NGHIÊN CỨU ĐẶC ĐIỂM CHỊU TẢI CỌC KHOAN NHỒI ĐƯỢC MỞ RỘNG TIẾT DIỆN THÂN

ĐỖ MINH NGỌC[*], ĐỖ MINH TÍNH[**]
BÙI THỊ QUỲNH ANH[*]

Research on bearing capacity characteristics of bored pile with expanded body

Abstract: *Bored pile with expanded body is the pile whose cross section in some positions at the body is extension. This helps the pile to increase the interface area in contact with the ground, along with the bearing capacity of the single pile is significant growth and the settlement is limited compared to conventional piles at the same depth. Therefore, it is both effectively technical and economical, especially in the condition that the bearing soil layer under the pile tip is relatively hard to construct. Based on analysis the bearing capacity test results of the case study site and the empirical formula, the paper evaluates and clarifies the bearing capacity characteristics of this pile.*

Keywords: *bored pile, expanded body, bearing capacity,*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Cọc thay đổi tiết diện ra đời từ cuối những năm 1950, đầu tiên phải nói đến Ấn Độ đã bắt đầu sử dụng cọc nhiều đốt trong xây dựng. Đến những năm 1960 và 1970, Ấn Độ, Vương quốc Anh và Liên Xô cũ đã sử dụng cọc nhiều đốt cho một số loại đất có tính trương nở, hoàng thổ, đất á sét, á cát và cát. Tại thời điểm đó, đã có hơn 20 tài liệu báo cáo kết quả thử nghiệm so sánh (bao gồm thử nghiệm mô hình và thử nghiệm tải trọng tĩnh tại hiện trường) của cọc khoan thẳng, cọc mở rộng đáy, cọc mở rộng thân hai đoạn và ba đoạn. Các kết quả cho thấy, so với cọc cùng đường kính, cọc nhiều đốt đã cải thiện đáng kể khả năng chịu lực, ít lún hơn, mang lại hiệu quả kinh tế kỹ thuật rõ rệt [2]. Ví dụ như ở vùng Bắc Ural của Liên Xô trước đây, cọc doa hai đốt và ba đốt được sử dụng trên đất á sét trạng thái nửa cứng ~ cứng thì sức chịu tải của chúng có thể đạt 800kN, trong khi sức chịu tải tương ứng của cọc có cùng đường kính chỉ đạt 200-220kN. Mặc dù thể tích và lượng bê tông sử dụng làm cọc tăng 27% do đầu cọc được mở rộng, nhưng sức chịu tải lại tăng lên gần 3 lần[3]. Năm 1980, Polous và các cộng sự trong tài liệu chuyên khảo của mình đã phân loại cọc này với tên gọi "under - reamed pile"[4]. Năm 1983, Ray.E Martin đã tiến hành thí nghiệm với cọc được mở rộng tại hai vị trí, kết quả cho thấy sức chịu tải của cọc tăng lên đáng kể và độ lún của cọc là khá bé[4]. Vào đầu năm 1978, Viện Kỹ thuật Xây dựng Bắc Kinh đã tiến hành thi công các cọc đường kính nhỏ chiều sâu 5m được mở rộng tiết diện tại 2 và 3 vị trí trên thân cọc (đường kính cọc 300nmn, đường kính đầu mở rộng 480mm) tại tiểu khu Hồ Đoàn Kết sau đó tiến hành thử tải tĩnh. Kết quả cho thấy tải trọng giới hạn của hai loại cọc này tăng lên 1.25 đến 1.76 lần so với cọc cùng đường kính[6]. Năm 1979, Viện Nghiên cứu Máy xây dựng của Bộ Xây dựng và Công ty máy xây dựng Bắc Kinh lần đầu tiên phát triển loại máy doa thành hố

[*] *Bộ mô Địa kỹ thuật - Trường ĐH Công nghệ GTVT*
[**] *Bộ môn Địa kỹ thuật - Trường ĐH Kiến trúc Hà Nội*

khoan để mở rộng tiết diện cọc có tên ZK-Y100. Cùng năm đó, Nhóm nghiên cứu Móng cọc Bắc Kinh đầu tiên thử nghiệm với cọc đường kính 400mmm, có 4 vị trí mở rộng thành, đường kính mở rộng 560mm, dài 8,7m. Kết quả thử nghiệm cho thấy so sánh với cọc không mở rộng tiết diện có chiều dài 8.85m thì sức chịu tải tăng lên 138%[5]. Năm 1998, Tập đoàn Công nghiệp Quang điện tử phương Bắc Trung Quốc đã phát triển một loại thiết bị ép và giãn nở thủy lực đa chức năng mới, đồng thời triển khai các cọc ép mở rộng đa đoạn và đã áp dụng thành công chúng ở Bắc Kinh, Tế Nam, Thiên Tân, Vũ Hán và Xiangfan, v.v. và đạt được những kết quả rất đáng kể [7]. Năm 2005 Yang Zhi[9] đã sử dụng cọc mở rộng trong bốn móng trụ cầu của dự án tiếp cận bờ bắc của cầu sông Vũ Hán Thiên Hưng Châu Dương Tử. Tiến hành so sánh lợi ích kinh tế với cọc khoan nhồi thông thường thì việc sử dụng cọc mở rộng đáy có thể tích lũy rút ngắn chiều dài cọc trong cùng điều kiện 8.590 m, tiết kiệm 11,24 triệu nhân dân tệ chi phí dự án.

Từ những nghiên cứu trên, rõ ràng cọc mở rộng tiết diện thân có những ưu điểm vượt trội so với cọc thông thường. Tuy nhiên, để làm rõ vấn đề về đặc điểm chịu tải của cọc này thì hiện nay còn khá ít các nghiên cứu, do đó trong bài báo này tác giả thông qua kết quả phân tích thí nghiệm hiện trường kết hợp với các công thức thực nghiệm tiến hành phân tích.

2. NGUYÊN LÝ THI CÔNG CỌC MỞ RỘNG TIẾT DIỆN THÂN

Cọc khoan nhồi mở rộng tiết diện được thi công bằng phương pháp khoan xoay, khi thi công nhờ các hệ thống các kích thủy lực được bố trí trong gầu đào mà tiết diện cọc được mở rộng. Khi khoan đến vị trí cần được mở rộng nhờ các kích thủy lực từ tử đẩy các mảnh của gầu khoan sang hai bên và tiến hành xoay, khiến đất hai bên thành cọc được đào ra, sau khi mở rộng thân xong gầu đào có thể thu lại và khoan như cọc truyền thống. Toàn bộ hệ thống này được giám sát bằng hệ thống máy tính từ tốc độ khoan đến đường kính mở rộng (Hình 1~4). Do vậy, trong quá trình thi công cọc luôn đảm bảo được tính ổn định không bị sập thành hố, tính an toàn cao, phù hợp với các điều kiện địa chất phức tạp. So với cọc truyền thống việc mở rộng tiết diện thân cọc giúp lợi dụng sức chịu tải của các lớp đất bên trên mũi cọc, giúp cho độ lún giảm và sức chịu tải của cọc được tăng lên một cách đáng kể. Ngoài ra, do được thi công bằng phương pháp khoan xoay nên quá trình thi công cũng gây ra ít tiếng ồn, ít ô nhiễm môi trường, lượng dung dịch giữ ổn định thành hố cũng giảm, giá thành của cọc cũng giảm đi đáng kể,….

