

KIẾN NGHỊ VỀ SỬ DỤNG PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC LẤY TỪ THIẾT KẾ THEO ỨNG SUẤT CHO PHÉP TRONG THIẾT KẾ THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

TS. TRỊNH VIỆT CƯỜNG
Viện KHCN Xây dựng

Tóm tắt: Kinh nghiệm ở một số quốc gia tiên tiến cho thấy việc chuyển đổi các phương pháp hoặc công thức tính toán sức chịu tải của cọc từ thiết kế theo ứng suất cho phép sang thiết kế theo trạng thái giới hạn là vấn đề phức tạp. Hệ số an toàn tương đương là một trong những chỉ tiêu đánh giá sự phù hợp của hệ số tin cậy khi chuyển đổi. Bài báo này trình bày một số nhận xét về việc sử dụng một số phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc lấy từ thiết kế theo ứng suất cho phép trong tiêu chuẩn thiết kế móng cọc của Việt Nam và kiến nghị cách xác định hệ số an toàn tương đương.

1. Mở đầu

Những phiên bản đầu tiên của tiêu chuẩn thiết kế móng cọc như TCXD 21-72 và 20TCN 21-86 được biên soạn hoàn toàn dựa trên tiêu chuẩn của Liên Xô, trong đó các tính toán sức chịu tải của cọc chủ yếu dựa trên tương quan giữa chỉ tiêu vật lý của đất với ma sát bên và sức chống dưới mũi cọc (thường được gọi là phương pháp tra bảng). Những phiên bản sau này như TCXD 205:1998 và mới nhất là TCVN 10304:2014 đã bổ sung một số phương pháp tính toán sức chịu tải và độ lún của móng cọc lấy từ các tiêu chuẩn và tài liệu tham khảo của các nước khác như Nhật Bản và Canada. Những nội dung đó, đặc biệt là một số phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc từ kết quả khảo sát hiện trường, đã được áp dụng rộng rãi trong thiết kế móng cọc trong những năm vừa qua.

Thực tế cũng đã cho thấy có một số vấn đề chưa được giải quyết một cách hợp lý khi đưa các công thức tính toán từ các nguồn tài liệu dựa trên thiết kế theo ứng suất cho phép vào tiêu chuẩn dựa trên thiết kế theo trạng thái giới hạn của Việt Nam. Bài báo này trình bày kinh nghiệm chuyển đổi từ thiết kế theo USCP sang TTGH ở nước ngoài và một số tồn tại khi bổ sung một số phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc ở Việt Nam. Việc áp dụng hệ số an toàn tương đương trong chuyển đổi có thể được áp dụng trong điều kiện chưa có những nghiên cứu đủ tin cậy dựa trên xử lý thống kê các số liệu thí nghiệm gia tải cọc trong điều kiện cụ thể ở Việt Nam.

2. Thiết kế theo ứng suất cho phép và theo trạng thái giới hạn

2.1 Thiết kế theo ứng suất cho phép

Trong thiết kế theo ứng suất cho phép, tải trọng tác dụng lên cọc phải đáp ứng điều kiện:

$$Q \leq Q_a = \frac{R_u}{FS} \quad (1)$$

trong đó:

Q - tải trọng làm việc của cọc (lấy bằng tải trọng tiêu chuẩn);

Q_a - sức chịu tải cho phép của cọc;

R_u - sức chịu tải giới hạn của cọc, lấy giá trị nhỏ hơn sức kháng của đất nền và độ bền của kết cấu cọc;

FS - hệ số an toàn tổng thể. Thông thường FS=2÷4, tùy theo loại cọc, đặc điểm của công trình, phương pháp thi công và phương pháp kiểm tra sức chịu tải của cọc.

