển dịch ngang của đất nền khi khai thác so với vị trí thiết kế của cọc.

**11.9** Chuyển dịch ngang tính toán của đất  $u_{cr}$  khi khai thác đất cần được xác định theo công thức:

$$u_{cr} = \gamma_f \cdot \gamma_c \cdot \varepsilon_h \cdot x \quad (61)$$

trong đó:

- $u_{cr}$  tính bằng milimét (mm);
- $\gamma_f, \gamma_c$  tương ứng là hệ số độ tin cậy của tải trọng và hệ số điều kiện làm việc của biến dạng ngang tương đối, lấy theo TCVN XXXX:2024;
- $\varepsilon_h$  là giá trị dự tính của biến dạng ngang tương đối, được xác định theo kết quả tính toán đo đạc, tính bằng mm/m;
- $x$  là khoảng cách từ trục của cọc đang xét đến trục trung tâm của công trình có đài cọc dưới

toàn bộ chiều dài của công trình (hoặc đơn nguyên), hoặc đến khối cứng của công trình (đơn nguyên) dạng khung có đài cọc dưới từng cột riêng biệt, tính bằng mét (m).

**11.10** Móng cọc của công trình xây dựng trong vùng khai thác mỏ cần được thiết kế xuất phát từ điều kiện là cần thiết phải truyền nội lực tối thiểu từ cọc vào đài cọc, phát sinh do biến dạng bề mặt đất.

Để thực hiện yêu cầu nêu trên, trong đồ án thiết kế phải xem xét:

- a) Chia tách công trình thành các đơn nguyên để giảm ảnh hưởng chuyển dịch ngang của đất nền;
- b) Ưu tiên sử dụng cọc ma sát cho công trình có sơ đồ kết cấu cứng để giảm nội lực phát sinh thêm trong mặt phẳng thẳng đứng do nền bị uốn cong;
- c) Sử dụng cọc có độ cứng nhỏ, ví dụ cọc hình lăng trụ, cọc có tiết diện ngang hình vuông hoặc hình chữ nhật, khi đó cọc tiết diện ngang hình chữ nhật cần đặt cạnh nhỏ theo phương dọc của đơn nguyên công trình;
- d) Ưu tiên sử dụng liên kết mềm giữa cọc với đài cọc đã nêu trong 11.4;
- e) Căn chỉnh công trình bằng kích hoặc các thiết bị căn chỉnh khác.

Khi chia tách công trình thành các đơn nguyên thì giữa các đơn nguyên cần bố trí các khe (khe lún) trong đài cọc với kích thước khe lún được xác định như đối với kết cấu phía dưới của công trình phù hợp với TCVN XXXX:2024.

**11.11** Về nguyên tắc, móng cọc nên được sử dụng tại vùng khai thác mỏ có đất thuộc các nhóm I đến IV, trong đó:

- Dùng cọc ma sát – trong các khu vực có đất thuộc các nhóm I đến IV đối với bất kỳ loại và kết cấu của công trình;
- Dùng cọc chống – trong các khu vực có đất thuộc các nhóm III đến IV đối với công trình đang thiết kế theo sơ đồ kết cấu mềm khi nền bị uốn cong, còn đối với nhóm IV – cho cả công trình đang thiết kế theo sơ đồ kết cấu cứng.

CHÚ THÍCH 1: Phân nhóm đất trong vùng khai thác mỏ lấy theo TCVN XXXX:2024.

CHÚ THÍCH 2: Cọc-ống, cọc đóng nhồi và cọc khoan nhồi có đường kính lớn hơn 600 mm và các loại cọc cứng khác, về nguyên tắc, chỉ được phép sử dụng trong móng cọc có sơ đồ liên kết mềm giữa cọc với đài cọc bằng mạch trượt (11.4).

CHÚ THÍCH 3: Chiều sâu hạ cọc trong vùng khai thác mỏ không được nhỏ hơn 4 m, trừ trường hợp cọc chống trên đất đá.

**11.12** Trong vùng khai thác mỏ có đất thuộc các nhóm I<sub>k</sub> đến IV<sub>k</sub> (xem TCVN XXXX:2024) mà có khả năng kiến tạo mấp mô, cũng như trong các khu vực có địa tầng xáo trộn, móng cọc chỉ được sử dụng khi có luận chứng phù hợp.

**11.13** Cấu tạo liên kết giữa cọc với đài cọc phải được lựa chọn phụ thuộc vào giá trị chuyển dịch ngang dự tính của đất nền, khi đó giá trị chuyển dịch ngang giới hạn của cọc không được lớn hơn các giá trị sau (11.4):

- 2 cm – khi liên kết với đài cọc là liên kết cứng;
- 5 cm – khi liên kết với đài cọc là liên kết mềm, liên kết khớp quy ước;
- 8 cm – khi liên kết với đài cọc là liên kết mềm thông qua mạch trượt.

CHÚ THÍCH: Để giảm nội lực xuất hiện trong cọc và đài cọc do tác động của chuyển dịch ngang của nền đất, cũng như đảm bảo ổn định không gian của móng cọc công trình về tổng thể, thì các cọc của nhóm cọc chịu tác động của chuyển dịch nền không lớn (đến 2 cm) cần có liên kết cứng, các cọc còn lại – có liên kết mềm (liên kết khớp hoặc liên kết thông qua mạch trượt).

**11.14** Đài cọc phải được tính toán chịu kéo lệch tâm và nén lệch tâm cũng như chịu xoắn khi có tác dụng của phản lực ngang từ cọc (lực cắt và mô men uốn) gây bởi áp lực bên của nền đất bị biến dạng khi khác thác.

**11.15** Khi sử dụng móng cọc có đài cao thì trong lớp nền bê tông hoặc kết cấu cứng khác nằm trên mặt đất nên bố trí khe hở quanh toàn bộ chu vi các cọc với chiều rộng khe hở không nhỏ hơn 8 cm trên suốt chiều dày của kết cấu cứng. Khe hở phải được chèn bằng vật liệu dẻo hoặc đàn hồi sao cho không tạo thành gối cứng cho cọc khi có tác động của chuyển dịch ngang nền đất.

## 12 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng động đất

**12.1** Điều này áp dụng để thiết kế móng cọc cho các công trình xây mới và cải tạo trong các vùng có đỉnh gia tốc nền tham chiếu  $a_{gR} > 0,1g$  đến  $0,4g$  (theo [2]), với  $g$  là gia tốc trọng trường (sau đây gọi tắt là vùng động đất)

Ở các vùng có đỉnh gia tốc nền tham chiếu  $a_{gR} \leq 0,1g$ , thiết kế nền không cần xét đến tác động động đất.

**12.2** Khi thiết kế nền móng cọc trong vùng động đất, ngoài các yêu cầu của tiêu chuẩn này, cũng cần đáp ứng với các yêu cầu của TCVN 9386 về tải trọng và tổ hợp tải trọng.

Để thiết kế móng cọc, phải sử dụng số liệu từ các nghiên cứu địa chấn và địa chấn kiến tạo, cũng như vi phân vùng động đất của khu vực xây dựng, số liệu này phải được đưa vào như một phần của khảo sát kỹ thuật.

**12.3** Nếu trong khu vực có đất thuộc loại IV theo tính chất động đất (theo TCVN 9386), phải thực hiện các biện pháp cải thiện tính chất xây dựng của đất nền trước khi bắt đầu xây dựng.

CHÚ THÍCH: Tính chất xây dựng của đất nền là trọng lượng riêng, độ ẩm, độ dính, độ xốp, góc nghỉ tự nhiên, khả năng giữ nước).

Không nên sử dụng đất bão hòa nước có khả năng hóa lỏng động làm nền cho móng cọc mà không có các biện pháp ban đầu để cải thiện tính chất xây dựng của nó (đầm chặt, gia cố, thay thế đất trong nền, v.v.).

Các tính chất động lực của đất và khả năng hóa lỏng của nó dưới tác động động đất trong điều kiện phòng thí nghiệm có thể tham khảo cách xác định theo GOST R 56353 [11]. Ở giai đoạn đầu tiên của khảo sát địa chất công trình để chuẩn bị hồ sơ thiết kế theo SP 446.1325800 [10], khả năng hóa lỏng của cát bão hòa nước nên được xác định sơ bộ bằng cách sử dụng thí nghiệm xuyên động.

CHÚ THÍCH: Các tính chất động lực của đất là nhóm các tính chất cơ lý của đất, đặc trưng cho phản ứng của đất với tải trọng động, kể cả tính chất của đất là môi trường lan truyền dao động (lưu biến, cát chảy, đàn hồi, cản nhớt, lợc, v.v.).

**12.4** Trong mọi trường hợp, móng cọc phải xuyên qua các lớp đất có khả năng hóa lỏng động. Không được đặt mũi cọc lên các lớp đất đó.

Khi móng cọc xuyên qua các lớp đất này, với luận cứ tính toán phù hợp, cho phép xét đến khả năng hóa lỏng động của lớp đất phía trên đến chiều sâu không vượt quá giá trị  $h_s$  (xác định theo công thức (62)) và không quá 3 m.

Khi đó, giải pháp thiết kế móng cọc phải chú ý đến việc đầu cọc phải được ngàm cứng với đài cọc.

**TCVN 10304:202x**

**12.5** Tính toán móng cọc công trình theo các trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất được thực hiện theo Điều 7, phải xét đến tổ hợp tải trọng đặc biệt, trong đó có tác động động đất tính toán, được xác định với hệ số tổ hợp của nó theo TCVN 9386 và TCVN 2737:2023. Tổ hợp tải trọng đặc biệt phải bao gồm tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn, tải trọng động đất. Khi tính toán móng cọc, giá trị tính toán của tải trọng động đất phải tương ứng với trận động đất tính toán theo TCVN 9386.

Khi tính toán theo tổ hợp tải trọng đặc biệt phải:

- a) Xác định sức chịu tải trọng nén và kéo của cọc đơn theo 7.2;
- b) Kiểm tra độ ổn định của nền theo điều kiện khống chế áp lực truyền lên đất qua mặt bên của cọc theo công thức (A.7) hoặc phương pháp số nêu ở 7.7;
- c) Tính toán cọc (theo cường độ vật liệu) chịu tác dụng đồng thời của các nội lực tính toán (lực dọc, mô men uốn, lực cắt) mà giá trị các nội lực này được xác định theo Phụ lục A phụ thuộc vào giá trị tính toán của tải trọng động đất hoặc theo phương pháp số nêu ở 7.7.

CHÚ THÍCH: Khi xác định giá trị tính toán của tải trọng động đất tác dụng lên công trình, nếu có móng cọc dài cao thì nên coi nó như tầng dưới cùng của khung.

**12.6** Khi tính toán sức chịu tải của cọc chịu tải trọng nén hoặc kéo  $F_{eq}$  trong trường hợp có tác động động đất thì các giá trị  $R$  và  $f_i$  (Bảng 7.2 và 7.3) cần được nhân với các hệ số điều kiện làm việc giảm của đất nền  $\gamma_{eq1}$  và  $\gamma_{eq2}$  nêu trong Bảng 25, hoặc được xác định theo kết quả thí nghiệm cọc và nhóm cọc bằng tải trọng tĩnh đồng thời với mô phỏng tác động động đất. Việc thí nghiệm cọc chịu tác động động đất mô phỏng cần được thực hiện theo phương án thí nghiệm cụ thể do các tổ chức chuyên môn lập.

Khi tính toán sức chịu tải của cọc dưới tác động động đất, cường độ của đất tại mặt bên thân cọc  $f_i$  đến chiều sâu tính toán  $h_j$  theo công thức (62) phải lấy bằng 0.

Đỉnh gia tốc nền tham chiếu  $a_{gR}$  của khu vực xây dựng công trình nêu trong Bảng 25 phải được lấy theo TCVN 9386 phụ thuộc vào cấp hậu quả và công năng của công trình, gia tốc nền của khu vực xây dựng, điều kiện địa chất công trình tại khu vực cụ thể.

**Bảng 25 – Các hệ số điều kiện làm việc  $\gamma_{eq1}$  và  $\gamma_{eq2}$**

Đỉnh gia tốc nền tham chiếu $a_{gR}$	$\gamma_{eq1}$ để hiệu chỉnh giá trị $R$ đối với đất						$\gamma_{eq2}$ để hiệu chỉnh giá trị $f_i$ đối với đất					
	cát chặt		cát chặt vừa		loại sét có chỉ số chảy		cát chặt và chặt vừa		loại sét có chỉ số chảy			
	ít ẩm và ẩm	bão hòa nước	ít ẩm và ẩm	bão hòa nước	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,5$	ít ẩm và ẩm	bão hòa nước	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,75$	$0,75 \leq I_L < 1,0$	
0,1g	<u>1,00</u> 0,90	<u>0,90</u> 0,50	<u>0,95</u> 0,85	<u>0,80</u> 0,40	<u>1,00</u> 1,00	<u>0,95</u> 0,90	<u>0,95</u> 0,85	<u>0,90</u> 0,50	<u>0,95</u> 0,90	<u>0,85</u> 0,80	<u>0,75</u> 0,75	
0,2g	<u>0,90</u> 0,80	<u>0,80</u> 0,40	<u>0,85</u> 0,75	<u>0,70</u> 0,35	<u>0,95</u> 0,95	<u>0,90</u> 0,80	<u>0,85</u> 0,75	<u>0,80</u> 0,40	<u>0,90</u> 0,80	<u>0,80</u> 0,70	<u>0,70</u> 0,65	
0,4g	<u>0,80</u>	<u>0,70</u>	<u>0,75</u>	—	<u>0,9</u>	<u>0,85</u>	<u>0,75</u>	<u>0,70</u>	<u>0,85</u>	<u>0,70</u>	<u>0,60</u>	



	0,70	0,35	0,60		0,85	0,70	0,65	0,35	0,65	0,60	0,40
CHÚ THÍCH 1: Giá trị $\gamma_{eq1}$ và $\gamma_{eq2}$ ở từ số áp dụng cho cọc đóng, cọc đóng nhồi (cọc ép đất), ở mẫu số áp dụng cho cọc khoan nhồi.											
CHÚ THÍCH 2: Đối với cọc chống trên đá, đất hạt thô, giá trị các hệ số điều kiện làm việc cần lấy bằng $\gamma_{eq1} = 1,0$ và $\gamma_{eq2} = 0$ .											
CHÚ THÍCH 3: Hệ số $\gamma_{eq1}$ đối với cát bão hòa nước có độ chặt vừa, khi $a_{gR} = 0,4g$ , chỉ có thể được xác định trên cơ sở nghiên cứu thực nghiệm hiện trường.											
CHÚ THÍCH 4: Với các giá trị trung gian của $a_{gR}$ , các hệ số $\gamma_{eq1}$ và $\gamma_{eq2}$ có thể được xác định bằng nội suy tuyến tính.											

