



PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH THANH CỌC CHỊU NÉN ĐÚNG TÂM TRONG GIAI ĐOẠN THI CÔNG

ANALYSIS OF STABILITY OF COMPRESSED PILE BAR AT THE CENTER DURING CONSTRUCTION PHASE

Nguyễn Đình Du^{1,a*}, Nguyễn Khánh Hùng^{1,b}, Nguyễn Ngọc Phúc²

¹ Khoa Kỹ thuật Công trình, Trường Đại học Lạc Hồng

² Trường Đại học Công nghiệp Thành phố Hồ Chí Minh

adinhd85@gmail.com, bnguyenkhanhhung1979@gmail.com

TÓM TẮT. Hầu hết các tính toán thiết kế móng cọc hiện nay chỉ quan tâm đến tải trọng thiết kế của cọc, chuyển vị ngang của cọc mà chưa quan tâm đúng mức đến ổn định của cọc. Đặc biệt là trong giai đoạn thi công ép và nén cọc. Trong nghiên cứu này, hai loại cọc phổ biến nhất là cọc vuông và cọc tròn ứng suất trước được xem xét. Ba giai đoạn thi công nguy hiểm mà thanh cọc dễ mất ổn định nhất được mô phỏng lại. Kết quả tính toán được thực hiện với phương pháp giải tích và phương pháp phần tử hữu hạn, sau được đánh giá và so sánh với lực ép thực tế nhằm đánh giá mức độ an toàn của cọc trong quá trình thi công.

TỪ KHOẢ. ổn định thanh chịu nén đúng tâm, thi công ép cọc, móng cọc, phần tử hữu hạn

ABSTRACT. Most of the current criterions of the pile foundation design are only concerned with the pile capacity, the vertical and horizontal displacements of the pile, but not attended to the stability of the pile. For instance, the stability of the driven piles in construction stage. In this study, the two most common types of piles, square and prestressed circular piles, were considered. The three dangerous construction phases which is the large threat to stability of the pile were simulated. Analysis progress was performed with the analytical method and finite element method. The results were verified with the actual pressure to evaluate the safety of the pile during construction.

KEYWORDS. stabilize compression bar in the center, construction of pile presses, pile foundation, finite element

1. GIỚI THIỆU

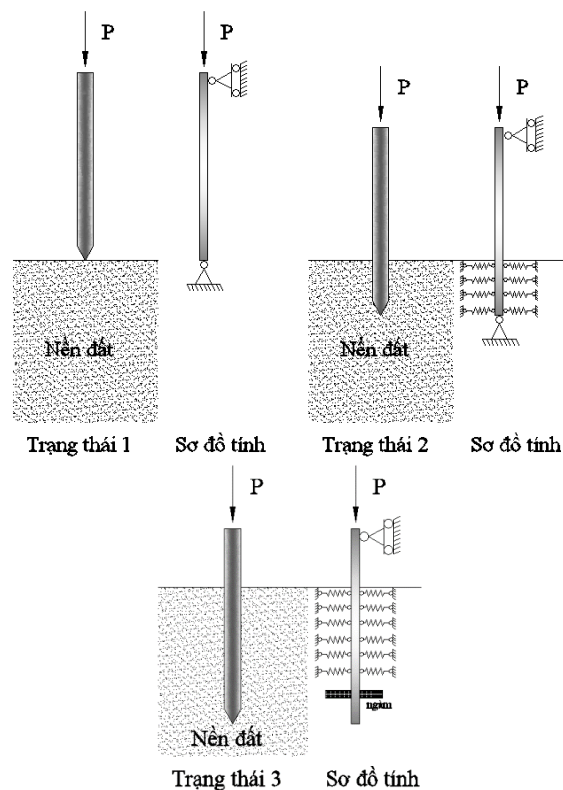
Với tốc độ đô thị hóa hiện nay thì việc giải quyết nhu cầu nhà ở cho dân cư ở các thành phố lớn là một trong những yêu cầu cấp thiết. Một trong những giải pháp là việc quy hoạch xây dựng nhà cao tầng sao cho phù hợp. Nhà cao tầng với đặc điểm là tải trọng lớn nên các giải pháp nền móng luôn thu hút các nhà nghiên cứu và thiết kế. Hiện nay, giải pháp thường chọn là móng cọc hoặc móng bè trên nền cọc. Ngoài ra, xu hướng móng cọc cũng rất phù hợp cho những công trình nhà phố với quy mô vừa phải, đặc biệt là cọc ép, rất phù hợp với điều kiện địa chất và phương tiện thi công.

Việc tính toán thiết kế móng cọc với cọc ép đã trở nên đơn giản do được hỗ trợ của máy tính cũng như lý thuyết tính toán tương đối phổ biến và đầy đủ. Tuy nhiên, các nghiên cứu về ổn định cọc trong quá trình thi công cọc ép thì chưa được quan tâm đúng mức. Các giai đoạn nguy hiểm có thể mất ổn định của cọc sẽ được đề xuất trong nghiên cứu này với sự trợ giúp của máy tính và được thực hiện trên phần mềm Abaqus.

