

**TCVN**

**TIÊU CHUẨN VIỆT NAM**

**TCVN 11520:2016**

**MÓNG CỌC VÍT CÓ CÁNH ĐƠN Ở MŨI -  
YÊU CẦU THIẾT KẾ**

*Bottom single blade steel rotation pile foundation -  
Design requirements*

**HÀ NỘI - 2016**

<b>11</b>	<b>Thiết kế các chi tiết khác của cọc.....</b>	<b>39</b>
11.1	Cánh thép xoay.....	39
11.2	Yêu cầu về hàn nối cọc SRP.....	39
<b>Phụ lục A</b>	<b>.....</b>	<b>41</b>
<b>Phụ lục B</b>	<b>.....</b>	<b>44</b>
<b>Phụ lục C</b>	<b>.....</b>	<b>45</b>
<b>Thư mục tài liệu tham khảo</b>	<b>.....</b>	<b>46</b>

## Lời nói đầu

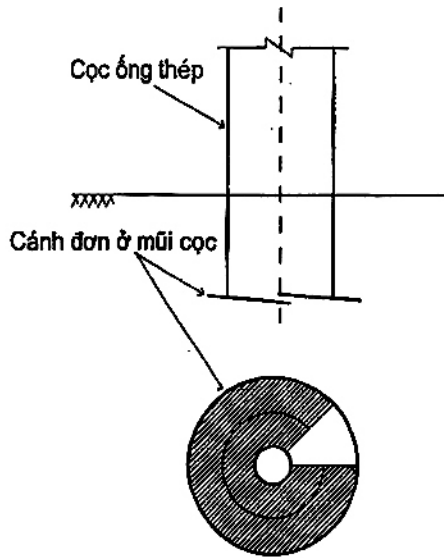
TCVN 11520:2016 do Tổng cục Đường bộ Việt Nam biên soạn, Bộ Giao thông Vận tải đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

# Móng cọc vít có cánh đơn ở mũi – Yêu cầu Thiết kế

*Bottom single blade Steel Rotation Pile Foundation - Design Requirements*

## 1 Phạm vi áp dụng

Tiêu chuẩn này được áp dụng cho thiết kế móng cọc vít có cánh đơn ở mũi (Hình 1, Điều 1) sử dụng trong công trình cầu. Ngoài ra, tiêu chuẩn này có thể tham khảo cho thiết kế móng cọc tương tự trong các công trình giao thông và dân dụng khác.



Hình 1. Cọc vít có cánh đơn ở mũi

## 2 Tài liệu viện dẫn

Các tài liệu viện dẫn sau là 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 9245:2012, *Cọc ống thép*;

TCVN 9351-2012, *Đất Xây dựng-Phương pháp Thí nghiệm Hiện trường-Thí nghiệm xuyên Tiêu chuẩn*;

TCVN 9352:2012, *Đất Xây dựng- Phương pháp Thí nghiệm xuyên tĩnh*;

TCVN 9393:2012, *Cọc - Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*;

TCVN 9394:2012, *Đóng và ép cọc thí công và nghiệm thu*;

TCVN 9437:2012, *Khoan thăm dò địa chất công trình*;

TCVN 10304:2014, *Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế*;



- TCVN 10834:2015, *Móng cọc ống thép dạng cọc đơn dùng cho công trình cầu – Tiêu chuẩn thiết kế*;
- TCVN 11197-2015, *Cọc thép - Phương pháp chống ăn mòn - Yêu cầu và nguyên tắc lựa chọn*;
- ASTM D 1586, *Standard Test Method Standard Penetration Test (Tiêu chuẩn thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn)*;
- ASTM D2573, *Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils (Tiêu chuẩn thí nghiệm cắt cánh hiện trường)*
- ASTM D4700 – 15, *Standard Guide for Soil Sampling from the Vadose Zone (Hướng dẫn lấy mẫu đất)*;
- ASTM D 4719, *Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils (Tiêu chuẩn thí nghiệm đo áp lực tiêu chuẩn trong đất)*;
- ASTM D 5092, *Standard Practice Design and Installation of Groundwater Monitoring Wells (Tiêu chuẩn thiết kế và lắp đặt thiết bị quan trắc nước ngầm)*;
- ASTM D5778, *Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils (Tiêu chuẩn thí nghiệm xuyên tĩnh)*;
- ASTM D 6635, *Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer (Tiêu chuẩn thí nghiệm bàn nén tiêu chuẩn)*;
- ASTM D 6066, *Standard Practice Determining Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential (Tiêu chuẩn thực hành xác định sức kháng xuyên danh nghĩa cho đất cát trong đất đánh giá khả năng hóa lỏng)*;
- JGS 1531-2012, *Pressuremeter Test for Index Evaluation of the Ground (Đánh giá chỉ số của đất bằng thí nghiệm đo áp lực)*;
- JIS A 1219, *Method For Standard Penetration Test (Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn)*;
- JIS A 1220, *Method For Mechanical Cone Penetration Test (Thí nghiệm xuyên tĩnh)*;
- JGS 1411, *Method For Field Vane Shear Test (Thí nghiệm cắt cánh hiện trường)*;

### 3 Thuật ngữ và định nghĩa

Trong tiêu chuẩn này sử dụng các thuật ngữ và định nghĩa trong Tiêu chuẩn TCVN 9245:2012, TCVN 10304:2014 và các thuật ngữ định nghĩa sau:

- 3.1. Cọc ống thép (Steel pipe pile), SPP:** Các ống thép được sử dụng làm cọc trong các công trình xây dựng, giao thông (TCVN 9245: 2012).
- 3.2. Cọc vít có cánh đơn ở mũi (Bottom single blade Steel Rotation Pile), SRP:** Cọc thép có phần mũi được hàn với một tầng cánh thép và phần thân là cọc ống thép có tiết diện ngang nhỏ hơn so với cánh ở mũi cọc. Cọc được thi công bằng cách vừa ấn vừa xoay với cánh thép ở mũi cọc (Hình 1 – Điều 1).
- 3.3. Cánh thép (Steel blade):** Tấm (lưỡi) thép xoay được hàn vào thân cọc ống thép.

## TCVN 11520:2016

**3.4. Cánh thép ở mũi cọc (Bottom single steel blade):** Một tầng cánh thép hàn nối tại vị trí mũi cọc (đường kính viền cánh thường bằng 1,5 lần hoặc 2 lần đường kính cọc và có lỗ hở giữa với đường kính bằng 0,5 lần đường kính cọc ống thép).

**3.5. Đường kính cọc (Pile diameter),  $D_p$ :** Đường kính ngoài của ống thép cọc.

**3.6. Đường kính ngoài của cánh thép (blade external diameter),  $D_w$ :** Đường kính ngoài của cánh thép hàn tại vị trí mũi cọc (thường là 1,5 hoặc 2 lần  $D_p$ ).

**3.7. Đường kính trong của cánh thép (Blade interior diameter),  $D_{wi}$ :** Đường kính của lỗ hở ở giữa của cánh thép hàn tại mũi cọc.

**3.8. Bước của cánh thép (Blade pitch),  $P$ :** Khoảng chiều dài thay đổi theo hướng trục cọc tương ứng với mỗi lần cánh thép hoàn thành 1 vòng xoay.

**3.9. Phần cọc nguyên (Ordinary pile part):** Phần cọc thép không hàn cánh thép.

**3.10. Mũi cọc (Pile tip):** Phần đầu cọc được hàn cánh thép.

**3.11. Chiều dài cọc (Pipe length),  $L$ :** Chiều dài từ đỉnh tới mũi của cả cọc ống thép SRP.

**3.12. Hệ số phản lực nền hay hệ số nền (Subgrade reaction coefficient):** Hệ số phản ánh sức chịu tải và biến dạng của đất nền, được sử dụng trong mô hình hóa tương tác giữa móng và nền đất.

**3.13. Độ cứng lò xo của cọc (Constant spring of pile):** Hệ số đặc trưng cho tương tác giữa bộ móng, cọc và nền đất.

**3.14. Môđun biến dạng của đất (Deformation modulus of soil):** Đặc trưng biểu thị khả năng biến dạng của đất; là hệ số tỷ lệ giữa gia số của áp lực thẳng đứng tác dụng lên tấm nén với gia số tương ứng của độ lún tấm nén, được quy ước theo quan hệ tuyến tính.

**3.15. Sức kháng mũi cọc (Pile tip resistance) SRP:** Sức chịu tải của mũi cọc, có xét đến toàn bộ diện tích cánh thép xoay.

**3.16. Sức kháng bên (Pile shaft resistance) SRP:** Sức kháng giữa cọc và đất xung quanh, được xác định tại các lớp đất từ cao độ dưới bề cọc tới cao độ trên cánh thép xoay.

**3.17. Sức kháng danh định (Normal resistance):** Sức kháng của cấu kiện hoặc mối nối, xác định theo kích thước thiết kế, ứng suất, chuyển vị cho phép hoặc cường độ vật liệu.

## 4 Vật liệu

Cọc ống thép có một tầng cánh ở mũi gồm hai phần:

- Phần thân ống thép.
- Phần cánh thép xoay ở mũi cọc.

Các yêu cầu về vật liệu của phần ống thép tuân theo tiêu chuẩn TCVN 9245:2012.

Cường độ vật liệu cánh thép xoay phải cao hơn hoặc bằng cường độ vật liệu ống thép.

## 5 Yêu cầu về khảo sát phục vụ thiết kế

### 5.1 Yêu cầu chung

Các khảo sát sau đây cần được thực hiện trong thiết kế và thi công móng cọc SRP:

- Khảo sát địa chất.
- Khảo sát thủy văn.
- Khảo sát các điều kiện xây dựng.

Đối với khảo sát trong trường hợp cụ thể dưới các điều kiện sau đây, cần đặc biệt quan tâm thu thập các dữ liệu hiện trạng, địa lý, địa chất, môi trường.

- Đất yếu.
- Đất có khả năng hóa lỏng khi động đất.
- Khu vực núi.
- Khu vực dễ bị sạt lở.
- Khu vực gần các công trình hiện hữu.

### 5.2 Khảo sát địa chất công trình

#### 5.2.1 Tổng quan

Công tác khảo sát địa chất tuân theo TCVN 9437:2012.

Công tác khảo sát địa chất phải được thực hiện để cung cấp các thông tin cần thiết cho việc thiết kế và thi công móng. Mức độ khảo sát được dựa trên điều kiện đất nền, dạng kết cấu và các yêu cầu của dự án. Công tác khảo sát phải đảm bảo để có thể làm rõ được bản chất của các lớp đất hoặc đá, các đặc trưng của đất hoặc đá, khả năng xói mòn và các điều kiện nước ngầm. Khả năng hóa lỏng của đất cũng nên được xem xét đến.

Thí nghiệm hiện trường và thí nghiệm trong phòng được coi trọng như nhau. Quy mô và mức độ chi tiết của các thí nghiệm hiện trường và các thí nghiệm trong phòng phụ thuộc vào các yếu tố: đặc trưng dự án, địa hình, địa chất, môi trường, ứng dụng, thời gian thực hiện...

#### 5.2.2 Thí nghiệm trong phòng

##### 5.2.2.1 Mục đích thí nghiệm

Mục đích thí nghiệm trong phòng: để phân loại đất, phân chia cấu trúc nền đất, cùng với kết quả thí nghiệm hiện trường cung cấp các chỉ tiêu cơ lý phục vụ tính toán, thiết kế cọc.

##### 5.2.2.2 Các thông số đặc tính cấu trúc và thành phần của đất

Các đặc trưng cơ bản của đất sẽ được xác định từ kết quả khảo sát hiện trường và các thí nghiệm trong

## TCVN 11520:2016

phòng thí nghiệm, tùy theo yêu cầu của dự án có thể bao gồm:

- Phân loại đất (đối với tất cả các loại đất).
- Phân bố thành phần hạt (đất không dính), trọng lượng riêng.
- Hàm lượng hạt mịn (đất hỗn hợp bao gồm đất thô và hạt mịn).
- Độ ẩm tự nhiên (chủ yếu là đất hạt mịn), hàm lượng nước.
- Giới hạn Atterberg (đất hạt mịn).
- Hàm lượng hữu cơ (đất hạt mịn).
- Chi tiết có thể tham khảo phụ lục A của tiêu chuẩn TCVN 10834-2015 và phần các tiêu chuẩn, tài liệu tham khảo liên quan.

### 5.2.3 Thí nghiệm hiện trường

#### 5.2.3.1 Mục đích thí nghiệm

Cùng với thí nghiệm trong phòng đánh giá cấu trúc các lớp đất (phân bố, bề dày các lớp đất), cung cấp số liệu phục vụ cho việc thiết kế móng cọc SRP.

#### 5.2.3.2 Thu thập và kiểm tra các tài liệu địa kỹ thuật hiện có

Trước khi tiến hành công tác khảo sát hiện trường, cần kiểm tra hồ sơ địa kỹ thuật với các thông tin dữ liệu liên quan đến: hiện trạng khu vực dự án, các kết cấu hiện hữu, điều kiện địa kỹ thuật ...

Các thông tin có thể bao gồm :

- Các bản đồ địa hình, bản đồ địa chất, hình ảnh chụp từ trên không, mặt bằng xây dựng và các số liệu điều tra ...
- Các dữ liệu địa chất, đặc điểm xói mòn, hiện tượng lún trượt đất trong khu vực lân cận... .
- Các báo cáo địa chất có sẵn tại khu vực dựng các và các khu vực lân cận ... .
- Các dữ liệu về các công trình hiện có (nếu có, bao gồm cả tường neo trong đất hoặc các hệ thống tương tự ... ) trong khu vực.
- Dữ liệu về độ cao mực nước, mực nước ngầm (nếu có) ... trong khu vực của dự án.
- Các dữ liệu địa chấn, chẳng hạn như: sự thay đổi của mặt đất, hóa lỏng và mức độ khuếch đại khi động đất xảy ra tại khu vực xây dựng...

Khi đánh giá độ chính xác và hiệu quả của các thông tin này cho dự án mới, cần phải hết sức thận trọng. Đồng thời cũng phải cẩn thận khi ngoại suy các điều kiện địa chất nếu móng cọc ống thép SRP được xây dựng trong khu vực ở cách vị trí khảo sát một khoảng cách nhất định.

### 5.2.3.3 Các thí nghiệm hiện trường

Khảo sát hiện trường bao gồm cả kiểm tra, thí nghiệm trực quan tại chỗ và thu thập các dữ liệu liên quan về các đặc tính của khu vực này có thể ảnh hưởng đến công việc thiết kế, xây dựng và bảo trì (nếu cần thiết) của công trình sẽ xây dựng. Các thí nghiệm hiện trường bao gồm:

#### a) Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)

Tiến hành theo TCVN 9351-2012 hoặc ASTM D 1586, ASTM D 6066, JIS A 1219.

Trong trường hợp không có đầy đủ số liệu từ thí nghiệm trong phòng có thể xác định góc ma sát trong ( $\varphi$ ) và lực dính ( $c$ ) theo các công thức sau đây hoặc tham khảo phụ lục A của TCVN 10834:2015.