**12.7** Chiều sâu  $h_d$ , mà không xét đến sức kháng của đất tại mặt bên thân cọc trong tính toán theo tổ hợp tải trọng đặc biệt, được xác định theo công thức (62), nhưng không được lớn hơn  $3/\alpha_\varepsilon$ :

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_\varepsilon a_3 M)}{b_p \left( \frac{a_2}{\alpha_\varepsilon} \cdot \gamma_l \cdot \text{tg} \varphi_l + c_l \right)} \quad (62)$$

trong đó:

- $a_1, a_2, a_3$  là các hệ số không thứ nguyên, lấy lần lượt bằng:  
 1,5; 0,8 và 0,6 – khi dùng đài cọc cao và đối với cọc đơn;  
 1,2; 1,2 và 0,0 – khi ngàm cứng cọc vào đài thấp hoặc cho cọc có đệm trung gian.
- $H, M$  là các giá trị tính toán tương ứng của lực ngang, tính bằng kN, và mô men tính toán, tính bằng kN·m, đặt lên cọc tại cao độ đầu cọc, dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng đặc biệt (có xét đến tác động động đất);
- $\alpha_\varepsilon$  là hệ số biến dạng, tính bằng  $m^{-1}$ , xác định theo công thức (A.3);
- $b_p$  là chiều rộng quy ước của cọc, tính bằng mét (m), được xác định theo A.5;
- $\gamma_l$  là giá trị tính toán trọng lượng riêng của đất, tính bằng  $kN/m^3$ , được xác định trong đất bão hòa nước có xét đến tác động đẩy nổi của nước;
- $\varphi_l, c_l$  là các giá trị tính toán tương ứng của góc ma sát trong của đất, tính bằng độ ( $^\circ$ ), có xét đến 12.8, và của lực dính đơn vị, tính bằng kPa.

Trong đồ án thiết kế, nếu đầu cọc được ngàm vào kết cấu của đài cọc thì nên có các thí nghiệm kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang, việc này phải được thực hiện theo TCVN 9393 và tham khảo GOST 5686 [4].

**12.8** Tính toán móng cọc dưới tổ hợp tải trọng đặc biệt mà không xét đến lực quán tính khối của khối đất do động đất, kể cả khi sử dụng 7.1 và 7.2, cũng như xác định chiều sâu thiết kế  $h_d$  theo công thức (62) cần được thực hiện với giá trị tính toán của góc ma sát trong  $\varphi_l$ , giảm  $2^\circ$  khi  $a_{gR} = 0,1g$ ,  $4^\circ$  – khi  $a_{gR} = 0,2g$ ,  $7^\circ$  – khi  $a_{gR} = 0,4g$ .

Khi tính toán móng cọc và nền của nó dưới tổ hợp tải trọng đặc biệt mà có xét đến lực quán tính khối do động đất theo 7.7, giá trị tính toán của góc ma sát trong lấy bằng  $\varphi_l$ .

## TCVN 10304:202x

**12.9** Khi tính toán móng cọc của cầu theo 7.1 và Phụ lục A cần xét đến ảnh hưởng của tác động động đất đến điều kiện chôn cọc trong đất cát bụi bão hòa nước và đất loại sét bão hòa nước có chỉ số chảy  $I_L > 0,5$  bằng cách giảm 30 % giá trị của hệ số tỷ lệ  $K$  cho các loại đất này nêu trong Phụ lục A.

**12.10** Sức chịu tải của cọc  $F_{eq}$ , làm việc chịu các tải trọng nén và (hoặc) kéo theo phương đứng, dựa theo kết quả thí nghiệm hiện trường phải được xác định có xét đến tác động động đất theo công thức:

$$F_{eq} = k_{eq} F_d \quad (63)$$

trong đó:

$F_{eq}$  tính bằng kN;

$k_{eq}$  là hệ số xét đến sự suy giảm sức chịu tải của cọc dưới tác động động đất, được xác định bằng tỷ số giữa sức chịu tải của cọc tính theo 12.5 đến 12.8 có xét đến tác động động đất và giá trị sức chịu tải của cọc được xác định theo yêu cầu của 7.2 không xét đến tác động động đất;

$F_d$  là sức chịu tải của cọc, tính bằng kN, được xác định theo kết quả thí nghiệm tĩnh hoặc động hoặc số liệu thí nghiệm xuyên tĩnh đất nền theo 7.3 không xét đến tác động động đất.

**12.11** Đối với móng cọc trong vùng động đất, cho phép sử dụng mọi loại cọc, ngoại trừ cọc bê tông cốt thép không có cốt thép ngang và cọc hình chùy.

Cũng không cho phép sử dụng cọc bê tông, tức là cọc không có lồng thép dọc theo suốt chiều dài thân cọc.

**12.12** Khi thiết kế móng cọc trong vùng động đất, mũi cọc cần được chống trên đá, đất hạt thô, cát chặt và chặt vừa, đất loại sét có chỉ số chảy  $I_L \leq 0,5$ .

Không nên đặt mũi cọc chống trên cát xốp bão hòa nước, đất loại sét có chỉ số chảy  $I_L > 0,5$ . Không cho phép đặt mũi cọc chống trên đất có khả năng hóa lỏng động.

**12.13** Chiều sâu hạ cọc trong vùng động đất không được nhỏ hơn 4 m, còn nếu nền dưới mũi cọc là cát chặt vừa bão hòa nước thì không nên nhỏ hơn 8 m. Cho phép giảm độ sâu hạ cọc khi có cơ sở phù hợp dựa trên kết quả thí nghiệm hiện trường với tải trọng tĩnh có mô phỏng tác động động đất.

**12.14** Tính toán cọc trong đất lún ướt, đất trương nở dưới tổ hợp tải trọng đặc biệt có xét đến tác động động đất cần được thực hiện ở điều kiện đất ẩm tự nhiên, nếu sự thấm ướt đất là không thể xảy ra, và ở điều kiện đất bão hòa nước hoàn toàn với chỉ số chảy xác định theo công thức (53) nếu sự thấm ướt đất là có thể xảy ra. Khi đó, sức chịu tải của cọc trong đất lún ướt loại II cần được xác định mà không cần xét đến khả năng phát triển lực ma sát âm của đất.

CHÚ THÍCH: Việc tính toán cọc chịu tác động động đất không bỏ qua được sự cần thiết phải thực hiện tính toán theo Điều 9 đến Điều 11, có xét đến các tác động đặc biệt khác của các tổ hợp tải trọng khác.

**12.15** Đài cọc của móng cọc trong vùng có  $a_{gR} = 0,1g$  đến  $0,4g$  cần được thiết kế bằng bê tông cốt thép toàn khối. Không cho phép cấu tạo móng cọc của công trình mà không có đài cọc.

Cho phép thiết kế móng có đài cọc thấp hoặc cao (có các đầu cọc được ngàm vào đài cọc), hoặc đài cọc có đệm đất trung gian ngăn cách đầu cọc và đài cọc.

**12.16** Móng cọc đài thấp hoặc cao nên được thiết kế trong trường hợp có tải trọng ngang trong các tổ hợp cơ bản truyền vào móng, cũng như trường hợp có các tác động đặc biệt khác (trừ tác động động đất) truyền vào móng.

Móng cọc có đầu cọc chôn trong đài nên được sử dụng ở các khu vực có đất khoáng hữu cơ, đất hữu cơ và đất lún ướt loại II, ở các vùng khai thác mỏ, các khu vực có địa chất không ổn định (nơi có hoặc có thể xảy ra sạt trượt đất, dòng chảy bùn, các tơ và tương tự) và ở các khu vực có đất bão hòa nước không ổn định.

**12.17** Khi thiết kế móng cọc cho các công trình khối lớn hoặc công trình chấn kiểu góc (tường chấn kiểu góc) trong vùng động đất, có thể tham khảo SP 381.1325800 (TCVN XXXX:2024).

**12.18** Khi thiết kế móng cọc có đài cọc dạng tấm khi có phần ngầm công trình, cần xét đến việc giảm lực ngang truyền vào móng bằng cách xét đến chiều sâu chôn đài cọc và sức kháng bị động của đất tương tác với các kết cấu phần ngầm của công trình, cũng như ma sát của tường ngoài của phần chôn sâu và móng với đất.

**12.19** Đài cọc cao trong phạm vi đơn nguyên của công trình chịu động đất cần được thiết kế, về nguyên tắc, liên tục dưới dạng bản bê tông cốt thép toàn khối. Đài cọc thấp dưới tường chịu lực hoặc kết cấu khung của công trình nên được thiết kế liên tục dưới dạng bản bê tông cốt thép toàn khối hoặc bằng giao nhau.

**12.20** Trong các trường hợp khác với các trường hợp nêu ở 12.16, nên sử dụng móng cọc có đệm trung gian bằng vật liệu rời (đá dăm, sỏi, cát thô và vừa) trong vùng động đất.

**12.21** Các đặc trưng về độ bền và biến dạng của vật liệu làm đệm phải phù hợp với các yêu cầu của TCVN 9362. Khi thi công đệm trung gian bằng cát thô và vừa, khối lượng thể tích của đất khô không được nhỏ hơn  $1,65 \text{ T/m}^3$ .

Chiều dày đệm trung gian không được nhỏ hơn 0,4 m và, về nguyên tắc, không được lớn hơn 1,0 m, tải trọng truyền lên các cọc càng lớn thì nên lấy chiều dày đệm trung gian càng lớn. Kích thước trên mặt bằng của đệm trung gian phải lớn hơn kích thước của đài cọc một giá trị không nhỏ hơn chiều dày đệm.

Thi công các đệm trung gian phải được thực hiện bằng cách đầm chặt từng lớp theo TCVN 4447.

**12.22** Khi thiết kế móng cọc có đệm trung gian, nên bố trí các mũ bê tông cốt thép để che phủ các đầu cọc và truyền tải trọng đều hơn thông qua đệm trung gian. Cấu tạo, kích thước và bố trí cốt thép của các mũ phải phụ thuộc vào khoảng cách cọc, kích thước tiết diện ngang của cọc, độ lớn của tải trọng truyền lên cọc, điều kiện đất và chiều dày của đệm. Kết cấu của mũ cho phép được làm từ bê tông cốt thép lắp ghép và toàn khối.

**12.23** Trường hợp cấu trúc địa chất công trình của khu vực chứa đất bão hòa nước yếu có xu hướng biến dạng lâu dài thì cho phép bố trí đệm trung gian nếu trong đồ án thiết kế có bố trí gia cố nền theo phương ngang bằng các cuộn vật liệu tổng hợp. Các cuộn vật liệu này phải được trải phía trên đầu cọc và cho phép tránh được độ lún không đều của đệm trung gian trong khoảng không gian giữa các cọc. Khi thiết kế gia cố đất cần xét đến TCVN 9362.

**12.24** Đối với các cọc nằm trong thành phần của móng cọc có đệm trung gian chịu tải trọng ngang, cho phép không thực hiện phép tính chịu tải trọng ngang. Sức chịu tải của các cọc này làm việc chịu nén có xét đến tác động động đất cần được xác định theo 12.6; khi đó, sức kháng của đất phải được xét dọc suốt mặt bên của cọc, tức là  $h_g = 0$ .

## **TCVN 10304:202x**

**12.25** Khi thiết kế móng có đệm trung gian, cần xét đến TCVN 9362 ở phần có liên quan đến thiết kế nền công trình được xây dựng trong vùng động đất.

Trong mọi trường hợp, cần tiến hành kiểm tra khả năng chống trượt của nền tại đáy đài cọc ở chỗ tiếp xúc với đệm trung gian dưới tổ hợp tải trọng đặc biệt bất lợi nhất. Tùy thuộc vào sự có mặt của các lớp chống thấm và lớp lót, hệ số ma sát khi kiểm tra trượt phải tương ứng với bề mặt trượt tiềm năng nguy hiểm nhất và cần được lấy không lớn hơn 0,4.

**12.26** Khi tính toán móng cọc có đệm trung gian theo biến dạng, độ lún của móng cần được tính bằng tổng độ lún xác định theo 7.4 và biến dạng thẳng đứng của đệm trung gian dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng cơ bản.

## **13 Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng các tơ**

**13.1** Móng cọc trong vùng các tơ khi xây dựng công trình mới và cải tạo phải được thiết kế có xét đến khả năng phát triển của quá trình các tơ trong các khối đá dễ bị nước hòa tan (hang, hốc và tương tự), trong các tầng đất nằm phía trên chúng (hang động và tương tự) và khả năng hình thành biến dạng các tơ – sập và sụt lún.