Phương pháp USCP đơn giản, dễ áp dụng nhưng việc lựa chọn hệ số an toàn cho thiết kế là chủ quan và không đưa ra được mức độ tin cậy của xác suất phá hoại. Tuy vậy khái niệm hệ số an toàn đã ăn sâu vào tư duy của các kỹ sư kết cấu nên việc đánh giá độ an toàn của các sản phẩm thiết kế vẫn dễ dàng hơn nếu có thể đưa ra được giá trị cụ thể của hệ số an toàn tổng thể.

2.2 Thiết kế theo trạng thái giới hạn (TTGH) và hệ số an toàn tương đương

2.2.1 Nguyên tắc chung của thiết kế theo trạng thái giới hạn

Thuật ngữ thiết kế theo TTGH được sử dụng để chỉ phương pháp thiết kế trong đó kết cấu không được vượt quá những giới hạn mà vượt quá chúng thì kết cấu không đáp ứng yêu cầu đặt ra đối với khả năng chịu tải và chuyển vị cũng như biến dạng của nền và móng. Khác với USCP, trong thiết kế theo TTGH sử dụng các hệ số riêng cho tải trọng và cho sức chịu tải của cọc. Thông thường các hệ số riêng làm tăng giá trị của các tải trọng và làm giảm

sức chịu tải của cọc. Phần lớn các tiêu chuẩn thiết kế móng cọc ở các quốc gia tiên tiến trên thế giới đã áp dụng phương pháp TTGH, đi đầu là Liên Xô (cũ), sau đó là các quốc gia châu Âu và muộn hơn là những quốc gia như Mỹ và Canada.

Trong thiết kế cọc theo TTGH về cường độ cần đáp ứng quan hệ giữa tải trọng và sức chịu tải:

$$Q_d = \gamma_L Q_k \leq \gamma_R R_k \quad (2)$$

trong đó:

Q_d, Q_k - lần lượt là trị tính toán và trị tiêu chuẩn của tải trọng truyền lên cọc;

γ_L, γ_R - lần lượt là hệ số độ tin cậy của tải trọng và của sức chịu tải của cọc;

R_k - trị tiêu chuẩn sức chịu tải của cọc.

Cách xác định giá trị của tải trọng, sức chịu tải của cọc và các hệ số riêng tương ứng được qui định trong các tiêu chuẩn. Ở Việt Nam hiện nay, các tiêu chuẩn có liên quan đến vấn đề này là TCVN 2737:1995 (đối với tải trọng và tác động) và TCVN 10304:2014 (đối với thiết kế móng cọc).

2.3 Xác định hệ số an toàn tương đương FS_{td}

2.3.1 Tóm tắt qui định về tải trọng và tác động của TCVN 2737:1995

Tiêu chuẩn qui định chi tiết về các loại tải trọng, giá trị tiêu chuẩn của chúng và cách xác định các giá trị tính toán của tải trọng theo các tổ hợp khác nhau. Có thể lấy ví dụ về tổ hợp tải trọng cơ bản với 2 hoạt tải:

$$q_u^d = \gamma_u q_u^c + \gamma_{TH} (\gamma_{ht-dh} q_{ht-dh}^c + \gamma_{ht-nh} q_{ht-nh}^c) \quad (4)$$

trong đó:

q_u^d - tải trọng tính toán

$q_u^c, q_{ht-dh}^c, q_{ht-nh}^c$ - lần lượt là trị tiêu chuẩn của tĩnh tải, của thành phần dài hạn và ngắn hạn của hoạt tải;

$\gamma_u, \gamma_{ht-dh}, \gamma_{ht-nh}$ - lần lượt là hệ số độ tin cậy của tĩnh tải, của thành phần dài hạn và ngắn hạn của hoạt tải;

γ_{TH} - hệ số tổ hợp của hoạt tải.

