

Thiết kế cọc khoan nhồi chôn trong nền đá theo tiêu chuẩn Châu Âu EC7 với một ví dụ thiết kế

Nguyễn Thành Luân¹, Nguyễn Quang Phích^{2,*}, Nguyễn Văn Mạnh³, Bùi Văn Đức³

¹Boley Geotechnik GmbH, Munich, CHLB Đức

²Đại học Văn Lang, thành phố Hồ Chí Minh

³Nhóm nghiên cứu Địa kỹ thuật, vật liệu và phát triển bền vững, trường ĐH Mỏ Địa chất

TÓM TẮT

Cọc khoan nhồi đường kính lớn là giải pháp móng cho nhà cao tầng cũng như những công trình có tải trọng lớn và các công trình đòi hỏi cao về độ lún cho phép. Tuy nhiên cho đến nay có nhiều quan điểm thiết kế khác nhau, do đặc điểm phức tạp, đa dạng của lớp đá kê tiếp các lớp đất. Việc xác định sức kháng thành và sức kháng mũi tối hạn của cọc khoan nhồi được chôn trong đá vẫn luôn là một vấn đề nan giải và theo các cách tính khác nhau thường cho kết quả không thống nhất. Tiêu chuẩn Châu Âu 7 (EC7) được chấp nhận rộng rãi, tạo được độ tin cậy cao cho thiết kế và đã được chứng minh từ thực tế. Ngoài ra, ở Đức còn có tài liệu hướng dẫn bổ xung (EA Pfahle-EA Piles) của Hiệp hội địa kỹ thuật Đức trên cơ sở đúc kết từ những kinh nghiệm trong thiết kế và thi công cọc. Bài báo giới thiệu phương pháp thiết kế cọc khoan nhồi chôn trong đá theo tiêu chuẩn EC7, tập trung vào việc xác định sức kháng tối hạn của cọc chôn trong đá với một ví dụ thiết kế cọc cho nhà cao tầng. Ứng xử cọc trong thiết kế được so sánh với ứng xử thực tế từ thí nghiệm nén tĩnh tại công trình. Kinh nghiệm đúc kết từ công tác thiết kế này có thể được vận dụng cho những công trình tương tự.

Từ khóa : thiết kế cọc khoan nhồi; tiêu chuẩn Châu Âu EC7; cọc chôn trong nền đá

1. Tổng quan về sức kháng cọc khoan nhồi chôn trong đá

Cọc khoan nhồi đường kính lớn từ 1,2 m đến 3,0 m chôn trong đá đã trở thành giải pháp móng sâu phổ biến cho nhà cao tầng có tải trọng cao, cũng như các công trình móng cầu, điện gió. Tuy nhiên, thiết kế cọc chôn trong đá vẫn là vấn đề nan giải do việc xác định sức kháng tối hạn trên thân cọc và mũi cọc khi ngàm hay chôn trong đá, cũng như việc phân chia sức chịu tải giữa thân cọc và mũi cọc ở các trạng thái tải trọng khác nhau. Khi các vấn đề kỹ thuật này chưa được hiểu chính xác thì có thể dẫn đến khó khăn khi thiết kế, phân tích và giải thích kết quả thử tải tĩnh cho cọc sau khi thiết kế.

Ti lệ sức kháng thành và sức kháng mũi của cọc chôn trong đá rất khác nhau cho trạng thái giới hạn phá hủy (ULS-Ultimate Limit State Design) và trạng thái giới hạn thực tải khi sử dụng (SLS-Serviceability Limit State Design). Ở trạng thái giới hạn phá hủy, để toàn bộ sức kháng mũi thiết kế được huy động thì độ lún đầu cọc cần đạt được là khoảng 10% đường kính cọc. Trong khi ở trạng thái giới hạn sử dụng, phần lớn sức kháng thành đã được huy động khi độ lún đầu cọc chỉ khoảng 0.5 % đến 1% đường kính cọc. Đường ứng xử sức kháng – độ lún của cọc là đường tuyến tính cho đến khi toàn bộ sức kháng thành được huy động (Haberfield và Collingwood, 2006). Khi tải tăng, xuất hiện hiện tượng “trượt” giữa thành cọc và đá bao quanh cọc, sức kháng thành sẽ không tăng thêm, phần tải trọng gia tăng sẽ huy động thêm sức kháng ở mũi cọc. Đường ứng xử sức kháng – độ lún cọc bây giờ là đường phi tuyến.

Để thiết kế có tính đến sức kháng mũi đòi hỏi chất lượng thi công: đáy hố khoan phải sạch trước khi đổ bê tông cho cọc và phải đảm bảo chất lượng bê tông ở chân cọc. Ngoài ra, sức kháng thành của cọc còn bị ảnh hưởng của các yếu tố sau (Haberfield và Collingwood 2006): 1) Đường kính cọc trong đá: cọc càng lớn, sức kháng thành đơn vị càng giảm; 2) Độ nhám giữa thân cọc và khối đá xung quanh; 3) Ứng suất pháp tuyến ban đầu của đá lên thân cọc; 4) Liên kết và tiếp xúc giữa thân cọc và khối đá do hình thành lớp màng “bánh lọc (filter cake)”, cần làm sạch trước khi đổ bê tông.