Hình 1: Hình ảnh thi công hiện trường

Hình 2: Hệ thống máy tính kiểm soát

Hình 3: Hệ thống tời và cần khoan

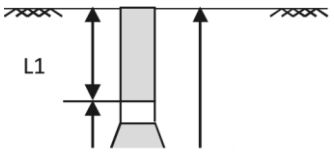
Hình 4: Hệ thống gầu khoan

3. PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC KHOAN NHỒI MỞ RỘNG TIẾT DIỆN Ở THÂN

Hiện nay, để xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi mở rộng tiết diện thân có nhiều như: phương pháp kinh nghiệm, phương pháp giải tích xây dựng đường cong quan hệ Q~s và phương pháp hiện trường. Trong đó phương pháp sử dụng phương pháp kinh nghiệm thông thường được sử dụng trong giai đoạn thiết kế ban đầu để xác định , khó có thể xác định được mối quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị. Phương pháp giải tích xây dựng đường cong quan hệ Q~s tương đối phức tạp và việc lựa chọn mô hình tính cần phải phù hợp. Phương pháp thí nghiệm hiện trường là phương pháp trực tiếp nhất, cho kết quả đáng tin cậy, bằng cách này tiến hành xây dựng đường cong quan hệ Q~s từ đó có thể đánh giá sức chịu tải của cọc một cách chính xác. Trong phạm vi bài báo, tác giả sẽ trình bày hai phương pháp sử dụng công thức kinh nghiệm và phương pháp thử tĩnh tải Osterberg tiến hành phân tích.

3.1. Phương pháp công thức kinh nghiệm xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi thay đổi tiết diện thân

Theo kết quả nghiên cứu của nhiều học giả và kết hợp với việc phân tích qui luật truyền tải trọng trong cọc mở rộng tiết diện, thì sức chịu tải của cọc mở rộng tiết diện ở thân bao gồm các thành phần chính sau: ma sát thân cọc với đất, sức cản của đoạn cọc được mở rộng tiết diện và sức kháng đầu mũi cọc. Trong thiết kế tính toán cọc mở rộng tiết diện cần phải tính đến cả ba phần này và xem xét các yếu tố của từng phần, nếu không kết quả tính toán và thực tế sẽ có sự sai khác. Thí dụ ở đoạn phần mở rộng thân cọc, đoạn cọc vát thì ma sát thân cọc có thể bỏ qua không xem xét, nhưng đoạn cọc thẳng dưới mũi phần mở rộng cần phải được xét đến. Trong thực tế có rất ít các nghiên cứu về vấn đề này, khi tính toán để đảm bảo an toàn nhiều tác giả đã đơn giản hóa bằng cách lược bỏ phần này đi không tính.



Hình 5: Sơ đồ tính

Thông qua các phân tích ở phân trên và theo qui phạm thiết kế móng cọc mở rộng ở đáy JGJ94—2008 của Trung Quốc thì sức chịu tải của cọc được xác định như sau[10]:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} + Q_{bk} \quad (1)$$

$$Q_{sk} = \mathrm{u}\sum \psi_{si} q_{sik} l_i - u\sum q_{sj}\alpha_j D_j \quad (2)$$

$$Q_{pk} = \gamma \sum \psi_{pk} q_{pk} A_p \quad (3)$$

$$Q_{bk} = \psi_b \eta_b q_{bk} A_b \quad (4)$$

Trong đó:

Q_{sk}, Q_{bk} - lần lượt là tổng sức kháng ma sát thân cọc và sức kháng đoạn cọc mở rộng, (kN);

Q_{pk} - là sức kháng mũi đoạn cọc được mở rộng, (kN);

u - chu vi thân cọc, (m);

q_{sik} - là sức kháng đơn vị của lớp đất thứ i;

$u\sum q_{sj}\alpha_j D_j$ - thể hiện sức kháng ma sát đoạn trên dưới khu vực mở rộng tiết diện không tính vào;

ψ_{si} - hệ số điều chỉnh sức kháng thân của cọc, tra bảng 1;

ψ_{pk} - hệ số điều chỉnh sức kháng mũi của cọc đoạn mở rộng tiết diện thân, tra bảng 2;

q_{pk} - sức kháng thân đơn vị của tại vị trí cọc được mở rộng tiết diện;

A_p - diện tích tiết diện thân cọc tại vị trí mở rộng, (m^2);

ψ_b - hệ số ảnh hưởng kích thước hình học mũi cọc, tra bảng 2;

γ, η_b - hệ số điều chỉnh sức kháng mũi tiêu chuẩn đoạn mở rộng tiết diện tra bảng 3,4;

q_{bk} - sức chịu tải qui ước của lớp đất dưới mũi cọc;

A_b - diện tích tiết diện mũi cọc, (m^2);

α_j - là giá trị phụ thuộc vào đường kính mở rộng, nếu đường kính mở rộng lớn hơn một lần so với đoạn không mở rộng thì phía dưới đoạn mở rộng một khoảng nD cần phải xét đến ma sát thân cọc, nếu nhỏ hơn thì có thể xem xét bỏ qua.

Bảng 1: Bảng tra các hệ số ψ_{si}, ψ_{pk} và ψ_b [4]

Loại đất	Đất dính	Đất rời
ψ_{si}	$(0,8d)^{1/5}$	$(0,8d)^{1/3}$
ψ_{pk}	$(0,8D)^{1/5}$	$(0,8D)^{1/3}$
ψ_b	$(0,8D)^{1/5}$	$(0,8D)^{1/3}$

Bảng 2: Bảng tra các hệ số γ, η_b (dưới mực nước ngầm) [4]

Loại đất tại vị trí mở rộng tiết diện	Sét, á sét	Á cát	Cát hạt nhỏ	Cát hạt trung đến thô	Cuội, sỏi
γ, η_b	1,4~1,5	1,3~1,4	1,2~1,3	1,0	1,1

Bảng 3: Bảng tra các hệ số γ, η_b (trên mực nước ngầm)[4]

Loại đất tại vị trí mở rộng tiết diện	Sét, á sét dẻo cứng đến cứng	Sét, á sét dẻo mềm	Á cát	Cát mịn	Cát hạt nhỏ	Cát hạt trung, thô
γ, η_b	0,6~0,8	0,8~1,0	0,8~1,0	0,8~0,9	0,6~0,7	0,4~0,5

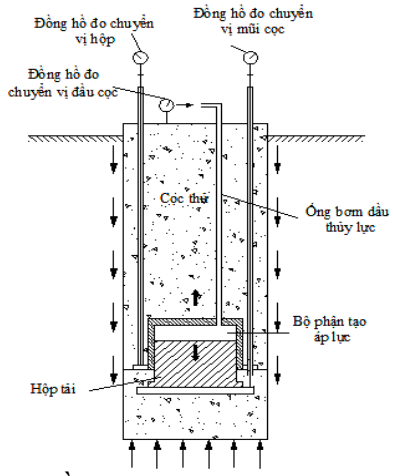
3.2. Phương pháp Osterberg xác định sức chịu tải của cọc

3.2.1. Nguyên lý của phương pháp

Mục đích của phương pháp thí nghiệm tự cân bằng là đi xác định sức kháng bên và sức kháng mũi của cọc thông qua một hộp tải trọng gồm các kích thủy lực được đặt trong thân cọc. Tùy theo điều kiện và yêu cầu của thí nghiệm, thiết bị này được đặt tại một cao trình (thường được đặt ở đáy cọc) hoặc tại nhiều cao trình trên chiều dài thân cọc thí nghiệm.

