

SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC KHOAN NHỒI TRONG ĐÁ: MỘT NGHIÊN CỨU ĐIỀN HÌNH

Phạm Việt Anh^a, Nguyễn Đức Mạnh^{b,*}, Nguyễn Tuân^a, Vũ Công Viên^a,
Nguyễn Thị Thu Thảo^c, Lê Thị Ngọc Hà^a

^aKhoa Cầu đường, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội,
55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

^bKhoa Công trình thủy, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội,
55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

^cKhoa Kinh tế và Quản lý xây dựng, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội,
55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

Nhận ngày 27/12/2023, Sửa xong 15/3/2024, Chấp nhận đăng 09/5/2024

Tóm tắt

Cọc khoan nhồi có mũi cọc ngầm trong nền đá được sử dụng ngày càng phổ biến trong các công trình dân dụng và công trình giao thông. Đa số các phương pháp dự báo sức chịu tải của cọc trong đá hiện nay đều có nhiều điểm không chắc chắn, dẫn đến ước tính khả năng chịu tải rất thận trọng, sức chịu tải huy động thường thấp hơn nhiều so với sức chịu tải có thể của cọc. Một số quan điểm cho rằng phần lớn khả năng chịu tải của cọc được hình thành bởi sức kháng bên của cọc trong đá, không xét đến sức kháng mũi của cọc. Nhiều quan điểm khác cho rằng, sức chịu tải của cọc trong nền đá bao gồm cả hai thành phần ma sát bên và thành phần kháng mũi. Bài báo này tập trung phân tích đánh giá sức chịu tải của cọc khoan nhồi có mũi cọc ngầm vào đá, của dự án thực tế ở khu vực Long Thành, tỉnh Đồng Nai. Kết quả phân tích sẽ chỉ ra mối tương quan giữa sức chịu tải của cọc với thành phần ma sát bên và thành phần kháng mũi cọc, cũng như ảnh hưởng của tải trọng tác dụng lên cọc đến mối tương quan này.

Từ khóa: cọc khoan nhồi; cọc trong đá; sức chịu tải dọc trục; sức kháng mũi; ma sát bên.

BORED PILES WITH PILE TIPS IN ROCK: A CASE STUDY

Abstract

Bored piles with their tips embedded in rock foundations are increasingly used in civil and transportation projects. Most methods introduce uncertainty, leading to conservative estimates of load-bearing capacity. These estimates often mobilize much less of the pile's actual load-bearing capacity. While some perspectives argue that a pile's load-bearing capacity mainly comes from the lateral resistance against the rock, neglecting the tip resistance, others suggest that the capacity includes both the side friction and the tip resistance. This article focuses on assessing the load-bearing capacity of bored piles with tips in rock, based on a real project in the Long Thanh area, Dong Nai province. The analysis will highlight the correlation between the pile's load-bearing capacity and both the side frictional and tip resistance components, as well as the influence of the applied load on the pile in relation to this correlation.

Keywords: bored pile; pile in rock; axial bearing capacity; tip resistance; pile side friction.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18\(3V\)-09](https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18(3V)-09) © 2024 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

1. Giới thiệu chung

Cọc khoan nhồi có mũi cọc ngầm trong nền đá (sau đây gọi tắt là cọc khoan nhồi trong đá) được sử dụng ngày càng phổ biến trong các công trình dân dụng và công trình giao thông đi qua các khu vực đồi núi. Sức chịu tải của các cọc này là một trong các vấn đề rất được quan tâm.

*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: manhnd@huce.edu.vn (Mạnh, N. Đ.)

Khả năng chịu tải của cọc ngầm trong đá nói chung thường rất khó dự báo một cách chính xác [1]. Đa số các phương pháp đều có nhiều điểm không chắc chắn, dẫn đến ước tính khả năng chịu tải rất thận trọng, sức chịu tải huy động thường thấp hơn nhiều so với sức chịu tải có thể của cọc [1–3].

Một số quan điểm cho rằng phần lớn khả năng chịu tải của cọc được hình thành bởi sức kháng bên của cọc trong đá, không xét đến sức kháng mũi của cọc, do không chắc chắn về việc làm sạch đáy lỗ khoan và ứng xử của mặt tiếp xúc bê tông/đá, sức kháng mũi thường không được xem xét trong thiết kế [4–8]. Sức kháng mũi có thể được xem xét nếu thi công đảm bảo làm sạch được mũi cọc hoặc khi các thử nghiệm thử tải cho thấy rõ sự huy động sức kháng mũi.

Nhiều quan điểm khác cho rằng, sức chịu tải của cọc trong nền đá bao gồm cả hai thành phần ma sát bên và thành phần kháng mũi. Khả năng chịu tải của cọc phụ thuộc vào nhiều yếu tố, như tính chất cơ học của đá (mô đun biến dạng, cường độ kháng nén và sức kháng cắt của đá), sự có mặt của nước ngầm, đặc điểm hình học của cọc (đường kính cọc, độ sâu mũi cọc, chiều dày của lớp phủ bên trên), tính chất cơ học của đất, độ nhám bề mặt và quy trình xây dựng [9–15].

Theo TCVN 10304:2014, cọc khoan nhồi trong nền đá được xem như cọc chống, không phân biệt đá mềm hay đá cứng, sức chịu tải của cọc khoan nhồi trong đá được xác định chỉ gồm sức kháng mũi cọc, bỏ qua sức kháng ma sát dọc thân cọc, được dự báo chủ yếu dựa trên giới hạn bền chịu nén một trục của đá ở trạng thái bão hòa nước và độ nứt nẻ của nền đá [16]. Theo Xu và cs., các phương pháp thực nghiệm và bán thực nghiệm để dự báo sức kháng mũi của cọc trong đá thường dựa trên dữ liệu từ các khu vực cụ thể và đặc tính cơ học của đá [17]. Nhiều khía cạnh khác không được xem xét, như sự hình thành địa chất và sự khác biệt trong phương pháp khoan, các phương pháp thực nghiệm thường không phù hợp cho các ứng dụng kỹ thuật. Một số phương pháp sử dụng chỉ số chất lượng đá, như RQD, xem xét sự không liên tục của khối đá ảnh hưởng đến cường độ kháng cắt [17], tuy nhiên việc thiếu mô tả đầy đủ hơn về đặc tính của đá và thiếu số lượng thử nghiệm thích hợp là một trong các lý do cho thiết kế an toàn như hiện nay [18, 19].