Việc tính toán và xác định sức kháng cho cọc chôn trong đá vẫn còn đang được nghiên cứu. Tổng quan về việc mô hình hóa ma sát giữa cọc bê tông và đá được tổng kết bởi Xu và nnk. 2021. Đánh giá các cách tiếp cận khác nhau để xác định sức chịu tải cọc khoan nhồi trong nền đá phong hóa sét bột kết cho một dự án ở Việt Nam được báo cáo trong bởi Lưu Gia Trung và Dương Văn Tuấn 2022, cho thấy công tác thiết kế

* Tác giả liên hệ

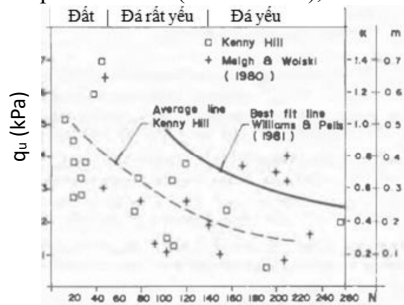
Email: nqphichhumg@gmail.com

cọc khoan nhồi trong đá còn nhiều khó khăn. Gần đây việc mô hình hóa bằng phương pháp phần tử rời rạc (DEM) đem lại góc nhìn rõ hơn về cơ chế truyền tải và phá hủy tại bề mặt cọc và đá (Murali và nnk 2022).

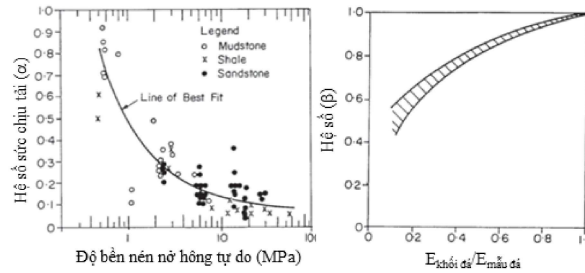
Thông thường, sức kháng tới hạn của cọc trong lớp đá phong hóa hoàn toàn có thể được xác định từ giá trị thực nghiệm dựa trên thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT. Cho lớp đá không hoặc phong hóa nhẹ thì giá trị từ thí nghiệm nên một trục thường được sử dụng để suy ra sức kháng tới hạn đơn vị dựa trên các mối quan hệ tương quan. *Bảng 1* liệt kê các mối quan hệ tương quan thường được sử dụng để ước lượng sức kháng tới hạn đơn vị dựa vào số búa SPT (N), sức chịu nén một trục của đá (q_u), có thể được sử dụng để tham khảo thêm.

Bảng 1. Các quan hệ tương quan phổ biến để xác định sức kháng đơn vị của cọc chôn trong đá.

1. Quan hệ tương quan theo Toh và nnk. 1989: $q_{s,k} [kPa] = k_s * N_{SPT}$
với k_s (kPa) lớn cho đất và cho đá thì giảm dần theo sức chịu tải một trục q_u của đá (Hình 1)
2. Quan hệ tương quan theo Williams & Pells 1981: $q_{s,k} [kPa] = \alpha * \beta * q_u$
với q_u sức chịu nén một trục của đá, α : hệ số tương quan giữa $q_{s,k}$ và c_u , β : hệ số giảm theo mô-đun đàn hồi của khối đá. (Hình 2)
3. Quan hệ tương quan cho sức kháng mũi cọc theo giá trị SPT: $q_{b,k} (kPa) = k_b * N_{SPT}$
Quan hệ này có thể được sử dụng cho đá có mức độ phong hóa cao. Từ mối quan hệ $q_{b,k} = 9 * C_u$, với $C_u = q_u / 2 \approx 5 * N_{SPT}$ (Stroud 1974), có thể ước lượng $k_b = 45$



Hình 1. Xác định hệ số chịu tải của cọc k_s , theo lực dính kết c_u và độ bền nén đơn trục của đá q_u theo Toh 1989.



Hình 2. Các hệ số tương quan α và β theo độ bền nén và tỷ số mô-đun đàn hồi của khối đá/mô-đun đàn hồi mẫu đá theo Williams và Pells 1981

Theo khuyến nghị của Hội địa kỹ thuật Đức (EA-Pfähle), cần làm thí nghiệm thực tế để xác định sức kháng mũi và sức kháng thành đơn vị tới hạn: dựa vào độ bền nén một trục của đá $q_{u,k}$ (Bảng 2), theo cấp độ phong hóa của đá (Bảng 3), với sức kháng thành cọc đơn vị tới hạn được cho phép ước lượng bằng 10% giá trị của sức kháng mũi tại độ lún phá hủy.