Sau khi bê tông đổ cọc đạt cường độ theo yêu cầu thiết kế người ta gia tải bằng việc bơm chất lỏng thường sử dụng dầu thủy lực để tạo áp lực cho hệ kích đặt trong hộp tải. Với nguyên lý này, đối trọng dùng cho việc thử được tạo bởi chính trọng lượng bản thân cọc và sức kháng thành bên của cọc. Khi làm việc, kích tạo ra lực đẩy tác dụng vào thân cọc theo hướng ngược lên đồng thời tạo lực ép xuống tại mũi cọc. Các chuyển vị lên của thân cọc và chuyển vị xuống của phần mũi cọc được các đồng hồ ghi lại tương ứng với mỗi thời điểm của quy trình gia tải. Sơ đồ thí nghiệm được thể hiện như hình 6.

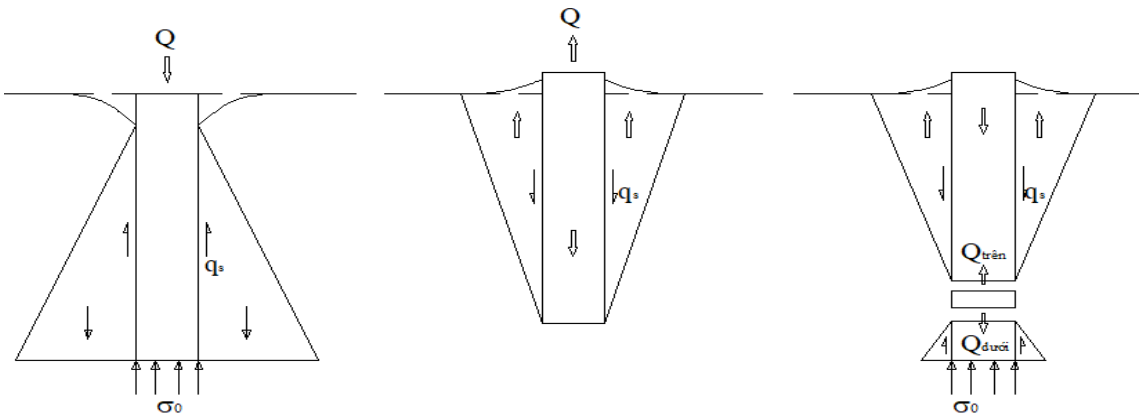
Kết quả thu được sẽ là các biểu đồ quan hệ chuyển vị và tải trọng cho mũi cọc và đỉnh cọc được xây dựng độc lập. thí nghiệm được kết thúc khi đạt đến sức ma sát giới hạn hoặc sức kháng mũi giới hạn.



Hình 6: Sơ đồ nguyên lý thí nghiệm tự cân bằng

3.2.2. Phương pháp phân tích kết quả

Khi làm thí nghiệm dọc trục của cọc, chịu tải trọng thẳng đứng như (hình 7a), đỉnh cọc chịu một tải trọng Q, sức chịut tải của cọc do hai thành phần là ma sát thân cọc và sức kháng mũi. Đối với cọc chịu sức kháng nhổ như (hình 7b), lực nhổ đầu cọc chịu ma sát âm thân cọc và trong lượng bản thân của cọc. Còn đối với phương pháp tự cân bằng (hình 7c) do một cặp tải trọng cân bằng ($Q_{trên}$ = $Q_{dưới}$) được sinh ra bởi các kích thủy lực đặt trong hộp tải và chôn trong thân cọc.



(a) Phương pháp nén cọc (b) Phương pháp nhổ cọc (c) Phương pháp tự cân bằng

Hình 7: Các trường hợp thí nghiệm xác định sức chịu tải dọc trục của cọc

Vị trí chôn cọc là vị trí cân bằng giữa đoạn trên cọc và đoạn dưới cọc, hộp này có tác dụng đẩy hai phần cọc hướng lên và xuống. Do đoạn cọc dưới thường ngắn gần nền mà mũi cọc tựa vào nên tải trọng trên đỉnh đoạn này do sức kháng ở mũi và một phần nhỏ ma sát thân cọc chịu. Còn đoạn trên hộp tải chiều dài lớn tải trọng do hộp tải tạo ra chủ yếu do ma sát thân cọc và trọng lượng bản thân cọc phải chịu. Về hình thức mà nói đoạn trên cọc sự làm việc gần giống như cọc chịu nhổ, nhưng điểm đặt lực là khác nhau, trong trạng thái giới hạn thì lực ma sát dọc thân sẽ lớn hơn so với thí nghiệm sức kháng nhổ.

Nếu coi vị trí nơi mà sức kháng mũi và ma sát thân cọc cân bằng nhau là điểm phân cách hai phần, thì đoạn trên hộp tải có thể coi như cọc làm việc chịu tải trọng nén tĩnh để qui đổi, đây chính là điều kiện căn bản của phương pháp này.

Giả thiết theo phương pháp truyền thống cọc chịu nén, thành phần tải trọng bao gồm ma sát thân cọc Q_s và sức kháng mũi Q_p thì:

$$Q = Q_s + Q_p \qquad (5)$$

Thông qua giản hóa, sức chịu tải của cọc Q theo phương pháp tự cân bằng tương ứng với phần trên phần dưới cọc đều phải xem xét đến hệ số chuyển đổi. Căn cứ vào các công trình nghiên cứu của tác giả Dai Guo Liang – Gongwei Ming trường đại học Đông Nam Trung Quốc, các kết quả thực tế cho thấy đoạn cọc trên phá hoại đều phát sinh tại giao diện giữa đất và cọc, nên sức chịu tải của đoạn trên cọc không xem xét khấu trừ trọng lượng bản thân của đất xung quanh cọc và chỉ khấu trừ trọng lượng bản thân của cọc, nên:

$$Q = \frac{(Q_{\text{tren}} - G_p)}{K_{tren}} + K_{\text{duoi}} Q_{\text{duoi}} \qquad (6)$$

Trong đó:

K_{tren}, $K_{dưoi}$ - hệ số chuyển đổi tải trọng của phần trên và dưới cọc, (kN);

Q_{tren}, $Q_{dưoi}$ - phân biệt là sức chịu tải phân trên và phần dưới cọc, (kN) ;

G_p - trọng lượng bản thân cọc, (kN).