Một số ý kiến cho rằng thiết kế cọc khoan nhồi trong đá hiện nay vẫn chủ yếu quan tâm đánh giá khả năng chịu tải. Tuy nhiên điều này có rất ít ý nghĩa do khả năng chịu tải của đá thường vượt xa cường độ vật liệu của cọc, điều kiện kỹ thuật của cọc trong đá thường là vấn đề chuyển vị [15]. Sự dịch chuyển của cọc ảnh hưởng trực tiếp đến khả năng huy động sức kháng bên và sức kháng mũi của cọc. Do đó, việc thực hiện thiết kế cọc dựa trên các ước tính về sức kháng bên và sức kháng mũi được tính theo các tiêu chuẩn liên quan là không có ý nghĩa đặc biệt. Thay vào đó, thiết kế cọc nên dựa trên đánh giá độ lún ở các tải trọng có thể sử dụng được, với mức độ an toàn thích hợp.

Trong nghiên cứu này xây dựng mô hình thí nghiệm và phân tích điển hình kết quả thí nghiệm nén tĩnh của 02 cọc khoan nhồi trong đá. Các cọc thí nghiệm là các cọc trong dự án thực tế tại huyện Long Thành, tỉnh Đồng Nai, được kết hợp phục vụ nghiên cứu, các cọc này được lắp thêm các thiết bị đo biến dạng và đo co ngắn cọc. Mục tiêu của bài báo là phân tích ứng xử của cọc khoan nhồi trong đá, từ đó đề xuất phương pháp tính toán phù hợp với các cọc loại này.

2. Mô hình thí nghiệm cọc

Mô hình thí nghiệm bao gồm 02 cọc đơn, cọc khoan nhồi, có mũi cọc đặt trong nền đá phong hóa. Mỗi cọc đã thực hiện các thí nghiệm gồm: (i) Thí nghiệm kiểm tra chất lượng cọc, thí nghiệm siêu âm và khoan lõi cọc; (ii) Thí nghiệm nén tĩnh cọc kiểm tra sức chịu tải của cọc kết hợp với (iii) Thí nghiệm đo độ giãn dài, và (iv) Thí nghiệm đo biến dạng dọc thân cọc. Thông tin cọc, đường kính cọc, chiều dài cọc ngầm trong đá và tải trọng thí nghiệm nén tĩnh cọc được tổng hợp trong Bảng 1. Trong bài báo này, trình bày chi tiết mô hình thí nghiệm và kết quả cho cọc TP1 và TP4.

Bảng 1. Thông tin các cọc thí nghiệm

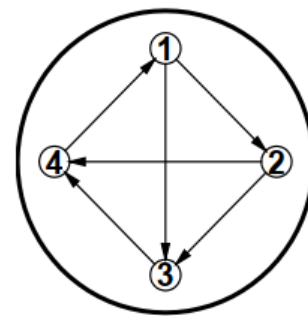
STT	Tên cọc thử	Đường kính cọc (mm)	Chiều dài đoạn ngầm đá (m)	Hố khoan tham khảo	Tải thí nghiệm lớn nhất (kN)	Tải trọng thí nghiệm
1	TP1	1.200	4	NC23	34.000	250%
2	TP4	1.200	3	NC98	27.200	200%

Địa tầng tại khu vực thí nghiệm được xác định từ kết quả khảo sát địa chất cho dự án. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT và các thí nghiệm trong phòng đã được thực hiện nhằm xác định tính chất cơ lý của đất, đá. Địa tầng hố khoan NC23 gần cọc thử được thể hiện trong Bảng 2. Lớp đá số 5 đặt mũi cọc là đá bột sét kết, phong hóa mạnh đến hoàn toàn, nứt nẻ mạnh đến ít, màu xám xanh, có các chỉ số $TCR = 30-90\%$ và $RQD = 0-44\%$, cường độ kháng nén một trục trạng thái khô và bão hòa tương ứng là $qu_k = 20,24 \text{ MPa}$ và $qu_{bh} = 15,51 \text{ MPa}$, hệ số mềm hóa $K = 0,766$. Mực nước ngầm ở độ sâu 23,5 m.

Bảng 2. Địa tầng hố khoan NC23 lân cận cọc thí nghiệm TP1

Tên lớp	Mô tả	Bề dày (m)	SPT trung bình
K	Sét pha/ Cát pha, đôi chỗ lẫn thực vật, màu nâu đỏ	5,94	-
2	Sét ít dẻo pha cát, màu nâu đỏ, xám trắng, nâu vàng trạng thái dẻo mềm đến dẻo cứng	5,00	9,00
3a	Cát sét, đôi chỗ lẫn sạn sỏi laterite, màu nâu đỏ, nâu vàng, kết cấu chặt vừa	3,20	12,00
3b	Cát bụi, đôi chỗ lẫn sạn sỏi thạch anh, màu xám vàng, xám hồng, kết cấu chặt vừa đến chặt	40,4	22,62
4	Sét rất dẻo, sản phẩm từ đá phong hóa hoàn toàn, màu xám xanh, nâu vàng, trạng thái cứng	4,70	42,50
5a	Đá bột sét kết, phong hóa mạnh đến hoàn toàn, xen kẹp lẫn dăm sạn, nứt nẻ đặc biệt mạnh, màu xám xanh	2,10	75,33
5	Đá bột sét kết, phong hóa vừa đến nhẹ, nứt nẻ mạnh đến ít, màu xám xanh	14,66	65,87