**13.2** Khi thiết kế móng cọc trong vùng các tơ, cần đảm bảo độ bền của móng (có xét đến sự uốn cong của móng do sự phát triển các hang các tơ) và độ ổn định có xét đến sự hình thành các biến dạng các tơ ngay dưới mũi cọc và trong khối đất mà cọc xuyên qua. Cần xét đến khả năng xuất hiện các tơ trong vùng tiếp giáp trực tiếp với khu vực xây dựng. Việc thiết kế cần được thực hiện có xét đến SP 499.1325800 (TCVN XXXX:2024).

**13.3** Khối lượng và thành phần khảo sát địa chất công trình để thiết kế móng cọc trong vùng các tơ phải được ấn định có xét đến 4.6 và các yêu cầu thiết kế cho vùng các tơ theo TCVN 9362.

**13.4** Khi lập đề án thiết kế móng cọc, phải xác định hạng nguy hiểm các tơ – xói ngầm cho khu vực xây dựng theo TCVN 9362, làm rõ các loại dạng biến dạng các tơ có thể xảy ra, xác định sự cần thiết phải tiến hành các biện pháp chống lại các tơ.

**13.5** Để xác định loại biến dạng các tơ (sập hoặc sụt lún) và các thông số đặc trưng cho chúng phải xác định các thông số hình học của hang các tơ trong đá dễ bị nước hòa tan mà khi hình thành hang sẽ xuất hiện biến dạng các tơ theo TCVN 9362. Khi đó, cho phép sử dụng mô hình số với sự hỗ trợ của các phần mềm địa kỹ thuật đã được công nhận rộng rãi.

**13.6** Kích thước và vị trí của hang các tơ trong đá dễ bị nước hòa tan phải được xác định có xét đến vùng bất lợi nhất trong mặt cắt và sự sập sớm của các tầng đất phía trên với sự hình thành các biến dạng các tơ, bao gồm cả việc xét đến các thông số thiết kế của móng cọc (chiều sâu, đường kính và khoảng cách cọc). Khi thực hiện tính toán, nên xét đến động lực có thể có của sự phát triển hang các tơ, có xét đến tốc độ hòa tan của đá theo TCVN 9362.

**13.7** Khi thiết kế móng cọc tại các khu vực được xếp vào hạng tiềm ẩn nguy hiểm hoặc nguy hiểm về các tơ – xói ngầm, và cần phải tiến hành các giải pháp kết cấu chống lại các tơ, như sau:

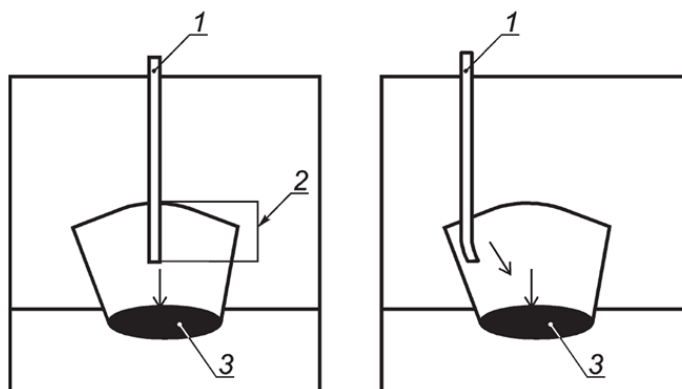
- Thực hiện các tính toán có xét đến việc không sử dụng cọc trong vùng sập khỏi sự làm việc của móng (cọc bị trượt) – khi có khả năng hình thành các biến dạng các tơ thuộc loại “sập”;

- Xét đến khả năng sập xuất hiện dưới cột, dưới tường giao nhau, dưới góc công trình, ở giữa cạnh lớn và cạnh nhỏ;
- Về nguyên tắc, dự kiến khả năng cọc bị trượt, còn trường hợp cần thiết phải thi công mối nối cứng của cọc với đài cọc – xét đến tải trọng bổ sung do lực ma sát âm phát sinh do xuất hiện biến dạng các tơ – ở mối nối giữa cọc với đài.

**13.8** Khi thiết kế cọc chống trên đá dễ bị nước hòa tan thuộc hạng nguy hiểm về các tơ – xói ngầm, nên sử dụng biện pháp địa kỹ thuật (đổ, phun và các biện pháp khác được thực hiện cho đá dưới mũi cọc và, khi cần thiết, trong các lớp đất phía trên) để đảm bảo loại bỏ được các hang hiện hữu và sự hình thành các hang mới trong đá dễ bị nước hòa tan và trong các tầng phủ, để chuyển khu đất xây dựng sang hạng không nguy hiểm về các tơ – xói ngầm. Khi thiết kế có sử dụng các giải pháp kết cấu chống lại các tơ thì cho phép sử dụng cọc chống trên đá khó hòa tan nếu có cơ sở tính toán phù hợp có xét đến các thông số tính toán của biến dạng các tơ.

**13.9** Trường hợp cọc xuyên qua đá các tơ và chống vào lớp mà sự hình thành các tơ đã bị loại trừ, cần xét đến khả năng xuất hiện lực ma sát âm do biến dạng của khối đất phía trên hang các tơ. Các thông số của tác động này cần được xác định theo kết quả tính toán bằng mô hình số.

**13.10** Khi sự phát triển các tơ trong đá không hòa tan và khó hòa tan, cho phép xác định giá trị lực ma sát âm truyền lên cọc (Hình 7, a) và giá trị lực bổ sung do cọc bị uốn (Hình 7, b) dựa trên các thông số tính toán của biến dạng các tơ thu được mà có xét đến tốc độ hòa tan của đá và thời gian sử dụng công trình.



a) Lực ma sát âm      b) Lực bổ sung do cọc bị uốn

#### CHÚ DẪN:

- 1 Cọc
- 2 Vùng phát triển ma sát âm
- 3 Hang các tơ

**Hình (7 – Sơ đồ tương tác cơ học của cọc với hang các tơ**

**13.11** Khi biến dạng các tơ thể hiện dưới dạng sụt lún bề mặt, cho phép sử dụng phương pháp tính toán công trình trong vùng khai thác mỏ theo Điều 11, có xét đến biến dạng các tơ dự báo. Việc dự báo nên dựa trên mô hình số.

**13.12** Khi thiết kế móng cọc trong vùng các tơ, phải tiến hành quan trắc địa kỹ thuật trong giai đoạn xây dựng và có hệ thống theo dõi thường xuyên ở giai đoạn sử dụng công trình theo TCVN 9362.

## **TCVN 10304:202x**

**13.13** Đối với các công trình cấp C2 và C3, với điều kiện sử dụng biện pháp địa kỹ thuật chống lại các tơ bằng cách xi măng hóa đá các tơ hoặc tạo tầng phủ trên đá các tơ thì cho phép thiết kế móng cọc mà không xét đến nguy hiểm các tơ.

Đồ án biện pháp địa kỹ thuật chống các tơ phải loại trừ được biểu hiện các tơ cả trong nền của móng cọc cũng như trên toàn bộ diện tích móng khối quy ước của móng cọc.

Đối với móng cọc của trụ cầu trong khu vực phát triển quá trình các tơ – xói ngầm, cho phép sử dụng cọc ma sát và cọc chống được ngầm cứng trong đài cọc. Khi đó, thiết kế móng cọc của trụ cầu cần xét đến khả năng không làm việc của các cọc nằm trong đường kính sập (được xác định bằng tính toán) trong quá trình xây dựng và sử dụng của công trình. Thiết kế móng phải xét đến tải trọng bổ sung của đất và trọng lượng cọc lên móng tại vùng bị sập. Tải trọng xuất hiện khi tương tác giữa móng và vùng sập cần được xem xét trong tổ hợp đặc biệt. Khi đó, nếu trong tiến trình khảo sát có ghi nhận việc sập của thiết bị khoan trong đá các tơ thì trong đồ án nên có phương án xi măng hóa bịt lỗ. Nếu trong tiến trình khảo sát không ghi nhận việc sập của thiết bị khoan thì ảnh hưởng của tải trọng bổ sung có thể được xác định trên cơ sở mô hình số có xét đến TCVN 9362 và 13.10.

## Phụ lục A

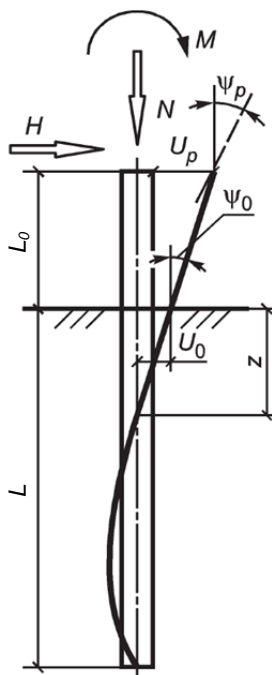
(tham khảo)

### Tính toán cọc chịu tác dụng đồng thời của lực thẳng đứng, lực ngang và mô men

**A.1** Việc tính toán phải bao gồm kiểm tra tiết diện ngang của cọc theo các trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ hai. Khi tính toán công trình cấp C3 nên chủ yếu sử dụng phần mềm dựa trên sự tương tác cơ học giữa cọc và khối đất xung quanh sử dụng mô hình phi tuyến. Khi đó, phải kiểm tra kết quả tính toán theo A.4 đến A.8. Đối với các công trình cấp C1 và C2, cho phép sử dụng các sơ đồ tính mô phỏng được tương tác giữa dầm và nền đàn hồi (dầm trên nền đàn hồi với hệ số nền thay đổi).

Cho phép tính toán cọc, cọc-ống và cọc-trụ (sau đây trong phụ lục này gọi chung là cọc) chịu tác dụng đồng thời của các tải trọng theo các phương đứng và ngang và mô men theo sơ đồ trên Hình A.1.

CHÚ THÍCH: Khi tính toán trụ cầu trong mọi trường hợp, cho phép sử dụng các quan hệ nêu trong A.4 đến A.8.



Hình A.1 – Sơ đồ tải trọng tác dụng lên cọc

**A.2** Tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất phải bao gồm việc kiểm tra độ bền của tiết diện cọc, sự hình thành và phát triển các vết nứt dưới tác dụng đồng thời của các nội lực tính toán: lực nén, mô men uốn và lực cắt. Việc tính toán này phải thực hiện phụ thuộc vào vật liệu của cọc phù hợp với Điều 7.

**A.3** Tính toán theo nhóm các trạng thái giới hạn thứ hai nhằm kiểm tra sự tuân thủ điều kiện cho phép về giá trị tính toán của chuyển dịch ngang của đầu cọc và góc xoay của nó:

$$U_p \leq U_u \quad (\text{A.1})$$

$$\psi_p \leq \psi_u \quad (\text{A.2})$$

trong đó:

$u_p, \psi_p$  tương ứng là các giá trị tính toán của chuyển dịch ngang của đầu cọc, tính bằng mét (m), và góc xoay của nó, tính bằng rad;

$u_u, \psi_u$  tương ứng là các giá trị cho phép giới hạn của chuyển dịch ngang của đầu cọc, tính bằng mét (m), và góc xoay của nó, tính bằng rad.

Các giá trị  $u_u$  và  $\psi_u$  phải được lựa chọn trong đồ án thiết kế xuất phát từ điều kiện sử dụng bình thường của kết cấu xây dựng của công trình đang thiết kế.

CHÚ THÍCH: thuật ngữ “*điều kiện sử dụng bình thường*” xem trong TCVN 5574:2018.

**A.4** Khi tính toán sức kháng của cọc và nhóm cọc tại mặt bên của cọc bằng phần mềm sử dụng mô hình môi trường liên tục, nên sử dụng phần tử tiếp xúc. Các đặc trưng của phần tử tiếp xúc phải được lựa chọn có xét đến hệ số điều kiện làm việc của cọc  $\gamma_{R,f}$  theo Bảng 6.

**A.5** Tính toán theo độ bền của tất cả các loại cọc bằng các mô hình tính toán đơn giản cần được thực hiện có xét tới công thức (1) với hệ số biến dạng  $\alpha_\varepsilon$  được xác định theo công thức:

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{EI}} \quad (\text{A.3})$$

trong đó:

$\alpha_\varepsilon$  tính bằng  $\text{m}^{-1}$ ;

$E$  là mô đun đàn hồi của vật liệu cọc, tính bằng kPa;

$I$  là mô men quán tính của tiết diện ngang của cọc, tính bằng  $\text{m}^4$ ;

$b_p$  là chiều rộng quy ước của cọc, tính bằng mét (m), lấy bằng:

$$b_p = d + 1 : \quad \text{đối với cọc có đường kính thân } \geq 0,8 \text{ m};$$

$$b_p = 1,5d + 0,5 : \quad \text{đối với kích thước tiết diện ngang còn lại};$$

$d$  là đường kính ngoài của cọc có tiết diện ngang hình tròn hoặc cạnh của cọc có tiết diện ngang hình vuông hoặc cạnh của cọc có tiết diện ngang hình chữ nhật nằm trong mặt phẳng vuông góc với phương tác dụng của tải trọng, m.

**A.6** Khi tính toán cọc chịu tải trọng theo phương ngang bằng mô hình dầm trên nền đàn hồi thì lấy giá trị của hệ số nền tăng tuyến tính theo chiều sâu. Cho phép xác định giá trị tính toán của hệ số nền  $c_z$  của đất tại mặt bên của một cọc theo công thức:

$$c_z = \frac{K \cdot z}{\gamma_{cz}} \quad (\text{A.4})$$

trong đó:

$K$  là hệ số tỷ lệ, tính bằng  $\text{kN/m}^4$ , lấy phụ thuộc vào loại đất xung quanh cọc theo Bảng A.1;

$z$  là chiều sâu của tiết diện ngang của cọc trong đất, tính bằng mét (m), mà cần xác định hệ số nền, tính từ bề mặt đất khi móng cọc đài cao hoặc từ đáy đài khi móng cọc đài thấp;

$\gamma_{cz}$  là hệ số điều kiện làm việc ( $\gamma_{cz} = 1$ ).