Thông qua nghiên cứu thực nghiệm, trong công trình không xét đến sự ảnh hưởng lẫn nhau giữa đoạn trên và đoạn dưới cọc. Do đó, đoạn cọc dưới hệ số tải trọng $K_{\text{duoi}} = 1$ có thể thỏa mãn yêu cầu với công trình, lúc này hệ số K trên có thể ký hiệu lại thành K và công thức (6) có thể viết lại như sau:

$$Q = \frac{(Q_{tren} - G_p)}{K} + Q_{duoi} \qquad (7)$$

Hai công thức (6) với công thức (7) chính là công thức thực hiện việc qui đổi xác định sức chịu tải của cọc bằng phương pháp tự cân bằng sang phương pháp nén tĩnh đầu cọc. Khi tải trọng thí nghiệm càng lớn thì đường cong Q – S càng có độ chính xác cao hơn. Lúc này sức chịu tải của cọc được tính như sau:

$$Q = Q_s + Q_p = \frac{(Q_{\text{tren}} - G_p)}{K} + Q_{\text{duoi}} \qquad (8)$$

Trên công thức (8) hệ số K nên thông qua phương pháp tự cân bằng với phương pháp nén tĩnh cọc so sánh để xác định.

Bên trên là nguyên lý cơ bản cách qui đổi sức chịu tải của cọc được xác định từ phương pháp tự cân bằng sang nén tĩnh đầu cọc. Nhưng để xác định được mối quan hệ giữa tải trọng - chuyển vị thì cần phải xét đến chuyển vị. Để xây dựng được mối quan hệ này cần có một vài giả định sau:

Coi trong cùng điều kiện chịu áp lực cọc được phân thành hai đoạn trên và dưới hộp tải, mặt phân cách hai đoạn này là điểm cân bằng, thì giá trị ma sát thân cọc trung bình của đoạn dưới q_{ms} như hình 8 thể hiện là:

$Q_{\text{duoi}} = \square \sigma_0 A_p$ (9)

Coi chuyển vị đoạn cọc dưới khi thí nghiệm bằng phương pháp tự cân bằng và nén tĩnh đầu cọc là như nhau (hình 9) thì:

$$S_a = S_{\text{duoi}} \qquad (10)$$

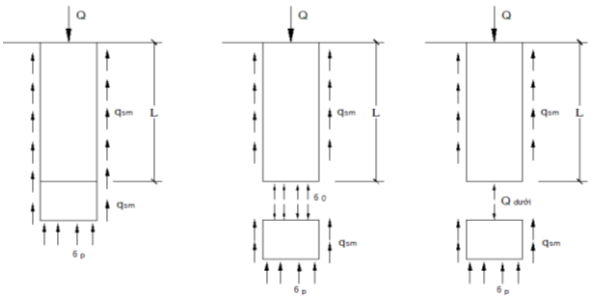
Đoạn cọc trên khi chịu tải bị nén lại một khoảng S như hình 10 thì tải trọng tác dụng đầu cọc và thân cọc dẫn đến biến dạng nén đàn hồi, nên:

$$\Delta S = \Delta S_1 + \Delta S_2 \qquad (11)$$

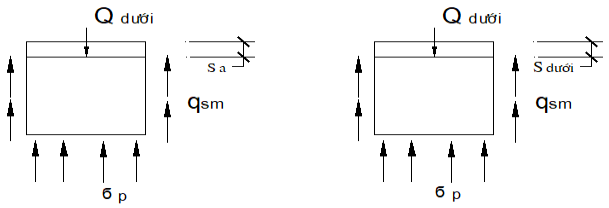
Trong đó:

ΔS_1 - biến dạng đàn hồi đoạn cọc trên do lực nén $Q_{\text{dưới}}$, (mm);

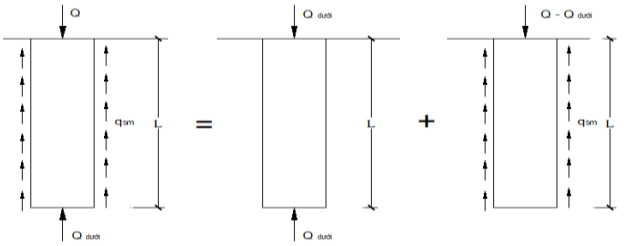
ΔS_2 - biến dạng nén đàn hồi do đoạn cọc trên chịu tải trọng phát sinh do tác dụng ma sát dọc thân cọc, (mm).



Hình 8: Sơ đồ cọc chịu tải trọng nén



Hình 9: Chuyển vị đoạn cọc dưới



a) b) c)

Hình 10: Biểu đồ phân tích đoạn cọc trên khi chịu lực

Như vậy, chuyển vị của cọc được xác định từ phương pháp tự cân bằng được xác định như sau:

$$\Delta S_1 = \frac{Q_{duoi} L}{E_p A_p} \quad (12)$$

$$\Delta S_2 = \frac{(Q_{tren} - G_p) L}{2KE_p A_p} \quad (13)$$

Trong đó:

L - chiều dài đoạn cọc trên, (m);

A_p - diện tích tiết diện thân cọc (m^2);

E_p - mô đun đàn hồi thân cọc, (kN/m^2).

Thay công thức (12) và (13) vào công thức (11), ta được:

$$\Delta S = \Delta S_1 + \Delta S_2 = \frac{[(Q_{tren} - G_p) + 2Q_{duoi}]L}{2KE_p A_p} \quad (14)$$

Từ đây có thể xây dựng được mối quan hệ giữa tải trọng và biến dạng Q – S của hai đoạn cọc trên, dưới hộp tải như hình 11a thể hiện thành một đường đường cong quan hệ tương ứng với phương pháp nén tĩnh đầu cọc Q – S như hình 11b. Lúc này công thức qui đổi tải trọng và chuyển vị như sau:

$$Q = \frac{Q_{tren} - G_p}{K} + Q_{duoi} \quad (15)$$

$$S = S_{duoi} + \Delta S \quad (16)$$

Trong hai công thức trên $Q_{dưới}$ và $S_{dưới}$ được xác định trực tiếp bằng cách đo ngoài hiện trường. G_p và ΔS thông qua tính toán có thể đạt được.

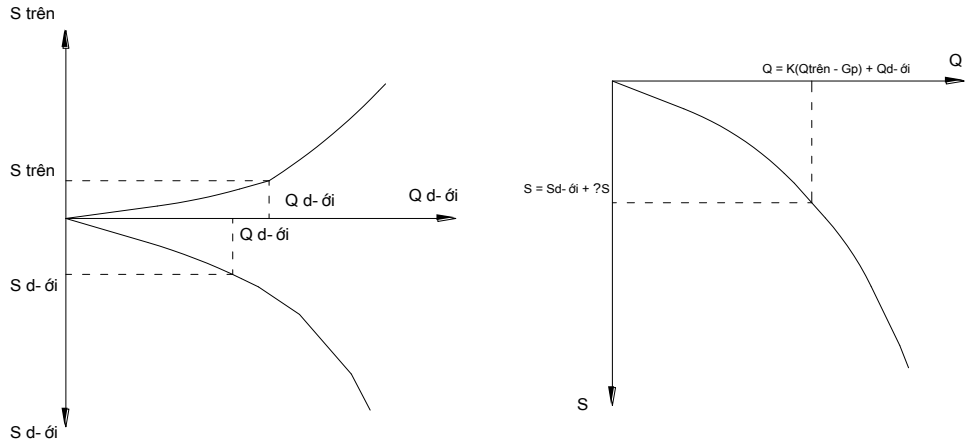
Đối với phương pháp tự cân bằng, mỗi cấp gia tải, hộp tải sẽ thông qua các kích thủy lực đẩy hai đoạn cọc theo hai phương khác nhau lên và xuống với lực bằng nhau. Nhưng chuyển vị của hai đoạn cọc này là không giống nhau. Trong quá trình gia tải, chuyển vị tuyệt đối của cọc được xác định ở đỉnh cọc hay đỉnh đoạn cọc trên, giá trị này chính bằng giá trị $S_{dưới}$. Do vậy, Q trên được xác định từ đường cong quan hệ Q - S như trên hình 11a thể hiện tương ứng với chuyển vị $S_{dưới}$.