Bảng 2. Giá trị thực nghiệm cho sức kháng mũi tới hạn đơn vị $q_{b,k}$ và sức kháng sa sát thành đơn vị tới hạn $q_{s,k}$ cho cọc khoan nhồi trong đá (theo Bảng 5.16 EA-Pfähle)(German Geotechnical Society, 2012)

Độ bền nén một trục q_u (MN/m ²)	Sức kháng mũi cọc đơn vị tới hạn $q_{b,k}$ (kN/m ²)	Sức kháng ma sát thành đơn vị tới hạn $q_{s,k}$ (kN/m ²)
0.5	1500 – 2500	70 – 250
5.0	5000 – 10000	500 – 1000
20.0	10000 – 20000	500 – 2000

Bảng 3. Sức kháng mũi cọc đơn vị tới hạn $q_{b,k}$ cho cọc khoan nhồi trong đá hoặc đất có tính chất giống đá (theo Bảng 5.17 EA-Pfähle (German Geotechnical Society, 2012).

Tình trạng phong hóa và cấu trúc liên kết của đá	Sức kháng mũi đơn vị tới hạn [kN/m ²] theo loại đá		
	Đá phiến, phan-khối lớn: gra-nit, magma, bazan, đá phiến gơnai	Đá cuội kết, đầm kết, cát kết, đá vôi, đô-lô-mit	Đá vôi sét, bột kết, sét kết
Không phong hóa, liên kết rất bền	16000	11000	8000
Phong hóa nhẹ, liên kết bền	9000	6000	4000
Phong hóa mạnh, liên kết trung bình	4000	3000	như đất
Phong hóa hoàn toàn, liên kết kém	Xem thông số cho đất		

2. Tổng quan cơ sở thiết kế cọc khoan nhồi theo Eurocode 7 (EC7)

Eurocode cung cấp cơ sở đồng nhất cho thiết kế cho các nước thành viên, nhưng cũng cho phép mỗi nước thành viên được áp dụng các giá trị của thông số tính toán dựa trên kinh nghiệm ở nơi đó thông qua tài liệu bổ xung của mỗi quốc gia. Các thông số thiết kế đề cập ở đây theo Eurocode 7 áp dụng ở Đức. Cơ sở thiết kế nói riêng và địa kỹ thuật công trình ở Đức nói chung dựa trên tiêu chuẩn Eurocode 7-1 (EC7-1), tài liệu đính kèm quốc gia (National Annex) cho EC7-1 và qui chuẩn DIN 1054. Ba tài liệu qui chuẩn cơ sở này được tổng hợp trong quyển sổ tay 'Handbuch EC7 – Part 1'. Riêng cho công trình cọc còn có thêm khuyến nghị và hướng dẫn chi tiết cho công tác thiết kế và thi công được tổng hợp trong bộ tài liệu Recommendations for Piling (EA-Pfähle). Khác với tài liệu tiêu chuẩn và qui chuẩn, EA-Pfähle đưa ra khuyến nghị cho các vấn đề kỹ thuật khác nhau trong thiết kế và thi công cọc như việc xác định sức kháng đơn vị tới hạn dựa vào các thông số sức kháng của đất và sức chịu nén của đá dựa vào số liệu thực nghiệm, cách tính hệ số giảm khả năng chịu tải do hiệu ứng nhóm cọc; mô tả chi tiết chương trình thử tải cọc v.v.

2.1. Thiết kế cọc chịu tải dọc trục

Sức chịu tải tới hạn dọc trục cho tải trọng nén $R_{c,k}$ là tổng của sức chịu tải ở mũi cọc $R_{b,k}$ và sức chịu tải do ma sát ở thành cọc $R_{s,k}$. Đối với tải trọng kéo thì $R_{b,k}$ bị triệt tiêu. Theo thông lệ, ký hiệu k được sử dụng cho giá trị tiêu chuẩn (characteristic) cho sức kháng, tải trọng, cũng như hằng số vật liệu. Khi giá trị này được nhân/chia với các hệ số an toàn tương ứng dùng cho thiết kế (design) thì ký hiệu d được thay vào đó. Liên quan với đường quan hệ sức chịu tải – độ lún mô tả ứng xử cọc dưới tác dụng của tải cho cọc khoan nhồi, có một số chú ý sau: 1) Sức kháng mũi tới hạn được thiết lập ở độ lún tới hạn là 10% đường kính cọc. Hai giá trị sức kháng mũi khác được định nghĩa cho độ lún ở 2% và 3% đường kính cọc; 2) Sức kháng ma sát thành tới hạn xuất hiện ở độ lún tới hạn bé hơn s_{sg} . Nếu biết sức kháng thành tới hạn $R_{s,k}$ (với đơn vị MN) thì độ lún tới hạn được xác định bằng công thức $s_{sg} = 0.5 R_{s,k} (MN) + 0.5 [cm] \leq 3 (cm)$; 3) Sức kháng tổng tới hạn của cọc chịu nén $R_{c,k}$ là tổng của sức kháng mũi cọc $R_{b,k}$ và sức kháng ma sát cọc $R_{s,k}$: $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = q_{b,k} * A_b + \sum q_{s,k} * A_s$. Với $q_{b,k}$ là sức kháng mũi đơn vị tới hạn, $q_{s,k}$ là sức kháng ma sát đơn vị tới hạn. A_b và A_s lần lượt là diện tích mũi cọc và diện tích bề mặt ma sát trên thân cọc. Cọc được chôn qua các lớp địa chất khác nhau thì sức kháng ma sát là tổng của ma sát các lớp nơi có cọc đi qua.