Góc ma sát trong của cát,  $\varphi$ , tính bằng độ, có thể xác định thông qua giá trị SPT theo công thức sau:

$$\varphi = 4,8 \log N_1 + 21 \quad (1)$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$$

Lực dính của đất sét,  $c$ , tính theo kN/m<sup>2</sup>, có thể xác định trực tiếp từ các thí nghiệm trong phòng trên các mẫu không bị phá hoại hoặc tham khảo công thức sau:

$$c = 6N + 10N \quad (2)$$

Góc ma sát trong thoát nước cũng có thể xác định như sau:

**Bảng 1. Quan hệ giá trị SPT  $N_{I60}$  và góc ma sát trong thoát nước của cát (Bowles, 1977)**

$N_{I60}$	$\varphi_r$
<4	25-30
4	27-32
10	30-35
30	35-40
50	38-43

Trong đó:

$$N_{I60} = C_N N_{60} \text{ (số búa/300mm)}$$

$$N_I = C_N N \text{ (số búa/300mm)}$$

$$C_N = [0,77 \log_{10}(1,92/\sigma'_v)], \text{ và } C_N < 2,0$$

$\sigma'_v$ : ứng suất pháp hữu hiệu (MPa)

N: số búa SPT chưa hiệu chỉnh (búa/300mm)

$$N_{60} = (ER/60\%)N \text{ : số búa SPT hiệu chỉnh theo búa (búa/300mm)}$$

## TCVN 11520:2016

ER: hiệu suất búa thể hiện như phần trăm của lý thuyết năng lượng rơi tự do phân phối bởi hệ thống búa thực tế sử dụng (60% cho thả búa thông thường sử dụng cáp và đầu mào, 80% cho búa tự động)

### b) Thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT)

Tiến hành theo TCVN 9352:2012 hoặc ASTM D 5778, JIS A 1220.

### c) Thí nghiệm cắt cánh hiện trường (VST)

Tiến hành theo ASTM D 2573 hoặc JGS 1411.

### d) Thí nghiệm nén ngang trong lỗ khoan (PMT và DMT)

Tiến hành theo ASTM D 4719, ASTM D 6635 hoặc JGS 1531.

### e) Các kỹ thuật kiểm tra lỗ khoan

Tiến hành theo ASTM D 4700.

### f) Khảo sát địa tầng

Khi đã có đủ thông tin từ các lỗ khoan và từ các thí nghiệm hiện trường, có thể tiến hành khảo sát địa tầng để biết được tất cả các biến đổi địa chất có ảnh hưởng tới việc thiết kế và xây dựng móng cọc SRP.

## 5.2.4 Nước ngầm

Hiện tượng nước ngầm ở trong đất có thể có ảnh hưởng tới việc thiết kế và công năng làm việc lâu dài của móng cọc SRP. Cần khảo sát để phát hiện sự tồn tại và cao độ mực nước ngầm tại vị trí xây dựng.

Nước ngầm cần được đánh giá ngay từ khi khảo sát hiện trường bằng các lỗ khoan thăm dò và sau khi khoan phải quan trắc ít nhất là 24 giờ. Các thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng (piezometer) hoặc các giếng quan sát phải được lắp đặt và quan trắc trong các chu kỳ thời tiết khác nhau. Khi nước ngầm chứa trong nhiều tầng ngầm nước được tách biệt bởi các lớp không thấm, có thể đặt các piezometer tại các cao trình khác nhau để ghi lại cột áp trong mỗi tầng chứa nước. Có thể tham khảo ASTM D 5092.

Việc thí nghiệm cần được thực hiện với tất cả các yếu tố nước ngầm bên dưới kết cấu, như mực nước ngầm, điều kiện tự chảy và các mạch nước ngầm sâu. Các thí nghiệm tại hiện trường sẽ hữu ích trong việc đánh giá chuyển động nước ngầm. Điều kiện tự chảy hoặc các trường hợp áp lực nước lỗ rỗng dư thừa cũng nên được xem xét vì chúng có xu hướng làm giảm khả năng chịu tải của đất. Phân tích ứng suất hữu hiệu là phương pháp tốt nhất để tính toán khả năng chịu lực của cọc. Đối với việc thiết kế các móng cọc phải xét mực nước ngầm cao nhất phù hợp với trường hợp xấu nhất trong phân tích khả năng chịu lực của cọc. Tuy nhiên, việc hạ thấp đáng kể mực nước ngầm trong quá trình xây dựng có thể là nguyên nhân tạo nên những vấn đề khi hạ cọc và khai thác bởi việc gây ra sự nén lún hoặc cổ kết.

Ảnh hưởng của nước ngầm và lực đẩy nổi danh định sẽ được xác định bằng cách sử dụng mực nước ngầm phù hợp với những điều kiện đã sử dụng để tính toán ứng suất hiệu quả dọc theo thân cọc và đầu cọc. Hiệu quả của áp lực thủy tĩnh sẽ được xem xét trong thiết kế.

Nước ngầm có thể có ảnh hưởng đáng kể đến đất nền, với một số loại đất sét nước ngầm có thể làm tăng thể tích của đất. Khi độ ẩm tăng, độ dẻo của đất sét tăng có thể dẫn đến sự sụt trượt.

Thí nghiệm nước lỗ khoan để đánh giá độ  $P_H$ , thành phần hóa học của nước để xem xét mức độ ăn mòn, trên cơ sở đó lựa chọn phương án chống ăn mòn phù hợp (theo TCVN 11197-2015).

### 5.3 Khảo sát thủy văn

Khảo sát các điều kiện xói cầu cần được thực hiện với các điều kiện thiết kế sau:

**Lũ thiết kế xói:** Vật liệu đáy sông trong lăng thể xói ở phía trên đường xói chung được giả định là đã được chuyển đi trong các điều kiện thiết kế. Lũ thiết kế do mưa kèm triều dâng hoặc lũ hỗn hợp thường nghiêm trọng hơn là lũ 100 năm hoặc lũ tràn với chu kỳ tái xuất hiện nhỏ hơn. Các trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới sử dụng phải xét điều kiện này.

**Lũ kiểm tra xói:** Ổn định móng cầu phải được nghiên cứu đối với các điều kiện xói gây ra do lũ dâng đột xuất vì bão mưa kèm triều dâng, hoặc lũ hỗn hợp không vượt quá lũ 500 năm hoặc lũ tràn với chu kỳ tái xuất hiện nhỏ hơn. Dự trữ vượt quá yêu cầu về ổn định trong điều kiện này là không cần thiết. Phải áp dụng trạng thái giới hạn đặc biệt cho điều kiện này.

Nếu điều kiện tại chỗ do tích rác và dềnh nước ở gần nơi hợp lưu đòi hỏi phải dùng lũ sự cố lớn hơn thay cho lũ thiết kế xói hoặc lũ kiểm tra xói thì người thiết kế có thể dùng lũ sự cố đó.

Tại những nơi mà bắt buộc phải bố trí đỉnh bộ cọc ở cao hơn đáy sông cần chú ý xét đến xói tiềm tàng.

Khi dùng trụ chống va hoặc hệ thống bảo vệ trụ khác thì trong thiết kế cần xét đến ảnh hưởng của chúng đến xói trụ cầu và sự tích rác.

Ổn định của móng trong vùng có dòng chảy xoáy cần được nghiên cứu kỹ và mái dốc nền đắp nhô ra phải được bảo vệ với các biện pháp chống xói phù hợp.

### 5.4 Khảo sát các điều kiện xây dựng

Khảo sát điều kiện xây dựng là thu thập các thông tin về vị trí được đề xuất đặt móng. Cần phải khảo sát các điều kiện trên mặt đất ảnh hưởng tới điều kiện và vị trí đặt móng như địa hình, các công trình hiện hữu, các di tích lịch sử hay cảnh quan thiên nhiên... Cũng cần phải xem xét các điều kiện tự nhiên như vùng đầm lầy hoặc các khu vực sụt lở đất. Nếu cần thiết phải khảo sát môi trường xung quanh và công trường thi công.

Hiện trạng của khu vực xây dựng được thể hiện trên bình đồ hiện trạng và các hình ảnh.

Khảo sát đánh giá điều kiện ăn mòn thép ở khu vực xây dựng.

## 6 Nguyên tắc thiết kế

### 6.1 Nguyên lý thiết kế

## TCVN 11520:2016

Móng cọc SRP phải được thiết kế theo các trạng thái giới hạn quy định để đạt được các mục tiêu thi công được, an toàn và sử dụng được, có xét đến các vấn đề về khả năng để kiểm tra, tính kinh tế.

Mỗi cấu kiện và liên kết phải thỏa mãn bất phương trình (3) với mỗi trạng thái giới hạn, trừ khi có các quy định khác. Đối với các trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn đặc biệt, hệ số sức kháng được lấy bằng 1,0. Mọi trạng thái giới hạn được coi trọng như nhau.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \varphi R_n \quad (3)$$

Trong đó:

$\eta_i$ : hệ số điều chỉnh tải trọng; hệ số liên quan đến tính dẻo, tính dư và tầm quan trọng trong khai thác.

$\gamma_i$ : hệ số tải trọng - hệ số nhân dựa trên thống kê dùng cho hiệu ứng tải trọng;

$\varphi$ : hệ số sức kháng - hệ số dựa trên thống kê dùng cho sức kháng danh định;

$Q_i$ : Hiệu ứng tải trọng;

$R_n$ : Sức kháng danh định;

$R_r$ : Sức kháng tính toán:  $R_r = \varphi R_n$ ;

## 6.2 Phân tích kết cấu

### 6.2.1 Tổng quát

Có thể sử dụng bất cứ phương pháp phân tích kết cấu nào thoả mãn các yêu cầu về điều kiện cân bằng và tính tương hợp và sử dụng được mối liên hệ ứng suất - biến dạng cho loại vật liệu đang xét, chúng bao gồm các phương pháp sau hoặc có thể bổ sung các phương pháp khác:

- Phương pháp mô hình hệ khung,
- Phương pháp chuyển vị và phương pháp lực cổ điển,
- Phương pháp phần tử hữu hạn.

Người thiết kế được sử dụng các chương trình máy tính để dễ phân tích kết cấu và giải trình cũng như sử dụng các kết quả.

Trong tài liệu tính toán và báo cáo thiết kế cần chỉ rõ tên, phiên bản và ngày phần mềm được đưa vào sử dụng.

Các mô hình tính phải bao gồm tải trọng, đặc trưng hình học và tính năng vật liệu của kết cấu, và khi thấy thích hợp, cả những đặc trưng ứng xử của móng. Trong việc lựa chọn mô hình, phải dựa vào các trạng thái giới hạn đang xét, định lượng, hiệu ứng lực đang xét và độ chính xác yêu cầu.

Phải đưa cách thể hiện thích hợp về đất và/hoặc đá làm móng cầu vào trong mô hình tính của nền móng.

Kết cấu móng cọc của công trình cầu có cấu tạo bao gồm nhóm cọc và bộ móng. Tải trọng tác dụng lên kết cấu trên sẽ truyền xuống nhóm cọc thông qua bộ móng. Chuyển vị theo phương ngang, phương



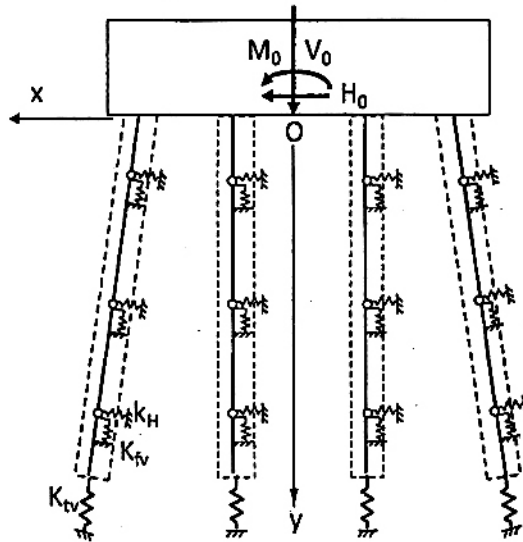
đứng và phản lực của mỗi cọc có thể được tính toán bằng cách sử dụng mô hình phân tích hệ khung với các hệ số phản lực nền hoặc phương pháp chuyển vị với các hệ số đàn hồi.

Khi thiết kế về động đất, phải xét đến sự chuyển động tổng thể và sự hoá lỏng của đất (nếu có).

### 6.2.2 Phương pháp mô hình hệ khung

Mô hình hệ khung sử dụng hệ số phản lực nền được thiết lập theo chiều sâu (có thể sử dụng trong các phần mềm phân tích kết cấu theo phương pháp phần tử hữu hạn) thể hiện trong hình 2.

Các hệ số phản lực nền ( $k_H$ ,  $k_{IV}$ ,  $k_N$ ) sử dụng trong mô hình hệ khung được xác định theo 8.1.



Hình 2. Mô hình phân tích hệ khung

### 6.2.3 Phương pháp chuyển vị

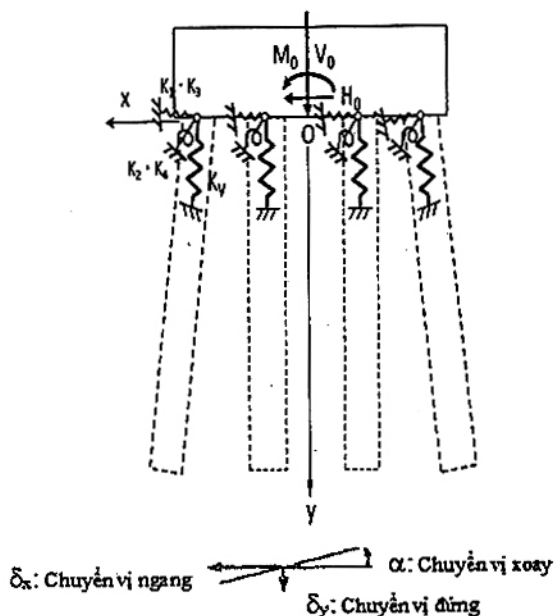
Tính toán móng cọc dựa trên phương pháp chuyển vị (phương pháp phân tích đàn hồi), có xem xét đến chuyển vị của bộ móng, bao gồm chuyển vị theo phương thẳng đứng, phương ngang và góc quay. Giả định rằng bộ móng là cứng tuyệt đối, có thể sử dụng mô hình phân tích ở hình 3, đặc điểm biến dạng của mỗi cọc được thay thế bằng một hệ lò xo tại đầu cọc có giá trị tương đương và bộ móng được mô hình hóa như một khối cứng trên nhiều gối lò xo đại diện cho một nhóm cọc.

Phương pháp chuyển vị sử dụng các hệ số độ cứng đàn hồi ( $K_V$ ,  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$ ,  $K_4$ ) theo phương ngang và phương đứng tại đầu cọc như trong hình 3 được xác định theo điều 8.2.

Chi tiết phương pháp chuyển vị có thể tham khảo Phụ lục A.

### 6.2.4 Phương pháp phần tử hữu hạn

Có thể sử dụng các mô hình đã nêu ở điều 6.2.2 và 6.2.3 để mô hình tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn.



Hình 3. Mô hình phương pháp chuyển vị

## 7 Tải trọng và phân bố tải trọng

### 7.1 Tải trọng

Gồm các tải trọng và lực thường xuyên và nhất thời theo quy định của Tiêu chuẩn thiết kế cầu. Việc bố trí móng cọc phải được thiết kế sao cho có hiệu quả nhất đối với các tải trọng này.

### 7.2 Phân bố tải trọng

Tải trọng phân bố lên cọc cần được xem xét dựa trên độ cứng của bộ cọc, liên kết tại đầu cọc và mũi cọc. Trong thực tế cọc chịu tác dụng đồng thời của lực dọc, lực ngang, mô men. Khi thiết kế có thể sử dụng các phần mềm để tính toán. Trong trường hợp tính toán sơ bộ có thể sử dụng giả thiết cọc là cứng, liên kết khớp ở đầu cọc và mũi cọc, cọc chỉ chịu tác dụng của lực dọc trục.

