

Tối ưu hóa chiều dài của cọc bằng phương pháp truyền tải trọng

Pile length optimization by load-transfer method

> THS NGUYỄN TÔNG

Khoa Xây dựng, Trường ĐH Sư phạm Kỹ thuật TP.HCM

Email: tongn@hcmute.edu.vn.

TÓM TẮT

Việc chọn lựa hợp lý giá trị sức chịu tải thiết kế của cọc là rất quan trọng trong việc tối ưu hóa chi phí xây dựng. Tuy vậy, đây là một công việc vô cùng phức tạp, đòi hỏi phải có hiểu biết chuyên sâu về cơ chế huy động sức chịu tải của cọc. Bằng cách sử dụng phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014), bài báo tiến hành phân tích ngược kết quả thí nghiệm nén tĩnh có kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc cho cọc dài 83.3m nhằm làm rõ cơ chế này. Áp dụng kết quả thu được từ phân tích trên cho một cọc khác có chiều dài 73.3m nhằm khảo sát mức độ thay đổi cơ chế huy động sức kháng của nền đất khi chiều dài cọc thay đổi. Dựa trên nền tảng hiểu biết đó, bài báo cung cấp các đề xuất trong việc lựa chọn chiều dài cọc hợp lý nhằm đạt được tính hiệu quả kinh tế. Đây là một cách thức mang tính thực hành, vừa chuyên sâu nhưng cũng đủ đơn giản, để các kỹ sư có một công cụ đủ tốt nhằm tự tin hơn trong công tác thiết kế.

Từ khóa: Tối ưu hóa chiều dài cọc; phương pháp truyền tải trọng; cơ chế truyền tải cọc; phương pháp mô đun tiếp tuyến; phương pháp gia số độ cứng.

ABSTRACT

Reasonable selection of the design capacity value of the pile is very important in optimizing construction costs. However, this is an extremely complex job, requiring in-depth understanding in load-transfer mechanism of pile. By using the load-transfer method of Nanda and Patra (2014), the article conducted a back analysis of the results of a pile load test with strain gauges for a 83.3 m long pile to clarify this mechanism. Apply the results obtained from the analysis on another pile with a length of 73.3m to investigate variations in the load-transfer mechanism when the pile length changes. Based on that understanding, the article provides important recommendations in choosing a reasonable pile length to achieve economic efficiency. This is a practical method, both in-depth and simple enough, so that engineers have a good enough tool to be more confident in their design work.

Keywords: Pile length optimization; load-transfer method; load-transfer mechanism of pile; tangent modulus method; incremental rigidity method.

1. GIỚI THIỆU

Khi quỹ đất xây dựng ngày càng bị thu hẹp, trong khi nhu cầu nhà ở và hạ tầng ngày càng gia tăng, do đó các công trình có xu hướng xây dựng lên cao dẫn đến tải trọng nặng hơn. Điều đó đồng nghĩa với việc đưa vào sử dụng các loại cọc có chiều dài ngày càng lớn hơn, trong đó cọc khoan nhồi là phương án phổ biến hơn cả. Tất nhiên, chi phí sẽ gia tăng cùng với sự gia tăng chiều dài của cọc. Chiều dài cọc (L) và đường kính cọc (D) là hai biến số quan trọng để đảm bảo phương án móng để xuất có tối ưu hóa hay không. Hai biến số này được biểu diễn thông qua một đại lượng quan trọng cần phải chú ý khi thiết kế cọc, đó chính là sức chịu tải của cọc R_{cu} .

Để dự báo R_{cu} có hai cách tiếp cận: (i) tiếp cận dựa trên các công thức bán thực nghiệm; (ii) tiếp cận dựa trên thí nghiệm nén tĩnh cọc ngoài hiện trường. Tiếp cận (i), R_{cu} được giả thiết bao gồm hai thành phần: sức kháng ma sát (R_s) và sức kháng mũi cọc (R_p). Tiếp cận (ii), giá trị R_{cu} phải dựa vào mối quan hệ tải trọng - chuyển vị (P-S) ở đầu cọc. Không có cách nào để biết phần đóng góp của R_s và R_p trong tổng thể R_{cu} là bao nhiêu trong tiếp cận (ii). R_s phụ thuộc rất lớn vào L, trong khi R_p cũng bị ảnh hưởng nhiều với sự gia tăng của độ sâu chôn cọc. Do đó, việc dự báo mức độ đóng góp của R_s và R_p trong tổng thể R_{cu} có ý nghĩa rất lớn khi muốn điều chỉnh L của cọc. Việc