Việc thiết kế sức kháng cọc ở trạng thái tới hạn (ULS) theo DIN EC7-1 được triển khai theo cách tiếp cận thiết kế thứ 2 của Eurocode (design approach DA2), theo đó tải tiêu chuẩn và sức kháng sẽ được nhân/chia với hệ số an toàn tương ứng của cách tiếp cận thiết kế DA2.

Tải trọng thiết kế là tổng của tĩnh tải G và hoạt tải Q được nhân với hệ số an toàn tương ứng.

$$E_d = G_k * \gamma_G + Q_k * \gamma_Q.$$

Cọc khoan nhồi thường là kết cấu vĩnh cửu, các hệ số an toàn được chọn cho trường hợp thiết kế công trình vĩnh cửu (Permanent design situation BS-P). Hệ số an toàn cho tải trọng ở trạng thái giới hạn thiết kế ULS trong trường hợp thiết kế công trình vĩnh cửu BS-P là $\gamma_G = 1.35$ và $\gamma_Q = 1.50$. Sức kháng cọc thiết kế bao gồm sức kháng tới hạn ở mũi cọc và thành, chia cho hệ số an toàn tương ứng:

$$R_d = q_{b,k} * A_b / \gamma_b + \sum q_{s,k} * A_s / \gamma_s.$$

Bài toán thiết kế phải thỏa mãn điều kiện $E_d \leq R_d$. Trường hợp sức kháng cọc được ước lượng theo số liệu thực nghiệm, hệ số an toàn cho sức chịu tải mũi và thành của cọc ở trạng thái giới hạn thiết kế ULS với trường hợp thiết kế cho công trình vĩnh cửu BS-P cho tải nén lần lượt là $\gamma_b = \gamma_s = 1.40$. Cho trường hợp sức kháng cọc được đo từ kết quả thử tải thì các hệ số an toàn này sẽ nhỏ hơn.

Ở trạng thái giới hạn sử dụng SLS, các hệ số an toàn này là 1.0, trạng thái này được dùng để kiểm tra yêu cầu giới hạn về độ lún tuyệt đối cũng như độ chênh lệch lún giữa các vị trí cọc theo yêu cầu của thiết kế kết cấu công trình mà cọc phải chịu tải.

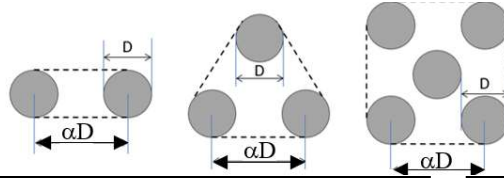
2.2. Thiết kế cọc chịu tải ngang

Cọc chịu tải ngang ở đầu cọc hoặc do áp lực ngang của đất từ một phía có thể được thiết kế bằng phương pháp dầm trên nền đàn hồi. Mô-đun đàn hồi phương ngang dọc theo cọc có thể được ước lượng bằng từ mô-đun đàn hồi của đất từ thí nghiệm nén không nở hông E_s và đường kính cọc D_s theo công thức $k_{s,k} = E_{s,k} / D_s$. Khi giải bài toán dầm trên nền đàn hồi, áp lực ngang của cọc lên đất phải nhỏ hơn sức kháng bị động của theo phương ngang của đất. Điều kiện này có thể bị vi phạm ở lớp đất gần mặt đất nơi mà sức kháng bị động của đất rất nhỏ do áp lực đất theo phương thẳng đứng thường là nhỏ. Nếu kiện này không thỏa mãn, mô-đun nền đàn hồi ở gần đầu cọc sẽ được giảm dần.

2.3. Nhóm cọc và hiệu ứng nhóm

Nhóm cọc và hiệu ứng nhóm được mô tả chi tiết trong EA-Piles. Hiệu ứng nhóm được hiểu là khi cọc được đặt gần nhau sẽ có sự tác động đến nhau về khả năng chịu tải và chuyển vị. Theo phương đứng, hiệu ứng nhóm chủ yếu làm giảm sức kháng thành cọc. Theo phương ngang hiệu ứng nhóm được tính đến bằng cách giảm mô-đun nền đàn hồi của đất nền do tương tác ứng suất và biến dạng giữa các cọc. EA-Piles cung cấp các biểu đồ tương ứng để tra hệ số giảm do hiệu ứng nhóm trong nhóm cọc.