Cọc thí nghiệm có đường kính $D = 1.200 \text{ mm}$, chiều dài cọc $L = 57,5 \text{ m}$, mô đun đàn hồi của cọc được xác định từ vật liệu cọc, cấp độ bền bê tông C35/45 EN 1992 và thép trong cọc có giới hạn chảy yêu cầu $f_y = 500 \text{ MPa}$, cấu tạo của cọc được thể hiện trong Hình 1. Cọc có chiều dài lớn, đi qua 7 lớp đất đá khảo sát, đặc biệt qua hai lớp đất tốt 3b (cát bụi chặt vừa đến chặt dày 40,4 m) và lớp 4 (sét cứng dày 4,7 m), mũi cọc ngầm 4,0 m trong lớp 5 đá phong hóa. Cọc được thí nghiệm kiểm tra chất lượng cọc, thí nghiệm siêu âm được thực hiện với 06 mặt cắt (Hình 1), sau tối thiểu 7 ngày tính



Hình 1. Sơ đồ bố trí mặt cắt siêu âm cọc TP1, D1200

từ khi kết thúc đổ bê tông cọc. Kết quả thí nghiệm siêu âm cho thấy chất lượng bê tông cọc đảm bảo (Bảng 3). Thí nghiệm khoan lấy lõi bê tông mũi cọc qua ống thép đặt sẵn, cho thấy chất mũi cọc tiếp xúc với lớp địa chất là đá (Bảng 4).

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm siêu âm cọc TP1

Tên cọc	Chiều sâu siêu âm	Mặt cắt	Vận tốc truyền xung	Nhận xét
TP1	55,03	1-2	Ổn định	Độ đồng nhất bê tông đạt yêu cầu
	55,03	1-3	Ổn định	Độ đồng nhất bê tông đạt yêu cầu
	55,03	1-4	Ổn định	Độ đồng nhất bê tông đạt yêu cầu
	56,03	2-4	Ổn định	Độ đồng nhất bê tông đạt yêu cầu
	56,03	2-3	Ổn định	Độ đồng nhất bê tông đạt yêu cầu
	56,03	4-3	Ổn định	Độ đồng nhất bê tông đạt yêu cầu

Bảng 4. Kết quả thí nghiệm khoan lấy lõi bê tông mũi cọc qua ống thép đặt sẵn cho cọc TP1 (khoan 1 m trên mũi cọc và 1 m dưới mũi cọc)

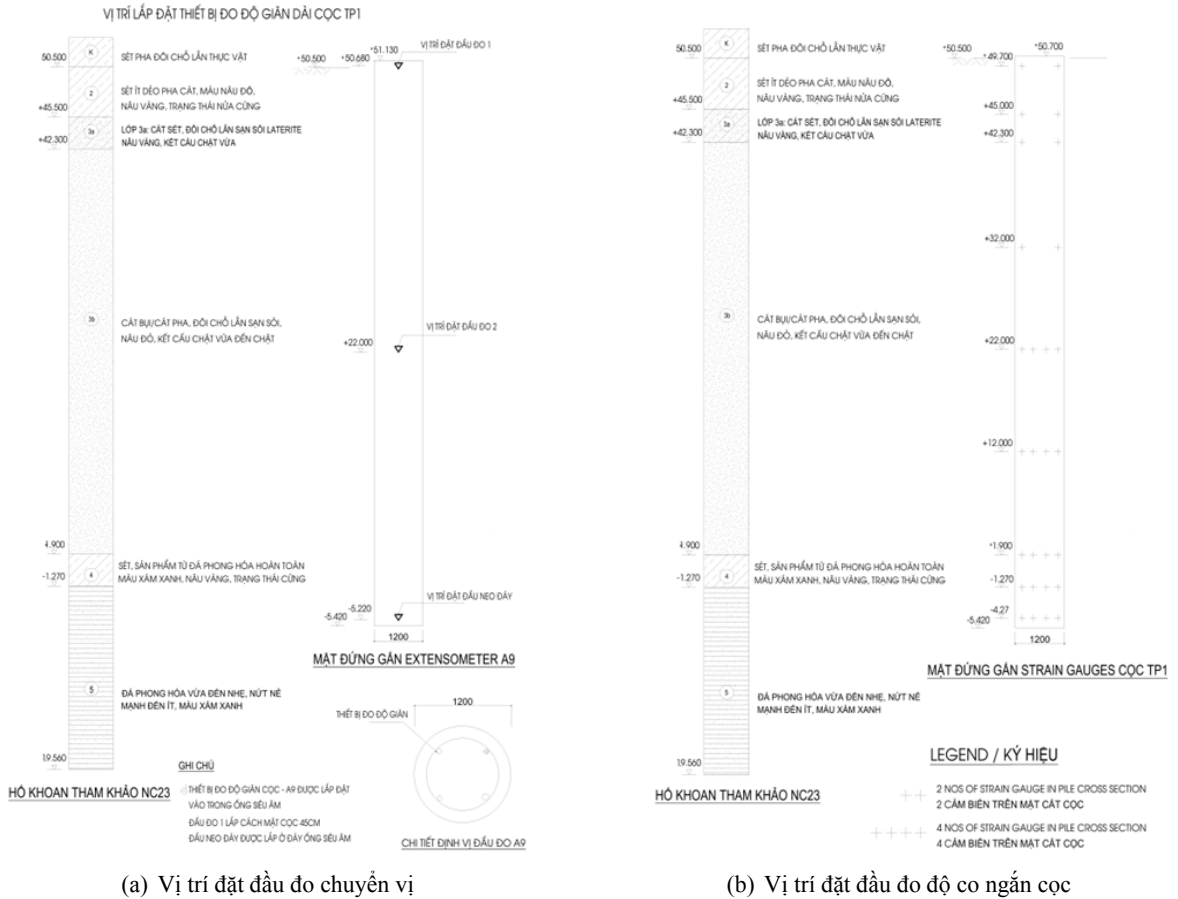
Tên cọc	Đường kính (mm)	Chiều sâu hạ cần khoan (m)	Chiều dài mẫu bê tông thu được (cm)	Khoan kiểm tra tiếp xúc dưới mũi cọc
TP1	1.200	55,10	70	Khoan kiểm tra tiếp xúc dưới mũi cọc thu được 84 cm đá.