2. CÁC GIAI ĐOẠN THI CÔNG CỌC ÉP VÀ SƠ ĐỒ TÍNH

Công tác thi công cọc ép được bắt đầu với giai đoạn sản xuất cọc, sau đó cọc được vận chuyển đến công trình và với sự trợ giúp của các biện pháp thi công mà cọc được ép sâu vào nền đất đến độ sâu thiết kế. Các quá trình thi công mà nguy cơ mất ổn định cao nhất được tổng hợp qua 5 giai đoạn như sau:

- Giai đoạn 1: Đoạn cọc đầu tiên được lắp vào máy thi công. Hai đầu đoạn cọc chịu liên kết khớp và gối di động. Trạng thái của cọc và sơ đồ tính được mô tả như Hình 1.



Hình 1. Ba trạng thái đầu khi ép cọc

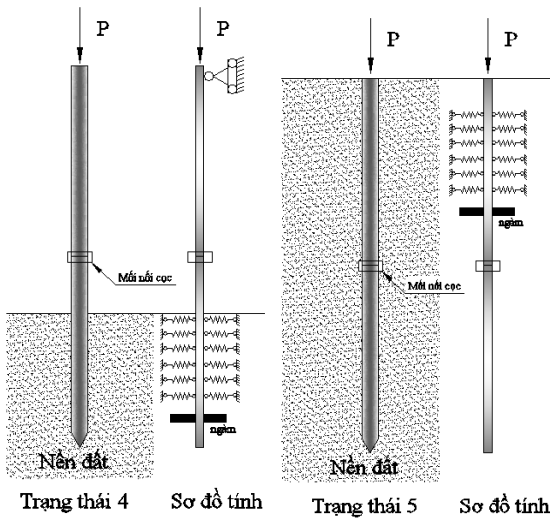
Received: July 31st 2020

Accepted: September 12th 2020

*Corresponding Author

Email: dinhd85@gmail.com

- Giai đoạn 2: Đoạn cọc đầu tiên mới được ép vào nền đất. Một phần cọc nằm trong đất chịu các liên kết lò xo nằm ngang. Trạng thái của cọc và sơ đồ tính được mô tả như Hình 1.
- Giai đoạn 3: Đoạn cọc đầu tiên được ép sâu vào nền đất. Cọc chịu liên kết theo phương ngang bằng các lò xo. Đầu cọc thì chịu liên kết ngàm trượt, trạng thái cọc và sơ đồ tính như Hình 1.
- Giai đoạn 4: Đoạn cọc 2 được nối vào đoạn cọc đầu tiên, đây là giai đoạn có nguy cơ mất ổn định cao nhất vì chiều dài tổng thể của cọc lớn. Trạng thái của cọc và sơ đồ tính như Hình 2.
- Giai đoạn 5: Cọc được ép nằm hoàn toàn trong nền đất. Giai đoạn này, nếu là nền đất yếu thì cũng dễ mất ổn định vì các lò xo có độ cứng rất nhỏ trong khi độ mảnh thì rất lớn. Trạng thái cọc và sơ đồ tính như Hình 2.



Hình 2. Hai trạng thái cuối của quá trình ép cọc

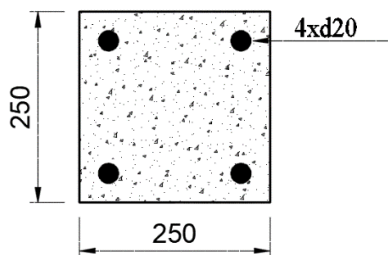
3. KẾT QUẢ TÍNH

3.1 Phương pháp giải tích

Tính chất vật liệu của cọc bê tông cốt thép được quy đổi tương đương theo cách tính trung bình có trọng số như sau.

$$S_{eq} = \frac{S_{cr}A_{cr} + S_{st}A_{st}}{A_{cr} + A_{st}} \quad (1)$$

với A_{cr} và A_{st} lần lượt là diện tích phần bê tông và phần thép trong mặt cắt ngang cọc, và $A_{cr} + A_{st}$ chính là diện tích mặt cắt ngang của cọc. Các giá trị S_{cr} , S_{st} và S_{eq} lần lượt kí hiệu thuộc tính vật liệu của bê tông, thép và thuộc tính quy đổi tương đương của cọc bê tông cốt thép. Ở đây, đại lượng S có thể là modulus đàn hồi, hệ số Poisson ν và khối lượng riêng ρ . Tiết diện mặt cắt ngang cọc được cho bởi Hình 3, với cạnh hình vuông 250 mm x 250 mm, đường kính cốt thép là 20 mm. Kết quả tương đương được thể hiện trong Bảng 1.