Bảng A.1 – Hệ số tỷ lệ  $K$ 

Loại đất xung quanh cọc và đặc điểm của nó	Hệ số tỷ lệ $K$ , kN/m <sup>4</sup>
1. Cát hạt thô ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ); sét và sét pha cứng ( $I_L < 0$ )	6 000 ÷ 10 000
2. Cát mịn ( $0,6 \leq e \leq 0,75$ ); cát vừa ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ), cát pha cứng ( $I_L < 0$ ); sét và sét pha dẻo cứng và nửa cứng ( $0 \leq I_L \leq 0,75$ )	4 000 ÷ 6 000
3. Cát bụi ( $0,6 \leq e \leq 0,8$ ); cát pha dẻo ( $0 \leq I_L \leq 0,75$ ); sét và sét pha dẻo mềm ( $0,5 \leq I_L \leq 0,75$ )	2 350 ÷ 4 000
4. Sét và sét pha dẻo chảy ( $0,75 \leq I_L \leq 1$ )	1 350 ÷ 2 350
5. Cát lẫn sỏi sạn ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ); đất hạt thô có lẫn cát	16 750 ÷ 33 350
CHÚ THÍCH: Giá trị nhỏ của hệ số $K$ tương ứng với giá trị cao của chỉ số chảy $I_L$ đối với đất loại sét và hệ số rỗng $e$ đối với đất cát, còn giá trị lớn của hệ số $K$ – tương ứng với giá trị thấp. Đối với đất có giá trị của các đặc trưng $I_L$ và $e$ trung gian thì giá trị hệ số $K$ được xác định bằng nội suy tuyến tính.	

Khi tính toán các cọc đơn chịu tải trọng ngang, cho phép sử dụng sơ đồ gối rời rạc với bước gối không đổi. Sơ đồ tính toán này được thể hiện ở Hình A.2, a. Khi đó, bước gối không được lớn hơn 0,25 m. Độ cứng của một gối được xác định theo công thức:

$$c_{z,i} = \frac{K(z) \cdot z}{\gamma_{cz}} \cdot b_p \cdot h_i^* \quad (\text{A.5})$$

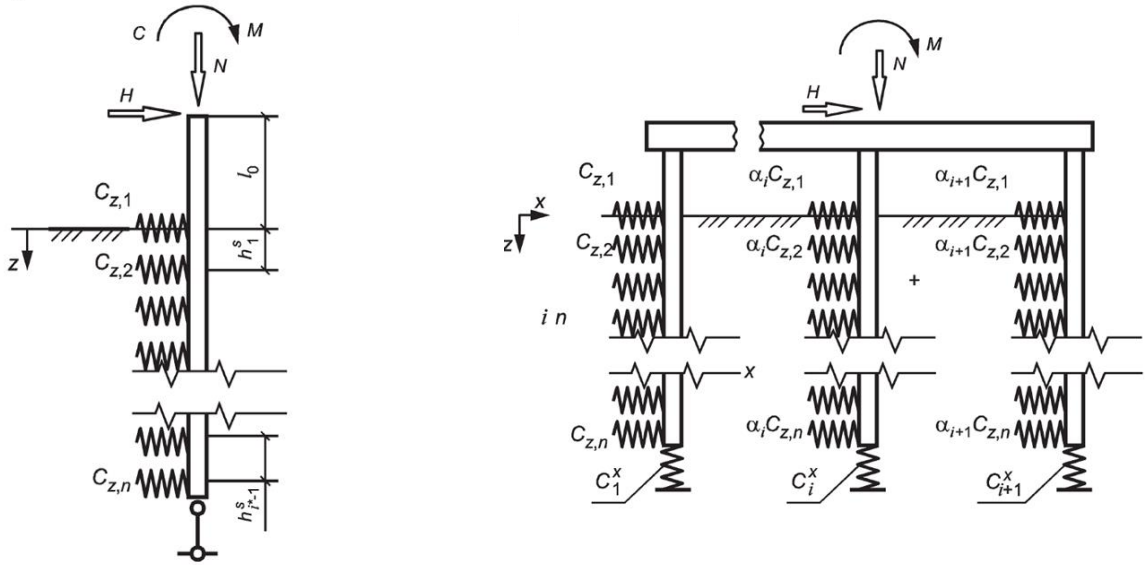
trong đó:

$K(z)$  là giá trị của hệ số tỷ lệ phụ thuộc vào lớp đất;

$b_p$  là chiều rộng quy ước của cọc, tính bằng mét (m);

$h_i^*$  là bước gối lò xo dùng trong sơ đồ tính toán đã chọn.

Sơ đồ tính toán nhóm cọc được thể hiện trên Hình A.2, b. Khi thực hiện tính toán cần xét đến tính mềm của các gối do tác dụng của các tải trọng đứng. Độ cứng của các cọc khi tính toán chịu tải trọng đứng nên được xác định phù hợp với 7.4.3.1. Giá trị  $\alpha_i$  được xác định theo A.7.



a) Sơ đồ tính toán cọc đơn

b) Sơ đồ tính toán nhóm cọc

Hình A.2 – Các sơ đồ tính toán cọc

**A.7** Khi tính toán tĩnh các cọc trong thành phần của nhóm cọc, nên xét đến tương tác của chúng. Trong trường hợp này cho phép tính toán được thực hiện như đối với cọc đơn nhưng hệ số tỉ lệ  $K$  được nhân với hệ số giảm  $\alpha_i$  và  $\alpha_i$  được xác định theo công thức:

$$\alpha_i = \gamma_{c,c} \cdot \prod_{j \neq i} \left\{ 1 - \frac{d}{r_{ij}} \cdot \left[ 0,789 + 0,229 \cdot \frac{x_j - x_i}{r_{ij}} - 0,143 \cdot \left( \frac{x_j - x_i}{r_{ij}} \right)^2 \right] \right\} \quad (A.6)$$

trong đó:

$\gamma_{c,c}$  là hệ số, xét đến độ chặt của đất khi hạ cọc, lấy bằng:

1,2 – đối với cọc đóng tiết diện ngang đặc;

1,0 – đối với các loại cọc còn lại;

$d$  là đường kính hoặc cạnh của tiết diện ngang của cọc, m;

$$r_{ij} = \sqrt{(x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2} \quad (A.7)$$

trong đó:

$x_i, y_i$  là tọa độ tim cọc thứ  $i$  trên mặt bằng, trong đó tải trọng ngang đặt theo phương trục  $x$ ;

$x_j, y_j$  là tọa độ tim cọc thứ  $j$  trên mặt bằng, trong đó tải trọng ngang đặt theo phương trục  $x$ .

Tích số  $\prod_{j \neq i}$  trong công thức (A.6) chỉ áp dụng cho các cọc (trong nhóm) tiếp giáp trực tiếp với cọc thứ  $i$ .

CHÚ THÍCH 1: Đối với trụ cầu, trong trường hợp nếu  $r_{ij} \leq 3d$  hoặc có bãi cọc không đối xứng, hoặc có cọc xiên trong nhóm, cho phép lấy hệ số  $\alpha_i$  bằng 1,0.

CHÚ THÍCH 2: Giá trị hệ số giảm  $\alpha_i$  đối với nhóm cọc đóng được phép xác định theo Bảng A.2.

**Bảng A.2 – Hệ số ảnh hưởng tương hỗ của các cọc  $\alpha_i$**

Số cọc trong nhóm, $n$	Giá trị $\alpha_i$ khi khoảng cách cọc là			
	$3d$	$4d$	$5d$	$6d$
3	0,649	0,737	0,813	0,881
4	0,626	0,713	0,800	0,858
6	0,585	0,673	0,751	0,821
9	0,539	0,628	0,708	0,781
12	0,504	0,596	0,678	0,755
16	0,470	0,566	0,654	0,736
20	0,446	0,546	0,640	0,729

**A.8** Khả năng sử dụng các quan hệ tuyến tính khi tính toán cọc cần được kiểm tra theo điều kiện khống chế áp lực tính toán  $\sigma_z$  tác dụng vào đất tại mặt bên của cọc:

$$\sigma_z \leq \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 \cdot z \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi \cdot c_1) \quad (\text{A.8})$$

trong đó:

$\sigma_z$  là áp lực tính toán lên đất, tính bằng kPa, tại mặt bên cọc tại chiều sâu  $z$ , tính bằng mét (m), tính từ mặt đất đối với đài cọc cao và tính từ đáy đài đối với đài cọc thấp (khi  $\alpha_e L \leq 2,5$  – tại các chiều sâu tương ứng  $z = L/3$  và  $z = L$ ; khi  $\alpha_e L > 2,5$  – tại chiều sâu  $z = 0,85/\alpha_e$ , trong đó  $\alpha_e$  được xác định theo công thức (A.3);

$\gamma_1$  là trọng lượng thể tích của đất nguyên trạng, tính bằng kN/m<sup>3</sup>, được xác định với đất bão hòa nước có xét đến tác động đẩy nổi của nước;

$\varphi_1, c_1$  là các giá trị tính toán tương ứng của góc ma sát trong, tính bằng rad, và lực dính đơn vị của đất, tính bằng kPa;

$\xi$  là hệ số, lấy bằng:

0,6 – đối với cọc đóng và cọc-ống;

0,3 – đối với tất cả các loại cọc còn lại;

$\eta_1$  hệ số, lấy bằng 1,0, ngoại trừ các trường hợp tính toán móng của kết cấu chống giữ  $\eta_1 = 0,7$ ;

$\eta_2$  là hệ số, xét đến tỷ lệ tải trọng thường xuyên so với tổng tải trọng, được xác định theo công thức:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_1}{\bar{n} \cdot M_c + M_1} \quad (\text{A.9})$$

trong đó:

$M_c$  là mô men do tải trọng thường xuyên tại tiết diện móng ngầm trong đất ở chiều sâu  $L_1$  theo công thức (1), tính bằng kN·m;

$M_1$  là mô men do tải trọng tạm thời tính toán tại tiết diện móng ở cao độ ngầm quy ước vào đất ở chiều sâu  $L_1$  theo công thức (1), tính bằng kN·m;

$\bar{n}$  là hệ số, lấy bằng  $\bar{n} = 2,5$ , ngoại trừ các trường hợp:

a) tính toán công trình có cấp hậu quả đặc biệt, khi  $\alpha_e L \leq 2,6$  lấy  $\bar{n} = 4$  và khi  $\alpha_e L \geq 5$  lấy  $\bar{n} = 2,5$ ; với các giá trị  $\alpha_e L$  trung gian thì  $\bar{n}$  được xác định bằng nội suy tuyến tính;

b) tính toán móng một hàng cọc chịu tải trọng nén lệch tâm thẳng đứng lấy  $\bar{n} = 4$  không phụ thuộc vào giá trị  $\alpha_e L$ .

CHÚ THÍCH: Nếu áp lực ngang tính toán lên đất  $\sigma_z$  không thỏa mãn điều kiện (A.8), nhưng khi đó sức chịu tải của cọc theo vật liệu chưa được tận dụng hết và chuyển dịch của cọc nhỏ hơn giá trị giới hạn cho phép, thì ở chiều sâu quy đổi của cọc  $\alpha_e L > 2,5$  việc tính toán cần được lập lại với giá trị độ cứng nhỏ hơn của gối theo công thức (A.10). Việc tính toán được lập lại cho đến khi điều kiện (A.8) được thỏa mãn tại tất cả các điểm.

$$c_{z,i}^* = \frac{0,95 \cdot c_{z,i} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi_1} \cdot (\gamma_1 \cdot z \cdot \text{tg} \varphi_1 + \xi \cdot c_1)}{\sigma_z} \quad (\text{A.10})$$

trong đó:

$c_{z,i}^*$  là giá trị điều chỉnh của độ cứng gối.

## Phụ lục B

(tham khảo)

### Tính toán sức chịu tải của cọc hình tháp có độ nghiêng các mặt bên $i_p > 0,025$

Cho phép xác định sức chịu tải  $F_d$  của cọc hình tháp có độ nghiêng các mặt bên  $i_p > 0,025$  bằng tổng cường độ tính toán của đất tại mặt bên thân cọc và dưới mũi cọc theo công thức:

$$F_d = \sum_{i=1}^n A_i \cdot \cos \alpha \cdot \left[ p_i (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi_{i,i} + c_{i,i}) + \frac{d^2}{n_1} \cdot (p'_i + n_2 c_{i,i}) \right] \quad (\text{B.1})$$

trong đó:

$F_d$  tính bằng kN;

$A_i$  là diện tích bề mặt bên thân cọc trong phạm vi lớp đất thứ  $i$ , tính bằng  $\text{m}^2$ ;

$\alpha$  là góc vát của cọc, tính bằng rad;

$\varphi_{i,i}$ ,  $c_{i,i}$  là các giá trị tính toán của góc ma sát trong, tính bằng rad, và lực dính đơn vị, tính bằng kPa, của lớp đất thứ  $i$ ;

$d$  là cạnh tiết diện ngang của mũi cọc, tính bằng mét (m);

$n_1$ ,  $n_2$  là các hệ số, lấy theo Bảng B.1.