Thí nghiệm nén tĩnh được thực hiện nhằm đánh giá sức chịu tải của cọc trong nền đá. Để nghiên cứu ảnh hưởng của chiều dài cọc, ma sát dọc thân cọc và tính chất nền đá dưới mũi cọc, thí nghiệm nén tĩnh được kết hợp với các thí nghiệm đo biến dạng dọc thân cọc và thí nghiệm đo độ giãn dài của cọc.

Thí nghiệm nén tĩnh được thực hiện theo chu trình gia tải chậm, gồm 3 chu kỳ: chu kỳ 1, gia tải đến 100% tải trọng dự báo, chu kỳ 2, gia tải đến 200% tải trọng dự báo và chu kỳ 3, gia tải đến 250% tải trọng dự báo. Quy trình gia tải, thiết bị gia tải, thiết bị đo chuyển vị tuân theo [19]. Tải trọng dọc trục truyền trong cọc, phản ứng của mỗi lớp địa chất, phân bố cơ cấu sức chịu tải bằng ma sát của các lớp đất xung quanh cọc và sức kháng của lớp đất dưới mũi cọc, được đo bằng các đầu đo biến dạng, được lắp đặt đồng đều ở mỗi mặt cắt cho tất cả cọc thử. Đầu đo được sử dụng trong nghiên cứu này là loại Strain gauge Geokon4200A-1, 28 đầu đo được lắp đặt dọc thân cọc (09 mặt cắt), thiết bị ghi tín hiệu sử dụng loại Geokon LC2×16. Hình 2 minh họa cấu tạo cọc, vị trí lắp đặt các thiết bị đo biến dạng dọc thân cọc. Thiết bị đo độ co ngắn sẽ được lắp đặt trong một ống siêu âm D60 của cọc thí nghiệm trên từng đoạn cọc dưới tác dụng của tải trọng nén dọc trục, cọc khoan nhồi sẽ bị nén lại. Sử dụng thiết bị Retrieable Extensometers Model A-9 để đo độ co ngắn theo từng đoạn của cọc thí nghiệm. Từ độ co ngắn (biến dạng) của từng đoạn cọc sẽ phân tích ứng suất truyền trên từng đoạn thân cọc, vị trí các đầu đo được thể hiện ở Bảng 5. Các đầu đo đều hoạt động tốt sau khi thi công cọc.

Bảng 5. Vị trí đặt đầu đo biến dạng cho cọc TP1

Mặt cắt	MC1	MC2	MC3	MC4	MC5	MC6	MC7	MC8	MC9
Cao độ	49,7	45,0	42,3	32,0	22,0	12,0	1,9	-2,8	-5,8



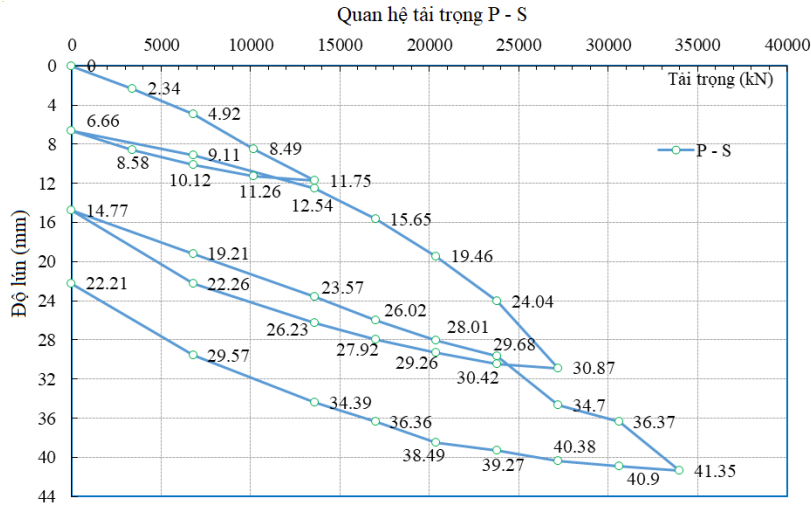
Hình 2. Trữ địa chất khu vực thí nghiệm, cấu tạo cọc, vị trí đặt đầu đo chuyển vị và đo độ co ngắn cọc cho cọc TP1

3. Phân tích kết quả thí nghiệm cọc TP1

Kết quả thí nghiệm gồm (1) độ lún tương ứng với mỗi cấp tải, được biểu thị bằng đường cong tải trọng – độ lún (P-S); (2) biến dạng dọc trục được đo bởi các đầu đo biến dạng với mỗi cấp tải tác dụng, được biểu diễn bởi đường cong phân bố tải trọng theo độ sâu (F-z); (3) ma sát đơn vị theo độ sâu và (4) đường cong co ngắn, chuyển vị mũi cọc theo các cấp tải. Các kết quả này được biểu thị trong các Hình 3–6.