Đối với hệ số qui đổi K, nên thông qua so sánh giữa hai phương pháp thí nghiệm truyền thống và tự cân bằng. Hai tác giả, Gong Wei Ming, Dai Guo Liang thông qua nghiên cứu hơn 130 công trình thực nghiệm tiến hành so sánh và đưa ra giá trị K theo các loại đất khác nhau như sau:

+ Đối với đất sét K = 0,8;

+ Đất cát K = 0,7;

+ Đối với đá K = 1.



(a) (b)

Hình 11: Đường cong quan hệ Q - S xác định từ phương pháp tự cân bằng và sau khi được qui đổi

4. ỨNG DỤNG CÔNG TRÌNH THỰC TẾ

4.1. Điều kiện địa chất công trình

Cọc sử được sử dụng cho công trình nhà cao tầng gồm hai tầng hầm. Phần ngầm được thi công bằng phương pháp top-down với kết cấu tường liền, khung bê tông cốt thép, cọc có cao độ đỉnh cọc 24.637m và đáy cọc -24.893. Đường kính thân cọc 1.8m và đoạn mở rộng thân và đáy có đường kính 3,6m, đáy đoạn mở rộng đặt ở cao độ -18,5m, mũi cọc đặt vào lớp cát bụi trạng thái chặt. Cụ thể điều kiện địa chất khu vực như sau:

(1) Lớp 1: Đất lấp màu nâu vàng, chủ yếu là đất á sét lẫn đá dăm, trạng thái nửa cứng, bề dày phân bố từ 0,50m ~ 4,00m, bề dày trung bình 2,00m có các chỉ tiêu: w = 22,1%, trọng lượng thể tích tự nhiên γ = 19,9 kN/m^3, hệ số rỗng e = 0,644, chỉ số dẻo I_P=14,9, I_L = 0,15, hệ số nén lún a_{1-2} = 0,16 MPa^{-1}, chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình N = 5,7 búa.

(2) Lớp số 2: Á sét màu xám nâu, nâu vàng, trạng thái dẻo mềm, bề dày 1,2~10m, chiều dày trung bình 6,77m, có các chỉ tiêu: w = 26,2%, trọng lượng thể tích tự nhiên γ□= 19,2 kN/m^3, hệ số rỗng e = 0,753, chỉ số dẻo I_P=12,7, I_L = 0.7, hệ số nén lún a_{1-2} = 0,22 MPa^{-1}, chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình N = 6.9 búa.

(3) Lớp số 3: Lớp á sét, màu xám tro, trạng thái nửa cứng có bề dày phân bố từ 2,60~20,00m, bề dày trung bình 11,41m. Có các chỉ tiêu: w = 22,3%, trọng lượng thể tích tự nhiên γ = 19,6 kN/m^3, hệ số rỗng e = 0,676, chỉ số dẻo I_P=16,3, I_L = 0,14, hệ số nén lún a_{1-2} = 0,13 MPa^{-1}, chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình N = 17,6 búa.

(4) Lớp số 3a: Á sét màu xám tro, trạng thái dẻo cứng phân bố dưới dạng thấu kính trong lớp số 3 có bề dày 1,70~3.4m, bề dày trung bình 2,75m. Có các chỉ tiêu: w = 24,2%, trọng lượng thể tích tự nhiên γ = 19,1 kN/m^3, hệ số rỗng e = 0,745, chỉ số dẻo I_P=13,8, I_L = 0,44, hệ số nén lún a_{1-2} = 0.22 MPa^{-1}, chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình N = 9,9 búa.

(5) Lớp số 4: Á sét lẫn ít sạn, màu vàng, vàng nhạt, xám tro trạng thái nửa cứng lớp bề dày phân bố 1,00~12,6m, trung bình 7,37m. Có các chỉ tiêu như sau: w = 18%, trọng lượng thể tích tự nhiên γ = 20,9 kN/m^3, hệ số rỗng e = 0,521, chỉ số dẻo I_P=16,6, I_L = 0,09, hệ số nén lún a_{1-2} = 0,10 MPa^{-1}, chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình N = 21 búa.

(6) Lớp 5: Sét, màu đỏ sẫm ~ đen, lẫn ít sỏi sạn, trạng thái nửa cứng, bề dày phân bố 1,10m ~ 16,9m, trung bình 5,74m. Có các chỉ tiêu như sau: w = 26,5 %, trọng lượng thể tích tự nhiên γ□= 19,6 kN/m^3, hệ số rỗng e = 0,702, chỉ số dẻo I_P=16,6, I_L =0,18, hệ số nén lún a_{1-2} = 0,12 MPa^{-1}, chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình N = 23 búa.

(7) Lớp số 5a: Á sét, màu vàng ~ vàng nhạt, trạng thái dẻo mềm, tồn tại dưới dạng thấu kính

trong lớp số 5, bề dày phân bố từ 0,80m ~ 5,00m, bề dày trung bình 2,78m. Có các chỉ tiêu như sau: w = 25,4 %, trọng lượng thể tích tự nhiên γ = 19,3 kN/m^3, hệ số rỗng e = 0,75, chỉ số dẻo I_P=16,2, I_L =0,4, hệ số nén lún a_{1-2} = 0,21 MPa^{-1}, chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình N = 8 búa.

(8) Lớp số 6: Cát bụi, màu vàng, xám vàng lẫn ít hạt bụi, đôi chỗ có lẫn sỏi, trạng thái chặt vừa, bề dày phân bố từ 1,30 m ~ 17,3 m, trung bình 12,48m. Có các chỉ tiêu như sau: w = 20,8%, trọng lượng thể tích tự nhiên γ = 20,0 kN/m^3, chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình N = 20,6 búa.

(9) Lớp số 7: Cát bụi, màu vàng, vàng nhạt, trạng thái chặt, bề dày trung bình 8,64m. Có các chỉ tiêu như sau: w = 21%, trọng lượng thể tích tự nhiên γ = 20,3 kN/m^3, chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình N = 34,2 búa.