Đối với mỗi trường hợp cụ thể có thể xác định quan hệ: $q_u^d = K^{td} (q_u^c + q_{ht-dh}^c + q_{ht-nh}^c)$ (5)

Theo kinh nghiệm, có thể lấy hệ số cho tải trọng tương đương, theo kinh nghiệm $K^{td} \approx 1,15$ cho các kết cấu nhà thường gặp, tức là:

$$q_u^d \approx 1,15 (q_u^c + q_{ht-dh}^c + q_{ht-nh}^c)$$

Từ đó, tải trọng truyền lên cọc là:

$$Q_d \approx 1,15 Q_k \quad (6)$$

2.3.2 Tóm tắt qui định về xác định sức chịu tải của cọc theo TCVN 10304:2014

Tải trọng dọc trục tính toán Q_d phải đáp ứng

$$\text{điều kiện: } Q_d \leq \frac{\gamma_o}{\gamma_n} R_{c,d} \quad (7)$$

trong đó: $R_{c,d}$ là trị tính toán của sức chịu tải trọng

nén dọc trục cọc. Thay $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_k} = \frac{\beta R_{c,u}}{\gamma_k}$ vào (7),

có được:

$$Q_d \leq \frac{\beta \gamma_o}{\gamma_n \gamma_k} R_{c,u} \quad (8)$$

trong đó: $R_{c,d}$ - trị tính toán sức chịu tải của cọc;

$R_{c,k}, R_{c,u}$ - lần lượt là trị tiêu chuẩn và trị giới hạn sức chịu tải của cọc. Quan hệ giữa hai đại lượng này là $R_{c,k} = \beta R_{c,u}$, trong đó β là hệ số xác định theo điều 7.1.12 của TCVN 10304:2014 (Trong báo cáo này lấy $\beta = 1,0$);

$\gamma_o, \gamma_n, \gamma_k$ - lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của cọc, hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình và hệ số tin cậy theo đất.

Thay (6) vào (8) và biến đổi:

$$Q_k \leq \frac{\beta \gamma_o}{1,15 \gamma_n \gamma_k} R_{c,u} \quad (9)$$

Từ đó có được hệ số an toàn tương đương để so sánh với các thiết kế theo ứng suất cho phép:

$$FS_{td} = \frac{1,15 \gamma_n \gamma_k}{\beta \gamma_o} \quad (10)$$

3. Kinh nghiệm chuyển đổi ở nước ngoài

Những tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đầu tiên trên thế giới được ban hành ở Mỹ vào những thập kỷ đầu tiên của thế kỷ 20, năm 1910 ACI đưa ra "Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete" còn "Standard Specification for Structural Steel for Buildings" AISC được ban hành vào năm 1923 đều dựa trên phương pháp thiết kế theo ứng suất cho phép. Đến nay ở một số quốc gia vẫn duy trì phương pháp thiết kế theo ứng suất cho phép, trong số đó có những nền kinh tế lớn như Nhật Bản [1], Ấn Độ [2],... Đến những năm 1950, thiết kế theo trạng thái giới hạn lần đầu được đưa vào tiêu chuẩn ở Liên Xô và một số nước châu Âu, sau đó phương pháp này dần được chấp nhận ở nhiều quốc gia khác như Mỹ và Canada vào những năm 1980 và 1990.