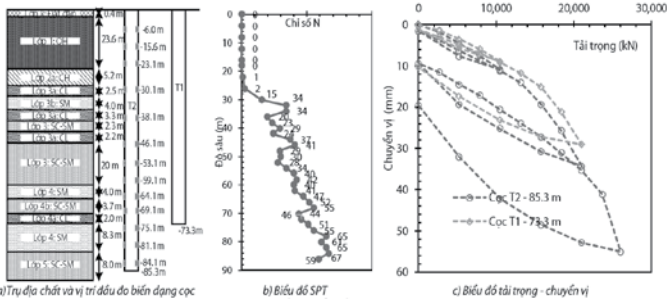
xác định R_s và R_p với L cọc khác nhau thông qua tiếp cận (i) có thể thực hiện một cách dễ dàng. Tuy vậy, có 2 trở ngại gặp phải ở cách tiếp cận này: trở ngại đầu tiên là mức độ chính xác của các công thức bán thực nghiệm để dự báo R_s và R_p , đặc biệt R_p có sự phân tán rộng hơn nhiều so với R_s ; trở ngại thứ hai là không mô tả được cơ chế huy động R_s và R_p khi tải trọng tác động ở đầu cọc tăng dần. Đặc biệt với trở ngại thứ hai, việc xác định mức độ đóng góp của R_s và R_p khi tải trọng ở trạng thái sử dụng và ở trạng thái cực hạn có ý nghĩa rất quan trọng khi thiết kế cọc theo trạng thái giới hạn.

Để giải quyết các trở ngại trên, thí nghiệm nén tĩnh cọc kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc được đề xuất. Trong thí nghiệm này, bên cạnh mối quan hệ P-S ở đầu cọc, thì lực dọc thân cọc $P(z)$ tương ứng với tải trọng tác động ở đầu cọc cũng được thiết lập. Mặc dù loại thí nghiệm này mô tả được sự thay đổi của $P(z)$ khi tải tác động ở đầu cọc thay đổi nhưng không cho biết nguyên nhân nào gây ra sự suy giảm này. Hiện tượng suy giảm của $P(z)$ theo độ sâu thường được giả định là do sự tham gia của R_s , điều này có được là do quan niệm ở tiếp cận (i). Có rất nhiều lời giải lý thuyết được sử dụng để phân tích ngược kết quả thí nghiệm nén tĩnh này, từ đó xác minh được sự tương đương của sự suy giảm $P(z)$ và sự huy động của R_s . Tựu trung có ba nhóm phương pháp để mô tả sự huy động của R_s này: phương

pháp truyền tải trọng (Kraft và các cộng sự, 1981, Zhu và Zhang, 2002; Nanda và Patra, 2014), phương pháp đàn hồi (Randolph & Wroth, 1978; Poulos & Davis, 1980) và phương pháp phần tử hữu hạn (Jardiene et al, 1968; Potts & Martins, 1982). Chia khóa của các phương pháp này nằm ở việc xây dựng mô hình tương tác cọc - đất. Trong phương pháp truyền tải trọng, cọc - đất tương tác qua các lò xo được rời rạc hóa; trong phương pháp đàn hồi, ứng xử của đất nền xung quanh cọc được giả định là đàn hồi và tải trọng dọc thân cọc được xác định theo lời giải của Mindlin; còn trong phương pháp phần tử hữu hạn tương tác cọc - đất thông qua phần tử tiếp xúc. Phương pháp đàn hồi bị giới hạn bởi giả định đặc tính đồng nhất của đất nền xung quanh thân cọc nhưng thực tế thân cọc lại xuyên qua rất nhiều lớp đất; vẫn có một số lời giải của phương pháp đàn hồi cho nền có nhiều lớp nhưng hầu hết là rất phức tạp để có thể áp dụng; bên cạnh đó, khi cọc chịu tải lớn, tại bề mặt tiếp xúc giữa cọc và đất, đất có xu hướng chuyển sang ứng xử dẻo thay vì ứng xử đàn hồi; đây là hai hạn chế quan trọng giới hạn việc sử dụng lời giải từ phương pháp đàn hồi để phân tích kết quả thí nghiệm nén tĩnh cho cọc khoan nhồi. Phương pháp phần tử hữu hạn khắc phục được các hạn chế của phương pháp đàn hồi, nhưng kết quả phân tích phụ thuộc vào độ chính xác của lưới phân chia phần tử của khối đất, bên cạnh sự phức tạp của các mô hình đất được sử dụng đòi hỏi nhiều kết quả thí nghiệm trong phòng hỗ trợ. Phương pháp truyền tải trọng vẫn có những hạn chế cố hữu của nó liên quan đến việc bỏ qua ứng xử cắt giữa các phần tử đất do giả định sự độc lập của các lò xo đại diện cho đất nền xung quanh cọc và tầm quan trọng của việc xác định chính xác giá trị lớn nhất của sức kháng ma sát đơn vị τ_{max} ; tuy vậy, so với mức độ phức tạp của phương pháp phần tử hữu hạn thì phương pháp truyền tải trọng lại đơn giản hơn nhưng vẫn đảm bảo mô tả tương đối chính xác ứng xử của cọc.