Đối với nhóm cọc nhỏ chịu tải theo phương đứng EA-Piles đưa ra một cách tính hiệu ứng nhóm đơn giản. Theo cách này, các cọc trong nhóm cọc được xem như là một cọc ảo lớn có chu vi bao trùm các cọc thực trong nhóm. Hiệu ứng nhóm chỉ xuất hiện khi chu vi cọc ảo P^* lớn hơn tổng chu vi các cọc thực ΣP_i . Hệ số hiệu ứng nhóm khi đó được tính là $P^*/\Sigma P_i$. Hình 1 cho thấy công thức xác định hệ số giảm sức chịu tải theo phương thẳng đứng của nhóm cọc nhỏ.



Nhóm cọc nhỏ	Chu vi cọc lớn của nhóm cọc P^*	Chu vi thực của các cọc ΣP_i	Điều kiện hiệu ứng nhóm $P^* < \Sigma P_i$	Hệ số hiệu ứng nhóm $P^*/\Sigma P_i$
2 cọc	$\pi D + 2\alpha D$	$2\pi D$	$\alpha < \pi/2$	$1/2 + \alpha/\pi$
3 cọc	$\pi D + 3\alpha D$	$3\pi D$	$\alpha < 2\pi/3$	$1/3 + \alpha/\pi$
4 cọc	$\pi D + 4\alpha D$	$3\pi D$	$\alpha < 3\pi/4$	$1/4 + \alpha/\pi$
5 cọc	$\pi D + 4\alpha D$	$3\pi D$	$\alpha < \pi$	$1/5 + \alpha/\pi$

Hình 1. Hệ số giảm sức kháng nhóm cọc theo phương đứng do hiệu ứng nhóm cho nhóm cọc nhỏ

2.3. Thiết kế cốt thép cho cọc

Thiết kế bê tông cốt thép cho cọc phải tuân thủ tiêu chuẩn Eurocode 2 (EC2). Cường độ chịu nén thiết kế của bê tông được định nghĩa theo EC2 theo biểu thức

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c.$$

Với f_{cd} là hệ số an toàn vật liệu cho bê tông và α_{cc} là hệ số cho sự ảnh hưởng theo thời gian đến cường độ chịu nén bê tông. Tài liệu đính kèm quốc gia DIN EC-2 NA chỉ định giá trị $\alpha_{cc} = 0,85$. Đối với bê tông không có cốt thép hệ số này giảm còn $\alpha_{cc,pl} = 0,7$. Hệ số an toàn vật liệu theo DIN EC-2 cho trường hợp thiết kế kết cấu vĩnh cửu BS-P: $\gamma_c = 1,5$ cho bê tông và $\gamma_s = 1,15$ cho cốt thép.

DIN EC2 cho phép cọc không có cốt thép khi cọc chỉ chịu nén. Điều kiện ứng suất cho cọc bê tông không có cốt thép được quy định tại mục 12.1 (DIN EN 1992-1, 2011). Cọc được phép không có cốt thép khi đường kính cọc $d_{nom} \geq 600$ mm và ứng suất nén do tải dọc trục cọc N_{Ed} nhỏ hơn 30% cường độ chịu nén tiêu chuẩn của bê tông $N_{Ed}/A_c \leq 0,3 * f_{ck}$ khi toàn bộ mặt cắt cọc chỉ chịu tác động của ứng suất nén. Ở đây, A_c là diện tích mặt cắt cọc. Chú ý thêm là DIN EN 1536 có quy định cọc phải có cốt thép trong phần cọc nằm trong nền đất yếu: đất dính mềm và đất cát xốp (phân loại đất nền theo DIN EC7-2).

3. Trường hợp thực tế: thiết kế cọc khoan nhồi cho nhà cao tầng

Trường hợp đã được thiết kế ở điều kiện đất nền bao gồm: các lớp đất mịn cát trầm tích; tiếp theo là các lớp cát kết và bột kết với độ phong hóa giảm dần theo chiều sâu. Mực nước ngầm trung bình 1 m dưới mặt đất tự nhiên. Trên cùng là lớp đất phù có độ sâu tối đa 3,5 m, giá trị N_{SPT} trung bình là 6,5. Tiếp đến là lớp đất thịt pha sét mềm dẻo trung bình đến rất dẻo, độ dày tối đa tới 16,1 m, số búa N_{SPT} từ 2 đến 12. Tiếp đó là lớp cát chặt vừa đến rất chặt, độ dày tối đa 18,0 m, có số búa N_{SPT} dao động từ 23 đến 48. Dưới lớp đất cát là các lớp đá cát kết và bột kết với độ phong hóa khác nhau, lần lượt theo thứ tự là: lớp đá nhóm V-IV phong hóa hoàn toàn, độ dày từ 2,5 m đến 30 m; lớp đá nhóm III-IV phong hóa nhẹ có độ dày từ 0,5 m tới 22 m; lớp đá nhóm I-III ít hoặc chưa phong hóa, là lớp đá dưới cùng từ kết quả khoan khảo sát và lấy mẫu địa chất. Thí nghiệm SPT trong lớp đá phong hóa hoàn toàn cho số búa N_{SPT} lớn hơn 50 để đạt được độ xuyên 15 cm. Sự khác nhau về sức kháng của các lớp đá được thể hiện rõ rệt ở sức kháng từ thí nghiệm nén một trục q_u . Cụ thể: lớp đá IV-V có $q_u < 5$ MPa, lớp đá III-IV có q_u từ 5 MPa đến 20 MPa và lớp đá I-III có $q_u > 20$ MPa. Sức kháng mũi cọc đơn vị tối hạn cho lớp đá III-IV và lớp đá I-III được chọn cho thiết kế lần lượt là 7,5 MPa và 10 MPa. Lớp đá IV-V phong hóa hoàn toàn được đánh giá là không phù hợp để đặt chân cọc cho công trình. Sức kháng thành cọc đơn vị tối hạn cho thiết kế được chọn cho các lớp đá IV-