**Bảng B.1 – Các hệ số  $n_1$ ,  $n_2$  và  $\xi$**

Hệ số	Giá trị góc ma sát trong của đất $\varphi_{i,i}$									
	4°	8°	12°	16°	20°	24°	28°	32°	36°	40°
$n_1$	0,53	0,48	0,41	0,35	0,30	0,24	0,20	0,15	0,10	0,06
$n_2$	0,94	0,88	0,83	0,78	0,73	0,69	0,65	0,62	0,58	0,54
$\xi$	0,06	0,12	0,17	0,22	0,26	0,29	0,32	0,35	0,37	0,39

CHÚ THÍCH: Đối với các giá trị góc ma sát trong  $\varphi_{i,i}$  trung gian, giá trị các hệ số  $n_1$ ,  $n_2$  và  $\xi$  được xác định bằng nội suy tuyến tính.

Cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc  $p_i$  và tại mặt bên thân cọc  $p'_i$  được xác định theo công thức:

$$p_i = p'_i = \left[ \frac{E_i}{4\rho_{0,i}(1-\nu_i^2) - 2\rho_{0,i}(2-\nu_i)} \right]^{\xi} \cdot (p_{\rho,i} + c_{i,i} \cdot \operatorname{ctg} \phi_{i,i}) - c_{i,i} \cdot \operatorname{ctg} \phi_{i,i} \quad (\text{B.2})$$

trong đó:

$p_i$ ,  $p'_i$  tính bằng kPa;

## TCVN 10304:202x

$E_i$  là mô đun biến dạng của lớp đất thứ  $i$ , tính bằng kPa, được xác định theo kết quả thí nghiệm nén ngang trong hố khoan;

$\nu_i$  là hệ số Poisson của lớp đất thứ  $i$ , lấy theo TCVN 9362;

$\xi$  là hệ số, lấy theo Bảng B.1.

Áp lực đất  $p_{0,i}$  và  $p_{p,i}$  được xác định theo các công thức:

$$p_{0,i} = \frac{\nu_i}{1 - \nu_i} \cdot \gamma_{l,i} \cdot h_i \quad (\text{B.3})$$

$$p_{p,i} = p_{0,i} (1 + \sin \varphi_{l,i}) + c_{l,i} \cdot \cos \varphi_{l,i} \quad (\text{B.4})$$

trong đó:

$p_{0,i}$ ,  $p_{p,i}$  tính bằng kPa;

$\gamma_{l,i}$  là trọng lượng riêng của lớp đất thứ  $i$ , tính bằng kN/m<sup>3</sup>;

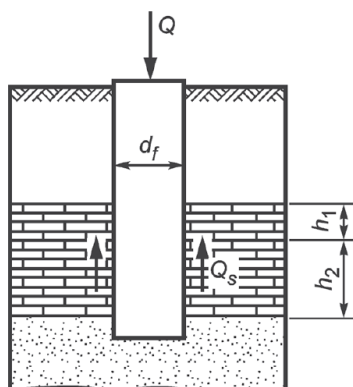
$h_i$  là chiều sâu trung bình của lớp đất thứ  $i$ , tính bằng mét (m).

## Phụ lục C

(tham khảo)

### Tính toán sức chịu tải của cọc tương tác với đá tại mặt bên

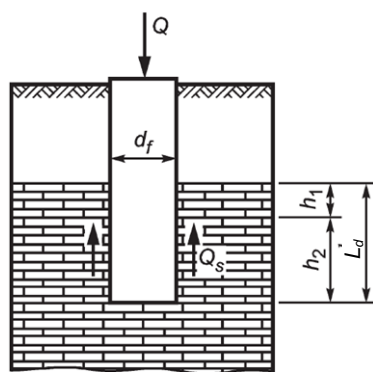
**C.1** Sức chịu tải  $F_d$  của cọc đóng nhồi, cọc khoan nhồi và cọc-ống nhồi bê tông xuyên qua đá không phong hóa, cần được xác định có xét đến cường độ tính toán của nền đất tại mặt bên của cọc (các hình C.1 và C.2).



#### CHÚ DẪN:

- $Q$  Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên cọc
- $Q_s$  Phản lực do tải trọng thẳng đứng chịu bởi mặt bên cọc,  $Q = Q_s$
- $h_1, h_2, \dots, h_n$  Chiều dày các lớp đá

**Hình C.1 – Cọc xuyên qua đá nhưng không đảm bảo ngàm**



**Hình C.2 – Cọc xuyên qua đá và ngàm trong đá**

Trường hợp chiều dày tầng đá xuyên qua là đáng kể, sự đóng góp của cường độ tính toán của đất tại mặt bên của cọc có thể đạt tới 90 % tổng tải trọng chịu bởi cọc. Trong trường hợp này, cho phép lấy:

$$F_d = F_{ds} \quad (\text{C.1})$$

trong đó:

## TCVN 10304:202x

$F_{ds}$  là sức chịu tải của cọc chỉ xét đến cường độ tính toán của đá tại mặt bên thân cọc, được xác định theo công thức:

$$F_{ds} = u \sum R_{si} h_i \quad (C.2)$$

trong đó:

$u$  là chu vi ngoài của tiết diện ngang của thân cọc, tính bằng mét (m);

$R_{si}$  là cường độ tính toán của lớp đá của lớp thứ  $i$  tại mặt bên thân cọc, tính bằng kPa;

$h_i$  là chiều dày lớp đá thứ  $i$  tiếp xúc với mặt bên thân cọc, tính bằng mét (m).

Cường độ tính toán của lớp đá tại mặt bên thân cọc  $R_{si}$  được xác định theo công thức:

$$R_{si} = 0,63 \cdot \sqrt{\rho_a R_{ci}} \quad (C.3)$$

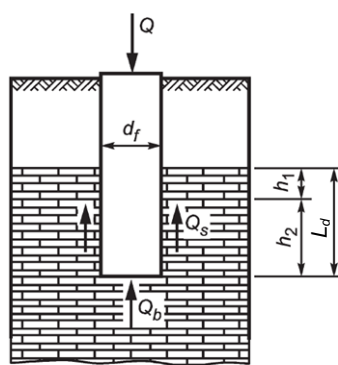
trong đó:

$\rho_a = 100$  kPa;

$R_{ci}$  là giá trị tính toán của cường độ chịu nén một trục giới hạn của lớp đá thứ  $i$  ở trạng thái bão hòa nước, tính bằng kPa.

**C.2** Để xét đến cường độ tính toán của khối đá dưới mũi và tại mặt bên của cọc, cần xác định tỷ lệ tải trọng thẳng đứng tác dụng lên cọc chịu bởi mũi cọc  $Q_b$  và mặt bên của cọc  $Q_s$  (Hình C.3). Giá trị của tỷ lệ này nên được xác định bằng phương pháp số có sử dụng phần mềm mô tả được sự tương tác giữa cọc và nền đất có xét đến thể nằm của đá. Khi đó, các đặc trưng độ bền tính toán của đá có thể được xác định theo TCVN 4253 phụ thuộc vào giá trị giới hạn của cường độ chịu nén một trục của đá  $R_c$ .

Dựa trên các kết quả mô hình số xác định tỷ lệ tải trọng  $\eta$  chịu bởi mũi cọc so với tổng tải trọng  $Q$  ( $\eta = Q_b/Q$ ) và tỷ lệ tải trọng  $(1 - \eta)$  chịu bởi mặt bên của cọc ( $1 - \eta = Q_s/Q$ ).



### CHÚ DẪN:

$Q$  Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên cọc

$Q_b$  Tải trọng thẳng đứng được chịu bởi mũi cọc,  $Q_b/Q = \eta$

$Q_s$  Tải trọng thẳng đứng được chịu bởi mặt bên cọc,  $Q_s/Q = 1 - \eta$

**Hình C.3 – Sự làm việc đồng thời của mũi cọc và mặt bên của cọc**



Sức chịu tải của cọc  $F_d$  có xét đến cường độ tính toán của khối đá ở cả dưới mũi cọc và tại mặt bên cọc, lấy bằng giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị thỏa mãn bất đẳng thức:

$$F_d \leq \frac{F_{db}}{\eta} \quad (C.4)$$

trong trường hợp này, sức chịu tải của cọc bị giới hạn bởi sức chịu tải của khối đá phía dưới mũi cọc, hoặc

$$F_d \leq \frac{F_{ds}}{1-\eta} \quad (C.5)$$

trong trường hợp này, sức chịu tải của cọc được giới hạn bởi sức chịu tải tại mặt bên cọc.

CHÚ THÍCH: Khi xác định giá trị  $F_d$ , không cho phép chỉ đơn giản tính tổng sức chịu tải của mũi cọc  $F_{db}$  (công thức (6)) và sức chịu tải của cọc tại mặt bên  $F_{ds}$  (công thức (C.2)) mà không xét đến giá trị  $\eta$ , vì có thể dẫn đến sự đánh giá quá cao giá trị sức chịu tải tính toán.

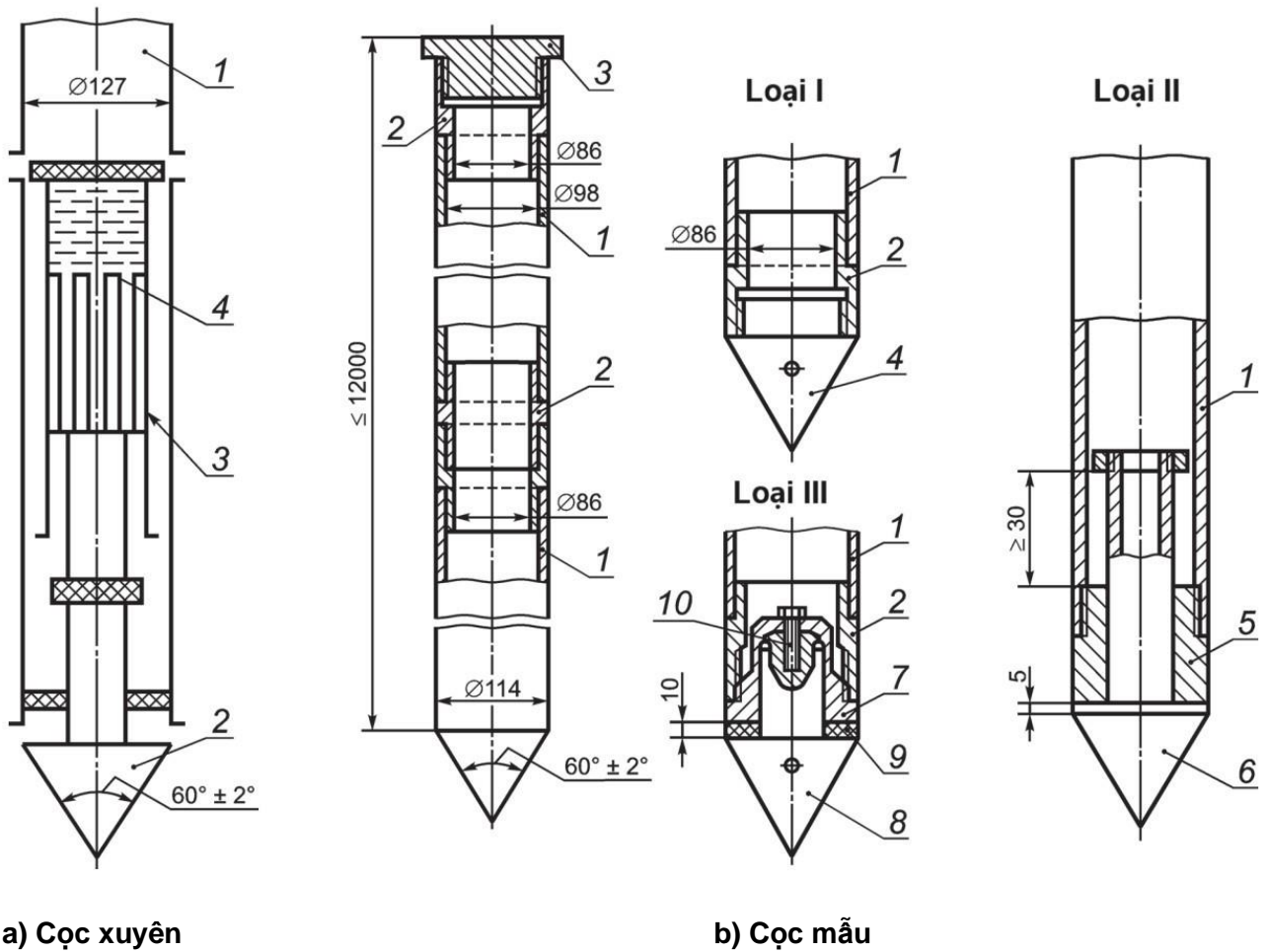
Giá trị tính toán của sức chịu tải của cọc  $F_d$  lấy bằng giá trị lớn nhất trong ba giá trị sau:

- Sức chịu tải của nền dưới mũi cọc  $F_{db}$  (công thức (5));
- Sức chịu tải của cọc có xét đến sức chịu tải của đá tại mặt bên  $F_{ds}$  (công thức (C.2));
- Sức chịu tải có xét đến cả sức chịu tải của đá dưới mũi và tại mặt bên cọc (các công thức (C.4) và (C.5)).