Chuyển đổi các tiêu chuẩn từ thiết kế theo U’SCP sang thiết kế theo TTGH đòi hỏi phải điều chỉnh một cách đồng bộ các tiêu chuẩn của cả hệ thống. Vào đầu những năm 1980, Cơ quan Giao thông Vận tải Ontario (Canada) đã tổ chức biên soạn tiêu chuẩn thiết kế nền móng của cầu và hạ tầng theo TTGH. Thông qua so sánh các tính toán thiết kế theo U’SCP và TTGH và thực hiện một số hiệu chuẩn, tiêu chuẩn mới đã chấp nhận các hệ số giảm (c và $\tan\phi$) của tiêu chuẩn Đan Mạch, với các hệ số 0,5 và 0,8 lần lượt cho c và $\tan\phi$. Tuy nhiên, các tính toán hiệu chỉnh cho thấy có nhiều chênh lệch trong kết quả thiết kế theo 2 phương pháp. Một hệ số mới, gọi là hệ số điều chỉnh sức kháng đã được sử dụng để cải thiện sự phù hợp của 2 phương pháp cũ và mới. Tuy vậy sau khi ban hành tiêu chuẩn mới đã có rất nhiều ý kiến về việc thiết kế theo U’SCP và TTGH chênh lệch nhiều ở một số lớn các dự án, đặc biệt là đối với tường chắn cao và nhóm cọc lớn. Nguyên nhân chủ yếu của các chênh lệch đó là do việc áp dụng một cách cứng nhắc các giá trị của hệ số riêng cho sức kháng thay vì xem xét kinh nghiệm thực tế về điều chỉnh hệ số an toàn cho mỗi bài toán cụ thể về nền móng và phương pháp phân tích. Các phiên bản tiếp theo của tiêu chuẩn đã có những điều chỉnh bổ sung về phương pháp tính toán và các hệ số an toàn riêng với mục đích xét đến những điều kiện đa dạng của đất nền và của tải trọng [3].

Ở Mỹ, AASHTO là tổ chức đi đầu trong chuyển đổi từ thiết kế theo U’SCP sang TTGH, với tiêu chuẩn thiết kế cầu theo hệ số tải trọng và sức kháng (LRFD). Quá trình chuyển đổi được thực hiện thận trọng và kéo dài trong nhiều năm: Vào năm 1994 ban hành phiên bản đầu tiên của LRFD, sau đó vào các

năm 1998 và 2004 ban hành các phiên bản tiếp theo. Trong giai đoạn 1994-2007 đã cho phép tồn tại song song các tiêu chuẩn thiết kế theo U’SCP và LRFD và người sử dụng có thể tùy ý lựa chọn áp dụng 1 trong 2 tiêu chuẩn đó. Tới 2007, tức là 13 năm sau khi ban hành tiêu chuẩn LRFD đầu tiên, thì tất cả các công trình đường cao tốc sử dụng nguồn vốn liên bang của Mỹ bắt buộc phải sử dụng tiêu chuẩn mới. Một trong những nội dung quan trọng để áp dụng tiêu chuẩn mới là hiệu chuẩn hệ số riêng của tải trọng và sức kháng theo phương pháp U’SCP vốn đã được sử dụng trước đó ở mỗi bang. Bảng 1 trình bày kết quả so sánh giữa hệ số an toàn tương đương (FS_{td}) khi thiết kế theo LRFD với hệ số an toàn trong thiết kế theo U’SCP truyền thống. Có thể thấy hệ số an toàn tương đương khi áp dụng LRFD thay đổi theo phương pháp tính toán và có xu hướng cho thấp hơn một chút so với U’SCP. Tuy vậy trong hầu hết các trường hợp có $FS_{td} \geq 2$ và đặc biệt giá trị lớn nhất của FS_{td} ứng với tính toán sức chịu tải của cọc từ kết quả thí nghiệm SPT.

Kinh nghiệm chuyển đổi từ thiết kế theo U’SCP sang TTGH ở Canada và Mỹ cho thấy xu hướng chung là sản phẩm của thiết kế theo phương pháp mới (TTGH) cần có được mức độ an toàn tương đương với kết quả thiết kế theo phương pháp U’SCP. Nói chung hệ số an toàn của phương pháp U’SCP được lấy làm chuẩn mực để đánh giá sự phù hợp của các hệ số riêng của TTGH khi chuyển đổi, do phương pháp U’SCP đã có một quá trình áp dụng đủ dài, sản phẩm thiết kế đã được thử thách qua thời gian và giới chuyên môn đã tích lũy được nhiều kinh nghiệm về áp dụng phương pháp này.