Trong bài báo, tác giả sử dụng phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014) để phân tích ngược kết quả thí nghiệm nén tĩnh có kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc. Phương pháp này mô tả được đặc tính phi tuyến trong tương tác cọc - đất nhưng không quá phức tạp để có thể sử dụng được trong thực hành thiết kế. Dựa vào kết quả phân tích ngược này, cơ chế huy động sức kháng của đất nền xung quanh cọc được làm rõ. Cùng với đó, khi chiều dài cọc thay đổi, mức độ thay đổi của cơ chế này cũng được khảo sát. Và dựa trên các hiểu biết đó, việc lựa chọn L của cọc được thiết lập để đạt được mức độ hiệu quả kinh tế.

2. THÀNH LẬP BÀI TOÁN
2.1. Thông tin đầu vào



Hình 1: Thông tin địa chất và biểu đồ P – S của thí nghiệm nén tĩnh cọc

Thông tin địa chất và cọc thí nghiệm được thể hiện ở Hình 1. Cọc T2 có D = 1200 mm, L = 85.3 m (mũi cọc đặt ở lớp 5) và cọc T1 có L = 73.3 m (mũi cọc đặt ở lớp 4). Cọc T2 được thí nghiệm nén tĩnh cọc kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc (vị trí gắn đầu đo được thể hiện ở hình 1), trong khi cọc T1 chỉ thí nghiệm nén tĩnh truyền thống. Cọc T2 được thực hiện thí nghiệm nén tĩnh với 3 chu kỳ, tải trọng thí nghiệm lớn nhất là 26000 kN. Cọc T1 được thí nghiệm nén tĩnh với

2 chu kỳ, tải trọng thí nghiệm lớn nhất là 21000 kN. Kết quả mối quan hệ P-S của cả 2 cọc được thể hiện ở Hình 1.

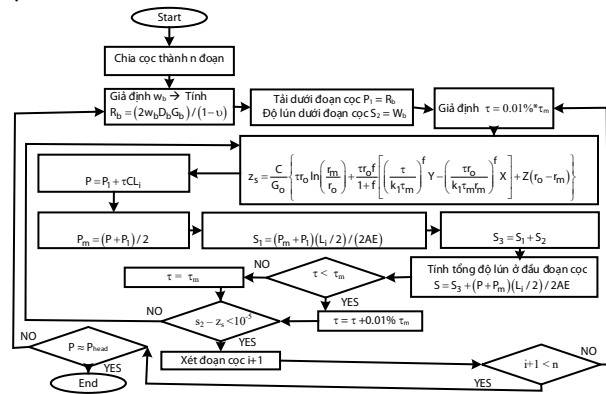
2.2. Các bài toán cần giải quyết: Trọng tâm của bài báo là phân tích cơ chế huy động sức chịu tải của cọc để lựa chọn L cọc tối ưu. Để làm được điều đó, cần phải giải quyết 3 bài toán như sau:

Bài toán 1: Diễn giải kết quả thí nghiệm nén tĩnh có kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc (cọc T2).

Trong bài toán này, có hai vấn đề cần giải quyết: Xác định lực phân bố dọc thân cọc P(z) và lựa chọn $R_{c,u}$.

Vấn đề 1: Xác định P(z)

Để thiết lập P(z) cần xác định chính xác mô đun E của vật liệu cọc. Đây là đại lượng quan trọng để chuyển đổi biến dạng $\epsilon(z)$ đo dọc thân cọc thành lực dọc P(z). Có rất nhiều phương pháp để xác định được E; các phương pháp này được Lam và Jefferis (2011) tóm tắt: (I) phương pháp diện tích quy đổi (Hayes & Simmonds, 2002), (II) phương pháp diện tích không chính xác (Ooi et al, 2010); (III) phương pháp ảnh (Sellers, 2003), (IV) phương pháp đàn hồi tuyến tính (O’Riordan, 1982; Omer et al, 2002), (V) phương pháp mô đun cát tuyến (Shi, 1996; Deschamps & Richards, 2005), và (VI) phương pháp mô đun tiếp tuyến (Fellnius, 1989 & 2001). Siegel (2010), Lam và Jefferis (2011), và Flynn và McCabe (2021) đã chỉ rõ phương pháp (I) và (II) có độ tin cậy kém. Lam và Jefferis (2011) đã chỉ ra rằng hai phương pháp (V) và (VI) là có thể mô tả chính xác đặc tính mô đun E của bê tông cọc. Phương pháp (V) rất nhạy cảm với biến dạng xảy ra trước lúc đặt tải thí nghiệm, trong khi phương pháp (VI) ít bị ảnh hưởng bởi điều này. Vì vậy, nếu không thể loại bỏ được biến dạng phát sinh không do tải đầu cọc gây ra thì phương pháp (VI) sẽ được ưu tiên sử dụng hơn. Cọc khoan nhồi thường có tiết diện không đồng đều suốt chiều dài cọc, một phần là do đường kính cọc bị thay đổi hình dạng do quá trình đổ bê tông, một phần là do sự thay đổi diện tích cốt thép ở các vị trí phần gần đầu cọc so với phần gần mũi cọc. Komura và Moghaddam (2020) đã đề xuất phương pháp gia số độ cứng để chuyển đổi trực tiếp biến dạng đo được thành P(z) mà không cần phải tách biệt mô đun E và tiết diện ngang A của cọc; phương pháp này diễn tả lại chính xác phương pháp (VI) nhưng thêm vào đại lượng A. Trong bài báo này, tác giả đã chọn sử dụng phương pháp gia số độ cứng của Komura và Moghaddam (2020) phát triển trên nền tảng của phương pháp (VI) để tìm P(z) của cọc.