**Phụ lục D**  
(tham khảo)

**Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm đất bằng cọc mẫu**

**D.1** Giá trị riêng của sức chịu tải giới hạn của cọc đóng tại vị trí thí nghiệm đất bằng cọc mẫu  $F_u$  (Hình D.1) phải được xác định như sau:



**Hình D.1 – Cấu tạo cọc mẫu và cọc xuyên**

a) Khi thí nghiệm đất bằng cọc mẫu loại I (cần giải thích Loại I, II) – theo công thức:

$$F_u = \gamma_{sp} \left( \frac{u}{u_{sp}} \right) F_{u,sp} \quad (D.1)$$

trong đó:

$F_u$  tính bằng kN,

$\gamma_{sp}$  là hệ số lấy bằng:

1,25 – khi cọc được hạ vào đất cát chặt không phụ thuộc vào kích thước hạt hoặc đất hạt thô;

1,0 – đối với các loại đất khác;

$u, u_{sp}$  là chu vi tiết diện ngang của cọc và cọc mẫu;

$F_{u,sp}$  là giá trị riêng của sức chịu tải giới hạn của cọc mẫu, tính bằng kN, được xác định theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc theo 7.3.5;

b) Khi thí nghiệm đất bằng cọc mẫu loại II hoặc III theo công thức:

$$F_u = \gamma_{R,R} R_{sp} A + \gamma_{R,f} f_{sp} u h \quad (7.26) \text{ (D.2)}$$

trong đó:

$\gamma_{R,R}$  là hệ số điều kiện làm việc dưới mũi cọc thực tế, lấy theo Bảng D.1 phụ thuộc vào cường độ của đất dưới mũi cọc mẫu  $R_{sp}$ ;

$R_{sp}$  là cường độ giới hạn của đất dưới mũi cọc mẫu, tính bằng kN;

$A$  là diện tích tiết diện ngang của cọc thực tế, m<sup>2</sup>;

$\gamma_{R,f}$  là hệ số điều kiện làm việc của đất tại mặt bên của thân cọc thực tế, lấy theo Bảng D.1 phụ thuộc vào  $f_{sp}$ ;

$f_{sp}$  là giá trị trung bình của sức chịu tải giới hạn của đất tại mặt bên của thân cọc mẫu, kPa;

$h$  là chiều sâu hạ cọc thực tế, tính bằng mét (m);

$u$  là chu vi tiết diện ngang của thân cọc, tính bằng mét (m).

CHÚ THÍCH: Khi sử dụng cọc mẫu loại II, cần kiểm tra sự phù hợp của tổng sức kháng của đất dưới mũi cọc và trên thân cọc mẫu với sức kháng giới hạn của nó. Nếu chênh lệch giữa chúng lớn hơn 20 % thì việc tính toán sức kháng giới hạn của cọc thực tế phải được thực hiện như đối với cọc mẫu loại I.

**Bảng D.1 – Các hệ số điều kiện làm việc của đất  $\gamma_{R,R}$  và  $\gamma_{R,f}$**

$R_{sp}$ , kPa	Hệ số $\gamma_{R,R}$ phụ thuộc vào $R_{sp}$		$f_{sp}$ , kPa	Hệ số $\gamma_{R,f}$ phụ thuộc vào $f_{sp}$ đối với cọc mẫu loại II và III		Hệ số $\gamma_{R,f}$ phụ thuộc vào $f_{sp}$ đối với cọc xuyên
	cho cọc mẫu loại II	cho cọc mẫu loại III		trong đất cát	trong đất loại sét	
≤ 2 000	1,15	1,40	≤ 20	2,00	1,20	0,90
3 000	1,05	1,20	30	1,65	0,95	0,85
4 000	1,00	0,90	40	1,40	0,80	0,80
5 000	0,90	0,80	50	1,20	0,70	0,75
6 000	0,80	0,75	60	1,05	0,65	0,70
7 000	0,75	0,70	80	0,80	0,55	–
10 000	0,65	0,60	≥ 120	0,50	0,40	–
≥ 13 000	0,60	0,55	–	–	–	–

CHÚ THÍCH 1: Đối với giá trị trung gian của  $R_{sp}$  và  $f_{sp}$  thì các giá trị của  $\gamma_{R,R}$  và  $\gamma_{R,f}$  được xác định bằng nội suy tuyến tính.

CHÚ THÍCH 2: Trường hợp thân cọc tiếp xúc với cát và đất loại sét, hệ số  $\gamma_{R,f}$  được xác định theo công thức:

$$\gamma_{R,f} = \frac{\gamma'_{R,f} \sum h'_i + \gamma''_{R,f} \sum h''_i}{h}$$

trong đó:

$\sum h'_i$ ,  $\sum h''_i$  là các tổng chiều dày tương ứng của các lớp đất cát và đất loại sét;

$\gamma'_{R,f}$ ,  $\gamma''_{R,f}$  là hệ số điều kiện làm việc của cọc mẫu tương ứng trong đất cát và đất loại sét.

**D.2** Thí nghiệm đất bằng cọc mẫu có thể tham khảo GOST 5686:2020 [4].

## Phụ lục E

(tham khảo)

### Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm SPT

**E.1** Sức chịu tải tính toán của cọc đơn được xác định theo công thức:

$$R_d = \phi_R R_u \quad (\text{E.1})$$

trong đó:

$R_u$  là sức chịu tải giới hạn cực hạn của cọc đơn, tính bằng kN;

$\phi_R$  là hệ số giảm độ bền của cọc đơn, lấy như sau:

ở trạng thái giới hạn sử dụng: 1/3;

ở trạng thái giới hạn phá hoại: 2/3;

ở trạng thái giới hạn cực hạn: 1,0.

$R_u$  được xác định theo công thức:

$$R_u = R_p + R_f \quad (\text{E.2})$$

trong đó:

$$R_p = q_p A \quad (\text{E.3})$$

$$R_f = R_{fs} + R_{fc} \quad (\text{E.4})$$

với:

$$R_{fs} = f_s L_s u \quad (\text{E.5})$$

$$R_{fc} = f_c L_c u \quad (\text{E.6})$$

Trong các công thức từ (E.2) đến (E.6):

$R_p$  là sức chịu tải của cọc theo đất dưới mũi cọc, tính bằng kN;

$q_p$  là cường độ của đất dưới mũi cọc, tính bằng kN/m<sup>2</sup>;

$A$  là diện tích tiết diện cọc, tính bằng m<sup>2</sup>;

$R_f$  là sức chịu tải của cọc theo đất tại mặt bên cọc, tính bằng kN;

$R_{fs}$  là sức chịu tải của cọc theo đất rời tại mặt bên cọc, tính bằng kN;

$R_{fc}$  là sức chịu tải của cọc theo đất dính tại mặt bên cọc, tính bằng kN;

$f_s$  là cường độ của đất rời tại mặt bên thân cọc, tính bằng kN/m<sup>2</sup>;

**TCVN 10304:202x**

- $f_c$  là cường độ của đất dính tại mặt bên cọc, tính bằng kN/m<sup>2</sup>;
- $L_s$  là chiều dài đoạn cọc nằm trong đất rời, tính bằng mét (m);
- $L_c$  là chiều dài đoạn cọc nằm trong đất dính, tính bằng mét (m);
- $u$  là chu vi tiết diện cọc, tính bằng mét (m).

Cường độ của đất dưới mũi cọc  $q_p$  và tại mặt bên cọc ( $f_s$  và  $f_c$ ) cho các loại cọc theo các phương pháp hạ cọc khác nhau được nêu trong Bảng E.1.

**Bảng E.1 – Cường độ của đất dưới mũi cọc  $q_p$  và tại mặt bên cọc  $f_s$  và  $f_c$**

Loại cọc	Cường độ của đất dưới mũi cọc $q_p$ , kN/m <sup>2</sup>			Cường độ của đất tại mặt bên cọc, kN/m <sup>2</sup>			
	Đất rời	Đất dính	Giới hạn cận trên	$f_s$ trong đất rời	Giới hạn cận trên của $f_s$	$f_c$ trong đất dính	Giới hạn cận trên của $f_c$
1. Cọc khoan nhồi	$120 \bar{N}$	$6c_u$	7 500	$3,3N_s$	165	$c_u$	100
2. Cọc khoan thả (khoan trước)	$150 \bar{N}$	$150 \bar{N}$	9 000	$2,5N_s$	125	$c_u$	125
3. Cọc đào thả (đào trước)		$6 c_u$		$1,5N_s$	75	$0,4c_u$	50
4. Cọc vít	$150 \eta \bar{N}$	$150 \bar{N}$	$9\,000 \eta$	$2,0N_s$	100	$0,5c_u$	62,5
5. Cọc đóng	$300 \eta \bar{N}$ ( $0,7q_c$ ) <sup>1)</sup>	$6c_u$ ( $0,7q_c$ ) <sup>1)</sup>	18 000	$2,0N_s$	100	$0,8c_u$	100

<sup>1)</sup> Công thức trong ngoặc đơn được dùng khi dùng giá trị  $q_c$  để tính ( $q_c$  là giá trị sức kháng xuyên trung bình cho 1  $d$  đến 4  $d$  tính từ mũi cọc), trong đó  $d$  là đường kính cọc (riêng đối với cọc vít thì  $d$  là đường kính cánh vít).

Các ký hiệu trong bảng:

$\bar{N}$  là chỉ số SPT  $N$  trung bình (giới hạn cận trên của chỉ số  $N$  là 100):

- đối với cọc đóng: tại 1  $d$  phía dưới và 4  $d$  phía trên mũi cọc;
- đối với cọc khác: tại 1  $d$  phía dưới và 1  $d$  phía trên mũi cọc;

$N_s$  là chỉ số SPT  $N$  trong đất rời tại mặt bên cọc;

$c_u$  là cường độ chịu cắt không thoát nước của lớp đất dính;

$\eta$  là hiệu quả cản mũi cọc và lấy như sau:

- đối với cọc vít: 1,0 cho cọc mũi kín và 0,8 cho cọc mũi hở;
- đối với cọc đóng: 1,0 cho cọc mũi kín và lấy như sau cho cọc mũi hở:

nếu  $2 \leq L/d_{int} \leq 5$  thì  $\eta = 0,16 \times (L/d_{int})$

nếu  $5 < L/d_{int}$  thì  $\eta = 0,80$

$L$  là chiều sâu ngàm trong lớp đất chịu lực, m;

$d_{int}$  là đường kính trong của cọc, m.

Khi tính  $A$  trong công thức (E.3) thì  $d$  được xác định như sau:

- Đối với cọc khoan nhồi:  $d$  là đường kính mũi cọc;
- Đối với cọc vít:  $d$  là đường kính cánh vít;
- Đối với cọc đóng:  $d$  là đường kính thân cọc, cạnh của cọc vuông.

Giá trị  $R_u$  được xác định ứng với độ lún của cọc đơn là  $0,1d$ . Độ lún của cọc ở trạng thái giới hạn phá hoại ứng với  $R_u/1,5$  (tham khảo Hình E.1). Độ lún của cọc ở trạng thái giới hạn sử dụng (thứ hai) ứng với  $R_u/3$ . Độ lún của các cọc ở trạng thái giới hạn thứ hai không được vượt quá các giá trị giới hạn  $s_{u,max}$  hoặc độ lún trung bình  $\bar{s}_u$  nêu trong Phụ lục F.

DRAFT

**Phụ lục F**  
(quy định)

**Biến dạng giới hạn của nền móng công trình**

**Bảng F.1 – Biến dạng giới hạn của nền móng công trình xây mới**

Công trình	Biến dạng giới hạn của nền móng		
	Độ lún lệch tương đối $(\Delta s/L)_u$	Độ nghiêng $i_u$	Độ lún tuyệt đối lớn nhất $s_{u,max}$ hoặc độ lún trung bình $\bar{s}_u$ (cm)
1. Nhà sản xuất, nhà dân dụng một tầng và nhà nhiều tầng với kết cấu: – khung bê tông cốt thép; – khung bê tông cốt thép có thêm đai bê tông cốt thép hoặc sàn tầng toàn khối; nhà có kết cấu toàn khối – khung thép – khung thép có thêm đai bê tông cốt thép hoặc sàn tầng toàn khối	0,002	–	10
	0,003	–	15
	0,004	–	15
	0,005	–	18
2. Nhà và công trình mà trong kết cấu của chúng không xuất hiện nội lực do lún lệch	0,006	–	20
3. Nhà nhiều tầng không khung với các tường chịu lực là: – các tấm lớn – các khối lớn hoặc khối xây gạch không có cốt – các khối lớn hoặc khối xây gạch có cốt, trong đó có đai bê tông cốt thép hoặc sàn tầng toàn khối, cũng như nhà có kết cấu toàn khối	0,0016	–	12
	0,0020	–	12
	0,0024	–	18
4. Công trình kết cấu bê tông cốt thép của elevator: – nhà working và silô bằng kết cấu toàn khối nằm trên một bản móng; – nhà working và silô làm từ kết cấu lắp ghép nằm trên một bản móng – silô có kết cấu toàn khối đứng độc lập – silô có kết cấu lắp ghép đứng độc lập	–	0,003	40
	–	0,003	30
	–	0,004	40
	–	0,004	30