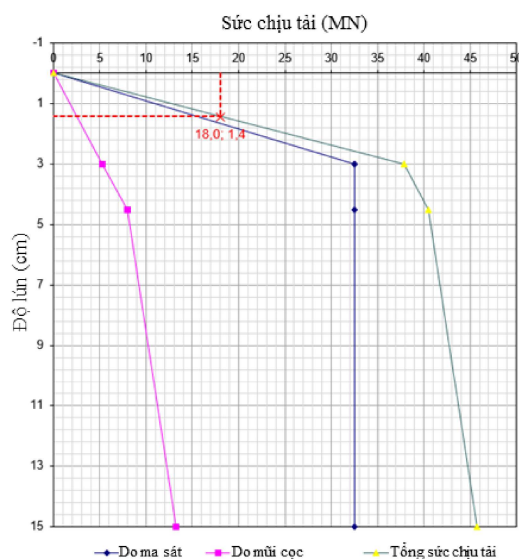
V, III-IV, và I-III lần lượt là 0,2 MPa, 0,4 MPa và 0,6 MPa. Ví dụ tính toán sức chịu tải tại một vị trí đặt cọc cho cọc có đường kính 1,5 m. Tải trọng tiêu chuẩn trung bình của các cọc của nhóm cọc ở vị trí này là 18 MN. Cọc được thiết kế với chiều sâu 41 m tính từ mặt cắt cọc, được ngầm trong lớp đá phong hóa vừa III-IV 1,8 m. Bảng 4 liệt kê chi tiết độ dày và sức kháng của từng lớp địa chất chịu tải cho cọc.

Bảng 4. Bảng tính sức chịu tải tới hạn thành phần theo các lớp đất/ đá

Tên lớp địa chất	Cao độ	$q_{b,i,k}$ MPa	$q_{s,i,k}$ MPa	Chiều dày, m	Sức kháng mũi cọc, MN	Sức kháng thành cọc, MN
Sét pha	4.2	-	0,02	9,20	0,00	0,87
Cát kết cấu chặt vừa	-5.0	-	0,2	12,00	0,00	11,31
Cát kết phong hóa hoàn toàn IV-V	-17.0	-	0,2	18,00	0,00	16,96
Cát kết phong hóa vừa III-IV	-35.0	7,5	0,4	1,80	13,25	3,39
Mũi cọc	-36.80				13,25 MN	32,53 MN

Ở trạng thái giới hạn thiết kế (USL) sức kháng được huy động của cọc là $R_k = 13,25 \text{ MN} + 32,53 \text{ MN} = 45,79 \text{ MN}$, trong đó khoảng 70% sức kháng từ ma sát thành và 30% còn lại từ sức kháng mũi. Tỷ lệ sức kháng do ma sát thành cọc cao cũng là do cọc có diện tích bề mặt thân lớn so với diện tích đáy cọc, nên có ma sát thành hiện hữu cao. Sức kháng cọc thiết kế $R_d = 13,25 \text{ MN}/1,4 + 32,53 \text{ MN}/1,4 = 32,7 \text{ MN}$. Ở vị trí này cọc không được thiết kế để đạt được hiệu suất sử dụng sức chịu tải tối đa do cọc thuộc nhóm cọc có đài cọc kích thước lớn và nhận tải từ các cột và tường chịu lực. Sự phân tải qua đài cọc xuống cọc là không đồng đều và yêu cầu các cọc trong nhóm phải có cùng chiều dài làm cho một số cọc có hiệu suất sử dụng sức chịu tải không đạt tối đa.