Hình 2: Lưu đồ quy trình tính toán bằng phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014)

Vấn đề 2: Xác định $R_{c,u}$.

Zein và Ayoub (2016) đã nhóm các phương pháp để dự báo $R_{c,u}$ thành 3 nhóm sau: Nhóm 1 dựa trên mô hình toán học như Vander Veen (1953), Hansen (1963), Chin (1970), Vijayvergiya (1977), và Zhang & Zhang (2012); Nhóm 2 dựa trên giả định giới hạn độ lún như Fuller & Hoy (1970), De Beer (1972); Nhóm 3 dựa trên việc xây

dụng đồ thị như Davisson (1972), Hირრany & Kulhawy (2002). Hai tác giả này đã khảo sát tập hợp dữ liệu thí nghiệm nén tĩnh cho cọc khoan nhồi và rút ra kết luận rằng nhóm phương pháp hiệu quả nhất để dự báo R_{cu} nằm ở nhóm 3 thuộc về Hირრany & Kulhawy và nhóm 2 thuộc về Fuller & Hoy, kể đến là nhóm 1 thuộc về Vander Veen. Fellenius (1980) đã chỉ ra hạn chế của nhóm 2 khi cố định độ lún giới hạn để tìm R_{cu} liên quan đến việc không xét đến biến dạng đàn hồi của cọc (biến dạng đàn hồi này ở cọc ngắn là không đáng kể nhưng đối với cọc dài thì ngược lại); đối với nhóm 3, hạn chế liên quan đến phán đoán phần giả đàn hồi và phần giả dẻo dựa trên biểu đồ P-S, đồng thời phụ thuộc rất lớn vào tỷ lệ biểu đồ; do đó, chỉ có nhóm 1 là khả dĩ do khả năng tái lập đường P-S mà không phụ

Bảng 1 Thông số mô hình đất theo phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014)

STT	Tên đất	z (m)	L_i (m)	G_o (Mpa)	τ_{max} (kPa)	N	STT	Tên đất	z (m)	L_i (m)	G_o (Mpa)	τ_{max} (kPa)	N
Lớp 1a	Fill	0	0	0	0.00	100	Lớp 3	SC-SM	-46.1	2.6	56,009	58.76	70
Lớp 1a	Fill	-0.4	0.4	1,445	0.70	100	Lớp 3	SC-SM	-53.1	7	61,722	71.36	70
Lớp 1	OH	-6.6	6.2	7,806	6.84	100	Lớp 3	SC-SM	-59.1	6	66,229	82.16	70
Lớp 1	OH	-15.6	9	9,581	15.75	100	Lớp 3	SC-SM	-63.5	4.4	69,347	90.08	70
Lớp 1	OH	-23.1	7.5	11,182	23.18	100	Lớp 4	SM	-64.1	0.6	142,038	91.19	70
Lớp 1	OH	-24	0.9	11,352	24.07	100	Lớp 4	SM	-67.5	3.4	146,539	97.44	70
Lớp 2a	CH	-29.2	5.2	16,794	30.47	100	Lớp 4b	SC-SM	-69.1	1.6	92,065	110.53	70
Lớp 3a	CL	-30.1	0.9	26,980	41.15	100	Lớp 4b	SC-SM	-71.2	2.1	94,133	114.92	70
Lớp 3a	CL	-31.7	1.6	27,550	45.37	100	Lớp 4a	CL	-73.2	2	44,238	119.01	50
Lớp 3b	SM	-35.7	4	68,095	59.41	50	Lớp 4	SM	-75.1	1.9	156,245	111.69	70
Lớp 3a	CL	-38.1	2.4	29,488	61.76	100	Lớp 4	SM	-81.1	6	163,321	122.73	70
Lớp 3a	CL	-39	0.9	29,728	64.13	100	Lớp 4	SM	-81.5	0.4	163,782	123.47	70
Lớp 3	SC-SM	-41.3	2.3	51,636	49.95	70	Lớp 5	SC-SM	-84.1	2.6	104,689	128.35	70
Lớp 3a	CL	-43.5	2.2	30,871	75.72	100	Lớp 5	SC-SM	-85.3	1.2	105,735	130.61	70

Bài toán 3: Sử dụng kết quả từ bài toán 2 để phân tích cho cọc có chiều dài ngắn hơn (cọc T1) nhằm xác định mức độ thay đổi sức kháng của cọc khi chiều dài cọc thay đổi.