Bảng 1. Hệ số an toàn tương đương khi thiết kế theo AASHTO LRFD 1997 so với thiết kế theo U’SCP [6]

Phương pháp xác định sức chịu tải	FS_{td} khi thiết kế theo LRFD	FS khi thiết kế theo U’SCP
Ma sát trong đất dính: - Phương pháp α - Phương pháp β - Phương pháp λ	2,0 2,9 2,6	2,75
Sức chống dưới mũi: - Đất dính - Đá	2,0 2,9	2,75
Ma sát và sức chống dưới mũi trong cát: - Theo SPT - Theo CPT	3,2 2,6	2,75
Ma sát và sức chống dưới mũi trong các loại đất: - Nén tĩnh - PDA	1,8 2,0	2,0 2,25

4. Về áp dụng một số công thức tính toán có nguồn gốc ngoài tiêu chuẩn Liên Xô hoặc Nga trong các tiêu chuẩn thiết kế móng cọc của Việt Nam

Ở Việt Nam, các công thức tính toán có nguồn gốc từ tài liệu Nhật Bản và phương Tây đã được đưa vào tiêu chuẩn thiết kế móng cọc từ cuối những năm 1990 và đã được áp dụng rộng rãi trong thực tế. Một số vấn đề liên quan đến chuyển đổi các công thức tính toán theo USCP vào TCXD 205:1998 và TCVN 10304:2014 được trình bày và phân tích sau đây, từ đó đưa ra các nhận xét và kiến nghị tương ứng.

4.1 Các phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc lấy từ các tiêu chuẩn dựa trên thiết kế theo USCP trong TCXD 205:1998

TCXD 205:1998 kế thừa các phiên bản trước của tiêu chuẩn thiết kế móng cọc, đồng thời đã bổ sung nhiều nội dung lấy từ các tiêu chuẩn của phương Tây và Nhật Bản. Một số phương pháp tính toán sử dụng kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) và sử dụng các chỉ tiêu cường độ của đất lần đầu đã được đưa vào tiêu chuẩn thiết kế móng cọc của Việt Nam. Có thể lấy ví dụ về công thức của Nhật Bản để tính toán sức chịu tải Q_a (tính bằng Tấn) theo số liệu SPT:

$$Q_a = \frac{1}{3} [\alpha N_a A_p + (0,2 N_s L_s + c) \pi d] \quad (11)$$

trong đó:

N_a, N_s - lần lượt là chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc và của lớp cát bên thân cọc, búa/30 cm;

L_s, L_c - lần lượt là chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát và đất sét, m;

α - hệ số không thứ nguyên, phụ thuộc vào phương pháp thi công cọc;

c - lực dính của đất sét bên thân cọc, T/m².

Kết quả tính toán theo công thức (11) là sức chịu tải cho phép của cọc, cho thấy đây là công thức áp dụng trong thiết kế theo USCP. Để áp dụng công thức trên, trong thiết kế cần sử dụng giá trị tiêu chuẩn của tải trọng để xác định độ sâu hạ cọc hoặc số lượng cọc trong nhóm.

Sự đan xen giữa các công thức tính toán theo USCP và theo TTGH trong cùng tiêu chuẩn có thể gây nhầm lẫn. Ví dụ người thiết kế có thể sử dụng tải trọng tính toán kết hợp với sức chịu tải cho phép để xác định số lượng cọc trong nhóm. Kết quả tính toán trong trường hợp này sẽ quá thiên về an toàn do số lượng cọc bố trí trong nhóm sẽ nhiều hơn số lượng cần thiết.

4.2 Các phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc lấy từ các tiêu chuẩn dựa trên thiết kế theo USCP trong TCVN 10304:2014

TCVN 10304:2014 chủ yếu chuyển dịch tiêu chuẩn SP 24.13330.2011 của Liên bang Nga, ngoài ra trong tiêu chuẩn đã bổ sung một số công thức tính toán sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm SPT, CPT và theo các chỉ tiêu cơ học của đất. So với TCXD 205:1998, tiêu chuẩn mới đã thay thế hệ số an toàn kèm theo công thức tính toán theo USCP bằng các hệ số riêng của SP 24.13330.2011. Áp dụng công thức (11) để tính toán FS_{td} cho kết quả như trình bày trong bảng 2. Có thể nhận xét:

- Trong tiêu chuẩn xét: ày trong ch tiêu chuẩn SP 24.13330.2011 của Liên bang Nga, ngoài ra trong tiêu chuẩn đã bổ sung một số tiêu chuẩn hiện nay qui định áp dụng cùng hệ số tin cậy γ_k cho nhiều chnhận xét: ày trong ch tiêu chuẩn SP 24.13330.2011 của Liên bang Nga, ngoài ra trong tiêu chuẩn đã bổ sung một số tiêu chuẩn hiện na

- $FS_{td} < 2$ trong pchunhận xét: ày trong. Đối với một số phương pháp tính toán đã bổ sung vào TCVN 10304:2014 như phương pháp tính toán theo SPT thì giá trị nêu trên của FS_{td} là thng pchunhận xét: ày trong. Đối với một số phương $p \geq 2,5$ thng phch2], $FS=3$ ở Nhật Bản [1], $FS \geq 3$ thng phch2],5] và Perú [4];

- Kết quả tính toán trong bảng 2 có thể phù hợp với nhận xét của một số nhà chuyên môn là sức chịu tải tính toán theo tiêu chuẩn hiện nay khá cao. Trong thực tế, thí nghiệm nén tĩnh cọc ở một số công trình cũng cho thấy cọc bị phá hoại khi chưa đạt 200% tải trọng thiết kế.

Bảng 2. Hệ số an toàn tương đương, FS_{td} , khi thiết kế theo TCVN 10304:2014

Số cọc trong móng	HS tin cậy γ_k	HS tầm quan trọng γ_n			HS ĐK làm việc γ_0	HS an toàn tương đương FS_{td}		
		CT cấp I	CT cấp II	CT cấp III		CT cấp I	CT cấp II	CT cấp III
$n \geq 21$	1.4	1,2	1,15	1,1	1.15	1.68	1.61	1.54
Từ 11 đến 20	1.55					1.86	1.78	1.71
Từ 06 đến 10	1.65					1.98	1.90	1.82
Từ 01 đến 05	1.75					2.10	2.01	1.93

4.3 Đề xuất hiệu chỉnh hệ số riêng áp dụng cho các công thức tính toán sức chịu tải của cọc từ nguồn thiết kế theo USCP

Trong điều kiện chưa có đủ cơ sở để xác định các hệ số riêng cho các phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc, có thể tiếp thu kinh nghiệm của các nước tiên tiến đã chuyển đổi tiêu chuẩn thiết kế móng từ USCP sang TTGH. Một trong những cách đơn giản nhất là đảm bảo cho hệ số an toàn tương đương trong thiết kế theo TTGH không chênh lệch nhiều so với hệ số an toàn áp dụng trong thiết kế theo TTGH. Đối với trường hợp cụ thể của TCVN 10304:2014 có thể thực hiện theo nguyên tắc sau:

a) Áp dụng các hệ số điều kiện làm việc γ_0 và hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình γ_n đã qui định trong tiêu chuẩn, chỉ hiệu chỉnh hệ số tin cậy theo đất theo công thức biến đổi từ (10):

$$\gamma_k^{HC} = \frac{\beta \gamma_0 FS_{td}}{1,15 \gamma_n} \tag{12}$$

trong đó γ_k^{HC} là hệ số tin cậy theo đất đã hiệu chỉnh.

b) Giá trị của FS_{td} thay đổi theo hệ số an toàn được qui định cho phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc trong thiết kế theo USCP. Ví dụ có thể lấy $FS_{td} = 2,5 \div 3$ cho các tính toán theo số liệu SPT, còn đối với trường hợp sử dụng số liệu thí nghiệm CPT có thể lấy $FS_{td} = 2,0$. Tính toán theo (11) được thực hiện cho 2 trường hợp:

- Trường hợp 1: FS_{td} thay đổi theo số lượng cọc trong móng theo qui luật tương tự như γ_k trong TCVN 10304:2014. Trong trường hợp này giá trị của FS_{td} sẽ lớn nhất khi số lượng cọc trong móng nhỏ và ngược lại như thể hiện trong Bảng 3. Kết quả tính toán cho thấy khi $FS_{td}^{max} = 3,0$ ứng với số lượng 1÷5 cọc trong móng thì khi số cọc tăng đến 21 cây hoặc nhiều hơn thì FS_{td} được giảm khoảng 25% so với FS_{td}^{max} .