## 8 Hệ số phân lực nền đất và độ cứng đàn hồi của cọc

### 8.1 Hệ số phân lực nền

#### 8.1.1 Tổng quát

Về nguyên tắc, hệ số phân lực nền có thể được xác định bằng cách sử dụng mô đun biến dạng thu được từ kết quả khảo sát và sự phân bố bề rộng tải trọng của móng. Đây là hệ số cần thiết trong thiết kế để tìm ra chuyển vị và phân lực của móng, do đó hệ số này cần phải được xác định dựa trên các kết quả khảo sát và thí nghiệm.

Hệ số phản lực nền dùng để tính toán độ cứng lò xo theo phương ngang và phương đứng cho mô hình hệ khung (trong điều 6.2.2) và sử dụng cho tính toán hệ số đàn hồi (trong điều 8.2) cho phương pháp chuyển vị (trong điều 6.2.3).

Hệ số phản lực nền (hệ số nền),  $k$ , được tính bằng  $\text{kN/m}^3$ , theo công thức sau:

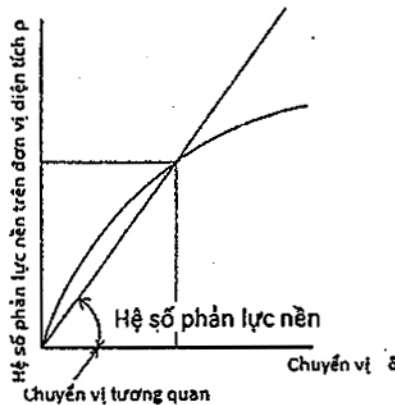
$$k = \frac{P}{S} \quad (4)$$

Trong đó:

P: Phản lực nền trên một đơn vị diện tích, tính bằng  $\text{kN/m}^2$

S: Chuyển vị, tính bằng m.

Đất không phải là môi trường đàn hồi mà có mật độ và nén theo chiều sâu, đường cong quan hệ biến dạng – phản lực có dạng phi tuyến được thể hiện trong hình 4. Hệ số nền thay đổi theo chuyển vị, đồ thị này xác định tỷ số giữa phản lực nền trên một đơn vị diện tích và chuyển vị.



Hình 4. Hệ số phản lực nền

Trong tính toán hệ số phản lực nền có thể được xác định như là hàm của mô đun biến dạng của nền đất. Mô đun biến dạng của nền là giá trị vật lý phụ thuộc vào độ lớn của biến dạng xảy ra trong nền đất do tải trọng truyền xuống từ móng, ứng suất trong đất và thời gian gia tải. Do đó, giá trị của hệ số phản lực nền cũng thay đổi theo các yếu tố này. Ngoài ra hệ số phản lực nền bị ảnh hưởng bởi tính chất vật lý của đất theo chiều sâu và sự khác biệt trong điều kiện gia tải lên kết cấu trong điều kiện thí nghiệm và điều kiện thực tế với ứng xử khá phức tạp.

Hệ số phản lực nền được trình bày ở đây được xác định trong trạng thái khi tải trọng móng tác dụng lên nền đất được giả định là tĩnh. Hệ số nền được sử dụng trong trường hợp thiết kế cho cọc dưới điều kiện bình thường và tính toán thiết kế tĩnh trường hợp động đất.

**8.1.2 Hệ số phản lực nền theo phương đứng**

Hệ số phản lực nền theo phương đứng đầu cọc,  $k_{lv}$ , và thành bên cọc,  $k_{vb}$ , tính bằng  $kN/m^3$ , theo công thức (5) và (6).

$$k_{lv} = 4,5\alpha' E'_o D_p^{-3/4} \quad (5)$$

$$k_{vb} = 0,2\alpha' E'_o \quad (6)$$

Trong đó:

$D_p$ : Đường kính cọc (m)

$\alpha'$ : Hệ số sử dụng để dự đoán hệ số phản lực nền, chỉ trong bảng 2.

$E'_o$ : Mô đun biến dạng của lớp đất được đo tại vị trí thiết kế hoặc xác định theo bảng 2 ( $kN/m^2$ )

**Bảng 2. Mô đun biến dạng của đất  $E'_o$  và hệ số  $\alpha'$**

Mô đun đàn hồi xác định bằng giá trị trung bình theo phương pháp thí nghiệm.	$\alpha'$	
	TTGH Cường độ và Sử dụng	TTGH Đặc biệt
Cho đất cát: Mô đun biến dạng: $E'_o = 2800N$ N là giá trị SPT theo thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn		
- Trường hợp $D_w = 1,5D_p$	0,3	0,6
- Trường hợp $D_w = 2D_p$	0,2	0,4
Cho đất sét: Mô đun biến dạng: $E'_o = 2800N$ N là giá trị SPT theo thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn		
- Trường hợp $D_w = 1,5D_p$	0,6	1,3
- Trường hợp $D_w = 2D_p$	0,4	0,8

Độ cứng của lò xo trong mô hình khung (điều 6.2.2) đối với phản lực nền  $K_{lv}$  và  $K_{vb}$ , tính bằng  $kN/m$ , theo công thức (7) và (8):

$$K_{lv} = k_{lv} A_t \quad (7)$$

+ Đối với cọc chịu nén: diện tích mũi cọc,  $A_t = \frac{\pi (D_w^2)}{4}$

+ Đối với cọc chịu kéo: diện tích mũi cọc,  $A_t = \frac{\pi (D_w^2 - D_{wi}^2)}{4} (m^2)$

$$K_{vb} = k_{vb} A_s \quad (8)$$

Trong đó:  $A_s$ : Diện tích mặt bên của cọc ( $= \pi D_p L$ ,  $D_p$ : Đường kính cọc (m), L: Chiều dài đơn vị trong tính toán sức kháng bên của cọc (m)), ( $m^2$ )

**8.1.3 Hệ số phản lực nền theo phương ngang**

Hệ số phản lực nền theo phương ngang,  $k_H$ , tính bằng  $kN/m^3$ , theo công thức (9)

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{0,3} \right)^{\frac{3}{4}} \quad (9)$$

Trong đó:

$k_{H0}$ : Hệ số phản lực nền theo phương ngang ( $\text{kN/m}^3$ ) tương đương với giá trị của thí nghiệm gia tải lên bàn nén đường kính 0,3m, có thể được xác định từ mô đun biến dạng của nền xác định được từ thí nghiệm hay từ khảo sát địa chất theo công thức (10)

$$k_{H0} = \frac{1}{0,3} \alpha E_0 \quad (10)$$

$B_H$ : Bề rộng chịu tải quy ước (m), xác định theo công thức:

$$B_H = \sqrt{\frac{D_p}{\beta}} \quad (11)$$

$E_0$ : Mô đun biến dạng của nền đất được đo tại vị trí thiết kế, hoặc có thể xác định theo các phương pháp trong bảng 3 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\alpha$ : Hệ số, lấy theo bảng 3

$D$ : Đường kính của cọc (m)

$\beta$ : Hệ số đặc tính của cọc:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D_p}{4EI}} \quad (12)$$

$EI$ : Độ cứng chống uốn của tiết diện cọc ( $\text{kNm}^2$ )

**Bảng 3. Mô đun biến dạng của đất  $E_0$  và hệ số  $\alpha$**

Phương pháp xác định mô đun biến dạng $E_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\alpha$	
	TTGH Cường độ và Sử dụng	TTGH Đặc biệt
Mô đun biến dạng xác định được bằng $\frac{1}{2}$ giá trị thu được từ đường cong lập của thí nghiệm gia tải lên bàn nén hình tròn đường kính 0,3m.	1	2
Mô đun biến dạng xác định từ thí nghiệm gia tải theo phương ngang trong hố khoan.	4	8
Mô đun biến dạng xác định từ thí nghiệm nén 1 trục hay 3 trục mẫu thí nghiệm.	4	8
Mô đun biến dạng xác định dựa trên giá trị N của thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn $E_0=2800N$	1	2

Trình tự tính toán  $B_H$  tham khảo phụ lục B.

## 8.2 Hệ số độ cứng đàn hồi (độ cứng lò xo) của cọc

### 8.2.1 Tổng quát

Hệ số độ cứng đàn hồi của cọc được sử dụng tính toán chuyển vị của móng và phân lực của cọc theo "phương pháp chuyển vị" trong 6.2.3.

Hệ số độ cứng đàn hồi (hay độ cứng lò xo) được tính toán cho các trạng thái giới hạn khác nhau, bao gồm lò xo theo hướng dọc trục cọc ( $K_v$ ) và các lò xo theo hướng vuông góc với trục cọc ( $K_1, K_2, K_3, K_4$ ) như thể hiện ở hình 3 trong điều 6.2.3.

### 8.2.2 Hệ số đàn hồi của cọc theo hướng dọc trục

#### 8.2.2.1 Tổng quát

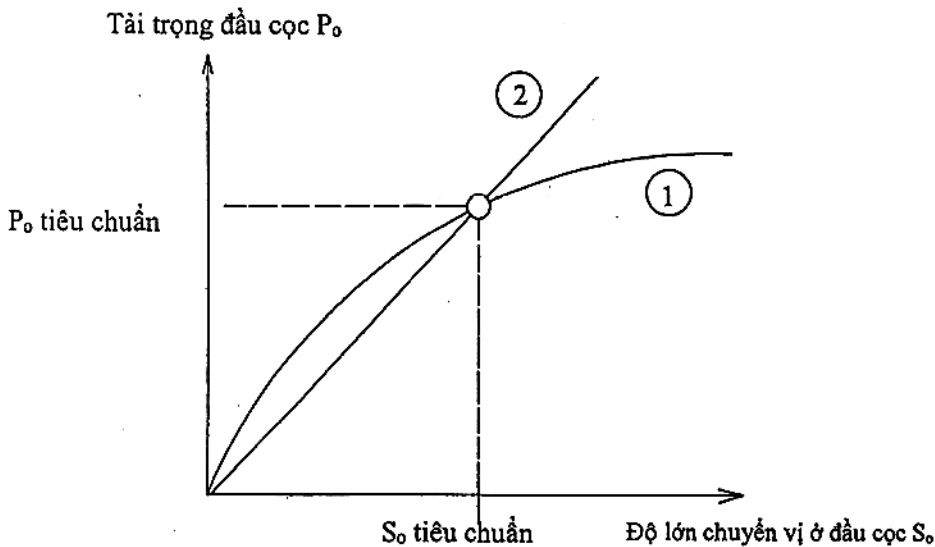
Hệ số đàn hồi của cọc theo hướng dọc trục  $K_v$  có thể được ước tính được bằng cách sử dụng hai phương pháp sau đây:

- [1] Phương pháp sử dụng đường cong tải trọng - độ lún trong thí nghiệm thử tải thẳng đứng của cọc
- [2] Phương pháp sử dụng các kết quả thí nghiệm thử tải thẳng đứng của cọc trong quá khứ

Trong đó, phương pháp [1] được đánh giá là chính xác hơn phương pháp [2].

#### 8.2.2.2 Phương pháp ước tính sử dụng đường cong tải trọng - độ lún trong thí nghiệm thử tải thẳng đứng của cọc

Độ cứng lò xo của đầu cọc  $K_v$  ( $\text{kN} / \text{m}$ ) được định nghĩa là  $P_0/S_0$ , nó cho thấy độ lún phi tuyến, như được hiển thị trong hình 5. Vì vậy, cần thiết phải xác định được độ lún để sử dụng cho phương pháp chuyển vị dựa trên phân tích tuyến tính.



Hình 5. Đường cong tải trọng - độ lún đầu cọc

Độ lún tiêu chuẩn có thể được giả định là 10mm cho cả tính toán hệ số nền theo phương đứng và theo phương ngang. Tuy nhiên, trong những năm gần đây cọc có đường kính và chiều dài lớn hơn và phương pháp thi công cũng đa dạng, do đó việc đánh giá sự an toàn của kết cấu có thể thông qua các trạng thái giới hạn, cọc được mô hình hóa thành các hệ lò xo thông qua hệ số đàn hồi. Do đó, giới hạn chảy trên đường cong  $P_0-S_0$  có thể được xem như giá trị tiêu chuẩn, độ cứng lò xo dọc trục của cọc  $K_v$  được định nghĩa là độ nghiêng của cát tuyến tại độ lún  $S_y$ .

### 8.2.2.3 Phương pháp ước tính sử dụng kết quả thử tải thẳng đứng của cọc trong quá khứ

Các phương pháp ước tính dựa trên kết quả thử tải trong quá khứ dựa trên kết quả tổng hợp mối quan hệ giữa  $K_v$  với tỷ lệ xuyên sâu  $L/D_p$  (chiều dài cọc/ đường kính cọc) tùy theo phương pháp thi công. Theo phương pháp này dựa trên đường cong  $P_0 - S_0$  từ kết quả thử tải sẽ xác định được  $K_v$  chính bằng độ dốc đường cát tuyến tại giới hạn chảy, tổng hợp các giá trị  $K_v$  thu được trong các thí nghiệm thử tải khác nhau, sẽ tính ra được hệ số  $\alpha$  trong công thức (13)

Hệ số đàn hồi theo phương dọc trục cọc,  $K_v$ , tính theo kN/m, theo công thức (13):

$$K_v = \alpha \frac{A_p E_p}{L} \quad (13)$$

Trong đó:

$A_p$ : Tiết diện thực của cọc ( $m^2$ )

$E_p$ : Mô đun đàn hồi của vật liệu của thân cọc ( $kN/m^2$ )

$L$ : Chiều dài cọc (m)

$\alpha$ : Hệ số được xác định theo tỷ lệ xuyên sâu ( $L/D_p$ ) của phương pháp thi công, được xác định như sau:

$$\text{Trường hợp } D_w = 1,5D_p: \alpha = 0,013 (L/D_p) + 0,54 \quad (14a)$$

$$\text{Trường hợp } D_w = 2,0D_p: \alpha = 0,01 (L/D_p) + 0,36 \quad (14b)$$

Các dữ liệu trong công thức (14a, 14b) được dựa trên  $L/D_p \geq 10$ , do đó công thức (13) chỉ nên áp dụng cho các cọc có  $L/D_p \geq 10$ . Với các cọc có  $L/D_p < 10$  cần tham khảo các kết quả thử tải trong điều kiện tương tự...

## 8.2.3 Hệ số đàn hồi theo phương vuông góc với trục của cọc

### 8.2.3.1 Tổng quát

Hệ số đàn hồi theo phương vuông góc với trục của cọc có thể được xác định dựa trên lý thuyết dầm trên nền đàn hồi sử dụng hệ số phản lực nền theo phương ngang.

Các hệ số đàn hồi  $K_1, K_2, K_3, K_4$  được định nghĩa như sau:

$K_1, K_3$ : Lực hướng tâm ( $kN/m$ ) và mô men uốn ( $kNm/m$ ) khi dịch chuyển đầu cọc một đơn vị trong khi vẫn giữ cho nó xoay.

**TCVN 11520:2016**

$K_3, K_4$ : Lực hướng tâm (kN/rad) và mô men uốn (kNm/rad) khi xoay đầu cọc một đơn vị trong khi vẫn giữ cho nó di chuyển theo phương hướng tâm.

**8.2.3.2 Cọc có chiều dài bán vô hạn ( $\beta L_e \geq 3$ ).**

Với giả thiết hệ số phản lực nền theo phương ngang không phụ thuộc vào độ sâu và chiều dài xuyên sâu của cọc là đủ dài, hệ số đàn hồi có thể được tính theo công thức trong bảng 4.