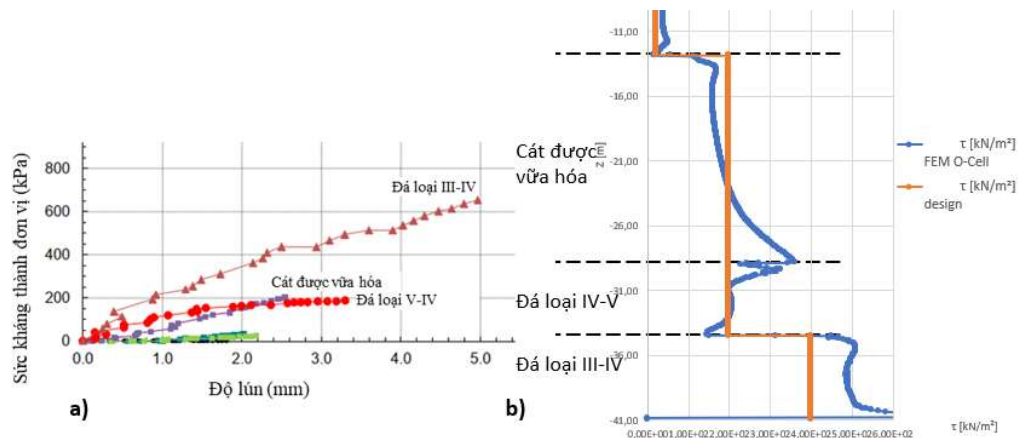
Ở điều kiện sử dụng với tải tiêu chuẩn (SLS) cọc được dự đoán có độ lún là 14 mm, không tính đến độ co đàn hồi của cọc. Từ biểu đồ sức chịu tải – độ lún tại Hình 2 cho thấy ở điều kiện sử dụng, phần lớn sức chịu tải được huy động từ sức kháng ma sát thành cọc. Điều này là do độ lún của của cọc còn thấp ở trạng thái tải hoạt động.



Hình 2. Đường ứng xử sức chịu tải – độ lún cho thiết kế

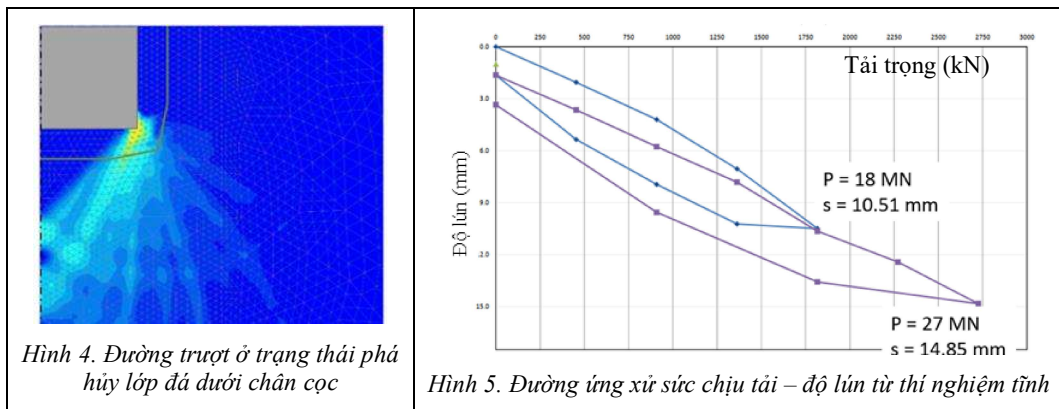
Kết quả tính uốn do tải ngang để thiết kế kết cấu cho kết quả nội lực cọc nhỏ. Tình trạng ứng suất nén trong cọc cho phép cọc không cần phải đặt cốt thép kháng uốn và kháng cắt. Tuy nhiên, cốt thép tối thiểu được đặt từ đầu cọc tới hết phần đất yếu được xác định theo yêu cầu của DIN EN 1536.

Kết quả thử tải O-Cell (Hình 3) cho thấy sức kháng thành cọc trong đá khốp với số liệu ước lượng dùng trong thiết kế. Tuy nhiên, sự phát triển của sức kháng thành huy động theo độ lún cho lớp đá III-IV chưa cho thấy trạng thái ma sát tới hạn do “trượt”. Điều này có nghĩa là sức kháng thành thực tế lớn hơn giá trị dùng trong thiết kế. Kết quả quá trình mô phỏng phần tử hữu hạn thí nghiệm O-Cell cho kết quả sức kháng thành đơn vị huy động cho các lớp đá và lớp cát được vừa hóa khốp với giá trị thực đo.



Hình 3. Sức kháng thành đơn vị: a) đo được từ thí nghiệm O-Cell và b) dự đoán với mô hình FEM cho thí nghiệm O-Cell

Trạng thái phá hủy ở chân cọc được dự đoán bằng mô phỏng phần tử hữu hạn, với mô hình phá hủy Mohr-Coulomb. Các đường trượt ở dưới chân cọc ở Hình 4 thể hiện cơ chế phá hủy giòn. Kết quả thử tải tĩnh tại vị trí cọc này cho thấy ứng xử cọc khớp với tính toán dự đoán lúc thiết kế. Từ biểu đồ sức chịu tải – độ lún thể hiện ở Hình 5, cho thấy rõ là cọc chưa đạt đến trạng thái tới hạn, tải trọng vẫn còn tăng tuyến tính với độ lún cho đến mức tải tối đa bằng 1,5 lần tải trọng tiêu chuẩn. Độ lún đầu cọc ở tải trọng tiêu chuẩn là 10,5 mm, ít hơn so với dự đoán lúc thiết kế vào khoảng 3,5 mm.