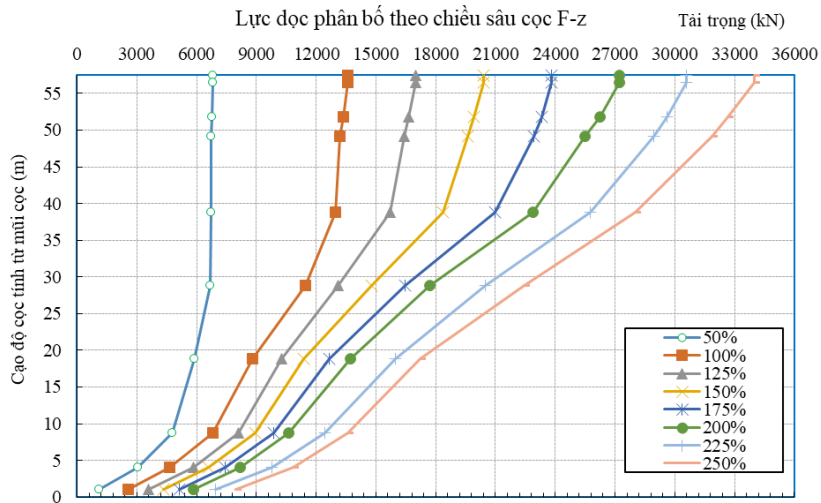
Hình 3 biểu thị đường cong tải trọng – độ lún (P-S) cho cọc đơn TP1. Cọc TP1 được thí nghiệm theo 3 chu kỳ, với chu kỳ 3 thí nghiệm đến 250% tải trọng thiết kế dự báo. Kết quả thí nghiệm cho thấy tại chu kỳ 3, đường cong tải trọng độ lún tăng chậm, với tải trọng 250% độ lún cọc là 41,35 mm, chưa xuất hiện hiện tượng cọc bị phá hoại. Các đường cong tải trọng độ lún của 3 chu kỳ tương đối giống nhau, đều tăng chậm, hệ số góc nhỏ, vượt qua tải trọng giảm tải, các đường cong có xu hướng trùng nhau.

Hình 4 thể hiện đường cong truyền tải trọng dọc trục (F-z) trong cọc TP1 tương ứng với 03 chu kỳ tăng tải. Đường cong F-z cho thấy có sự truyền tải đáng kể từ cọc sang đất dọc theo thân cọc, thành phần ma sát chiếm tỷ trọng lớn. Mặt cắt MC9 tương ứng với điểm cuối cùng trên đường cong F-z, giá trị lực dọc tại mặt cắt này khá nhỏ trong cả 3 chu kỳ, chứng tỏ tải trọng truyền xuống mũi cọc nhỏ, phần lớn tải trọng đã được phân phối qua ma sát vào trong đất. Sức kháng mũi đã được huy động, tuy



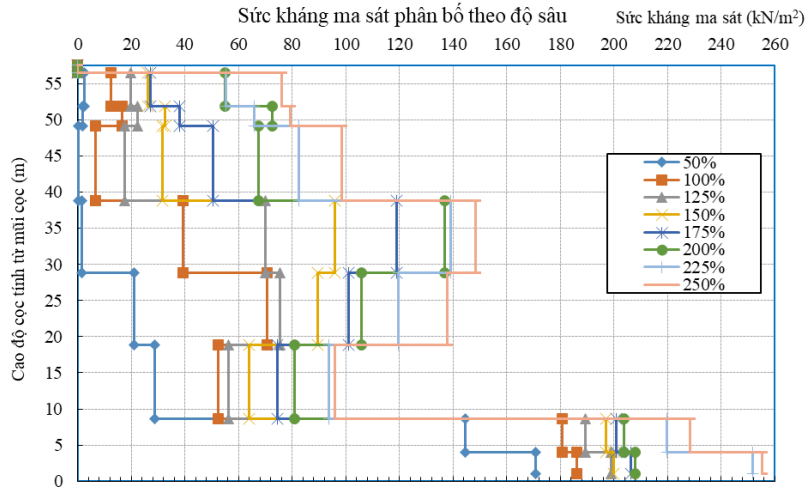
Hình 3. Đường cong tải trọng - độ lún (P-S) cho cọc TP1

nhiên tương đối nhỏ, và tải trọng tác dụng ở đầu cọc được phân phối (được chịu) chủ yếu bởi thành phần sức kháng ma sát dọc trục. Dọc theo chiều sâu cọc, đường cong F-z có độ dốc khác nhau, từ MC1-MC3 độ dốc tương đối nhỏ, từ MC3-MC7 độ dốc lớn tương ứng với thành phần ma sát lớn nhất trong đoạn này. Điều này cũng thể hiện rõ lực ma sát được huy động nhiều nhất trong lớp đất tốt, lớp cát chặt vừa 3b.



Hình 4. Đường cong truyền tải trọng trong cọc tại chu kỳ 3 của cọc TP1 (đường cong F-z)

Hình 5 thể hiện sức kháng ma sát huy động ứng với mỗi cấp tải của chu kỳ 3, phân bố theo độ sâu của cọc TP1. Kết quả thí nghiệm cho thấy trong các đoạn cọc từ MC2-MC3, MC4-MC5, MC5-MC6, MC7-MC8 và MC8-MC9 sức kháng ma sát huy động trong các cấp tải cuối tiếp tục tăng lên, điều này chứng tỏ sức kháng ma sát trong các đoạn cọc này chưa được huy động hết. Điều này cũng phù hợp với sự phân bố lực dọc trong cọc. Sức kháng ma sát chưa được huy động hết, đường cong P-S chưa xuất hiện điểm gãy khúc, đường cong tăng chậm. Kết quả này một lần nữa minh họa sức kháng ma sát được huy động khá lớn trong quá trình cọc trong đá chịu tải trọng dọc trục.