Khác với cọc T2, cọc T1 chỉ được thí nghiệm nén tĩnh truyền thống, nghĩa là kết quả thí nghiệm thu được chỉ cho biểu đồ P-S ở đầu cọc, không có lực dọc P(z) dọc thân cọc. Phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014) được sử dụng để tái lập đường P-S ở đầu cọc, qua đó thu được P(z) dọc thân cọc. Kết quả P(z) được đối chiếu với P(z) của cọc T2 để đánh giá sự thay đổi của mức độ huy động sức kháng của đất nền xung quanh cọc khi L cọc thay đổi. Tất nhiên, phương pháp Vander Veen cũng được sử dụng để tìm xác định R_{cu} cho cọc T1.

3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

3.1. Diễn giải kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc cho cọc T2

Từ kết quả biến dạng ở hình 3a, tác giả đã thành lập được biểu đồ xác định độ cứng tiếp tuyến $(EA)_t$ theo phương pháp gia số độ cứng của Komura và Moghaddam (2020) (Hình 3b). Sử dụng giải pháp hồi quy tuyến tính cho phân thẳng nhất trên biểu đồ, phương trình gia độ cứng tiếp tuyến đạt được như sau: $(EA)_t = -0.016\varepsilon + 40.97$. Lực dọc P(z) ở Hình 3c đạt được thông qua độ cứng cát tuyến nhân với biến dạng đo được, trong đó độ cứng cát tuyến được suy ra từ độ cứng tiếp tuyến: $(EA)_s = -0.008\varepsilon + 40.97$.

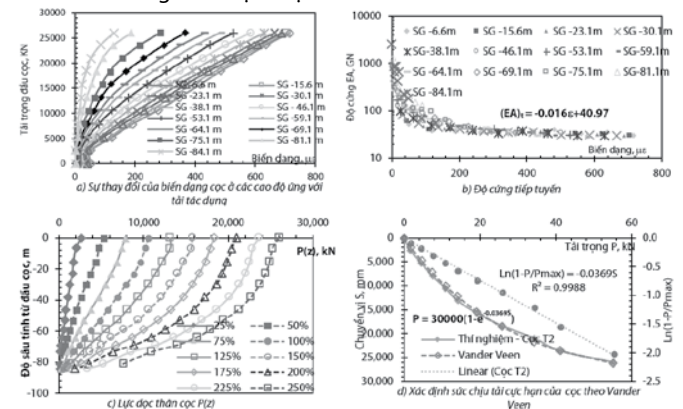
Hình 3d thể hiện cách xác định sức kháng cực hạn theo phương pháp Vander Veen. Vander Veen (1953) đã đề xuất phương trình mô

thuộc vào tỷ lệ biểu đồ hay phán đoán chủ quan của người diễn giải kết quả. Trong bài báo này, tác giả sử dụng phương pháp Vander Veen thuộc nhóm 1 để tìm R_{cu} .

Bài toán 2: Phân tích ngược thí nghiệm nén tĩnh của cọc T2 bằng phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014)

Trong bài toán này, phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014) được sử dụng để phân tích ngược kết quả thí nghiệm nén tĩnh của cọc T2. Từ đó, xác minh được sự phân bố chính xác của sức kháng ma sát dọc thân cọc. Bảng 1 là thông số đầu vào mô hình đất, trong khi Hình 2 là quy trình tính toán của phương pháp này.

tả ứng xử tải trọng – chuyển vị $P = P_{max}(1 - e^{-\alpha S})$, trong đó P_{max} được xem như tải trọng cực hạn của cọc. P_{max} và hệ số mũ α được xác định sao cho xác lập được mối quan hệ $\ln(1 - P/P_{max})$ với S là một mối quan hệ tuyến tính: $P_{max} = 30000$ kN và $\alpha = -0.03695$. Khi đó, phương trình $P = 30000(1 - e^{-0.03695S})$ đã tái lập xấp xỉ đường P-S thu được từ thí nghiệm. Đường xấp xỉ này cho kết quả sai khác nhiều (từ 10% đến 28%) ở các cấp tải đầu, trong khi ở các cấp tải từ 100% trở đi giá trị tải trọng dự báo so với tải trọng thí nghiệm chỉ dao động từ 1% đến 6%. Sai số trung bình đạt được là 10.37%.



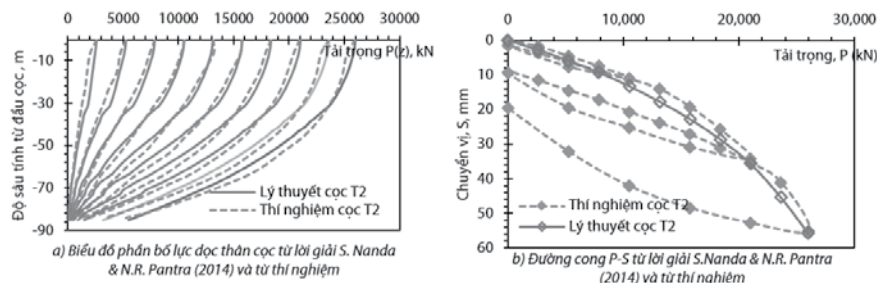
Hình 3: Kết quả xác định P(z) và sức chịu tải cực hạn theo Vander Veen từ thí nghiệm nén tĩnh của cọc T2