Công trình	Biến dạng giới hạn của nền móng		
	Độ lún lệch tương đối $(\Delta s/L)_u$	Độ nghiêng $i_u$	Độ lún tuyệt đối lớn nhất $s_{u,max}$ hoặc độ lún trung bình $\bar{s}_u$ (cm)
5. Ống khói có chiều cao $H$ , (m): $H \leq 100$ $100 < H \leq 200$ $200 < H \leq 300$ $H > 300$	— — — —	0,005 $1/(2H)$ $1/(2H)$ $1/(2H)$	40 30 20 10
6. Công trình cứng cao đến 100 m, trừ các công trình nêu ở các điểm 4 và 5	—	0,004	20
7. Công trình ăng ten liên lạc: – Thân tháp được tiếp đất – Thân tháp được cách điện – Tháp radio – Tháp phát thanh sóng ngắn – Tháp đứng độc lập	— — 0,002 0,0025 0,002	0,002 0,001 — — —	20 10 — — —
8. Cột đỡ đường dây tải điện trên không: – Cột trung gian – Cột néo, cột néo góc, cột góc trung gian, cột cuối, cột đỡ thiết bị phân phối điện – Cột trung chuyển đặc biệt	0,003 0,0025 0,002	— — —	— — —
<p>CHÚ THÍCH 1: Giá trị giới hạn của độ lún tuyệt đối lớn nhất <math>s_{u,max}</math> áp dụng cho các công trình xây dựng trên móng đứng độc lập trên nền tự nhiên (hoặc nhân tạo) hoặc trên móng cọc có các đài cọc riêng lẻ (băng cọc hoặc móng cọc dưới cột và tương tự).</p> <p>CHÚ THÍCH 2: Giá trị giới hạn của độ lún trung bình <math>\bar{s}_u</math> của nền móng áp dụng cho các công trình xây dựng trên một móng bê tông cốt thép toàn khối có kết cấu với sơ đồ liên tục (băng giao nhau hoặc móng bè trên nền tự nhiên hoặc nhân tạo; móng cọc có đài dạng bè, móng bè-cọc và tương tự).</p> <p>CHÚ THÍCH 3: Giá trị giới hạn của độ võng tương đối của nhà nêu tại điểm 3 của bảng này được lấy bằng <math>0,5(\Delta s/L)_u</math>, còn độ võng tương đối – lấy bằng <math>0,25(\Delta s/L)_u</math>.</p> <p>CHÚ THÍCH 4: Khi xác định độ lún lệch tương đối <math>\Delta s/L</math> ở điểm 8 Bảng E.1 thì lấy <math>L</math> là khoảng cách giữa các trục của các khối móng theo phương tải trọng ngang, còn đối với trụ dây co – bằng khoảng cách giữa các trục của móng chịu nén và dây co.</p> <p>CHÚ THÍCH 5: Nếu nền nằm ngang (với độ dốc không lớn hơn 0,1) duy trì được chiều dày các lớp đất thì giá trị giới hạn của độ lún tuyệt đối lớn nhất và độ lún trung bình được phép tăng lên 20 %.</p> <p>CHÚ THÍCH 6: Giá trị giới hạn của độ trôi của nền nằm trong đất trương nở thì cho phép lấy: độ lún tuyệt đối lớn nhất và độ lún trung bình vào khoảng 25 %, còn độ lún lệch tương đối vào khoảng 50 % giá trị giới hạn tương ứng của biến dạng nêu trong Phụ lục này, và độ võng tương đối – vào khoảng <math>0,25(\Delta s/L)_u</math>.</p> <p>CHÚ THÍCH 7: Trên cơ sở tổng hợp kinh nghiệm thiết kế, thi công và sử dụng các loại công trình riêng cho phép lấy các giá trị giới hạn của biến dạng của nền móng khác với các giá trị nêu trong Phụ lục này.</p>			

Bảng F.2 – Biến dạng phụ thêm giới hạn của nền móng của công trình cần cải tạo

Công trình	Biến dạng giới hạn của nền móng		
	Mức tính trạng kỹ thuật của nhà	Độ lún lệch tương đối $(\Delta s/L)_u$	Độ lún tuyệt đối phụ thêm lớn nhất $s_{ad,u,max}$ (cm)
1. Nhà một tầng và nhiều tầng không khung với tường bằng tấm lớn	I	0,0020	4,0
	II	0,0010	3,0
	III	0,0007	2,0
2. Nhà một tầng và nhiều tầng không khung với tường bằng gạch hoặc bloc tấm lớn không có cốt	I	0,0030	4,0
	II	0,0015	3,0
	III	0,0010	2,0
3. Nhà một tầng và nhiều tầng không khung với tường bằng gạch hoặc bloc tấm lớn có cốt hoặc đai bê tông cốt thép	I	0,0035	5,0
	II	0,0018	4,0
	III	0,0012	3,0
4. Nhà nhiều tầng và nhà một tầng hiện hữu hoặc công trình tường niêm có tường chịu lực làm bằng khối xây gạch không có cốt	I	–	–
	II	0,0009	1,5
	III	0,0007	1,0

CHÚ THÍCH 1: Giá trị giới hạn của độ lún tuyệt đối lớn nhất bổ sung  $s_{ad,u,max}$  của các móng đứng độc lập của công trình cần cải tạo trên nền tự nhiên hoặc trên đài cọc, kể cả khi gia cường nền và móng.

CHÚ THÍCH 2: Khi thi công bản móng bê tông cốt thép toàn khối đặc dưới công trình cần cải tạo thì cho phép lấy giá trị độ lún trung bình bổ sung giới hạn  $\bar{s}_{ad,u}$  bằng  $\bar{s}_{ad,u,max}$ .

CHÚ THÍCH 3: Đối với công trình có mức tính trạng kỹ thuật IV (nguy hiểm) thì không cho phép có biến dạng khẩn cấp bổ sung của nền móng.

CHÚ THÍCH 4: Cho phép không sử dụng các giá trị nêu trong Bảng F.1 nếu trong nền móng của công trình cần cải tạo trong phạm vi tầng đất chịu nén  $H_c$ , đã được xác định có xét đến các yêu cầu của TCVN 9362, có đất với mô đun biến dạng  $E \leq 7$  MPa hoặc trong nền có đất đặc thù nêu trong TCVN 9362. Khi đó, thay vì các giá trị đã nêu thì sử dụng các số liệu của địa phương. Trường hợp không có số liệu đó thì phải sử dụng các số liệu trong Bảng F.1.

CHÚ THÍCH 5: Nếu sơ đồ kết cấu của nhà cần cải tạo khác với sơ đồ nêu trong Bảng F.1 thì đối với nhà đó cần thiết lập giá trị giới hạn của biến dạng bổ sung của nền bằng cách tiến hành tính toán độ bền không gian có xét đến tình trạng kỹ thuật, sơ đồ kết cấu, biến dạng dự báo của nền và các yêu cầu khác.

**Phụ lục G**  
(tham khảo)

**Xác định khối lượng khảo sát địa chất công trình  
và thí nghiệm hiện trường để thiết kế móng cọc**

**G.1** Để xác định khối lượng khảo sát cho móng cọc cần phân biệt các mức độ phức tạp của điều kiện địa chất công trình, phụ thuộc vào tính đồng nhất, thể nằm và tính chất của đất (xem Bảng G.1).

**Bảng G.1 – Mức độ phức tạp của điều kiện địa chất công trình**

Mức (cấp) 1	Mức (cấp) 2	Mức (cấp) 3
Nền là một lớp đồng nhất hoặc cấu tạo từ nhiều lớp gần như song song với nhau hoặc nghiêng không đáng kể (độ nghiêng không vượt quá 0,05), trong phạm vi mỗi lớp tính chất đất đồng nhất.	Nền là một lớp hoặc nhiều lớp, ranh giới giữa các lớp không thật đều đặn (độ nghiêng của các lớp không quá 0,1), trong phạm vi mỗi lớp tính chất đất không được đồng nhất.	Nền gồm nhiều lớp không đồng nhất theo tính chất, ranh giới giữa các lớp không ổn định (độ nghiêng vượt quá 0,1), các lớp riêng biệt có thể bị vát nhọn.

**G.2** Việc đánh giá mức độ phức tạp của điều kiện nền đất khu vực xây dựng được thực hiện trên cơ sở tư liệu địa chất công trình.

**G.3** Việc xác định loại và khối lượng khảo sát cho móng cọc phụ thuộc vào cấp hậu quả của công trình (theo [2]) và mức độ phức tạp của điều kiện địa chất công trình. Khối lượng khảo sát có thể tham khảo Bảng G.2.

CHÚ THÍCH: Không phải lúc nào cũng cần đủ các loại khảo sát nêu trong Bảng G.2, khối lượng khảo sát cụ thể do tư vấn thiết kế đề xuất trên cơ sở đảm bảo cung cấp đầy đủ dữ liệu cần thiết để thiết kế móng cọc.

**Bảng G.2 – Khối lượng khảo sát cho các loại nhà và công trình**

Loại khảo sát	Tên chỉ tiêu	Mức độ phức tạp của điều kiện địa chất công trình		
		Mức 1 (đơn giản)	Mức 2 (trung bình)	Mức 3 (phức tạp)
<b>1. Nhà và công trình cấp C1</b>				
Khoan lấy mẫu và thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)	Khoảng cách giữa các hố khoan	≤ 70 m	≤ 50 m	≤ 30 m
	Số hố khoan cho mỗi công trình	≥ 1	≥ 2	≥ 3
Thí nghiệm trong phòng	Số thí nghiệm cho mỗi chỉ tiêu trong phạm vi một yếu tố địa chất công trình	≥ 6		
Thí nghiệm xuyên	Khoảng cách giữa các điểm xuyên	≤ 35 m	≤ 25 m	≤ 15 m

tĩnh	Số điểm xuyên cho mỗi công trình	≥ 2	≥ 3	≥ 6
<b>2. Nhà và công trình cấp C2</b>				
Khoan lấy mẫu và thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)	Khoảng cách giữa các hố khoan	≤ 50 m	≤ 40 m	≤ 30 m
	Số hố khoan cho mỗi công trình	≥ 2	≥ 3	≥ 4
Thí nghiệm trong phòng	Số thí nghiệm cho mỗi chỉ tiêu trong phạm vi một yếu tố địa chất công trình	≥ 6		
Thí nghiệm xuyên tĩnh	Khoảng cách giữa các điểm xuyên	≤ 25 m	≤ 20 m	≤ 15 m
	Số điểm xuyên cho mỗi công trình	≥ 6	≥ 7	≥ 10
Thí nghiệm nén ngang	Số thí nghiệm cho mỗi chỉ tiêu trong phạm vi một yếu tố địa chất công trình	-	≥ 6	
Thí nghiệm cọc tại hiện trường	Số lượng cọc thí nghiệm và phương pháp thí nghiệm	Do tư vấn thiết kế quy định. Riêng thí nghiệm thử tải tĩnh: ≥ 2 cọc cho mỗi công trình (khi có đủ cơ sở chuyên môn cho phép tiến hành thử một cọc tại vị trí có điều kiện bất lợi nhất). Thông thường thí nghiệm thử tải tĩnh khoảng 1 % tổng số cọc.		
<b>3. Nhà và công trình cấp C3</b>				
Khoan lấy mẫu và thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)	Khoảng cách giữa các hố khoan	≤ 40 m	≤ 30 m	≤ 20 m
	Số hố khoan cho mỗi công trình	≥ 3	≥ 4	≥ 5
Thí nghiệm trong phòng	Số thí nghiệm cho mỗi chỉ tiêu trong phạm vi một yếu tố địa chất công trình	≥ 6		
Thí nghiệm xuyên tĩnh	Khoảng cách giữa các điểm xuyên	≤ 25 m	≤ 15 m	≤ 10 m
	Số điểm xuyên cho mỗi công trình	≥ 6	≥ 8	≥ 10
Thí nghiệm nén ngang	Số thí nghiệm cho mỗi chỉ tiêu trong phạm vi một yếu tố địa chất công trình	≥ 6		
Thí nghiệm tấm nén	Số thí nghiệm cho mỗi yếu tố địa chất công trình khi các kết quả không chênh lệch quá 30 % so với giá trị trung bình	≥ 2		
Thí nghiệm cọc tại hiện trường	Số lượng cọc thử	Do tư vấn thiết kế quy định. Riêng thí nghiệm thử tải tĩnh: khoảng 1 % tổng số cọc, nhưng ≥ 2 cọc cho mỗi công trình. Nên kết hợp thí nghiệm thử tải tĩnh với thí nghiệm đo biến dạng cọc.		

**Phụ lục H**  
(tham khảo)

**Hạng địa kỹ thuật của công trình**

**H.1** Hạng địa kỹ thuật của công trình cần được thiết lập trước khi khảo sát trên cơ sở phân tích dữ liệu khảo sát đã thực hiện những năm trước và cấp hậu quả của công trình theo [2]. Hạng địa kỹ thuật của công trình có thể được chính xác lại ở giai đoạn khảo sát hoặc giai đoạn thiết kế.

CHÚ THÍCH: Đối với các đoạn riêng rẽ của công trình dạng tuyến đang thiết kế được thi công trong hố đào và đào hở, cần ấn định hạng địa kỹ thuật riêng biệt khác nhau.

**Bảng H.1 – Hạng địa kỹ thuật của công trình**

Mức độ phức tạp của điều kiện địa chất công trình (xem Phụ lục G và TCVN 4419)	Cấp hậu quả của công trình (phù hợp với [2])		
	C3 (cao)	C2 (trung bình)	C1 (thấp)
I	3	2	1
II	3	2	1
III	3	3	2

## Phụ lục I (quy định)

### Các phương pháp xử lý thống kê kết quả thí nghiệm

#### I.1 Phạm vi áp dụng

Phụ lục này quy định các phương pháp xử lý thống kê các kết quả thí nghiệm dùng trong khảo sát địa chất, thiết kế và xây dựng đối với đất tạo nên các đối tượng đất khác nhau (nền công trình, khối đất, công trình đất, v.v.).

Các phương pháp này dùng để xử lý thống kê kết quả xác định các đặc trưng cơ học (về độ bền và biến dạng) của tất cả các loại đất (phân loại đất xem TCVN 5746:2024), cũng như phân chia đơn nguyên địa chất công trình và đơn nguyên đất tính toán.

Phụ lục này không áp dụng cho các thông số về độ bền và biến dạng của đất dưới tác động động, cũng như các đặc trưng của đất hòn lớn thu được khi sử dụng mô hình hóa các chất hạt rời.