**Bảng 4. Độ cứng lò xo của cọc có chiều dài bán vô hạn**

	Liên kết cứng đầu cọc		Liên kết khớp đầu cọc	
	$h \neq 0$	$h=0$	$h \neq 0$	$h=0$
$K_1$	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 0,5}$	$2EI\beta^3$
$K_2, K_3$	$K_1 \cdot \frac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^3$	0	0
$K_4$	$\frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3 + 0,5}{(1+\beta h)^3 + 2}$	$2EI\beta$	0	0

Trong đó:

$\beta$ : Hệ số đặc tính của cọc, xem công thức (12)

$$\lambda = h + \frac{1}{\beta} \text{ (m)}$$

$D$ : Đường kính của cọc (m)

$EI$ : Độ cứng chống uốn của tiết diện cọc (kNm<sup>2</sup>)

$h$ : Chiều dài tự do của cọc (chiều dài của cọc trên mặt đất) (m)

**8.2.3.3 Cọc có chiều dài hữu hạn ( $1 \leq \beta L_e \leq 3$ ).**

Dịch chuyển hướng tâm và lực cắt của của cọc với cọc có chiều dài hữu hạn là điều kiện cần thiết khi xem xét điều kiện khả năng chịu tải của mũi cọc. Tuy nhiên nếu mũi cọc được đặt vào lớp đất chịu lực có chất lượng tốt tới độ sâu tương đương với đường kính cọc, có thể coi như liên kết khớp ở mũi cọc.

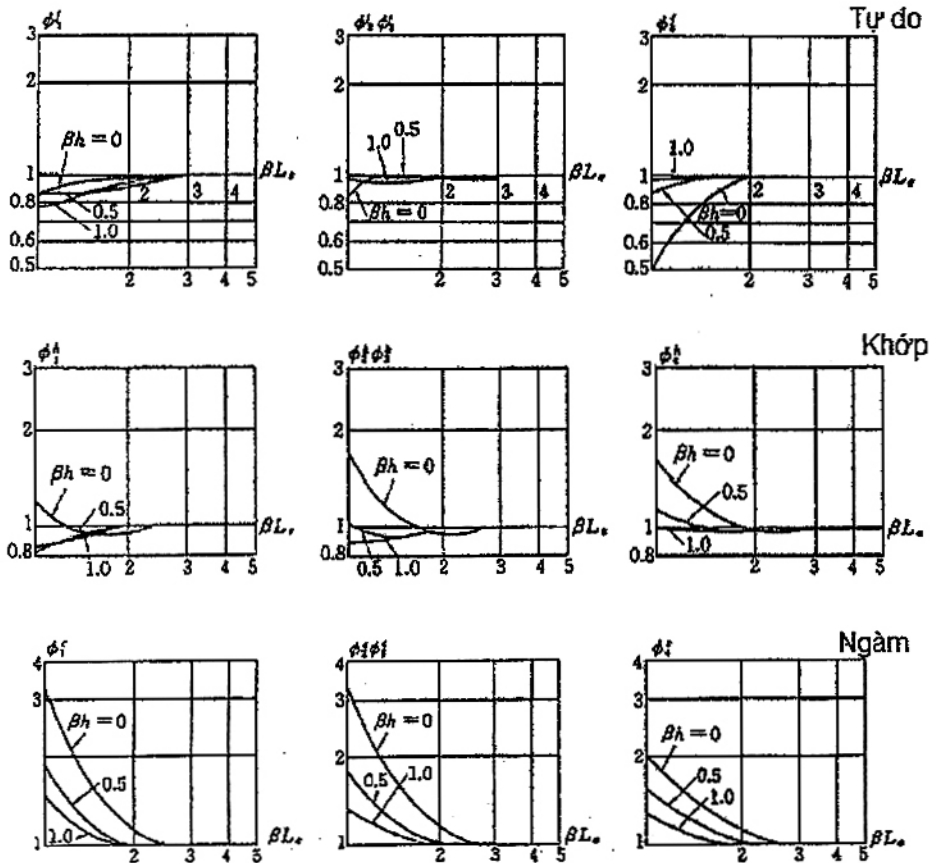
Nếu giả thiết hệ số phản lực nền theo phương ngang (KH) không đổi theo chiều sâu, phương pháp chuyển vị có thể được tính bằng cách sử dụng các giá trị  $K_1\phi_1, K_2\phi_2, K_3\phi_3, K_4\phi_4$  thu được khi nhân các hệ số đàn hồi  $K_1, K_2, K_3, K_4$  với hệ số điều chỉnh  $\phi_i$ .

Hệ số điều chỉnh  $\phi_i$  là hàm của  $\beta L_e$  và  $\beta h$  và giá trị của chúng được thể hiện trong hình 6. Các giá trị trong Bảng 5 áp dụng cho phạm vi  $1 \leq \beta L_e \leq 3$ .



Bảng 5. Độ cứng lò xo của cọc có chiều dài hữu hạn

Điều kiện của mũi cọc	Cọc có chiều dài hữu hạn ( $1 < \beta L_e < 3$ )			Cọc có chiều dài bán vô hạn ( $\beta L_e \geq 3$ )
	Tự do (f)	Khớp (h)	Ngàm (c)	
Hình vẽ minh họa				
Hệ số đàn hồi	$K_1\phi_1^f$ $K_2\phi_2^f$ $K_3\phi_3^f$ $K_4\phi_4^f$	$K_1\phi_1^h$ $K_2\phi_2^h$ $K_3\phi_3^h$ $K_4\phi_4^h$	$K_1\phi_1^c$ $K_2\phi_2^c$ $K_3\phi_3^c$ $K_4\phi_4^c$	$K_1$ $K_2$ $K_3$ $K_4$



Hình 6 Hệ số điều chỉnh  $\phi_i$

## 9 Thiết kế kết cấu móng cọc vít có cánh ở mũi SRP

### 9.1 Quy định chung

#### 9.1.1 Kích thước của cọc SRP

Cọc SRP phải phù hợp với TCVN 9245 : 2012.

Cọc SRP khác với các quy định tại điều này có thể được sử dụng khi được kiểm chứng bằng cách thực hiện các thí nghiệm cần thiết và chúng có các khả năng tương đương hoặc cao hơn các quy định trong điều khoản. Việc xác định chiều dài cọc xét tới phương pháp vận chuyển, khả năng của máy móc thi công, số lượng mối hàn ghép và các vấn đề tương tự khác là cần thiết. Nhìn chung ống thép có chiều dài tiêu chuẩn 6m hoặc lớn hơn 0.5m là phù hợp.

Chiều dày của cọc SRP phải được xác định để đảm bảo cường độ ngay cả khi nếu chiều dày giảm do ăn mòn, khi thiết kế cần xét đến các điều kiện sau:

- a) Chiều dày của cọc SRP phải được xác định bằng tổng chiều dày yêu cầu từ tính toán thiết kế và độ giảm chiều dày do ăn mòn và chiều dày nhỏ nhất phải là 9 mm.
- b) Việc giảm chiều dày của cọc SRP do ăn mòn phải được xét cho bề mặt ngoài tiếp xúc với đất và nước. Tuy nhiên, bề mặt trong của cọc không cần xét tới.

Chiều dày mỗi phần của một cọc SRP phải đảm bảo an toàn với tất cả các ứng suất thiết kế phát sinh trong cọc, như ứng suất nén, kéo, uốn và ứng suất cắt và xét đến chiều dày có thể bị giảm do ăn mòn.

Các quy định chống ăn mòn và phương pháp chống ăn mòn tuân theo TCVN 11197-2015.

#### 9.1.2 Chiều dày của cánh thép xoay

Chiều dày cánh thép xoay được thiết kế đảm bảo khả năng chịu tải cực hạn của cọc tại mũi cọc theo các tổ hợp lực bao gồm cả kiểm tra lực nhỏ. Lực cắt cánh thép xoay ở mũi cọc phải được kiểm tra đảm bảo nhỏ hơn cường độ cánh thép theo hướng nén xuống hay nhổ lên.

Chiều dày cánh thép phải xét đến tác dụng của tải trọng trong giai đoạn thi công như mô men xoắn. Nên dựa trên kết quả phân tích tính toán kết cấu trong cả giai đoạn khai thác và thi công và có thể tham khảo các chứng nhận vật liệu và chỉ dẫn kỹ thuật thi công và kiểm tra cọc cho từng biện pháp thi công.

Có thể tham khảo về bề dày cánh thép xoắn dựa trên kết quả phân tích kết cấu và kinh nghiệm được trình bày trong Phụ lục C.

#### 9.1.3 Vị trí thay đổi tiết diện và vị trí hàn

Vị trí thay đổi tiết diện (chiều dày cọc) và vị trí hàn của cọc SRP được thiết kế tương tự cọc ống thép thông thường, cần thực hiện tính toán kiểm tra các vị trí này trong cả giai đoạn thi công và khai thác.

#### 9.1.4 Chiều dài của cọc

Chiều dài sơ bộ của cọc trước khi kiểm toán chính xác có thể giả định dựa trên sức kháng xuyên tiêu chuẩn và độ cao của cọc phía trên cao trình đào.

Độ sâu cần thiết phải đủ để chịu được tải trọng tác dụng lên đầu cọc và đáp ứng các điều kiện ổn định tổng thể.

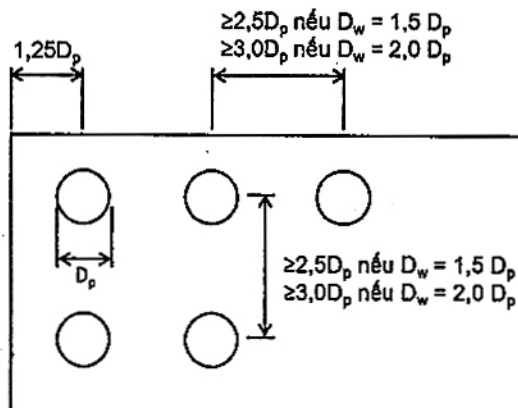
Trường hợp địa chất có lớp đất yếu dày phủ lên đất tốt, độ xuyên sâu của cọc vào lớp đất tốt cần đảm bảo để hạn chế sự chuyển vị của cọc và đủ khả năng chịu tải.

#### 9.1.5 Bố trí cọc

Khi bố trí cọc cần xét đến hình dạng và kích thước móng cầu hoặc trụ cầu trên móng cọc, số lượng và kích thước cọc, mức độ hiệu ứng nhóm cọc, điều kiện thi công công trình v.v...việc bố trí cọc được thực hiện trên cơ sở coi các cọc chịu tải trọng phân bố đều nhau phù hợp với tải trọng dài hạn.

Khoảng cách tối thiểu từ tim đến tim của các cọc sẽ là  $2,5D_p$  và  $3,0D_p$  khi đường kính cánh thép tương ứng là 1,5 lần và 2,0 lần đường kính cọc  $D_p$ . (Hình 7).

Khoảng cách tịnh không tối thiểu (khoảng cách trống) giữa các cánh thép xoay ở mũi cọc là  $1,0D_p$ .



Hình 7 Khoảng cách tối thiểu từ bố trí cọc trong bộ cọc

Khi bố trí khoảng cách giữa các cọc lớn hơn khoảng cách tối thiểu từ tim đến tim nêu trên, các thí nghiệm và phân tích chỉ ra rằng không cần xét đến hiệu ứng nhóm cọc khi thiết kế cũng như tính toán khả năng chịu tải. Hơn nữa, trong trường hợp cọc chịu nhỏ, các phân tích cũng không cần xét đến ảnh hưởng của nhóm cọc. Tuy nhiên, nên xét đến hiệu ứng nhóm cọc khi cọc xuyên sâu vào tầng chịu lực, như trong trường hợp khi bề mặt phá hoại cắt của phần mũi cọc tại thời điểm nhỏ trùng với bề mặt phá hoại cắt của cọc liền kề, hiện nay cơ chế của nó chưa được chứng minh bằng các thí nghiệm và các phương pháp khác. Vì vậy, cần phải tiến hành kiểm tra riêng tại thời điểm thiết kế. Từ quan điểm thiết kế thực tiễn, không cần phải xét đến hiệu ứng nhóm cọc do lực kháng nhỏ gây ra khi độ sâu cọc đạt đến tầng chịu lực nhỏ hơn  $1,5D_p$ .

### 9.1.6 Tương tác giữa cọc và nền đất

Cần xét đến việc xoay hạ cọc vào nền sẽ làm chặt nền đất yếu và các vật liệu dạng hạt, cũng có thể làm toi xóp nền đất tốt và các vật liệu dạng hạt.

Việc thi công cọc ảnh hưởng đến đất trong khoảng từ khoảng 1,5m đến 3,0m đường kính ngang từ cọc và theo phương dọc từ mũi cọc, vì vậy người thiết kế cần xét hiệu ứng này tùy theo loại đất nền.

Cần phải xử lý cọc hoặc đất nền để tạo ra sự cách ly khỏi hiện tượng cố kết, ma sát âm hoặc chảy dẻo.

### 9.1.7 Các xem xét về động học

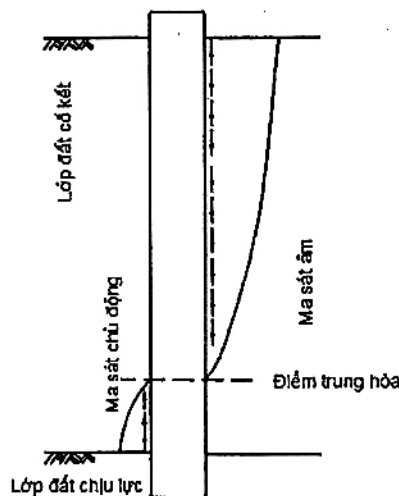
Dưới tác dụng tải trọng động, móng và khu vực xung quanh có thể bị dịch chuyển do hiện tượng hóa lỏng của đất. Hiện tượng hóa lỏng thường xảy ra do động đất và đôi khi do dao động nền trong quá trình khai thác. Nếu đất dưới móng và khu vực xung quanh có thể bị hóa lỏng thì nên xem xét khả năng thay đất hoặc làm chặt đất cùng với việc thiết kế các phương án móng phù hợp. Các tần số dao động riêng đầu tiên của hệ kết cấu - đất nền nên được đánh giá và so sánh với các tần số của tác nhân gây dao động nền để đảm bảo rằng không xảy ra cộng hưởng (không kết hợp với hóa lỏng).

Các xem xét về khả năng hóa lỏng tuân theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu.

### 9.1.8 Ma sát âm

Khi một cọc được hạ xuống đất, lún cố kết có khả năng xảy ra, ảnh hưởng của ma sát âm đến khả năng chống chịu lực thẳng đứng, cường độ và độ lún của cọc sẽ được kiểm tra để tránh hư hỏng và để duy trì sự làm việc của kết cấu.

Sự làm việc của cọc và đất xung quanh cọc do cố kết, được thể hiện trong hình 8. Các vị trí mà không có dịch chuyển tương đối giữa cọc và đất nền được biết đến như là điểm trung hòa. Ở phần cao hơn điểm trung hòa, ma sát âm tác dụng lên cọc.



Hình 8. Ma sát âm và điểm trung hòa

Chỉ có tính tải được xem xét trong việc tính toán ma sát âm (do hoạt tải sẽ làm giảm ma sát âm và có thể làm tăng ma sát chủ động). Vì vậy, ma sát âm không nên đưa vào tính toán kháng chấn. Có thể sử dụng các biện pháp để giảm ma sát âm như cọc SRP bọc vật liệu nhựa đường.

### 9.1.9 Thử tải cọc

Có thể tham khảo các tiêu chuẩn sau khi thử tải cọc: TCVN 9393:2012, TCVN 9394:2012.

Quy định về thử tải cọc theo quy định của các tiêu chuẩn liên quan. Các thử nghiệm cơ bản như sau:

#### 9.1.9.1 Thử tải tĩnh (thí nghiệm ép cọc)

Thí nghiệm ép cọc (Hình 9(a)) dùng các cọc neo để chịu phản lực từ cọc thí nghiệm, và là tiêu chuẩn để thử tải tĩnh cho cọc mà tải trọng tác dụng lên đầu cọc bằng một thiết bị ép ví dụ như các kích thủy lực, thường thí nghiệm khoảng 1% tổng số cọc công trình, ít nhất 01 cọc.