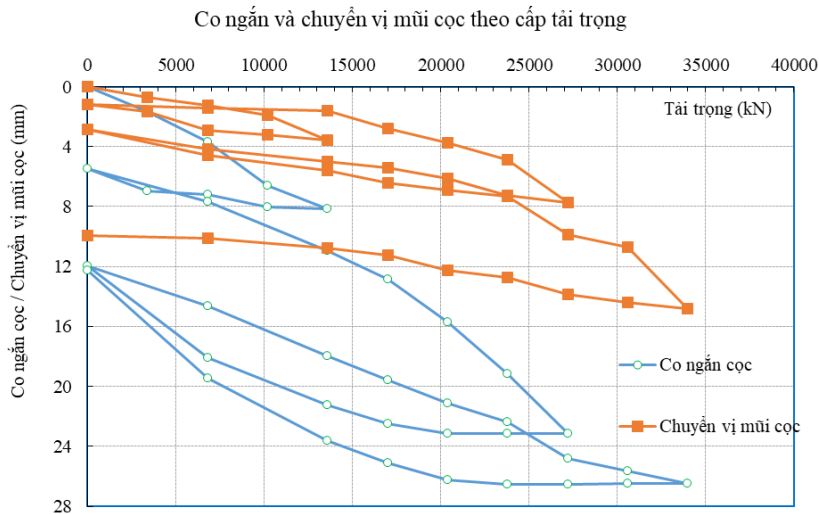


Hình 5. Sức kháng ma sát huy động ứng với mỗi cấp tải của chu kỳ 3, theo độ sâu cho cọc TP1

Bảng 6. Lực dọc trục cọc tại các mặt cắt 8 (MC8), mặt cắt 9 (MC9), thành phần ma sát huy động trong đất, trong đá và thành phần kháng mũi cọc với các cấp tải khác nhau

TẢI TRỌNG VÀ MA SÁT TRUYỀN XUỐNG CỌC TP1								
Cấp tải	T.Trọng TN	Lực tác dụng tại MC 8	Lực tác dụng tại MC 9	Tỷ lệ ma sát trong đất	Tỷ lệ ma sát trong đá	Tỷ lệ ma sát thành	Tỷ lệ kháng mũi	
Chu kỳ 1	%	kN	kN	%	%	%	%	
0	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	
25	3.400	96	49	97,18	1,38	98,56	1,44	
50	6.800	495	127	92,72	5,41	98,13	1,87	
75	10.200	722	267	92,92	4,46	97,38	2,62	
100	13.600	1.287	560	90,54	5,35	95,88	4,12	
Chu kỳ 2								
50	6.800	2.070	828	69,56	18,26	87,82	12,18	
100	13.600	3.190	1.857	76,54	9,80	86,35	13,65	
125	17.000	4.146	2.734	75,61	8,31	83,92	16,08	
150	20.400	5.297	3.459	74,03	9,01	83,04	16,96	
175	23.800	6.244	4.149	73,76	8,80	82,57	17,43	
200	27.200	7.259	4.818	73,31	8,97	82,29	17,71	
Chu kỳ 3								
50	6.800	3.056	1.125	55,06	28,40	83,46	16,54	
100	13.600	4.664	2.558	65,71	15,49	81,19	18,81	
125	17.000	5.852	3.603	65,58	13,23	78,81	21,19	
150	20.400	6.609	4.348	67,60	11,08	78,69	21,31	
175	23.800	7.450	5.116	68,70	9,81	78,50	21,50	
200	27.200	8.208	5.857	69,82	8,64	78,47	21,53	
225	30.600	9.803	6.956	67,96	9,30	77,27	22,73	
250	34.000	10.853	7.966	68,08	8,49	76,57	23,43	

Bảng 6 thể hiện lực dọc và tỷ lệ lực dọc/tổng lực tác dụng tại các mặt cắt 8 (MC8, là mặt cắt bắt đầu tại lớp đá) và mặt cắt 9 (MC9, là mặt cắt gần mũi cọc), cho 3 chu kỳ gia tải. So sánh kết quả lực dọc truyền xuống mặt cắt 8 và mặt cắt 9, chúng ta có thể xác định được thành phần ma sát trong lớp đá. Kết quả tính toán thể hiện lực ma sát huy động trong các lớp đất ở trên (từ trên xuống mặt cắt 8), trong lớp đá (từ mặt cắt 8 đến mặt cắt 9) và thành phần kháng mũi cọc. Trong chu kỳ 1, tải tác dụng đến 100% sức chịu tải dự báo, trong mỗi cấp tải, tỷ lệ lực tác dụng ở mũi cọc khá nhỏ, thành phần ma sát chiếm tỷ trọng lớn, hơn 95%. Trong chu kỳ 2, tải trọng tác dụng đến 200% sức chịu tải dự báo, thành phần ma sát giảm dần, nhưng vẫn chiếm tỷ trọng khá lớn, trên 82%. Trong chu kỳ 3, tải trọng tác dụng đến 250% sức chịu tải dự báo, thành phần ma sát giảm còn 76%. Lực phân bố tại mũi cọc vẫn tương đối nhỏ, chưa tận dụng được hết khả năng chịu tải của cọc trong đá. Trong cả 3 chu kỳ, có thể thấy rằng thành phần ma sát trong đá được huy động chưa nhiều, tối đa 5,35% trong chu kỳ 1, 8,97% trong chu kỳ 2 và 8,49% trong chu kỳ 3. Kết hợp với Hình 5, cho thấy sức kháng ma sát trong đá cũng chưa được huy động nhiều, lớn nhất 255 kN/m² cho cấp tải 250% của chu kỳ 3. Kết quả này cũng giải thích thành phần ma sát trong đá khá nhỏ do chiều dài ngàm trong đá chưa đủ lớn cũng như chuyển vị của cọc trong đá nhỏ.