#### I.2 Tính toán các giá trị tiêu chuẩn và tính toán của các đặc trưng của đất

**I.2.1** Việc xác định các giá trị tiêu chuẩn  $X_n$  và tính toán  $X$  của các đặc trưng của đất đối với đơn nguyên địa chất công trình và đơn nguyên đất tính toán trong trường hợp chấp nhận cho đơn nguyên đất tính toán các giá trị thường xuyên  $X_n$  và  $X$  cần được tiến hành phù hợp với I.2.2 đến I.2.6. Đối với đơn nguyên đất tính toán khi sự thay đổi của các đặc trưng là tự nhiên thì các giá trị tiêu chuẩn và tính toán của chúng cần xác định phù hợp với I.2.7.

**I.2.2** Giá trị tiêu chuẩn  $X_n$  của tất cả các đặc trưng vật lý và cơ học của đất được lấy bằng giá trị trung bình số học  $\bar{X}$  và được tính theo công thức:

$$X_n = \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (I.1)$$

trong đó:

$n$  là số lần xác định đặc trưng;

$X_i$  là giá trị riêng của đặc trưng, thu được từ kết quả thí nghiệm riêng rẽ thứ  $i$ .

CHÚ THÍCH: Đối với các đặc trưng của đất, thu được từ biểu đồ thí nghiệm (ví dụ: đường cong nén) thì các giá trị tiêu chuẩn có thể được thiết lập từ quan hệ tổng quát xấp xỉ đối với đơn nguyên địa chất công trình

**I.2.3** Cần tiến hành kiểm tra thống kê để loại trừ các sai số thống kê có thể còn lại sau khi phân tích số liệu thí nghiệm. Đối với các giá trị này của số liệu thí nghiệm, cần sắp xếp tăng dần từ nhỏ nhất đến lớn nhất. Phải loại trừ các giá trị  $X_i$  (lớn nhất hoặc nhỏ nhất) mà thỏa mãn điều kiện:

$$\frac{|X_n - X_i|}{S} > \nu \quad (I.2)$$

trong đó:

- $\nu$  là tiêu chí thống kê, lấy phụ thuộc vào số lần xác định  $n$  của đặc trưng (theo Bảng I.1);
- $S$  là độ lệch chuẩn của đặc trưng, được tính theo công thức:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_n - X_i)^2} \quad (I.3)$$

Nếu bất kỳ giá trị nào của đặc trưng được loại bỏ thì đối với các giá trị số liệu thí nghiệm còn lại cần tính lại  $X_n$  theo công thức (I.1) và  $S$  theo công thức (I.3) và thực hiện kiểm tra lại theo công thức (I.2).

**Bảng I.1 – Giá trị tiêu chí  $\nu$  khi xác suất tin cậy một phía  $\alpha = 0,95$**

Số lần xác định $n$	Giá trị tiêu chí $\nu$	Số lần xác định $n$	Giá trị tiêu chí $\nu$	Số lần xác định $n$	Giá trị tiêu chí $\nu$
3	1,16	19	2,68	35	2,98
4	1,48	20	2,71	36	2,99
5	1,72	21	2,73	37	3,00
6	1,89	22	2,76	38	3,01
7	2,02	23	2,78	39	3,02
8	2,13	24	2,80	40	3,04
9	2,22	25	2,82	41	3,05
10	2,29	26	2,84	42	3,06
11	2,36	27	2,86	43	3,07
12	2,41	28	2,88	44	3,08
13	1,46	29	2,89	45	3,09
14	2,51	30	2,91	46	3,10
15	2,55	31	2,92	47	3,11
16	2,59	32	2,94	48	3,12
17	2,62	33	2,95	49	3,13
18	2,65	34	2,97	50	3,14

**I.2.4** Tính hệ số biến động  $V$  của đặc trưng và độ chính xác của giá trị trung bình của nó  $\rho_\alpha$  theo các công thức:

$$V = \frac{S}{X_n} \quad (I.4)$$

$$\rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} \quad (I.5)$$

trong đó:

- $t_\alpha$  là hệ số, lấy theo Bảng I.2 phụ thuộc vào xác suất tin cậy một phía cho trước và số bậc tự do  $K = n - 1$ .

Bảng I.2 – Giá trị hệ số  $t_\alpha$ 

Số bậc tự do $K$	Giá trị hệ số $t_\alpha$ khi xác suất tin cậy $\alpha$ một phía bằng					
	0,85 (0,70)	0,90 (0,80)	0,95 (0,90)	0,975 (0,95)	0,98 (0,96)	0,99 (0,98)
3	1,25	1,64	2,35	3,18	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	2,78	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,57	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,45	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,37	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,31	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,26	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,23	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,20	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,18	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,16	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,15	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,13	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,12	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,11	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,10	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,09	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,09	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,06	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,04	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,02	2,14	2,42
60	1,05	1,30	1,67	2,00	2,12	2,39

CHÚ THÍCH: Các giá trị trong ngoặc đơn ở tiêu đề của bảng này biểu thị giá trị xác suất tin cậy  $\alpha$  hai phía.

**I.2.5** Tính hệ số độ tin cậy của đất  $\gamma_g$  theo công thức:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 - \rho_\alpha} \quad (I.6)$$

CHÚ THÍCH: Trong các tính toán riêng của nhà thiết kế, trước đại lượng  $\rho_\alpha$  có thể lấy dấu “+” để đảm bảo độ tin cậy lớn nhất của nền hoặc công trình.

**I.2.6** Tính giá trị tính toán  $X$  của đặc trưng của đất theo công thức:

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g} \quad (I.7)$$

CHÚ THÍCH: Trong các công thức (I.5) và (I.7) thay vì  $\alpha$  và chỉ số dưới của  $X$  có thể ghi giá trị xác suất tin cậy.



**1.2.7** Khi sự thay đổi của đặc trưng là tự nhiên (ví dụ: theo chiều sâu  $h$ ) thì giá trị tiêu chuẩn  $X_n(h)$  và tính toán  $X(h)$  của nó có thể được tính toán trong phạm vi đơn nguyên đất tính toán theo I.4.

### 1.3 Tính toán các giá trị tiêu chuẩn và tính toán của góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất

**1.3.1** Các giá trị tiêu chuẩn và tính toán của góc ma sát trong  $\varphi$  và lực dính đơn vị  $c$  theo kết quả thí nghiệm cắt một mặt phẳng được tính toán bằng phương pháp xử lý thống kê các giá trị riêng  $tg\varphi$  và  $c$  theo I.3.2 đến I.3.5.

CHÚ THÍCH: Số lần xác định các giá trị riêng của  $tg\varphi_j$  và  $c_j$  không được nhỏ hơn sáu.

**1.3.2** Khi xử lý thống kê các giá trị riêng của  $tg\varphi$  và  $c_j$  đối với mỗi điểm lấy mẫu đất thứ  $j$  trong phạm vi đơn nguyên địa chất công trình thì tính toán sơ bộ theo phương pháp bình phương tối thiểu các giá trị riêng đã nêu theo kết quả của không nhỏ hơn ba lần xác định sức kháng cắt của đất  $\tau_i$  với ba giá trị liên tiếp của ứng suất pháp  $\sigma_i$ :

$$tg\varphi_i = \frac{k \sum_{i=1}^k \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^k \tau_i \sum_{i=1}^k \sigma_i}{k \sum_{i=1}^k (\sigma_i)^2 - \sum_{i=1}^k (\sigma_i)^2} \quad (1.8)$$

$$c_i = \frac{1}{k} \left( \sum_{i=1}^k \tau_i - tg\varphi_i \sum_{i=1}^k \sigma_i \right) \quad (1.9)$$

trong đó:

$k$  là số lần xác định  $\tau$  tại mỗi điểm của đơn nguyên địa chất công trình.

Nếu khi tính theo công thức (1.9) mà thu được giá trị  $c_j < 0$  thì lấy giá trị  $c_j = 0$ , còn  $tg\varphi$  được tính theo công thức:

$$tg\varphi_i = \frac{\sum_{i=1}^k \tau_i \sigma_i}{\sum_{i=1}^k (\sigma_i)^2} \quad (1.10)$$

**1.3.3** Dựa trên các giá trị riêng tìm được của  $tg\varphi$  và  $c_j$  tiến hành tính các giá trị tiêu chuẩn  $tg\varphi_n$  và  $c_n$  theo công thức (K.1) và các độ lệch chuẩn  $S_{tg\varphi}$  và  $S_c$  theo công thức (I.3).

**1.3.4** Tiến hành kiểm tra thống kê để loại trừ các sai số thống kê có thể trong các giá trị  $tg\varphi_j$  và  $c_j$  phù hợp với K.2.3. Một cặp giá trị  $tg\varphi_j$  và  $c_j$  được loại bỏ nếu điều kiện (I.2) thỏa mãn dù chỉ đối với một trong số chúng. Khi đó, đối với các số liệu thí nghiệm còn lại cần tính lại các giá trị  $tg\varphi_n$  và  $c_n$ ,  $S_{tg\varphi}$  và  $S_c$ .

**1.3.5** Đối với  $tg\varphi$  và  $c$ , tính hệ số biến động  $V$ , độ chính xác  $\rho_\alpha$ , hệ số độ tin cậy của đất  $\gamma_g$  và các giá trị tính toán của chúng theo các công thức từ (I.4) đến (I.7).

CHÚ THÍCH: Nếu đối với đại lượng  $c$  mà theo công thức (I.5) tính được giá trị  $\rho_\alpha > 1$  thì giá trị tính toán của đặc trưng này được lấy bằng 0.

#### I.4 Tính toán các giá trị tiêu chuẩn và tính toán khi sự thay đổi tự nhiên theo chiều sâu

**I.4.1** Khi sự thay đổi tự nhiên của đặc trưng  $X$  với chiều sâu  $h$  thì mối quan hệ giữa  $X$  và  $h$  trong phạm vi đơn nguyên đất tính toán được biểu diễn xấp xỉ bằng quan hệ tuyến tính hoặc các đoạn thẳng:

$$X(h) = ah + b \quad (I.11)$$

trong đó:

$a$  và  $b$  là các thông số của quan hệ tuyến tính hoặc các đoạn thẳng của quan hệ.

Các thông số  $a$  và  $b$  được tính toán theo các công thức (K.9) và (K.10), trong đó các giá trị  $tg\varphi_j$ ,  $c_j$ ,  $\tau_i$ ,  $\sigma_i$  và  $k$  phải thay bằng các giá trị tương ứng  $a$ ,  $b$ ,  $X_i$ ,  $h_i$  và  $n$ , trong đó  $X_i$  là các giá trị thí nghiệm của đặc trưng tại các điểm  $h_i$ ,  $n$  là số lần xác định  $X_i$ .

**I.4.2** Giá trị tiêu chuẩn  $X_n(h)$  của đặc trưng ở các chiều sâu khác nhau  $h_i$  được xác định theo quan hệ (I.11), trong đó thay  $h$  bằng các giá trị  $h_i$ .

**I.4.3** Độ lệch chuẩn của đặc trưng  $S_x$  và hệ số biến động  $V$  được tính theo các công thức:

$$S_x = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (X_n(h) - X_i)^2} \quad (I.12)$$

$$V = \frac{S}{\bar{X}} \quad (I.13)$$

trong đó:

$\bar{X}$  là giá trị trung bình của các giá trị  $X_i$ .

**I.4.4** Các giá trị tiêu chuẩn  $X'_n$  và  $X''_n$  của đặc trưng được tính theo công thức (I.11) với các giá trị  $h_{min}$  và  $h_{max}$ , ứng với các ranh rới của đơn nguyên đất tính toán trong trường hợp quan hệ tuyến tính hoặc ranh rới của các đoạn trong trường hợp quan hệ các đoạn thẳng.

**I.4.5** Các giá trị tính toán  $X(h)$  của đặc trưng được tính toán theo công thức (I.8), khi đó hệ số ... được thiết lập giống như đã nêu ở .....

**Thư mục tài liệu tham khảo**

- [1] QCVN 02:2022/BXD, Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về Số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng
- [2] QCVN 03:2022/BXD, Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về Phân cấp công trình phục vụ thiết kế
- [3] GOST 20522-2012 (с изм. 1), Грунты – Методы статистической обработки результатов испытаний (Đất – Các phương pháp xử lý thống kê kết quả thí nghiệm, cùng sửa đổi 1)
- [4] GOST 5686:2020, Грунты – Методы полевых испытаний сваями (Đất – Các phương pháp thí nghiệm cọc tại hiện trường)
- [5] SP 22.13330.2016 (с изм. 1, 2, 3), Основания зданий и сооружений (Nền nhà và công trình, cùng các sửa đổi 1, 2, 3)
- [6] SP 23.13330.2018 (с изм. 1), Основания гидротехнических сооружений (Nền công trình thủy công, cùng sửa đổi 1)
- [7] SP 305.1325800.2017, Здания и сооружения – Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве (Nhà và công trình – Nguyên tắc tiến hành quan trắc địa kỹ thuật khi xây dựng)
- [8] SP 361.1325800.2017, Здания и сооружения – Защитные мероприятия в зоне влияния строительства подземных объектов (Nhà và công trình – Các biện pháp bảo vệ trong vùng ảnh hưởng của xây dựng các công trình ngầm)
- [9] SP 381.1325800.2018, Сооружения подпорные – Правила проектирования (Công trình chắn – Nguyên tắc thiết kế)
- [10] SP 446.1325800.2019, Инженерно-геологические изыскания для строительства. Общие правила производства работ (Khảo sát địa chất công trình phục vụ xây dựng – Nguyên tắc chung khi thi công)
- [11] GOST R 56353, Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов (Đất – Phương pháp xác định tính chất động lực của đất rời trong phòng thí nghiệm)
- [12] SP 412.1325800.2018, Конструкции фундаментов высотных зданий и сооружений. Правила производства работ (Kết cấu móng nhà và công trình cao – Nguyên tắc thi công)
- [13] AIJ 2019, Recommendations for design of building foundations (Các khuyến nghị về thiết kế móng công trình)