#### 9.1.9.2 Thí nghiệm nhỏ cọc

Thí nghiệm nhỏ cọc là phương pháp thí nghiệm để xác định tải trọng nhỏ tĩnh tại đầu cọc, phương pháp đặt tải theo phương pháp thí nghiệm ép cọc.

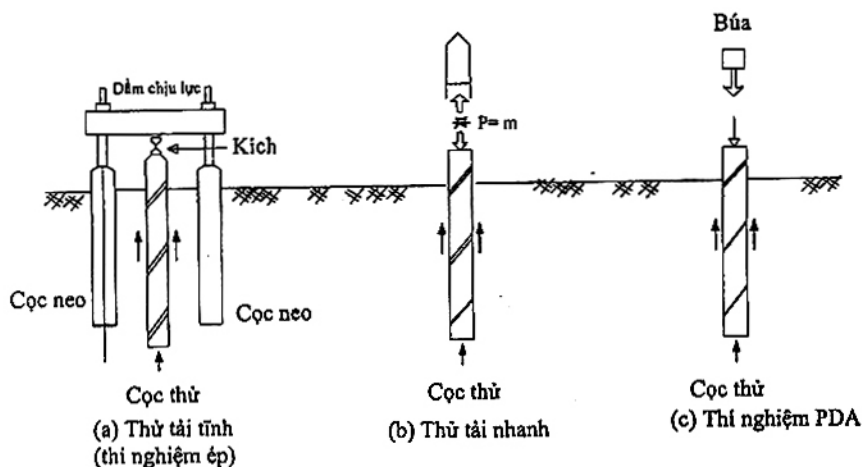
#### 9.1.9.3 Thí nghiệm gia tải nhanh

Thí nghiệm gia tải nhanh (Hình 9(b)) yêu cầu thời gian thí nghiệm ngắn và không yêu cầu các cọc neo như trong các thí nghiệm tải tĩnh, có thể sử dụng thí nghiệm cho nhiều cọc khác nhau.

#### 9.1.9.4 Thí nghiệm biến dạng lớn (PDA)

Thí nghiệm biến dạng lớn PDA (Hình 9(c)) là thí nghiệm để đánh giá các tính chất của khả năng chịu tải thẳng đứng thông qua quan hệ tải trọng – chuyển vị, v,v... của đầu cọc bằng cách đo dạng sóng lịch sử thời gian của gia tốc và biến dạng gần đầu cọc, thực hiện việc phân tích dạng sóng dựa trên cơ sở lý thuyết sóng một chiều khi gõ vào đầu cọc bằng một búa thủy lực hoặc búa rơi.

Tuy nhiên cần lưu ý kinh nghiệm thí nghiệm PDA cọc SRP là rất hạn chế, do vậy sức chịu tải xác định từ thí nghiệm này có độ tin cậy không cao.



Hình 9. Sơ đồ nguyên tắc của các phương pháp thử tải thẳng đứng

#### 9.1.10 Bảo vệ chống hư hỏng

Ít nhất các loại hư hỏng sau đây phải được xét tới:

- Ăn mòn móng cọc thép, đặc biệt là trong đất đắp, đất có độ pH thấp và môi trường biển; và
- Sự tấn công của Sunfat, Clorua và Axit với móng cọc bê tông.

Các điều kiện dưới đây được coi là dấu hiệu của sự suy giảm chức năng hoặc tình trạng ăn mòn của cọc:

- Điện trở suất thấp hơn 100 ohm/mm,
- Độ pH thấp hơn 5,5,
- Độ pH nằm trong khoảng 5,5 và 8,5 trong đất có hàm lượng hữu cơ cao,
- Nồng độ Sunfat lớn hơn 1000 ppm,
- Rác và xỉ than,
- Đất trong khu vực mỏ và thoát nước công nghiệp, và
- Khu vực với hỗn hợp đất có điện trở suất cao và đất có hàm lượng chất kiềm (đất phèn) cao với điện trở suất thấp.

Các điều kiện dưới đây của nước được coi là dấu hiệu của sự suy giảm chức năng hoặc tình trạng ăn mòn của cọc:

- Hàm lượng clorua lớn hơn 500 ppm,
- Nồng độ Sunfat lớn hơn 500 ppm,
- Hàm mỏ hoặc thoát nước công nghiệp,

- Hàm lượng hữu cơ cao,
- Độ pH thấp hơn 5,5,
- Cọc bị phơi nhiễm trong nhiều chu kỳ ướt/khô.

Khi các chất thải hóa học bị nghi ngờ, phải xem xét phân tích hóa học đầy đủ mẫu thử đất và nước. Các quy định chống ăn mòn và phương pháp chống ăn mòn tuân theo Tiêu chuẩn TCVN 11197-2015.

## 9.2 Trạng thái giới hạn và hệ số sức kháng

### 9.2.1. Tổng quan

Các trạng thái giới hạn được nêu trong điều 6, trong phần này đưa ra các yêu cầu chi tiết.

### 9.2.2. Trạng thái giới hạn cường độ (cực hạn)

Thiết kế móng theo trạng thái giới hạn cường độ phải xét đến:

- Sức kháng đỡ, loại trừ áp lực chịu tải giả định,
- Mất tiếp xúc quá nhiều,
- Trượt tại đáy móng,
- Mất đỡ ngang,
- Mất ổn định chung, và
- Khả năng chịu lực kết cấu.

Móng phải được thiết kế về mặt kích thước sao cho sức kháng tính toán không nhỏ hơn tác động của tải trọng tính toán.

### 9.2.3 Trạng thái giới hạn sử dụng bao gồm:

Thiết kế móng theo trạng thái giới hạn sử dụng phải bao gồm:

- Lún,
- Chuyển vị ngang của cọc chịu tải trọng ngang và mô men,
- Sức chịu tải ước tính dùng áp lực chịu tải giả định.

Xem xét lún phải dựa trên độ tin cậy và tính kinh tế.

### 9.2.4 Trạng thái giới hạn đặc biệt

Trạng thái giới hạn đặc biệt được thực hiện để đảm bảo kết cấu móng an toàn khi động đất, lũ lụt, khi va chạm bởi tàu xe.

Hệ số sức kháng xác định theo bảng 6.

Bảng 6. Hệ số sức kháng  $\varphi$ 

Điều kiện / Phương pháp xác định sức kháng	Hệ số sức kháng
Sức kháng danh định của cọc đơn / phương pháp phân tích tĩnh:	
- Sức kháng thân cọc, $\varphi_{sst}$ (các loại đất và sỏi cuội)	0,45
- Sức kháng mũi cọc, $\varphi_{pst}$ (lớp đất chịu lực: cát và sỏi cuội)	0,60
Sức kháng nhỏ của cọc đơn / phương pháp phân tích tĩnh:	
- Sức kháng thân cọc, $\varphi_{supst}$ (các loại đất và sỏi cuội)	0,35
- Sức kháng mũi cọc, $\varphi_{pupst}$ (lớp đất chịu lực: cát và sỏi cuội)	0,40

### 9.3 Khả năng chịu tải của cọc theo đất nền

#### 9.3.1 Tổng quan

Khả năng chịu lực của cọc được xác định hoặc dựa trên khả năng chịu lực của kết cấu và đất nền đảm bảo cọc đủ chịu lực trong các trường hợp tải trọng khác nhau, biến dạng và chuyển vị ngang phải nằm trong giới hạn cho phép của kết cấu.

Khả năng chịu lực của cọc được xác định dựa trên khả năng chịu lực của kết cấu (theo vật liệu) hoặc khả năng chịu lực theo đất nền và chọn giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị làm khả năng chịu lực thiết kế.

Khả năng chịu lực theo đất nền được xác định theo các điều kiện của đất, các yêu cầu quy định trong thi công cọc và quy trình kiểm tra.

Khả năng chịu lực theo đất nền của cọc bao gồm khả năng chịu lực của mũi cọc, gọi là sức kháng mũi và khả năng chịu lực thân cọc, gọi là sức kháng thân. Sức kháng huy động được từ sức kháng mũi yêu cầu xem xét là phần lớn hơn so với sức kháng huy động được từ sức kháng thân. Ảnh hưởng của ma sát thành âm và việc bịt kín mũi cọc tới khả năng chịu lực theo đất nền sẽ được kiểm tra riêng biệt khi có sự phát triển của ma sát âm và cọc bị bịt kín mũi. Khả năng chịu lực của cọc sau khi bị ăn mòn không thấp hơn khả năng chịu lực tính theo đất nền.

#### 9.3.2 Xác định khả năng chịu lực

Khả năng chịu lực của cọc theo đất nền có thể được xác định bằng nhiều cách khác nhau. Các phương pháp bao gồm phương pháp trực tiếp và gián tiếp.

Phương pháp gián tiếp bao gồm:

- Công thức ước tính khả năng chịu lực tĩnh,
- Phương pháp theo kinh nghiệm dựa trên sức kháng xuyên,
- Phân tích sóng ứng suất mà không đo sóng ứng suất tại hiện trường.

Phương pháp trực tiếp bao gồm:

- Thí nghiệm tải trọng động dựa trên lý thuyết sóng ứng suất
- Thí nghiệm tải trọng tĩnh.



Trong giai đoạn thiết kế các phương pháp gián tiếp được sử dụng trong thiết kế kích thước cọc, độ xuyên sâu của cọc và kích thước của thiết bị thi công. Công tác kiểm tra trên hiện trường thường được thực hiện bằng cách sử dụng phương pháp trực tiếp là thử nghiệm động.

Khả năng chịu lực của cọc SRP bao gồm sức kháng mũi cọc và sức kháng thân cọc.

Khả năng chịu lực của nhóm cọc là giá trị nhỏ nhất trong các giá trị sau:

- Tổng khả năng chịu lực của các cọc riêng biệt; khả năng chịu lực của cọc nhân với hệ số nhóm cọc  $\phi$ .
- Khả năng chịu lực được xác định giả thiết nhóm cọc là của móng trụ đồng nhất, hoặc
- Tác động gây ra bởi độ lún tối đa cho phép của nhóm cọc.

### 9.3.3 Công thức xác định khả năng chịu lực tĩnh

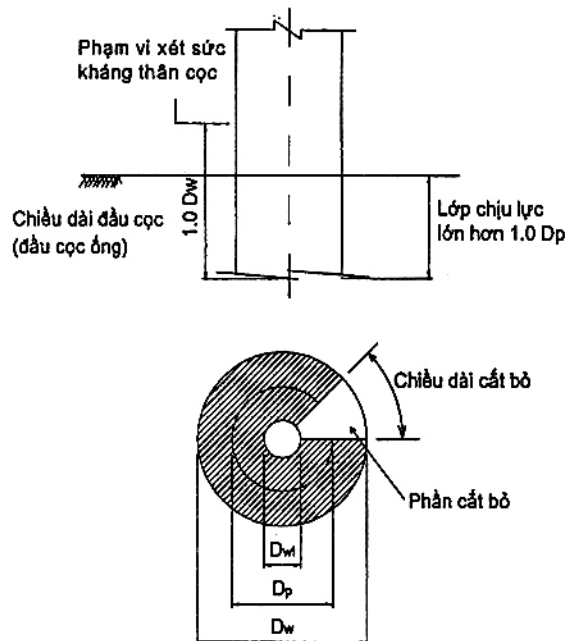
#### 9.3.3.1 Tổng quan

$$R_r = \phi R_n = \phi_{pst} R_p + \phi_{sst} R_s \quad (15)$$

Trong đó:

$\phi_{pst}$ ,  $\phi_{sst}$  : Hệ số sức kháng mũi cọc và thân cọc khi phân tích tĩnh

$R_p$ ,  $R_s$  : Sức kháng mũi cọc, sức kháng thân cọc (kN)



Hình 10 Đường kính cọc SRP và phạm vi xét đến sức kháng thân cọc

#### 9.3.3.2 Sức kháng bên thân cọc

$$R_s = q_s A_s \quad (16)$$

Trong đó:

$R_s$  : Sức kháng bên thân cọc (kN)

$q_s$  : Sức kháng bên thân cọc đơn vị (kN/m<sup>2</sup>)

## TCVN 11520:2016

$A_s$  : Diện tích bề mặt thân cọc =  $\pi D_p L$  ( $m^2$ )

$D_p$ : Đường kính cọc (m)

L: Chiều dài của phần cọc để tính sức kháng bên (m)

Sức kháng thân cọc đơn vị danh định của cọc SRP ( $kN/m^2$ ), được xác định như sau:

Trong đất rời :

$$q_s = 3N \text{ (lớn nhất là 150)} \quad (17)$$

Trong đất dính :

$$q_s = c \text{ hoặc } 10N \text{ (lớn nhất là 100)} \quad (18)$$

N: Số búa SPT, chưa được hiệu chỉnh

c: Lực dính ( $kN/m^2$ )

### 9.3.3.3 Sức kháng mũi cọc

$$R_p = q_p A_p \quad (19)$$

Trong đó:

$R_p$  : Sức kháng mũi cọc (kN)

$q_p$  : Sức kháng mũi cọc đơn vị ( $kN/m^2$ )

$$A_p : \text{Diện tích mũi cọc} = \frac{\pi(D_w^2)}{4}$$

$D_w$ : Đường kính của cánh (m)

Sức kháng mũi đơn vị danh định của cọc SRP trong lớp đất chịu lực ( $kN/m^2$ ), được xác định như sau:

Lớp chịu lực là lớp cát

$$q_p = 120N \text{ (khi } D_w = 1,5 D_p, q_p \text{ lớn nhất là 6.000)} \quad (20a)$$

$$q_p = 100N \text{ (khi } D_w = 2 D_p, q_p \text{ lớn nhất là 5.000)} \quad (20b)$$

Lớp chịu lực là sỏi cuội

$$q_p = 130N \text{ (khi } D_w = 1,5 D_p, q_p \text{ lớn nhất là 6.500)} \quad (21a)$$

$$q_p = 115N \text{ (khi } D_w = 2 D_p, q_p \text{ lớn nhất là 5.750)} \quad (21b)$$

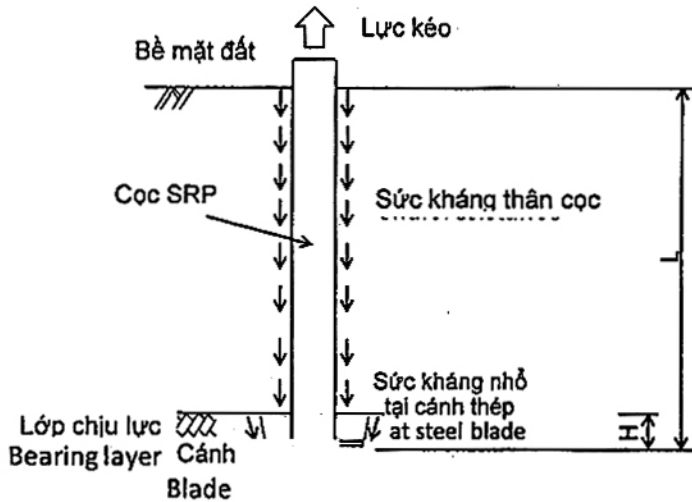
N: Số búa SPT tại lớp đất chịu lực, chưa được hiệu chỉnh cho áp lực quá tải

Thi công cọc sẽ được hoàn thành sau khi xem xét đầy đủ các điều kiện hoàn thiện để đảm bảo khả năng chịu lực. Các điều kiện hoàn thiện nên được xác định dựa trên kết quả kiểm tra công tác thi công cọc và đại diện bởi các yếu tố như độ sâu xuyên của cọc, khả năng chịu lực động. Chiều sâu xuyên của cọc được quy định trong hồ sơ thiết kế hoặc xác nhận bởi kết quả thử nghiệm cọc.