Bảng 3. Hệ số γ_k^{HC} tương ứng với FS_{td}

Số lượng cọc trong móng	FS_{td}	HS tầm quan trọng γ_n			HS ĐK làm việc γ_0	γ_k^{HC}		
		CT cấp I	CT cấp II	CT cấp III		CT cấp I	CT cấp II	CT cấp III
$n \geq 21$	2.0	1,2	1,15	1,1	1.15	1.67	1.74	1.82
Từ 11 đến 20	2.5					2.08	2.17	2.27
Từ 06 đến 10	2.8					2.33	2.43	2.55
Từ 01 đến 05	3					2.50	2.61	2.73

- Trường hợp 2: FS_{td} không thay đổi theo số lượng cọc. Kết quả trình bày trong bảng 4 ứng với $FS_{td} = 2,0$ và $FS_{td} = 3,0$ cho thấy γ_k^{HC} cao hơn γ_k trong TCVN 10304:2014 khi $FS_{td} = 3,0$. Tuy vậy khi $FS_{td} = 2,0$ thì $\gamma_k^{HC} \approx \gamma_k$.

Bảng 4. Hệ số γ_k^{HC} tương ứng với $FS_{td}=3,0; 2,5$ và $2,0$

Số lượng cọc trong móng	FS_{td}	HS tầm quan trọng γ_n			HS ĐK làm việc γ_0	γ_k^{HC}		
		CT cấp I	CT cấp II	CT cấp III		CT cấp I	CT cấp II	CT cấp III
$n \geq 21$	3,0 [2,5] (2,0)	1,2	1,15	1,1	1,15	2,5 [2,0] (1,67)	2,61 [2,08] (1,74)	2,73 [2,18] (1,82)
Từ 11 đến 20								
Từ 06 đến 10								
Từ 01 đến 05								

4.4 Ví dụ áp dụng

Công trình xây dựng cấp II ($\gamma_n=1,15$) sử dụng cọc khoan nhồi hạ vào các lớp cát rất mịn hoặc bụi không dính. Người thiết kế đề xuất tính toán sức chịu tải của cọc theo tiêu chuẩn Ấn Độ IS 2911 [2]:

$$R_{c,u} = 10N_p \frac{L}{D} A_p + \frac{\bar{N}_s A_s}{0,60}, \quad \text{kN} \quad (13)$$

trong đó:

N_p, N_s lần lượt là trị trung bình của chỉ số SPT ở mũi cọc và dọc thân cọc, búa/30 cm. Trong ví dụ lấy $N_p=15$ và $\bar{N}_s=12$;

$$R_{c,u} = 10 * 15 \frac{18}{0,6} 0,283 + \frac{12 * 33,93}{0,60} = 1272.35 + 678.59 \quad (\text{kN})$$

Vì trị giới hạn của sức kháng dưới mũi cọc không lớn hơn 551.35 kN nên:

$$R_{c,u} = 551,35 + 678.59 = 1229.94 \quad (\text{kN})$$

Theo TCVN 10304:2014, $\gamma_0=1,15$ và với nhóm 9 cọc có hệ số $\gamma_k=1.65$. Tải trọng lớn nhất truyền lên cọc bằng:

$$Q_d \leq \frac{1 * 1,15}{1,15 * 1,65} * 1229,94 = \boxed{745.4 \text{ kN}}$$

Đối với $FS=2,5$, nếu áp dụng hệ số tin cậy đã hiệu chỉnh trong bảng 4 [với $\gamma_k^{HC}=2,08$ cho công trình cấp II] thì tải trọng lớn nhất truyền lên cọc sẽ bằng:

$$Q_d \leq \frac{1 * 1,15}{1,15 * 2,08} * 1229,94 = \boxed{591,3 \text{ kN}}$$

L là chiều dài cọc trong lớp đất chịu lực, m. Ở đây cọc có tổng chiều dài 30 m, bao gồm 18 m nằm trong lớp chịu lực ($L=18$ m);