Theo England và Fleming (1994), sức chịu tải cực hạn thực sự chỉ có thể thu được nếu cọc thí nghiệm đạt được độ lún vượt quá thời điểm mà sức kháng ma sát được huy động hoàn toàn. Lúc này sẽ có một phần sức kháng mũi được huy động. Rất khó để thiết lập thí nghiệm đo đạc được sức kháng mũi cực hạn, nên để đánh giá độ tin cậy của giá trị sức chịu tải cực hạn của cọc được xác định ở trên, cần xác định được sức kháng ma sát cực hạn. Van Weel (1957), và Flynn và McCabe (2021) chỉ ra rằng khi sức kháng ma sát được huy động hoàn toàn, mối quan hệ giữa biến dạng ở tất cả các vị trí của thân cọc và tải trọng đầu cọc là mối quan hệ tuyến tính. Hình 3a, ứng với cấp tải lớn nhất (26000 kN), mối quan hệ tuyến tính giữa tải trọng và biến dạng ở các vị trí có gắn đầu đo được xác lập. Nghĩa là, với cấp tải 26000 kN, sức kháng ma sát đã được huy động hoàn toàn. Giá trị của sức kháng ma sát có thể được xác định từ $P(z)$ ở Hình 3c. Tất nhiên, do đầu đo biến dạng cuối cùng nằm trên mũi cọc 1 m nên cần phải ngoại suy để tìm được sức kháng mũi. Với phương pháp Vander Veen, $P_{max} = 30000$ kN, trong khi chỉ với 26000 kN thì sức kháng ma sát đã đạt cực hạn. Do vậy, sức kháng mũi có thể đạt được cực hạn với P_{max} . Tuy nhiên, vì giá trị P_{max} là ngoại suy và nằm ngoài đường P-S đo đạc được, nên nếu theo quan điểm của England và Fleming (1994), có thể lấy 26000 kN là giá trị sức chịu tải cực hạn của đất nền xung quanh cọc, tức $R_{c,u} = 26000$ kN.

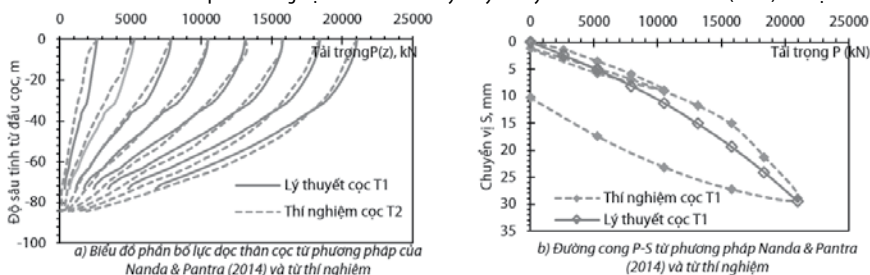
3.2. Diễn giải kết quả phân tích ngược thí nghiệm nén tĩnh của cọc T2 bằng phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014)

Hình 4 thể hiện kết quả $P(z)$ và P-S từ phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014) và được so sánh với kết quả thí nghiệm nén tĩnh của cọc T2. Đối với biểu đồ $P(z)$, sai số của phương pháp này so với kết quả thí nghiệm dao động từ 5% (ở cấp tải từ 200% đến 250%) đến 32% (ở cấp tải 25%), trung bình là 11%. Đối với biểu đồ P-S, sai số này dao động từ 1% (ở cấp tải 250%) đến 59% (ở cấp tải 25%), trung bình là 20%. Vì vậy, phương pháp Patra và Nanda (2014) có thể mô tả được ứng xử của cọc T2 và thông số mô hình đất sử dụng cho phương pháp này như đã đề cập ở Bảng 1 có thể mô tả được ứng xử của đất nền ở hiện trường.

Sai số độ lún ở cấp tải 26000 kN là thấp nhất (1%), cùng với phân tích ở Mục 3.1, cấp tải 26000 kN đảm bảo được cả cân bằng và tương thích chuyển vị. Do đó việc lấy $P(z)$ ứng với cấp tải này để tìm R_s và R_p là hợp lý. Khi đó, R_p của cọc ứng với $P(z) = 83.5$ m) là 5465 kN, và $R_s = 26000 - 5465 = 20535$ kN.



Hình 4: So sánh kết quả từ thí nghiệm nén tĩnh và từ lý thuyết truyền tải của Nanda & Patra (2014) của cọc T2.