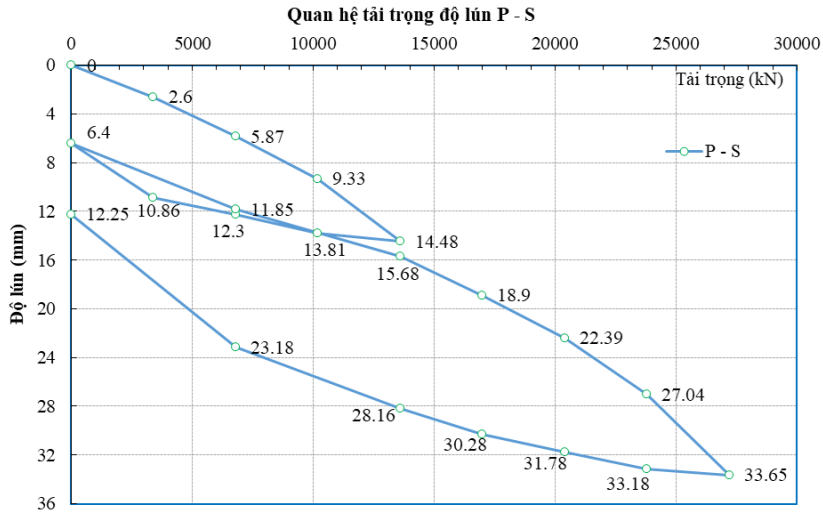


Hình 6. Đường cong co ngấn và chuyển vị mũi cọc cho cọc TP1

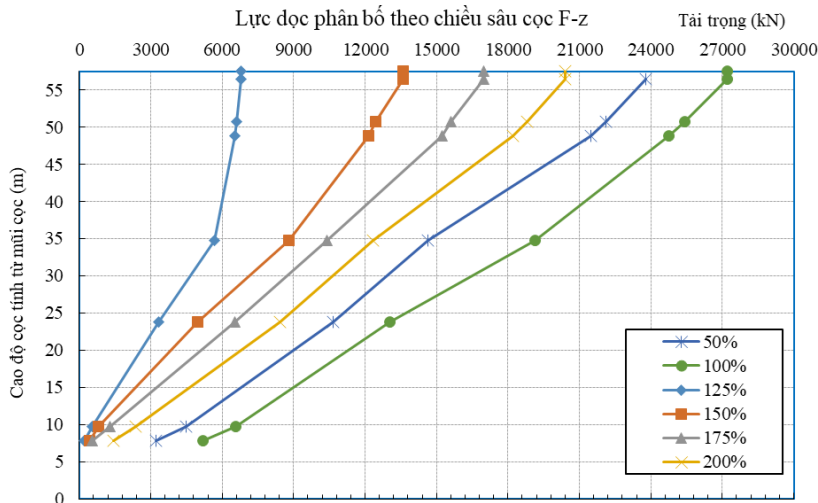
Hình 6 biểu thị co ngấn thân cọc và chuyển vị mũi cọc theo các cấp tải trọng của 3 chu kỳ thí nghiệm. Kết quả này cho thấy phần thân cọc bị co ngấn nhiều (đường màu xanh), tương đương phần trên của cọc có dịch chuyển lớn, hình thành nên sức kháng ma sát dọc thân cọc. Đây là nguyên nhân chính dẫn đến lực ma sát chiếm tỷ trọng lớn trong khả năng chịu tải huy động của cọc với các cấp tải thí nghiệm. Kết quả này cũng cho thấy ứng xử của cọc khoan nhồi trong đá, không thể coi hoàn toàn là cọc chống để bỏ qua thành phần ma sát. Dù kết quả khoan lõi đã khẳng định mũi cọc TP1 là lớp đá tốt, tuy nhiên do cọc dài, biến dạng đàn hồi của cọc lớn dẫn đến chuyển vị của thân cọc nhiều, đặc biệt thân cọc chuyển dịch trong điều kiện địa chất ở đây có chiều dày lớp 3b (cát bụi/cát pha, đôi chỗ lẫn sạn sỏi, nâu đỏ chặt vừa đến chặt) rất dày, xấp xỉ 40 m với giá trị SPT trung bình 23 búa, dẫn đến không thể bỏ qua thành phần ma sát của cọc trong trường hợp này. Chuyển vị của mũi cọc tăng dần theo cấp tải trọng, tuy nhiên chưa đủ lớn để huy động hết khả năng chịu tải của mũi cọc, điều này cũng phù hợp khi tổng chuyển vị của cọc tại 250% tải trọng dự báo là 41,35 mm, nhỏ hơn ($5\% \times D$) là 60 mm, cọc hoàn toàn có thể huy động khả năng chịu tải lớn hơn.

4. Phân tích kết quả thí nghiệm cọc TP4

Cọc TP4 được cấu tạo giống cọc TP1, cọc được thí nghiệm nén tĩnh 2 chu kỳ với chu kỳ 2, gia tải tới 200% tải thí nghiệm, là cọc dự kiến được sử dụng lại. Kết quả thí nghiệm đường cong tải trọng độ lún P-S, đường phân bố tải trọng dọc trục F-z được thể hiện trong Hình 7 và Hình 8, cũng như kết quả chi tiết ở Bảng 7.



Hình 7. Đường cong tải trọng - độ lún (P-S) cho cọc TP4



Hình 8. Đường cong truyền tải trọng trong cọc tại chu kỳ 2 của cọc TP4 (đường cong F-z)

Kết quả cọc TP4 một lần nữa cho thấy thành phần ma sát được huy động khá lớn trong các cấp tải thí nghiệm. Trong chu kỳ 1, tải tác dụng đến 100% sức chịu tải dự báo, trong mỗi cấp tải, tỷ lệ lực tác dụng ở mũi cọc khá nhỏ, thành phần ma sát chiếm tỷ trọng lớn, hơn 93%. Trong chu kỳ 2, tải trọng tác dụng đến 200% sức chịu tải dự báo, thành phần ma sát giảm dần, nhưng vẫn chiếm tỷ trọng khá lớn, trên 80,96%. Lực phân bố tại mũi cọc vẫn tương đối nhỏ, chưa tận dụng được hết khả năng chịu tải của cọc trong đá.