### 9.3.4 Công thức tính khả năng chịu lực nhỏ

#### 9.3.4.1 Sức kháng

Sức kháng nhỏ của cọc SRP được xác định tương tự như khi xác định sức kháng bên quy định trong 9.3.3.1 và giả thiết cánh thép hoạt động giống như neo (hình 11)



Hình 11. Mô hình chịu nhỏ thành bên và cánh thép của cọc

Công thức xác định sức kháng nhỏ:

$$R_r = \varphi R_n = \varphi_{pupst} R_w + \varphi_{supst} R_{su} \quad (22)$$

Trong đó:

$\varphi_{pupst}$ ,  $\varphi_{supst}$ : Hệ số phản lực nhỏ của cọc SRP, cho kháng mũi và kháng bên theo phân tích tĩnh có thể lấy theo bảng 7.

$R_w$ : Sức kháng mũi (kN)

$R_{su} = q_s A_{su}$ : Sức kháng ma sát thành bên (kN)

$q_s$ : Sức kháng đơn vị của cọc (kN/m<sup>2</sup>)

$A_{su}$ : Diện tích cọc xem xét sức kháng thành bên (m<sup>2</sup>) ( $A_{su} = D_p \pi L$ ,  $D_p$ : Đường kính cọc (m),  $L$ : Chiều sâu ngàm cọc vào trong lớp đất chịu lực (m))

#### 9.3.4.2 Sức kháng nhỏ tới hạn thành cọc

Sức kháng nhỏ đơn vị thành cọc,  $q_s$  cho cọc SPR được xác định theo công thức (17) và (18) trong 9.3.3.2.

#### 9.3.4.3 Sức kháng nhỏ tới hạn thành cọc của cánh xoắn và cường độ khả năng chịu nhỏ

Sức kháng nhỏ cánh xoắn của cọc SRP (kN), được xác định như sau:

$$R_w = \pi D_w \left( \sum \gamma_i L_i + \gamma \frac{H}{2} \right) H \xi \tan \varphi_b \quad (23)$$

Trong đó:

$D_w$ : Đường kính của cánh (m)

$\gamma_i$ : Trọng lượng thể tích đơn vị có hiệu của đất phía trên lớp đất chịu lực và dưới bề mặt đất (kN/m<sup>3</sup>)

$L_i$ : Chiều dày các lớp đất phía trên lớp đất chịu lực và dưới bề mặt đất (m)

$\gamma$ : Trọng lượng thể tích đơn vị có hiệu của lớp đất chịu lực (kN/m<sup>3</sup>)

H : Chiều dài xuyên vào lớp đất chịu lực, chiều dài phía trên cánh tính từ độ cao xây ra khá hoại cắt cục bộ về (m), giá trị này đảm bảo  $H \leq 2.5D_w$ .

$\xi$  : Hệ số kéo được thể hiện trong bảng 7. Đây là giá trị chỉ ra hệ số sức kháng của bề mặt phá hoại cắt và tương ứng với góc ma sát trong của lớp đất chống đỡ.

$\phi_b$  : Góc ma sát trong của lớp đất chịu lực (độ)

**Bảng 7. Mối quan hệ giữa  $\phi$  và  $\beta$**

Góc ma sát trong của lớp đất chịu lực $\phi_b$	Hệ số kéo $\xi$
35°	2,1
40°	3,3
45°	5,3

### 9.3.5 Độ lún của cọc

Giới hạn độ lún đều tổng thể của móng, trụ cầu là 25,4mm.

Để tính toán lún nhóm cọc, tải trọng được giả định tác dụng trên bề móng tương đương dựa trên độ sâu của chôn của cọc vào lớp đất hoặc theo các phương pháp phân tích được chấp nhận khác.

Lún nhóm cọc sẽ được đánh giá cho móng cọc trong đất dính, đất bao gồm các lớp liên kết chặt chẽ, và cọc trong đất dạng hạt không chặt. Đối với cọc trong cát chặt, trong trường hợp không có ma sát âm, có thể bỏ qua tính lún theo nhóm cọc.

Xác định độ lún của móng theo tổ hợp tải trọng sử dụng. Khi tính toán lún của móng trên nền đất dính mà lún cố kết theo thời gian sẽ không xét đến các tải trọng tức thời.

## 9.4 Khả năng chịu tải theo vật liệu kết cấu cọc

### 9.4.1 Yêu cầu chung

Khả năng chịu tải theo vật liệu của kết cấu cọc được xác định bởi cường độ ống thép và cánh thép xoay. Khả năng chịu lực kết cấu được kiểm tra đối với các tác động từ kết cấu bên trên cũng như mô men uốn từ các tải trọng ngang, độ lệch tâm hay mô men cố định tác dụng lên cọc. Ngoài các yêu cầu của kết cấu bên trên, khả năng chịu lực của cọc cần được xem xét với uốn dọc, các tải trọng gia tăng chẳng hạn như ma sát âm và uốn của cọc nghiêng do độ lún hoặc uốn gây ra bởi áp lực đất hoặc sức kháng bên. Mức độ ăn mòn cọc cần được xem xét khi xác định khả năng chịu lực kết cấu dài hạn của cọc.

Trong một kết cấu hoàn thiện cọc SRP thường bị chèn đầy đất. Khả năng chịu lực kết cấu của cọc được hình thành bởi khả năng chịu lực của ống thép.

Ứng suất giới hạn của vật liệu của cọc được xác định trên cơ sở vật liệu cọc và điều kiện đất nền. Trong điều kiện địa chất có nhiều đá tảng nên giảm ứng suất giới hạn của vật liệu so với trong các điều kiện thông thường.

Khả năng của kết cấu của cọc được kiểm tra khi điều chỉnh các tình huống tải có xem xét mức độ suy giảm do ăn mòn.

Năng lượng búa yêu cầu cho khả năng chịu tải theo đất nền được xác định và ứng suất khi hạ được kiểm tra với hệ số an toàn. Sự ăn mòn của cọc có thể được bỏ qua.

Các nội dung tính toán kiểm tra sức kháng kết cấu thép tuân theo tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện hành.

#### 9.4.2 Sự mất ổn định

Kiểm tra mất ổn định cọc trong giai đoạn khai thác là không cần thiết do cọc chôn trong đất. Tuy nhiên cần xem xét mất ổn định trong giai đoạn thi công. Trong trường hợp này sức kháng kết cấu chống mất ổn định được tính toán theo quy trình thi công cọc, cho phép giảm sự ăn mòn cọc.

### 9.5 Thiết kế nhóm cọc

#### 9.5.1 Tổng quát

Các quy định về nhóm cọc, hệ số nhóm cọc tuân theo tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện hành. Ngoài ra có thể tham khảo các phương pháp sau.

#### 9.5.2 Phân tích nhóm cọc

Các phương pháp gần đúng được sử dụng để phân tích các nhóm cọc như Phương pháp đồ họa hoặc toán học phân phối tải áp dụng cho mỗi cọc trong nhóm dựa trên vị trí cọc, độ xiên, và diện tích mặt cắt ngang các phương pháp này thường không xem xét kháng bên, độ cứng của cọc, sự cố định của đầu cọc, kết cấu mềm, hoặc bất kỳ tác động nào của tương tác cọc – đất nền sai sót trong thiết kế. Do vậy chỉ sử dụng các phương pháp này trong trường hợp rất đơn giản, phân tích bài toán phẳng, kết cấu chịu tác dụng của lực ngang nhỏ (nhỏ hơn 20% của lực dọc).

Khi thiết kế cần xem xét hiệu ứng nhóm cọc nhằm các mục đích sau:

- Để tính toán và dự đoán khả năng chịu lực thiết kế của nhóm cọc trong các loại đất khác nhau
- Để đánh giá những yếu tố chi phối trong thiết kế của nhóm cọc
- Để thiết kế các nhóm cọc với khoảng cách thích hợp giữa các cọc.

Nhưng trong trường hợp của cọc hạ vào đất sét dễ bị phá hủy, sự gia tăng ứng suất trong đất xung quanh với cọc trong nhóm có thể nhỏ hơn so với cọc đơn. Điều này sẽ dẫn đến sức kháng bên ít hơn.

Khả năng chịu lực của nhóm cọc có thể được tính toán trên cơ sở phá hủy cọc:

$$R_b = A_s \cdot C_s + A_b \cdot C_b \cdot N_c - (W_p - W_s) \quad (24)$$

Trong đó:

$R_b$ : Sức kháng đáy của khối

$A_s$ : Diện tích bề mặt của khối

$A_b$ : Diện tích đáy của khối

$C_b, C_s$ : Lực dính trung bình của đất sét xung quanh nhóm và bên dưới nhóm

$N_c$ : Hệ số khả năng chịu lực. Với chiều sâu thích hợp của cọc giá trị xấp xỉ của  $N_c = 9$

## TCVN 11520:2016

$W_p$  và  $W_s$ : Trọng lượng của cọc và trọng lượng phần đất tương ứng bị chiếm chỗ

Trong kiểm tra ứng xử của nhóm cọc cần thiết phải xem xét các yếu tố sau:

- Nhóm độc lập, trong đó đầu cọc không tiếp xúc với đất nằm bên dưới.
- "Móng cọc", trong đó đầu cọc tiếp xúc với đất nằm bên dưới.
- Khoảng cách cọc
- Tính toán độc lập, cho thấy khả năng chịu lực của khối và khả năng chịu tải của cọc đơn trong nhóm nên được thực hiện.
- Liên hệ giữa khả năng chịu lực cực hạn của khối với tổng khả năng chịu lực của các cọc đơn (tỷ lệ khả năng chịu lực của khối với khả năng chịu lực của cọc đơn) càng cao càng tốt.
- Trong trường hợp nơi mà khoảng cách cọc theo một hướng là lớn hơn nhiều so với hướng vuông góc, khả năng chịu lực của nhóm nên được xem xét thêm.

Khi khoảng cách nhỏ nhất giữa tim hai cọc liền kề nhỏ, ảnh hưởng của hiệu ứng nhóm trở nên lớn hơn, và khả năng chịu lực dọc trục và hệ số phân lực nền theo phương ngang cần phải giảm. Tuy nhiên, trong trường hợp khoảng cách giữa các cọc liền kề lớn hơn 2,5 lần đường kính cọc, lượng giảm tác động của nhóm cọc có thể là không đáng kể và không có vấn đề lớn với các hoạt động xây dựng. Cần lưu ý rằng những ảnh hưởng của khoảng cách giữa các cọc trong nhóm liên quan đến các yếu tố khác nhau bao gồm các loại đất.

## 10 Liên kết giữa cọc và bộ móng

### 10.1 Tổng quát

Có hai phương pháp liên kết đầu cọc là liên kết ngàm cứng và liên kết khớp. Trong thiết kế kết cấu móng cọc SRP liên kết giữa cọc và bộ móng phải là liên kết cứng vì liên kết cứng có khả năng khống chế chuyển vị ngang và chịu động đất tốt hơn.

### 10.2 Phương pháp liên kết

Dưới đây chỉ ra một phương pháp mà momen uốn đầu cọc được kháng lại chủ yếu bởi các thanh thép tăng cường trong khi vẫn giữ nguyên chiều dài chôn cọc vào bộ móng, chiều dài này có thể được áp dụng cho tất cả các loại cọc được nói đến trong tài liệu này ở mức nhỏ nhất là 100mm - thể hiện trong Hình 12. Có thể tham khảo phương pháp với chiều dài chôn cọc vào bộ móng để kháng lại momen uốn đầu cọc bằng hoặc lớn hơn đường kính cọc-thể hiện bên phải của Hình 12.

### 10.3 Cơ sở thiết kế

Cần phải thiết kế đảm bảo an toàn xét tới lực nén, lực nhổ, lực ngang và momen uốn tác động lên đầu cọc bằng cách thiết kế liên kết giữa cọc – bộ móng là liên kết cứng. Tuy nhiên, trong điều kiện cọc được

liên kết với bộ móng phù hợp với các chi tiết kết cấu khi các cự ly mép tiêu chuẩn được xác định cho bộ dầm giả thiết cứng thì việc kiểm tra có thể được bỏ qua.

Trong điều kiện cọc liên kết với bộ phù hợp với các chi tiết kết cấu, (giả sử có một mặt cắt bê tông cốt thép bên trong bộ móng- gọi là mặt cắt bê tông cốt thép giả định), việc xác định cường độ ứng suất trong thanh thép của liên kết đầu cọc phải được thực-hiện. Để xác định, tâm của mặt cắt bê tông cốt thép giả định và tâm của mặt cắt cọc phải được bố trí tương ứng và đường kính của mặt cắt bê tông cốt thép giả định (đường kính hiệu dụng) là đường kính cọc D cộng với phần thêm  $0,25D + 100$  (mm) (phần thêm lớn nhất là 400mm). Việc xác định cường độ ứng suất cho bê tông có thể cũng được bỏ qua vì thí nghiệm đã chỉ ra rằng với sự phát triển ứng suất trong bộ móng, không có tác động chi phối đến ứng xử đầu cọc.

#### 10.4 Chi tiết kết cấu

Chiều dài chôn của thanh cốt thép tăng cường vào bộ móng là  $L_{0r} + 10\phi$  ( $\phi$  = đường kính của thanh thép) từ vị trí tâm của thanh cốt chủ phía dưới của bộ móng phải được xác định.  $L_{0r}$  là chiều dài chôn tính toán từ công thức (25) sử dụng cường độ ứng suất dính bám cho phép, ... của bê tông bộ móng.

Chiều dài chôn của thanh thép vào thân cọc có sự xem xét và kết hợp với chiều dài chôn vào bộ móng, các kết quả thí nghiệm tải trọng cho trường hợp sử dụng cọc SPP490 với thanh cốt thép và các trường hợp khác chiều dài chôn  $L_{0p} + 10\phi$  ( $\phi$  = đường kính của thanh thép).