Bảng 1a: Bảng tổng hợp một số các chỉ tiêu cơ lý các lớp đất

Chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 3a	Lớp 4
Trọng lượng thể tích tự nhiên	γ_0	kN/m^3	19,9	19,2	19,6	19,1	20,9
Khối lượng riêng	Δ		2,83	2,72	2,74	2,735	2,71
Độ ẩm tự nhiên	W	%	22,1	26,2	22,3	24,2	18
Độ bão hòa	S_r	%	94	95	91	89	94
Độ ẩm giới hạn dẻo	W_P	%	20	18,6	20	18,1	18,9
Độ ẩm giới hạn chảy	W_L		34,9	31,3	36,3	32	35,5
Chỉ số dẻo	I_P	%	14,9	12,7	16,3	13,9	16,6
Độ sệt	B		0,15	0,7	0,14	0,44	0,09
Hệ số rỗng	e_o		0,644	0,753	0,676	0,745	0,521
Chỉ số nén lún	a_{1-2}	Mpa^{-1}	0,16	0,22	0,13	0,22	0,1
Hệ số thấm	Đứng	m/d	0,15	0,0008	0,0007	0,0007	0,02
	Ngang	m/d	3	0,0008	0,0007	0,0007	0,1
Thí nghiệm cắt trực tiếp	φ	Độ	12	14	17	15	17
	C	KN/m^2	14	30	50	32	50
Mô đun biến dạng	E	MPa	4	7	13,0	8,5	14

Bảng 1b: Bảng tổng hợp một số các chỉ tiêu cơ lý các lớp đất

Chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	Lớp 5	Lớp 5a	Lớp 6	Lớp 7
Trọng lượng thể tích tự nhiên	γ_0	kN/m^3	19,6	19,3	20	20
Khối lượng riêng	Δ		2,688	2,745	2,73	2,72
Độ ẩm tự nhiên	W	%	26,5	25,4	20,8	21
Độ bão hòa	S_r	%	96	93	98	98
Độ ẩm giới hạn dẻo	W_P	%	22,6	19,2	/	/
Độ ẩm giới hạn chảy	W_L	%	40,4	35,4	/	/
Chỉ số dẻo	I_P	%	17,8	19,2	/	/
Độ sệt	B		0,18	0,4	/	/
Hệ số rỗng	e_o		0,702	0,750	0,617	0,617
Chỉ số nén lún	a_{1-2}	Mpa^{-1}	0,12	0,21		

Hệ số thấm	Đứng	m/d	0,05	0,0007		
	Ngang	m/d	0,2	0,0008		
Cắt trực tiếp	φ	Độ	18	14	25	27
	C	KN/m^2	50	30	9	10
Mô đun biến dạng	E	MPa	15	8,5	17	22

4.2. Tham số tính toán cho cọc

Căn cứ vào kết quả thí nghiệm trong phòng thí nghiệm kết quả cho các tham số tính toán cọc như sau:

Bảng 3.2: Bảng các tham số tính toán cho cọc

Ký hiệu lớp	Tên lớp đất	Thí nghiệm trong phòng		Kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn			Giá trị kinh nghiệm		Giá trị lựa chọn		Sức chịu tải qui ước	Sức chịu tải giới hạn
		fak (kPa)	Es (MPa)	N30 (búa)	fak (kPa)	Es (MPa)	fak (kPa)	Es (MPa)	fak (kPa)	Es (MPa)	fak (kPa)	qu (MPa)
1	Đất lấp	130	10	5,7	/	/	90~120	3~4,5	110	4	110	210
2	Á sét	180	8	6,9	158	9,9	140~160	6~8	150	7	255	470
3	Á sét	470	13,1	17,6	468	18,6	360~400	13~15	360	13	410	790
3a	Á sét	200	8,1	9,9	227	12,9	230~260	8~10	230	8,5	280	520
4	Á sét lẫn ít sạn	620	15,5	21	570	22	370~400	14~15	370	14	420	810
5	Sét, lẫn ít sạn	430	14,5	23	610	23	400~430	15~16,5	400	15	430	830
5a	Á sét	200	8,8	8	180	11	180~230	8,5~10	180	8,5	260	500
6	Cát bụi			20,6	204	18,4	180~200	16~18	190	17	110	220
7	Cát bụi			34,2	267	24,7	230~250	21~23	240	22	200	400

Đối với cọc thí nghiệm, đường kính thân cọc 1.8m được mở rộng thân ở hai vị trí với đường kính mở rộng là 3,6m. Áp dụng công thức (4) ta được:

$$Q_{sk} = u\sum \psi_{si} q_{sik} l_i - u\sum q_{sj} \alpha_j D_j = 12985kN$$

$$Q_{pk} = \gamma \sum \psi_{pk} q_{pk} A_p = 6011kN$$

$$Q_{bk} = \psi_b \eta_b q_{bk} A_b = 6781kN$$

Như vậy, sức chịu tải của cọc là: $Q_{uk} = Q_{sk} + \xi Q_{pk} + Q_{bk} = 25777kN$

Bảng 3: Bảng tham số tính toán cọc

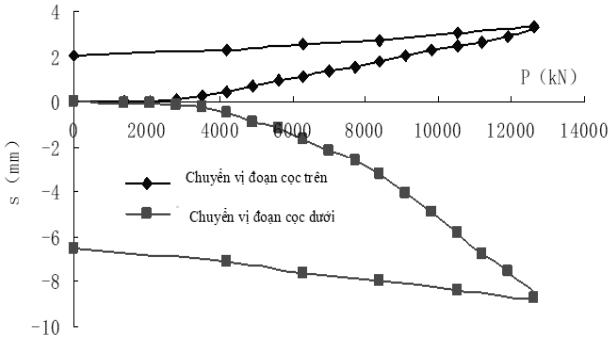
Chiều sâu lớp đất(m)	Tên lớp	q_{sik}(kPa)	q_{bk} (kPa)	ψ_{si}/ψ_b	η_b
24,637m~7,689m	Á sét	54	/	0,85/	/
7,689m~0,95m	Á sét	80	/	0,85/	/
0,95m~-6,85m	Á sét	86	/	0,763/	/
-6,85m~-12,67m	Sét lẫn ít sạn, sỏi	72	/	0,763/	/
-12,67m~-18,5m	Cát bụi	/	1000	/0,606	1,3/

-18,5m~-22,683m	Cát bụi	72	/	0,763/	/
-22,683~-24,893	Cát bụi	72	1000	0,606/0,606	/1,1