D là đường kính tiết diện cọc, m. Trong ví dụ có $B=0,6$ m;

A_p, A_s lần lượt là diện tích tiết diện mũi và diện tích mặt bên cọc trong lớp chịu lực, m^2 . Từ đó $A_p=0,283 m^2$ và $A_s=33,93 m^2$.

Khi áp dụng công thức (12), tiêu chuẩn qui định áp dụng $FS \geq 2,5$ và sức kháng mũi không vượt quá $130N_p A_p$.

Thay các giá trị vào công thức (13), có được:

Có thể thấy trong trường hợp này thiết kế theo IS 2911 sẽ an toàn hơn. Tuy vậy, sức chịu tải của cọc cần được kiểm tra bằng thí nghiệm hiện trường và cần thực hiện các nghiên cứu thích hợp để xác định hệ số tin cậy tương ứng với phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc.

5. Các kiến nghị

Việc bổ sung các công thức và phương pháp tính toán từ các nguồn tài liệu của phương Tây và Nhật Bản vào tiêu chuẩn thiết kế móng cọc của Việt Nam là cần thiết. Tuy vậy việc đưa các công thức tính toán từ tài liệu có nguồn gốc thiết kế theo USCP vào áp dụng trong tiêu chuẩn Việt Nam còn có những điểm chưa hợp lý.

Qua nghiên cứu kinh nghiệm chuyển đổi tiêu chuẩn từ thiết kế theo USCP sang thiết kế theo

TTGH ở một số nước tiên tiến và ở Việt Nam, có thể kiến nghị:

- Cần xác định các hệ số tin cậy γ_k cho mỗi công thức hoặc phương pháp tính toán bằng các phương pháp thống kê các kết quả thí nghiệm gia tải cọc. Ví dụ với cùng phương pháp xác định sức chịu tải của cọc bằng tải trọng động không thể áp dụng cùng một giá trị của γ_k cho các kết quả thu được từ thí nghiệm PDA và tính toán bằng công thức động;

- Khi chưa có cơ sở chắc chắn thì nên sử dụng hệ số an toàn FS được khuyến cáo hoặc qui định áp dụng cho phương pháp hoặc công thức tính toán làm cơ sở để xác định γ_k . Tiêu chí $FS_{td} \approx FS$ có thể được coi là một trong những cơ sở để đánh giá sự phù hợp của mức độ an toàn đạt được khi áp dụng công thức hoặc phương pháp tính toán trong thiết kế theo TTGH;

- Có thể tham khảo các hệ số γ_k trong bảng 3 và bảng 4 khi chuyển đổi công thức hoặc phương pháp tính toán lấy từ tài liệu thiết kế theo USCP.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Architectural Institute of Japan (1988), Recommendations for Design of Building Foundations.
2. IS 2911:2010 Code of practice for design and construction of pile foundations, Bureau of Indian Standards.
3. Fellenius B.H. (2009), Basics of Foundation Design (Electronic Edition).
4. Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción del Perú (1997), Reglamento nacional de cimentaciones – Norma E05 – Suelos y cimentaciones.
5. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region (2004), Code of Practice for Foundation.
6. US Federal Highway Administration (2001), Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures - Reference Manual and Participant Workbook, Publication No. FHWA HI-98-032.

Ngày nhận bài: 13/9/2016.

Ngày nhận bài sửa lần cuối: 14/10/2016.