- a) Đai nối bên trong của cọc đặt tại hai cao độ với chiều dày quy định trong Bảng 8. Bề rộng đai nối nhỏ nhất bằng hai lần chiều dày của chúng. Khi xem xét tới khả năng hoạt động, hàn đai nối tại hiện trường phải là mối hàn góc toàn bộ chu vi ở bề mặt trên của đai nối.

$$L_0 = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi \quad (25)$$

Trong đó:

$L_0$ : Chiều dài neo cần thiết của thanh thép (mm)

$\tau_{0a}$ : Ứng suất dính bám giới hạn cho phép của bê tông ( $N/mm^2$ )

$\phi$ : Đường kính thanh thép (mm)

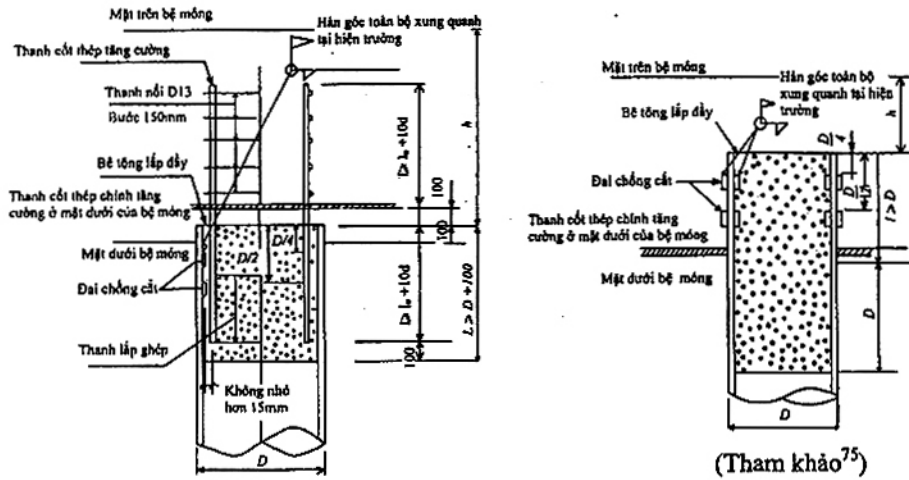
$\sigma_{sa}$ : Ứng suất kéo giới hạn cho phép của thanh thép ( $N/mm^2$ )

**Bảng 8 Chiều dày của đai nối bên trong và đường kính ngoài cọc**

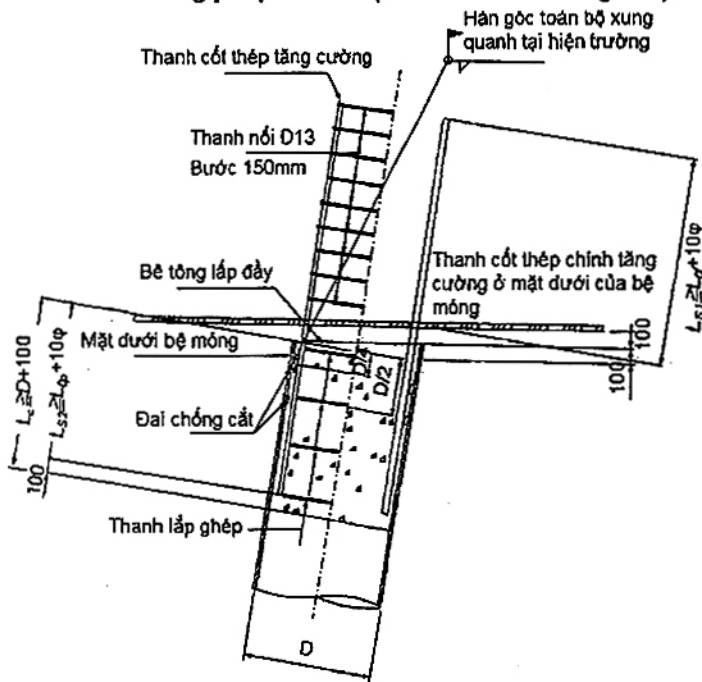
Đường kính cọc D (mm)	Chiều dày đai nối (mm)
Nhỏ hơn 800	9
$800 \leq D \leq 1200$	12
Lớn hơn 1200	16

- b) Khoảng trống giữa đai nối và thanh thép nhìn chung nhỏ nhất là 15mm. Khoảng cách giữa cọc và thanh thép tối thiểu bằng đường kính của thanh thép.

- c) Chiều dài chôn của thanh thép  $L_{of}$  và  $L_{op}$  phải được tính toán sử dụng công thức 25). Thông thường, chúng được lấy nhỏ nhất là  $35 \phi$  ( $\phi$  - đường kính của thanh thép). Khi sử dụng liên kết ngầm giữa cọc và bệ phải yêu cầu đủ chiều dài chôn của cọc vào bệ.
- d) Cốt thép tăng cường đầu cọc bao gồm một hệ thống khung cốt thép.
- e) Trong trường hợp cọc xiên, chiều dài chôn cọc vào bệ móng được đặt là 100mm cho phần ngắn nhất-thể hiện trong Hình 13. Nếu một cọc SRP giao với cốt thép ở mặt dưới của bệ móng, phải xử lý cọc SRP bằng các phương pháp như cắt chúng theo phương ngang, vv... như thể hiện trong Hình 13.



Hình 12. Phương pháp liên kết (kích thước tính bằng mm).



Hình 13 Lưới thép gia cường bệ móng (kích thước tính bằng mm).

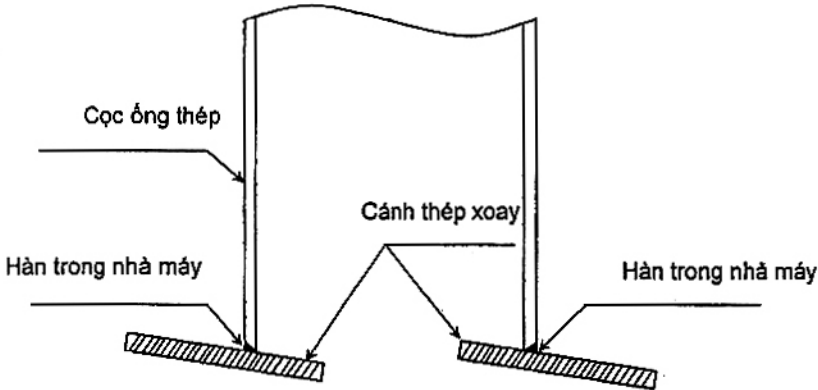


## 11 Thiết kế các chi tiết khác của cọc

### 11.1 Cánh thép xoay

Cánh thép xoay được liên kết sẵn với một đoạn ống thép mũi cọc bằng liên kết hàn trong nhà máy tạo thành phần mũi cọc có gắn cánh thép xoay, phần mũi cọc này liên kết với cọc ống thép phía trên bằng liên kết hàn.

Ví dụ về kích thước cánh thép xoay và đoạn mũi cọc tham khảo Phụ lục B.

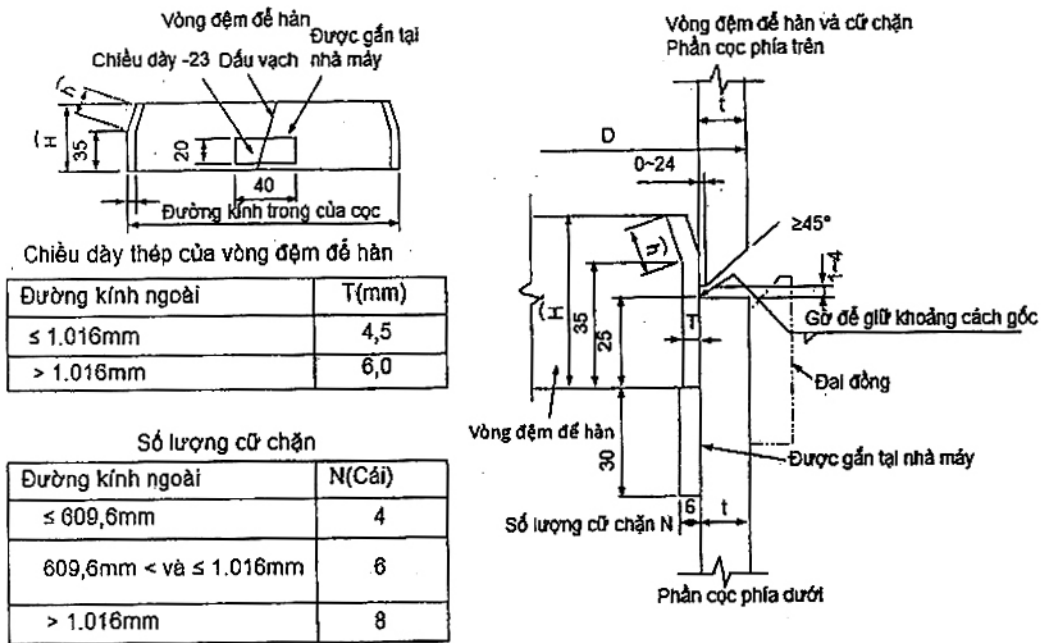


Hình 14 Ví dụ phần mũi cọc SRP

### 11.2 Yêu cầu về hàn nối cọc SRP

Mối nối lắp ghép cọc SRP phải đảm bảo yêu cầu về cường độ và tính dễ gia công. Các mối nối bằng hàn hồ quang với kim loại lấp đầy có thể được sử dụng và hàn nối hai đầu mà toàn bộ xung quanh ngấu hoàn toàn có thể được chấp nhận.

Mối nối giữa các phần của cọc SRP phải đảm bảo cường độ cũng như có kết cấu xét tới khả năng thi công. Về nguyên tắc, các mối nối theo quá trình hàn bán tự động có kết cấu thể hiện trong Hình 15.



Hình 15 Hình dạng và kích thước tiêu chuẩn mỗi nối cọc SRP đưa vào hàn bán tự động tại công trường (kích thước tính bằng mm).

## Phụ lục A

(Tham khảo)

### Phương pháp chuyển vị xác định chuyển vị và phản lực của cọc

Phản lực và chuyển vị của cọc được tính toán bằng cách biểu diễn bộ móng như một khối cứng và tương tác giữa cọc – nền đất là tương tác đàn hồi được mô tả là thông qua các hệ số đàn hồi theo phương đứng và phương ngang.

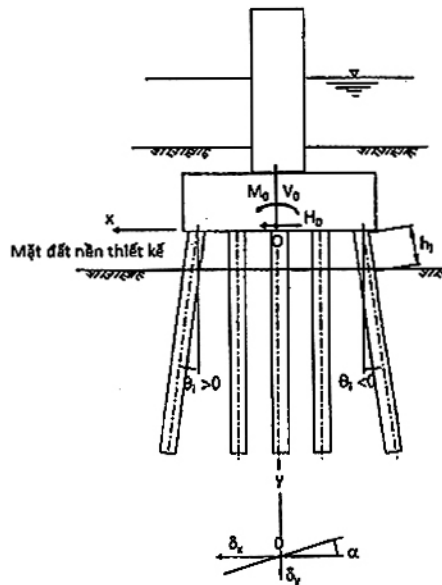
a) Cơ sở tính toán theo phương pháp chuyển vị

Để thuận tiện tính toán, phản lực cọc và chuyển vị móng được giả định trong phương pháp chuyển vị như sau:

- Móng cọc được giả định là một kết cấu hai chiều.
- Cọc là đàn hồi tuyến tính khi chịu nén, chịu nhổ, chuyển vị uốn, hệ số đàn hồi theo phương dọc trục và theo phương vuông góc với trục cọc tại đầu cọc là hằng số, không phụ thuộc vào tải trọng. Hệ số đàn hồi này cũng được áp dụng cho cả cọc chịu nén, cọc chịu nhổ
- Bộ móng là cứng tuyệt đối và xoay quanh trọng tâm của nhóm cọc.

b) Phương pháp tính toán

Trong tính toán bằng phương pháp chuyển vị, hệ tọa độ được giả sử như trong hình A1, thiết lập gốc tại một điểm O tùy ý của móng, xác định các lực bên ngoài làm việc tại điểm O như minh họa trong hình, tại điểm O, thiết lập chuyển vị theo phương các trục  $\delta_x$ ,  $\delta_y$  và chuyển vị xoay  $\alpha$  có hướng như minh họa.



Hình A1. Hệ tọa độ trong phương pháp chuyển vị

Gốc tọa độ O có thể chọn tùy ý, khuyến khích chọn O trùng với trọng tâm của nhóm cọc ở mặt dưới của bộ móng.

Trong trường hợp này, chuyển vị của góc tọa độ có thể thu được bằng cách giải hệ phương trình sau đây với ba ẩn.

$$A_{xx} \cdot \delta_x + A_{xy} \cdot \delta_y + A_{x\alpha} \cdot \alpha = H_0 \quad (\text{A.1})$$

$$A_{yx} \cdot \delta_x + A_{yy} \cdot \delta_y + A_{y\alpha} \cdot \alpha = V_0 \quad (\text{A.2})$$

$$A_{\alpha x} \cdot \delta_x + A_{\alpha y} \cdot \delta_y + A_{\alpha\alpha} \cdot \alpha = M_0 \quad (\text{A.3})$$

Giả sử rằng đáy móng nằm ngang, mỗi hệ số có thể thu được bằng cách sử dụng các phương trình sau đây:

$$A_{xx} = \Sigma(K_1 \cdot \cos^2\theta_i + K_V \cdot \sin^2\theta_i) \quad (\text{A.4})$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \Sigma(K_V - K_1) \cdot \sin\theta_i \cdot \cos\theta_i \quad (\text{A.5})$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \Sigma\{(K_V - K_1)x_i \cdot \sin\theta_i \cdot \cos\theta_i - K_2 \cdot \cos\theta_i\} \quad (\text{A.6})$$

$$A_{yy} = \Sigma(K_V \cdot \cos^2\theta_i + K_1 \cdot \sin^2\theta_i) \quad (\text{A.7})^{56}$$

$$A_{y\alpha} = A_{\alpha y} = \Sigma\{(K_V \cdot \cos^2\theta_i + K_1 \cdot \sin^2\theta_i)x_i + K_2 \cdot \sin\theta_i\} \quad (\text{A.8})$$

$$A_{\alpha\alpha} = \Sigma\{(K_V \cdot \cos^2\theta_i + K_1 \cdot \sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \cdot \sin\theta_i + K_4\} \quad (\text{A.9})$$

Trong đó:

$H_0$ : Tải trọng ngang tác dụng lên đáy bộ móng (kN)

$V_0$ : Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên đáy bộ móng (kN)

$M_0$ : Mô men do tải trọng ngoài quanh điểm O (kN·m)

$\delta_x$ : Chuyển vị ngang tại điểm O (m)

$\delta_y$ : Chuyển vị thẳng đứng tại điểm O (m)

$\alpha$ : Góc xoay của bộ móng (rad)

$x_i$ : Tọa độ của đầu cọc thứ i (m)

$\theta$ : Góc nghiêng so với phương thẳng đứng của cọc thứ i (độ). Ký hiệu như Hình A1

Bằng cách sử dụng chuyển vị ( $\delta_x$ ,  $\delta_y$ ,  $\alpha$ ) tại điểm gốc móng thu được từ kết quả của các phép tính nêu trên, lực dọc trục cọc  $P_{Ni}$ , lực vuông góc với trục cọc  $P_{Hi}$ , và mô men  $M_{ti}$  tác dụng lên mỗi đầu cọc có thể thu được bằng cách sử dụng các phương trình sau đây:

$$P_{Ni} = K_V \cdot \delta'_{yi} \quad (\text{A.10})$$

$$P_{Hi} = K_1 \cdot \delta'_{xi} - K_2 \cdot \alpha \quad (\text{A.11})$$

$$M_{ti} = -K_3 \cdot \delta'_{xi} + K_4 \cdot \alpha \quad (\text{A.12})$$

$$\delta'_{xi} = \delta_x \cdot \cos\theta - (\delta_y + \alpha x_i) \cdot \sin\theta \quad (\text{A.13})$$

$$\delta'_{yi} = \delta_x \cdot \sin\theta - (\delta_y + \alpha x_i) \cdot \cos\theta \quad (\text{A.14})$$

Trong đó:

$\delta'_{xi}$ : Chuyển vị theo phương vuông góc với trục cọc của đầu cọc thứ i (m)

$\delta'_{yi}$ : Chuyển vị theo phương dọc trục của đầu cọc thứ i (m)

$K_V$ : lực dọc trục để tạo ra chuyển vị đơn vị của đầu cọc (hệ số đàn hồi dọc trục của cọc) (kN/m)

$K_1, K_2, K_3$ , và  $K_4$ : Hệ số đàn hồi theo phương ngang

$x_i$ : tọa độ x của đầu cọc thứ i (m)

$\theta$ : góc nghiêng so với phương thẳng đứng của cọc thứ i (độ)

$P_{Ni}$ : Lực dọc của cọc thứ i (kN)

$P_{Hi}$ : Lực vuông góc với trục cọc của cọc thứ i (kN)

$M_{ti}$ : Mô men do tải trọng ngoài tác dụng lên đầu cọc thứ i (kN·m)

Trong số các giá trị thu được như trên,  $M_{bi}$  là mô men do tải trọng ngoài được phân phối trên đầu cọc, và mô men uốn  $M_{bi}$  là nội lực trên đầu cọc là một giá trị có dấu ngược lại. (Cụ thể,  $M_{bi} = -M_0$ )

Sau đó, phản lực thẳng đứng đầu cọc  $V_i$  và phản ứng ngang  $H_i$  được cho bởi phương trình sau đây, và được sử dụng trong việc tính toán bố trí cốt thép của bộ móng:

$$V_i = P_{Ni} \cdot \cos\theta_i - P_{Hi} \cdot \sin\theta_i \quad (\text{A.15})$$

$$H_i = P_{Ni} \cdot \sin\theta_i + P_{Hi} \cdot \cos\theta_i \quad (\text{A.16})$$

Các phương trình sau đây giúp các nhà thiết kế kiểm tra quá trình tính toán là đúng hay không:

$$\Sigma H_i = H_0 \quad (\text{A.17})$$

$$\Sigma V_i = V_0 \quad (\text{A.18})$$

$$\Sigma(H_i + V_i \cdot x_i) = M_0 \quad (\text{A.19})$$

c) Cọc thẳng đứng bố trí đối xứng

Dưới đây là công thức tính toán thực tế với các cọc thẳng đứng bố trí đối xứng ( $\theta_i = 0$ ), đây là các tính toán thường được sử dụng nhất, với các hằng số lò xo  $K_1, K_2, K_3, K_4$  và  $K_V$  là giống nhau giữa các cọc.