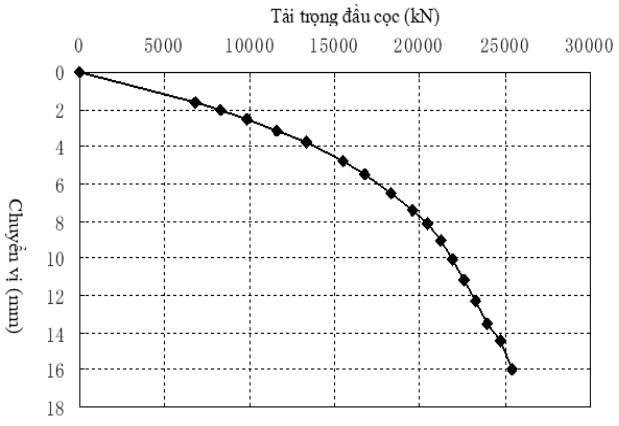
4.3. Kết quả thí nghiệm hiện trường

4.3.1. Sức chịu tải của cọc

Cọc thí nghiệm có đường kính 1.8m được mở rộng ở hai vị trí thân cọc đường kính 3.6m tại chiều sâu 37m, cọc sử dụng bê tông C35 và sức chịu tải thiết kế 10450 kN. Phương pháp thí nghiệm được sử dụng là phương pháp tự cân bằng. Căn cứ vào kết quả công thức kinh nghiệm vị trí hộp tải trọng được đặt ở độ sâu cách mũi cọc 6m. Tải trọng thí nghiệm (2x10500 kN), được chia thành 15 cấp gia tải. Tuy nhiên, để đánh giá sức chịu tải giới hạn của cọc, sau khi kết thúc 15 cấp tiếp tục gia tải cho hết năng lực của kích đặt trong hộp tải gồm 18 cấp, với cấp gia tải cuối cùng là 12600 kN. Kết quả thí nghiệm cho thấy sức chịu tải giới hạn của cọc đạt 24960 kN, tương ứng với chuyển vị là 15,94mm, đường cong quan hệ p~s được thể hiện dưới các hình 12 và 13.



Hình 12: Kết quả quan trắc quan hệ đường cong P~s



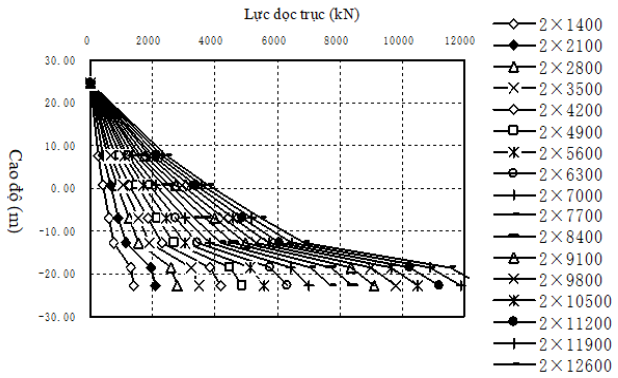
Hình 13: Đường cong chuyển đổi về tải trọng đầu cọc

4.3.2. Kết quả đo lực dọc trục thân cọc

Kết quả đo lực dọc trục thân cọc theo độ sâu được thể hiện trên hình 14. Từ hình này cho thấy ở cấp gia tải đầu tiên từ độ sâu 8m trở xuống, tại các vị trí mặt cắt đặt đầu đo lực dọc trục không có sự thay đổi nhiều. Khi cấp gia tải tăng dần, thì xu hướng xuất hiện các đường gấp khúc rõ nét hơn, đặc biệt khi cấp gia tải 11200 kN thì sự gãy khúc của biểu đồ càng thể hiện rõ nét. Lực dọc trục thân cọc và ma sát thân cọc tính từ mặt cắt các đầu đo trở lên cùng chịu tải trọng từ đầu cọc truyền xuống, do đó hai lực này có một mối quan hệ nhất định, giá trị lớn nhỏ của ma sát thân cọc phản ánh sự thay đổi lực dọc thân cọc.

Cũng từ biểu đồ hình 14 cho thấy, khi tải trọng tác dụng lên thân cọc tăng dần, đoạn cọc trên vị trí được mở rộng và mũi cọc cũng dần phát huy. Ở giai đoạn đầu gia tải, đoạn cọc mở rộng phát huy khoảng 4,5%, nhưng khi đạt đến trạng thái giới hạn thì tỉ lệ này tăng lên đến khoảng 15%. Sau khi toàn bộ sức kháng đoạn này được phát huy, thì ma sát dọc thân cọc gần như không thay đổi mà lực dọc trục truyền tiếp xuống mũi cọc và đoạn cọc phía trên vị trí mở rộng thân cọc chịu đến 19% tải trọng. Điều này

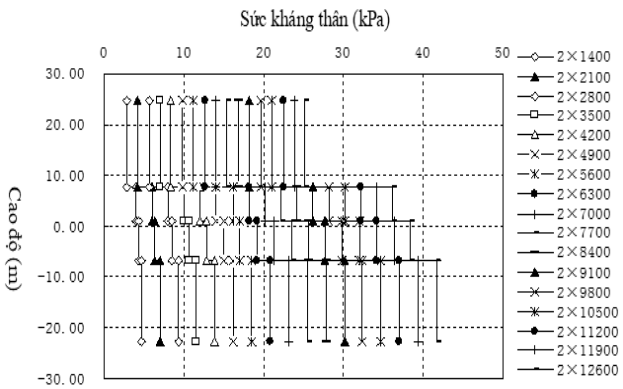
cho thấy ma sát thân cọc đoạn phía trên vị trí mở rộng thân cọc và đoạn mở rộng thân cọc được phát huy toàn bộ. Trên biểu đồ thấy rõ tại vị trí mở rộng thân cọc đường biểu đồ khá thoải, sau khi phát huy hết thì sức kháng mũi cọc mới được phát huy, đường biểu đồ là dốc hơn, giá trị sức kháng tại mũi cọc và sức kháng tại vị trí mở rộng thân cọc chênh lệch không đáng kể.



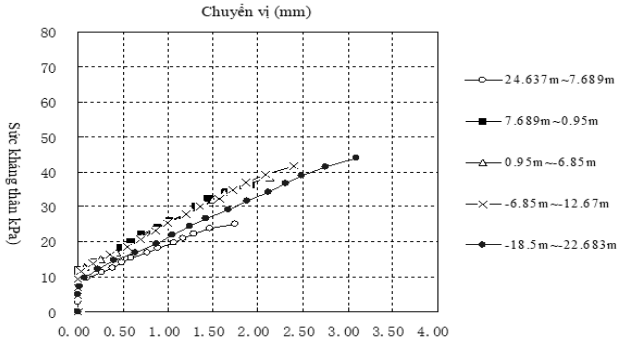
Hình 14: Lực phân bố dọc thân cọc theo các cấp gia tải

4.3.3. Ma sát thân cọc và chuyển vị

Từ kết quả đo sức kháng thân cọc theo chều sâu (hình 15) có thể thấy rằng, cùng với sự tăng lên do tải trọng ngoài, sức kháng thân dần tăng lên. Tại vị trí gia tải sức kháng thân bắt đầu phát huy tác dụng, sau đo dần dần phát huy ra các vị trí xa hơn. Điều này có thể khẳng định khi các lớp đất chưa đạt tới giá trị giới hạn thì đã bắt đầu truyền tải trọng sang lớp đất liền kề, nghĩa là sức kháng thân cọc có liên quan đến sự dịch chuyển tương đối giữa cọc và đất.