Hình 5: So sánh kết quả từ thí nghiệm nén tĩnh và từ lý thuyết truyền tải của Nanda & Patra (2014) của cọc T1

3.3. Diễn giải kết quả phân tích ngược cho cọc T1 bằng phương pháp Nanda và Patra (2014)

Dựa vào đường P-S từ thí nghiệm nén tĩnh của cọc T1 (Hình 5b), tác giả cũng sử dụng phương pháp Vander Veen tương tự như cọc T2 để dự báo sức chịu tải cực hạn của cọc T1 này. Phương trình Vander Veen mô tả xấp xỉ đường cong P-S là $P = 23625(1 - e^{-0.0706P})$ với sai số trung bình là 3%. P_{max} của cọc T1 là 23625 kN. Tuy vậy, cũng như phân tích ở Mục 3.1 cho cọc T2, P_{max} này nằm ngoài đường P-S từ thí nghiệm, do đó, cần tìm giá trị phù hợp nằm trong đường P-S và tương ứng với sự huy động hoàn toàn sức kháng ma sát và một phần sức kháng mũi. Vì cọc T1 không đo biến dạng dọc thân cọc nên việc xác định riêng R_s và R_p là rất khó khăn. Bằng cách áp dụng phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014) để tìm đường xấp xỉ P-S, đường $P(z)$ sẽ được tái lập, và R_s và R_p được xác định.

Dưới đây là phân tích các yếu tố đầu vào để có thể áp dụng được phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014) cho cọc T1 dựa trên kết quả phân tích của cọc T2:

- **Đất nền xung quanh thân cọc:** Nền đất ở vị trí của 2 cọc có sự thay đổi rất ít nên mô đun cắt G_0 và sức kháng ma sát đơn vị cực hạn τ_{max} có thể xem như không thay đổi. Do đó, có thể lấy thông tin đất nền từ cọc T2 ở bảng 1 để áp vào cọc T1.

- **Độ cứng của cọc:** Vì hai cọc được chế tạo cùng một cấp độ bền của bê tông nên có thể giả định độ cứng EA là giống nhau. Dù vậy, biểu đồ P-S của cả hai cọc ở Hình 1 cho thấy cọc T1 có xu hướng lún ít hơn cọc T2 khi xét cùng một cấp tải trọng. Lý do chính có thể lý giải là do cọc T2 dài hơn nên phần chênh lệch là do độ lún đàn hồi của đoạn cọc dài hơn. Tuy vậy, khi tính độ lún đầu cọc của phần cọc T2 có L bằng L của cọc T1 lại cho kết quả lớn hơn 20% so với độ lún đầu cọc thu được từ thí nghiệm của cọc T1. Điều này có khả năng là EA của cọc T1 lớn hơn EA của cọc T2 là 20%.

- **Đất nền ở dưới mũi cọc:** Độ lún ở đầu cọc ngoài độ co đàn hồi của cọc, còn có sự đóng góp độ lún của đất nền dưới mũi cọc. Như trên đã đề cập về độ lún của cọc T1 ít hơn độ lún T2 khi xét cùng một tải, do đó, mô đun cắt của lớp đất dưới mũi cọc T1 có thể lớn hơn so với của T2. Đối chiếu với dữ liệu địa chất cho thấy mũi cọc T1 nằm ở lớp 4, trong khi mũi cọc T2 nằm ở lớp 5; tính chất của 2 lớp này gần như giống nhau nhưng xét về thành phần hạt thì lớp 4 thiên về cát trung so với lớp 5 thiên về cát mịn. Vì vậy, nhận định này có thể hợp lý.

Hình 5 thể hiện kết quả P(z) và P-S từ phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014), và được so sánh với kết quả thí nghiệm nén tĩnh của cọc T1. Cần lưu ý rằng, kết quả thí nghiệm của cọc T1 chỉ có đường P-S (Hình 5b), trong khi đường P(z) (Hình 5a) lấy từ kết quả thí nghiệm của cọc T2. Đối với đường P-S, sai số này dao động từ 1% (ở cấp tải 200%) đến 76% (ở cấp tải 25%), trung bình là 30%. Đối với đường P(z), sai số của phương pháp này so với kết quả thí nghiệm dao động từ 5% (ở các cấp tải từ 100% đến 200%) đến 37% (ở cấp tải 25%), trung bình là 11%. Các sai số này nhìn chung xấp xỉ sai số của phương pháp truyền tải trọng của Nanda và Patra (2014) khi so với kết quả thí nghiệm của cọc T2, tức nó thuộc về sai số của phương pháp lý thuyết dự báo. Vì vậy, phương pháp Patra và Nanda (2014) sử dụng mô hình đất đã phân tích cho cọc T2 với vài hiệu chỉnh nhỏ có thể mô tả được ứng xử của cọc T1 ở ngoài hiện trường. Và biểu đồ P(z) từ thí nghiệm của cọc T2 có thể mô tả được P(z) cho cọc T1 có L ngắn hơn. Dựa vào đường P(z) thu được, tác giả nhận thấy đường P(z) ở 2 cấp tải 18375 kN và 21000 kN gần song song, chứng tỏ ứng với cấp tải 21000 kN, sức kháng ma sát gần như được huy động hoàn toàn. Vì vậy, dựa trên quan điểm của England và Fleming (1994) sức chịu tải của cọc T1 là $R_{c,u} = 21000$ kN. Ứng với cấp tải này, $R_p = 6781$ kN, và $R_s = 21000 - 6781 = 14219$ kN.