Hình 4. Đường trượt ở trạng thái phá hủy lớp đá dưới chân cọc

Hình 5. Đường ứng xử sức chịu tải – độ lún từ thí nghiệm tĩnh

Do các lớp đá rất khác nhau trong khu vực công trình, khi thi công cọc mẫu đá được liên tục lấy và thử sức chịu nén. Độ sâu cọc cần thiết được tính toán lại trong lúc thi công cọc dựa trên địa tầng thực tế các lớp đá được phát hiện và kiểm tra trong lúc khoan hồ cọc.

4. Kết luận

Thiết kế cọc khoan nhồi theo EC7, theo tiếp cận hệ số an toàn riêng phần cho tải và sức chịu tải được mô tả rất rõ ràng và dễ ứng dụng. Sức kháng của cọc chôn trong đá có thể được dự đoán, phục vụ công tác thiết kế, dựa vào số liệu thực nghiệm của EA-Piles và các quan hệ tương quan đã được kiểm chứng. Từ kết quả thiết kế cọc khoan nhồi chôn trong đá cho một dự án nhà cao tầng, cho thấy sức chịu tải đơn vị dự đoán lúc thiết kế khá khớp với kết quả kiểm tra sức chịu tải bằng thiết bị O-Cell. Độ lún đầu cọc thực tế từ quá trình thử tải tĩnh nhỏ hơn kết quả tính toán thiết kế nhưng không nhỏ hơn quá nhiều, cho thấy thiết kế đã đạt được độ an toàn và tính kinh tế mong muốn.

Tài liệu tham khảo

- DIN EN 1997-1, 2010., *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*, Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN EN 1997-1/NA., 2010, *National Annex – Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*, Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 1054., 2010, *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*, Deutsches Institut für Normung e.V.
- Hanbuch Eurocode 7., 2011, *Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln*, Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN EN 1992-1, 2011., *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN EN 1536., 2010, *Execution of special geotechnical work – Bored piles*, Deutsches Institut für Normung e.V.
- German Geotechnical Society., 2012. *Recommendations on Piling (EA-Pfähle)*, Wiley Enst & Sohn.
- Haberfield, C. and Collingwood, B., 2006. *Rock-socketed pile design and construction: a better way?* Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 159(3), pp.207-217.
- Luu, Gia Trung, Duong, Văn Tuấn., 2022. *Đánh giá sức chịu tải của cọc khoan nhồi trên nền đá phong hóa sét, bột kết*. Địa kỹ thuật – Trắc địa, Tạp chí KHCN Xây dựng, số 1, 2022.
- Murali, A.K., Tran, K.M., Haque, A. and Bui, H.H., 2022. *Experimental and numerical investigation of the load-bearing mechanisms of piles socketed in soft rocks*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 55(9), pp. 5555-5576.
- Pells P. J. N. 1999. *State of practice for the design of socketed piles in rock*. In: Proceedings of the 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics: Consolidating Knowledge, pp. 307-328.
- Stroud, M.A., 1974. *The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks*. In Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2, No. 2, pp. 367-375.
- Toh, C.T., Ooi, T.A., Chiu, H.K., Chee, S.K. and Ting, W.H., 1989. *Design parameters for bored piles in a weathered sedimentary formation*. In Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations. 12, pp. 1073-1078.
- Xu, J., Dai, G., Gong, W., Zhang, Q., Haque, A. and Gamage, R.P., 2021. *A review of research on the shaft resistance of rock-socketed piles*. Acta Geotechnica, 16, pp. 653-677.

ABSTRACT

Design of bored piles socketed in rocks according to Eurocode 7 – with an example for pile design

Nguyễn Thành Luân¹, Nguyễn Quang Phích², Nguyễn Văn Mạnh³, Bùi Văn Đức³

¹Boley Geotechnik GmbH, Munich, Germany

²Van Lang University, Ho Chi Minh City

³Geotechnical Engineering, Construction Materials, and Sustainability Research Group, Hanoi University of Mining and Geology

Large-diameter bored piles are the foundation solution for high-rise buildings as well as other superstructures with large loads and high requirements for allowable settlement. However, determining the skin friction and base resistance of piles in rock is still a challenging task and often gives inaccurate results. Eurocode 7 (EC 7) is widely accepted because it creates high design reliability and is proven in practice. In addition, in Germany there is also the Recommendations for piling (EA-Piles) published by the German Geotechnical Association based on significant experience in design and construction piles in the country. This contribution presents the method and results of designing bored piles socketed in rock for a high-rise building according to EC 7 focusing on determining the ultimate pile resistance in rocks for geotechnical design purposes. The predicted pile reactions from the design will be compared with the results obtained from static pile load tests conducted on-site. The gained experience from this particular design can become useful for similar projects.

Keywords: bored pile design; Eurocode EC7; embedded piles in rock