Hình 15: Sức kháng thân cọc phân bố theo chiều sâu



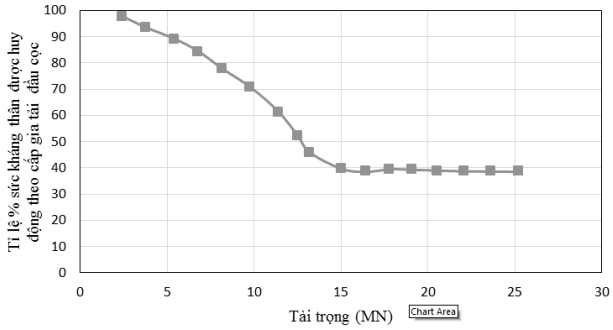
Hình 16: Biểu đồ quan hệ sức kháng thân của cọc và chuyển vị

Từ biểu đồ quan hệ hình 16 cho thấy sức kháng thân tăng lên cùng với sự tăng lên chuyển vị tương đối giữa thân cọc và đất, tức là sự phát huy sức kháng thành quyết định đến chuyển vị tương đối giữa cọc và đất. Cũng từ biểu đồ cho thấy các lớp đất bên trên, khi bắt đầu gia tải chuyển vị tương đối của các lớp đất với cọc là tương đối nhỏ, thậm chí là chưa phát huy, chỉ khi cấp gia tải lớn, thì ma sát giữa cọc và đất mới đạt đến giá trị cực hạn. Điều này cho thấy kết quả hoàn toàn phù hợp với lý luận và sự làm việc thực tế của cọc.

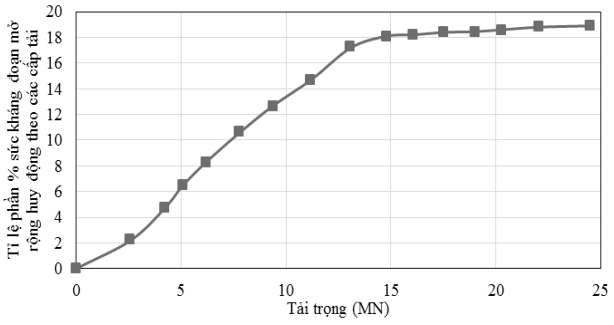
4.3.4. Phân tích sức kháng tại vị trí mở rộng thân và đáy

Từ hình 17 cho thấy, khi bắt đầu gia tải đầu cọc, lúc này ma sát giữa thân cọc và đất được phát huy, khi tải trọng tăng dần lên tỉ lệ chiếm toàn bộ sức kháng do ma sát thân cọc và đất giảm dần. Có thể thấy phân thành 3 giai đoạn: Giai đoạn thứ 1 tải trọng gia tải từ 0 ~ 8500 kN, sức kháng thân gần như chịu toàn bộ tải trọng, lúc này thì đoạn mở rộng thân cọc chưa phát huy tác dụng; Giai đoạn thứ 2 từ 8500kN đến 15400 kN, sức kháng đầu đoạn mở rộng thân cọc bắt đầu phát huy tác dụng và cùng với sức kháng thân chịu toàn bộ tải trọng; Giai đoạn 3

khi tải trọng gia tải đầu cọc vượt quá 15400 kN lúc này tải trọng đoạn mở rộng thân bắt đầu phát huy, tỉ lệ do sức kháng thân chịu không có sự thay đổi, biểu đồ thể hiện đoạn này gần như một đường thẳng.



Hình 17: Biểu đồ tỉ lệ phần trăm sức kháng thân theo cấp gia tải



Hình 18: Tỉ lệ phần trăm sức kháng của đoạn mở rộng đường kính thân theo các cấp gia tải

Hình 18 thể hiện ở giai đoạn đầu sức kháng do đoạn mở rộng thân chưa được phát huy chỉ do sức kháng thân gánh chịu nhưng khi tải trọng thí nghiệm lên đến 8500 kN thì bắt đầu phát huy và khi tải trọng đầu cọc tác dụng tăng lên đến giá trị 11400 kN thì lúc này tỉ lệ này là 15,0%. Khi tải trọng đầu cọc lớn 15400kN thì sức kháng của đoạn mở rộng được phát huy khá rõ rệt, tỉ lệ chiếm sức kháng đoạn này không ngừng tăng. Sau cấp gia tải này thì phần không được mở rộng thân ở bên dưới bắt đầu chịu tải và sức kháng đoạn mở rộng thân cọc tăng lên nhỏ dần.

5. KẾT LUẬN

Từ kết quả nghiên cứu cho thấy, dưới tác dụng của tải trọng của công trình, ban đầu ma sát thân cọc được phát huy, sau khi đạt đến giá trị cực hạn, thì tải trọng bắt đầu truyền vào đoạn mở rộng tiết diện thân. Chỉ khi nào sức kháng do đoạn mở rộng tiết diện phát huy hết thì tải trọng mới truyền xuống mũi cọc. Điều này là do thân cọc được mở rộng tựa vào lớp trung gian tương đối tốt và lợi dụng được sức chịu tải của lớp này. Chính vì vậy, giúp cho cọc giảm được độ lún, sức chịu tải tăng lên đáng kể so với cọc thông thường có cùng độ sâu. Đặc biệt, trong điều kiện lớp dưới mũi cọc là lớp đất đá cứng gây khó khăn sẽ giúp giảm chiều sâu ngàm của cọc đem lại hiệu quả cả về mặt thời gian thi công và kinh tế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1]. Shen BaoHan, *Preliminary test of vertical static load of multi-section reamed bored pile*.China Academy of Building Research, 1978(5): 28-43.

[2]. Shen BaoHan. *Evaluation of the vertical bearing capacity of multi-section reamed bored piles*. The third academic conference on soil mechanics and foundation engineering. China Construction Industry Press, 1981.

[3]. Shen BaoHan. *A New Method to Evaluate the Working Characteristics of Pile P/Pu-S/Su Curve Method.*Construction Technology Developmen 1994(2):11-21.

[4]. Xing ShaDong. *Research on the bearing mechanism of DX multi-section squeeze-expanded cast-in-place pile.* Ocean University of China, Master Thesis, 2004.

[5]. Yang Zhi Long. *Research on Vertical Bearing Capacity of Single Squeezed Branch*

Pile. Tianjin University, Master thesis,1998.

[6]. Hu LinZhong、Shi HongLin, Wang LiHua. *Application and Experimental Research of Bored and Squeezed Branch Pile*. Journal of HeFei University of Technology, 1997(8): 95-102.

[7].Qin ZongFu. *Construction Technology of Concave-Convex Bored Pile*. Buiding Construction, 1996(1).

[8].Xu FuGui, Gu JianSheng. *Application of Multi-under Reamed Pile in Soft Soil*. West-china Exploration Engineering, 1997(4)。

[9].Gao WenSheng, Wang FuLin. *AM Construction Method Rotary Excavation Expanded Bottom Filling Pile*. Technical Development of pile foundation technical (2005).

[10]. JGJ94 - 2008, Technical code for building pile foundation, 2008.

[11]. Gong WeiMing, Dai GuoLiang. Self Balanced Loading Test for Pile Bearing Capacity. Chinese Journal Geotechnical Engineering, 2002, 23(1): 82~88.

[12]. Gong WeiMing, Dai GuoLiang. Self-balance Test Technology of Pile Bearing Capacity and Engineering Applications. China Construction Industry Press, 2013.

Người phản biện: PGS,TS. ĐOÀN THẾ TƯỜNG