4. KẾT LUẬN

Để tối ưu hóa được L của cọc, cần phải hiểu rõ cơ chế hình thành sức chịu tải cọc. Phương pháp truyền tải của Nanda và Patra (2014) đã tải lập rất tốt kết quả thí nghiệm cọc T2 ở ngoài hiện trường, qua đó mô tả rất tốt được cơ chế này.

Việc sử dụng kết quả phân tích của cọc có L lớn hơn (cọc T2) để phân tích cho cọc có L nhỏ hơn (cọc T1) là khả thi. Với phân tích này, bài báo đã nhận diện được mức độ đồng nhất của biểu đồ P(z) khi cọc có L khác nhau. Vì vậy, có thể sử dụng P(z) của cọc dài để xác định mức độ đồng góp của sức kháng ma sát và sức kháng mũi cho cọc có L ngắn hơn.

Khi L thay đổi, sức chịu tải cọc sẽ được điều chỉnh liên quan đến mức độ huy động của R_s và R_p nhằm đảm bảo điều kiện cân bằng lực. Sức kháng này phải tương ứng với một độ lún đầu cọc nhất định. Vì vậy, cần phải thiết lập cả biểu đồ P-S và P(z). $R_{c,u}$ phải được xác định trên cơ sở tái tạo gần chính xác P-S mới đảm bảo tính cân bằng lực và tương thích độ lún. R_s phải đảm bảo sức kháng ma sát được huy động hoàn toàn trên toàn L cọc. Bài báo đã đề xuất cách phối hợp phương pháp Vander Veen (1953) để tìm $R_{c,u}$, và Nanda và Patra (2014) để tìm P(z) đảm bảo các yêu cầu trên. Khi đó, $R_{c,u}$, R_s , và R_p mới được dự báo với độ tin cậy cao, tạo cơ sở vững chắc để tối ưu hóa L cọc.

Để tăng thêm độ tin cậy của nghiên cứu này, tác giả kiến nghị cần đo biến dạng của các cọc có L khác nhau nhằm xác minh độ đồng nhất về mức độ phân bố của P(z) của các cọc khi L thay đổi như đã phân tích ở trên.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- England, M., Fleming, W. G. K. (1994). Review of foundation testing methods and procedures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 107, pp. 135-142.
- Flynn, Kevin N., & McCabe, Bryan A. (2022). Instrumented concrete pile tests – part 2: strain interpretation. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering* (pp. 112-135). ICE Publishing.
- Haohua Chen, Lin Li, Jingpei Li, De'an Sun. (2021). A rigorous elastoplastic load-transfer model for axially loaded pile installed in saturated modified Cam-clay soils. *Acta Geotechnica*.

- Jardine, R. J., Potts, D. M., Fourie, A. B. & Burland, J. B. (1986). Studies of the influence of non-linear stress –strain characteristics in soil –structure interaction. *Geotechnique*, 36(3), 377–39.
- Komurka, V. E., Moghaddam, R. B. (2020). The Incremental Rigidity Method-More Direct Conversion of Strain to Internal Force in an Instrumented Static Loading Test. *Geo-Congress 2020: Foundations, Soil Improvement, and Erosion*.
- Kraft, L. M., Ray, R. P., Kagawa, T. (1981). Theoretical T-Z curves. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(11), 1543-1561.
- Lam, C., Jefferis, S. A. (2011). Critical assessment of pile modulus determination methods. *Can. Geotech. J.*, 48, 1433-1448.
- Nanda, S., Patra N. R. (2014). Theoretical load transfer curves along piles considering soil non-linearity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(1).
- Potts, D. M., Martins. (1982). The shaft resistance of axially. *Geotechnique*, 32(4), 369–386.
- Poulos, H. G., Davis, E. H. (1980). Elastic Analysis of Pile Behavior. In H. G. Poulos, *Pile foundation analysis and design* (Vol. 397, pp. 237-248).
- Randolph, M. F., and Wroth, C. P. (1978). Analysis of deformation of vertical loaded piles. *J. Geotech. Engrg. Div.*, 104(12), 1465-1488.
- Siegel TC. (2010). Load testing and interpretation of instrumented augered cast-in-place piles. *DFI Journal*, 4(2), 65–71.
- Van Weele A. F. (1957). A Method of Separating the Bearing Capacity of a Test Pile into Skin-friction and Point-resistance. *4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 76-80). London.
- Veen, V. (1953). The bearing capacity of a pile. *Proceedings of the third international conference on soil mechanics and foundation engineering*, 2. Switzerland.
- Zein, A. K. M., Ayoub, E. M. (2016). Evaluation of measured and interpreted failure loads of bored piles in alluvial soil deposits. *Int. J. of GEOMATE*, 10(1), 1636-1643.
- Zhu, H., Chang, M. F. (2002). Load transfer curves along bored piles considering modulus degradation. *J. Geotech. Geoenviron Eng*, 764-774.