Giả sử rằng tổng số cọc là  $n$ ,

$$\delta_x = \frac{H_0 + \frac{nK_2}{K_V \Sigma x_i^2 + nK_4} M_0}{nK_1 - \frac{(nK_2)^2}{K_V \Sigma x_i^2 + nK_4}} \quad (\text{A.20})$$

$$\delta_y = \frac{V_0}{nK_V} \quad (\text{A.21})$$

$$\alpha = \frac{M_0 + \frac{1}{2} \lambda H_0}{K_V \Sigma x_i^2 + n \left( K_4 - \frac{K_2^2}{K_1} \right)} \quad (\text{A.22})$$

$$P_{Ni} = \frac{V_0}{n} + \frac{M_0 + \frac{1}{2} \lambda H_0}{\Sigma x_i^2 + \frac{n}{K_V} \left( K_4 - \frac{K_2^2}{K_1} \right)} x_i \quad (\text{A.23})$$

$$P_{Hi} = \frac{H_0}{n} \quad (\text{A.24})$$

$$M_{ti} = \frac{1}{n} (M_0 - \Sigma P_{Ni} x_i) \quad (\text{A.25})$$

Trong đó

$$\lambda = h + \frac{1}{\beta} \quad (\text{A.26})$$

$$\frac{1}{2} \lambda H_0 = 0 \quad (\text{A.27})$$

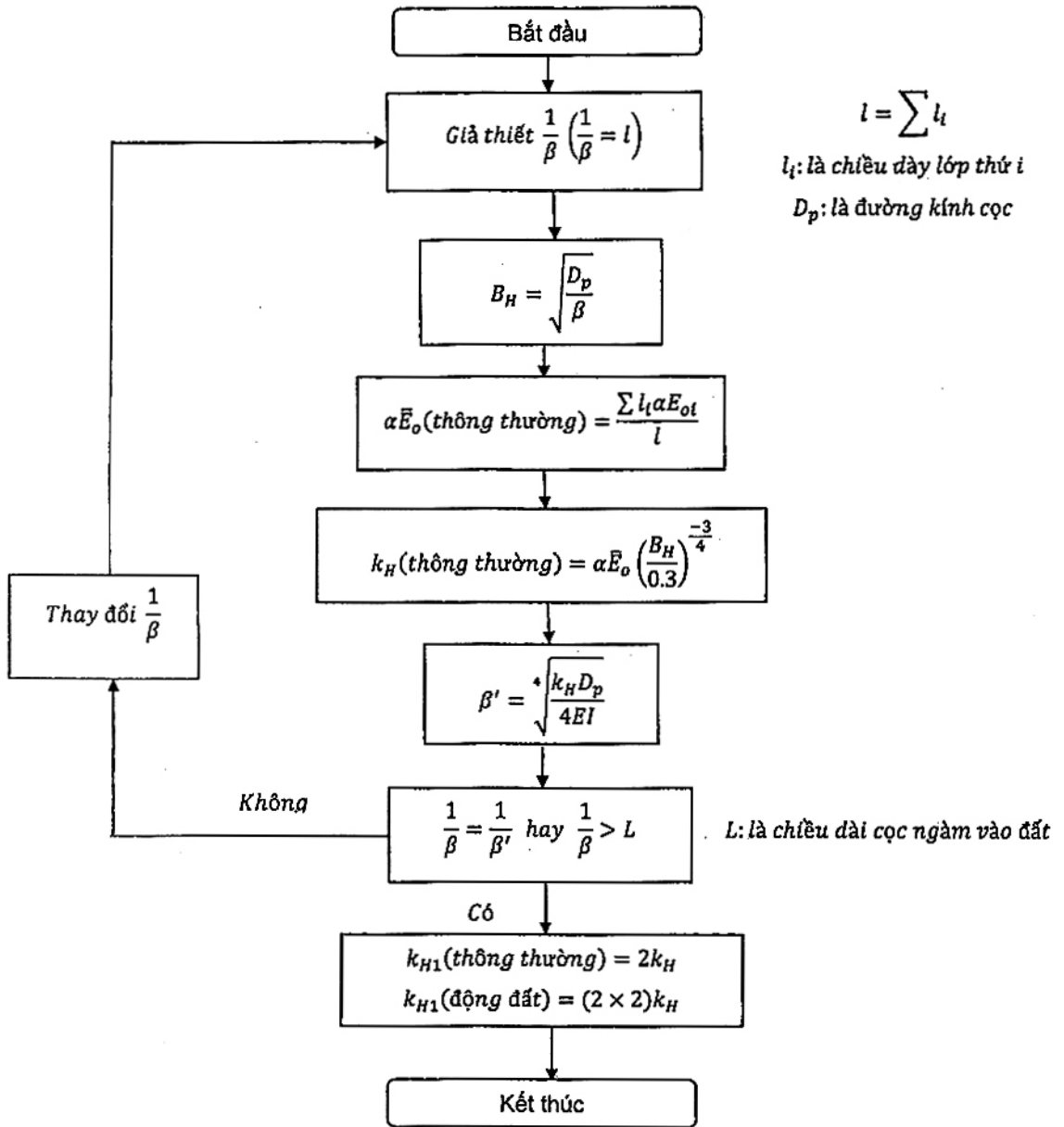
Trong trường hợp liên kết khớp.

**Phụ lục B**

(Tham khảo)

**TRÌNH TỰ TÍNH TOÁN  $B_H$**

Để tính toán  $B_H$  và  $k_{H1}$  có thể tham khảo trình tự sau:



Hình B1. Trình tự tính toán hệ số phản lực nền

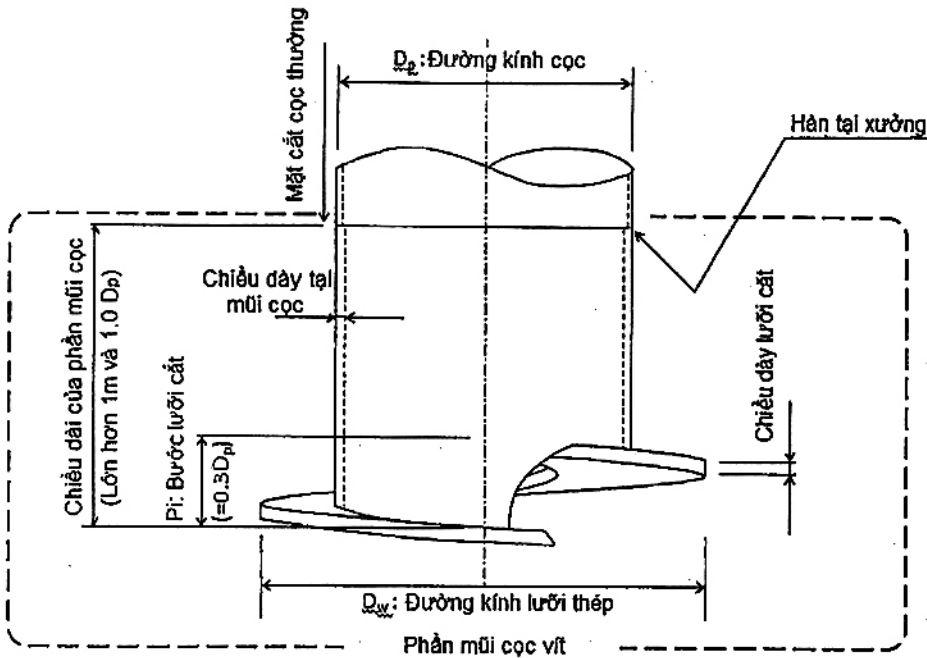
Để tính toán  $k_H$  sử dụng giá trị  $B_H$  và  $\alpha E_o$  của mỗi lớp đất.

## Phụ lục C

(Tham khảo)

## CÁNH THÉP XOAY

Chiều dày của cánh thép được quyết định từ kết quả phân tích tính toán kết cấu và tham khảo các chỉ dẫn kỹ thuật đối với từng phương pháp thi công để đảm bảo khả năng chịu lực và độ bền của sức kháng xuyên. Phụ lục này đưa ra ví dụ tham khảo về chiều dày và kích thước của một loại cánh thép xoay (Hình C1, Bảng C1).



Hình C1. Chiều dày tiêu chuẩn của cọc SRP

Bảng C1. Chiều dày của cánh và phần mũi của cọc SRP

Đường kính cọc (mm)	Đường kính cánh (mm)	Chiều dày cánh (mm)	Chiều dày phần mũi của cọc (mm)
600	900	28	13
700	1050	32	13
800	1200	36	14
900	1350	38	15
1000	1500	40	16
1100	1650	45	17
1200	1800	45	18

**Thư mục tài liệu tham khảo**

- [1] TCCS 03/2012-TCĐBVN (2012), Tiêu chuẩn thiết kế cọc ống thép dạng giềng
- [2] TCCS 02:2010/TCĐBVN (2010), Tiêu chuẩn thi công cầu - AASHTO LRFD
- [3] TCVN 9386-2012, Tiêu chuẩn Thiết Kế Công Trình Chịu Động Đất
- [4] TCVN 2737:1995, Tiêu chuẩn tải trọng và tác động
- [5] AASHTO LRFD Bridge 2012, Specification for Bridge Design.
- [6] JRA 2012, Specification for Highway Bridges;
- [7] RTRI 2012, Design Standards for Railway Structures and Commentary
- [8] JIS A5525, Specification for Japanese Industrial Standard rules for welded steel pipe
- [9] ASTM A252 – 98 (2007), Guideline for Steel pipe pile welding and casting
- [10] Hướng dẫn thiết kế cọc ống thép (2012), nhóm nghiên cứu Trường ĐH GTVT và NSSMC (bản song ngữ Anh-Việt)
- [11] Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design, API, 2012.

*Các tiêu chuẩn thí nghiệm đất trong phòng*

- [12] Water Content - ASTM D 4643
- [13] Specific Gravity - AASHTO T 100 (ASTM D 854)
- [14] Grain Size Distribution - AASHTO T 88 (ASTM D 422)
- [15] Liquid Limit and Plastic Limit - AASHTO T 90 (ASTM D4318)
- [16] Direct Shear Test - AASHTO T 238 (ASTM D 3080)
- [17] Unconfined Compression Test - AASHTO T 208 (ASTM D 2166)
- [18] Unconsolidated-Undrained Triaxial Test - ASTM D 2850
- [19] Consolidated-Undrained Triaxial Test - AASHTO T 297 (ASTM D 4767)
- [20] Consolidation Test - AASHTO T 216 (ASTM D 2435 or D 4186)
- [21] Method of classification of geomaterials for engineering purposes – JGS 0051
- [22] Method of Unconfined Compression Test of Soil – JIS A-1216
- [23] Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate- JIS A-1109
- [24] Method of Test for Water Content of Soils – JIS A1203
- [25] Method of Test for Density of Soil Part icle – JIS A1202
- [26] Method of Test for Wet Unit Weight – JIS A1225
- [27] Method of Test for Minimum and Maximum Density of Sand – JIS A1224
- [28] Method of Test for Grain-size Distribution of Soils – JIS A1204
- [29] Method of Test for Liquid Limit Test and Plastic Limit Test – JIS A1205
- [30] Method of Test for Moisture-density relation of soil – JIS A1210
- [31] Method of California Bearing Ratio – JIS A1211
- [32] Method of Consolidation—JIS A1217,1227
- [33] Method of Test for Unconfined Compression test – JIS A1216



- [34] Method for triaxial compression test on soils —JGS 0521,0522,0523,0524
- [35] Method for consolidated constant volume direct box shear test on soils—JGS 0560
- [36] Method for consolidated constant pressure direct box shear test on soils—JGS 056

*Các tiêu chuẩn thí nghiệm đá trong phòng*

- [37] Determination of Elastic Module - ASTM D 3148
- [38] Triaxial Compression Test - AASHTO T 286 (ASTM D 2664)
- [39] Unconfined Compression Test - ASTM D 2938
- [40] Splitting Tensile Strength Test - ASTM D 3967
- [41] Method for unconfined compression test on rocks—JGS 2521
- [42] Method for triaxial compression test on rocks—JGS 2531,2532,2533,2534
- [43] Method for splitting tensile strength test on rocks —JGS 2551 Specifications for In-situ soil tests

*Các tiêu chuẩn thí nghiệm đất tại hiện trường*

- [44] TCVN 9351-2012 Đất xây dựng : Phương pháp thí nghiệm hiện trường - Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn ( SPT)
- [45] TCVN 9352-2012 Đất xây dựng : Phương pháp thí nghiệm xuyên tĩnh
- [46] 22 TCN 355-06 - Quy trình thí nghiệm cắt cánh hiện trường
- [47] Specification Penetration Test - AASHTO T 206 (ASTM D 1586)
- [48] Static Cone Test - ASTM D 3441
- [49] Field Vane Test - AASHTO T 223 (ASTM D 2573)
- [50] Pressuremeter Test - ASTM D 4719
- [51] Plate Bearing Test - AASHTO T 235 (ASTM D 1194)
- [52] Well Test (Permeability) - ASTM D 4750
- [53] Method of Penetration Test for Soils – JIS A-1219
- [54] Method for Dutch double-tube cone penetration test —JIS A-1220
- [55] Method for Portable Cone Penetration Test —JGS 1431
- [56] Method for Portable Cone Penetration Test —JGS 1431
- [57] Pressuremeter Test in Borehole —JGS 1421

*Các tiêu chuẩn thí nghiệm đá tại hiện trường*

- [58] Deformability and Strength of Weak Rock by an In-Situ Uniaxial Compressive Test - ASTM D 4555
- [59] Determination of Direct Shear Strength of Rock Discontinuities - ASTM D 4554
- [60] Modulus of Deformation of Rock Mass Using the Flexible Plate Loading Method - ASTM D 4395
- [61] Modulus of Deformation of Rock Mass Using a Radial Jacking Test - ASTM D 4506
- [62] Modulus of Deformation of Rock Mass Using the Rigid Plate Loading Method - ASTM D 4394
- [63] Stress and Modulus of Deformation Determination Using the Flatjack Method - ASTM D 4729
- [64] Stress in Rock Using the Hydraulic Fracturing Method - ASTM D 4645
- [65] Method for In-situ Direct Shear Test on Rocks —JGS 3511

**TCVN 11520:2016**

[66] Method for In-situ Rigid Plate Loading Test on Rocks – JGS 3521

[67] Method for Pressuremeter Test on Rocks – JGS 3531

---