Bảng 7. Lực dọc trục cọc tại mặt cắt 8 (MC8), với các cấp tải khác nhau

Chu kỳ	Cấp tải (%)	Tải Trọng Thí nghiệm (kN)	Lực tác dụng tại MC8 (kN)	Tỷ lệ tải trọng tại MC8 (%)	Tỷ lệ ma sát thành (%)	Chuyển vị mũi cọc (mm)
Chu kỳ 1	25%	3.400	10,6	0,31%	99,69%	1,71
	50%	6.800	57,8	0,85%	99,15%	2,15
	75%	10.200	467,5	4,58%	95,42%	3,43
	100%	13.600	899,0	6,61%	93,39%	5,37
Chu kỳ 2	50%	6.800	192,8	2,83%	97,17%	3,46
	100%	13.600	414,9	3,05%	96,95%	5,99
	125%	17.000	538,2	3,17%	96,83%	7,73
	150%	20.400	1.421,5	6,97%	93,03%	8,89
	175%	23.800	3.236,6	13,60%	86,40%	10,79
	200%	27.200	5.179,5	19,04%	80,96%	13,32

5. Kết luận

Kết quả phân tích cọc khoan nhồi trong đá TP1, TP4 đã chỉ ra rằng tỷ lệ thành phần ma sát dọc thân cọc so với lực tác dụng dọc trục của cọc lên đến 76% và 95% khi tải trọng tác dụng tương ứng bằng 250% và 100% sức chịu tải dự báo. Đối với cọc khoan nhồi có chiều dài lớn, đi qua địa tầng có nhiều lớp đất tốt, dù mũi cọc nằm trong đá cứng, tuy nhiên do biến dạng đàn hồi của cọc lớn, thành phần ma sát huy động không thể bỏ qua. Việc xem xét cọc khoan nhồi trong đá như là cọc chống theo TCVN 10304:2014 sẽ thiên về an toàn khi không tận dụng hết khả năng chịu tải của cọc, cũng như chưa xem xét đến chuyển vị của cọc này trong đá. Do đó khi dự báo sức chịu tải của cọc trong đá có chiều dài lớn, đi qua nhiều địa tầng đất tốt cần cân nhắc cả thành phần ma sát bên của cọc để có thể tận dụng tốt hơn sức chịu tải của cọc trong thực tế.

Tài liệu tham khảo

- [1] Silva, M., Coutinho, R., Danziger, B. (2022). [A case study of bearing capacity of piles partially embedded in rock](#). *Soils and Rocks*, 45(3):1–15.
- [2] Zertsalov, M. G. (2023). [Calculation of Bored Piles in Rock Under a Compressive Axial Load](#). *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 59(6):507–512.
- [3] Seidel, J. P., Haberfield, C. M. (1995). [The axial capacity of pile sockets in rocks and hard soils](#). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 5(32):235A.
- [4] Rosenberg, P., Journeaux, N. L. (1976). [Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design](#). *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3):324–333.
- [5] Horvath, R. G. (1978). *Field Load Test Data on Concrete-to-Rock 'Bond' Strength for Drilled Pier Foundations*. Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- [6] Zhang, L. (2004). [Drilled Shafts in Rock: Analysis and Design](#). CRC Press.
- [7] Rowe, R. K., Armitage, H. H. (1987). [A design method for drilled piers in soft rock](#). *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1):126–142.
- [8] Seidel, J. P., Collingwood, B. (2001). [A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance](#). *Canadian Geotechnical Journal*, 38(1):138–153.
- [9] Meyerhof, G. G. (1951). [The Ultimate Bearing Capacity of Foundations](#). *Géotechnique*, 2(4):301–332.
- [10] Picardo, A., Millán, M. A., Galindo, R., Alencar, A. (2023). [Revisiting the analytical solutions for ultimate bearing capacity of pile embedded in rocks](#). *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 15(6):1506–1519.
- [11] Driscoll, R., Simpson, B. (2001). [EN1997 Eurocode 7: Geotechnical design](#). *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering*, 144(6):49–54.

- [12] Imbsen, R. A. (2009). *AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design*. AASHTO.
- [13] Barker, R. M., Puckett, J. A. (2021). *Design of Highway Bridges: An LRFD Approach*. Wiley.
- [14] Saglamer, A., Ozalp, H. K., Kargioglu, B. (2018). [Comparison of field loading test results of bored piles with bearing capacity analysis based on various standards](#). *XVI DECGE 2018 Proceedings of the 16th Danube - European Conference on Geotechnical Engineering*, Wiley, 2(2–3):93–112.
- [15] Haberfield, C. M., Lochaden, A. L. E. (2019). [Analysis and design of axially loaded piles in rock](#). *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3):535–548.
- [16] TCVN 10304:2014. *Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*. Bộ Xây Dựng.
- [17] Xu, J., Gong, W., Gamage, R. P., Zhang, Q., Dai, G. (2020). [A new method for predicting the ultimate shaft resistance of rock-socketed drilled shafts](#). *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 173(2):169–186.
- [18] Gharsallaoui, H., Jafari, M., Holeyman, A. (2020). [Pile end bearing capacity in rock mass using cavity expansion theory](#). *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12(5):1103–1111.
- [19] Tiến, L. Đ., Dương, Đ. H., Lân, N. C., Thành, B. T., Long, N. N. (2019). [Đánh giá sức chịu tải cọc khoan nhồi trong lớp đá nứt nẻ từ kết quả thí nghiệm và mô hình phần tử hữu hạn](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCN XD) - ĐHXD*, 13(3V):55–63.