Hình 3. Tiết diện mặt cắt ngang cọc

Bảng 1. Kết quả tính toán qui đổi tương đương modulus đàn hồi, hệ số Poisson ν và khối lượng riêng ρ của cọc

	Bê tông	Thép	Tương đương
Modulus đàn hồi E (Mpa)	30000	200000	33418
Hệ số Poisson ν	0,2	0,3	0,202
Khối lượng riêng ρ (kg/m ³)	2400	8050	2513,6

Phương trình chủ đạo tính toán ổn định cọc trong đất khi xét đất theo mô hình nền đàn hồi Winkler [1] được cho như sau:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + \left[P_0 - \int_0^x f(x) dx \right] \frac{d^2 y}{dx^2} - f(x) \frac{dy}{dx} + k(x)y = 0 \quad (2)$$

với y là chuyển vị ngang của cọc (theo phương vuông góc với trục cọc), x là độ sâu bên dưới mặt đất và EI là độ cứng uốn của cọc. P_0 là lực nén dọc trục đặt tại đỉnh cọc, $f(x)$ là ma sát giữa cọc với đất tính trên mỗi đơn vị chiều cọc, và $k(x)$ là áp lực theo phương ngang của đất lên cọc. Trong trường hợp không xét đến ma sát, tức $f(x) = 0$, và xem nền đất là đồng nhất, tức $k(x) = k = \text{constant}$, thì phương trình (3.2) được viết lại như sau

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P_0 \frac{d^2 y}{dx^2} + k(x)y = 0 \quad (3)$$

Giải phương trình (3.3), ta xác định được giá trị lực tới hạn bất ổn định, P_{crit} , cho trường hợp điều kiện biên hai đầu khớp (pinned-pinned) như sau

$$P_{crit} = n^2 \frac{\pi^2}{l^2} EI + \frac{1}{n^2} \frac{kl_s^2}{\pi^2}, \quad (4)$$

Trong đó $n = 1, 2, 3, 4, \dots$ ứng với số “bụng” sóng ... Ở phương trình (4), số hạng thứ nhất của biểu thức tải tới hạn chính là công thức tính toán theo lý thuyết dầm Euler khi không có tác động của đất lên cọc, còn số hạng thứ hai xét đến tương tác của đất lên cọc theo mô hình lò xo đàn hồi, với k là modulus độ cứng đất theo phương ngang (đặc trưng cho tác động ngang của đất lên cọc), và l_s là chiều dài đoạn cọc chôn trong đất.

3.2 Phương pháp phần tử hữu hạn

Sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn, cọc được rời rạc hóa thành nhiều phần tử dầm. Mỗi phần tử có dạng là một đoạn thẳng hai nút. Tác động đàn hồi của đất lên cọc, biểu diễn bởi k , được quy về nút dưới dạng lò xo như Hình 4. Độ cứng lò xo tại các nút ở biên (biên của khối đất) được tính bởi [2].

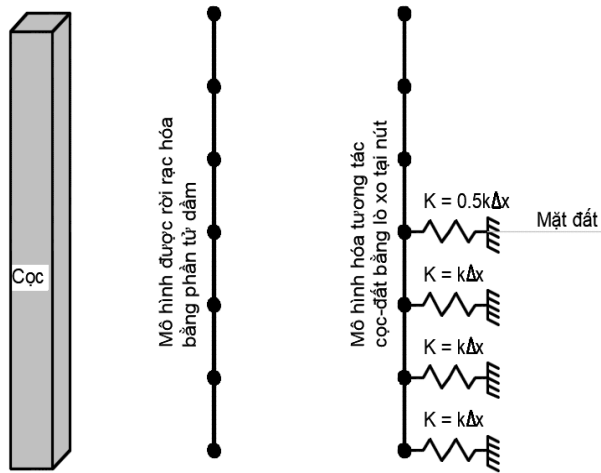
$$K_i = \frac{1}{2} k \Delta x, \quad (5)$$

Và độ cứng lò xo tại nút bên trong:

$$K_i = k \Delta x. \quad (6)$$

Ở phương trình (5) và (6), Δx là chiều dài của mỗi đoạn phần tử.

Độ cứng nền đất tham khảo từ tài liệu [1] được trình bày trong Bảng 2.



Hình 4. Mô hình tính toán của cọc bằng PTHH

Bảng 2. Độ cứng đàn hồi của đất tham khảo từ tài liệu [2]

Loại đất	Độ cứng đất theo phương ngang [N/m ²]
Đất yếu	36000
Đất sét mềm	90000

3.3 Kết quả tính toán cọc ép vuông

Kết quả tính toán xuất phát từ công trình thực tế “Trường Mầm Non Phú Chánh” với nhật ký ép cọc được thể hiện trong Bảng 3. Lực tới hạn của cọc khi mất ổn định được tính bằng phần mềm Abaqus với nền tảng là phương pháp phần tử hữu hạn và bằng phương pháp giải tích cho 5 trường hợp có nguy cơ mất ổn định nhất như trong mục 2. Kết quả được trình bày trong Bảng 4 và đồng thời được minh họa trong Hình 8.

Bảng 3. Nhật ký ép cọc

Độ sâu (m)	Lực ép (Tấn)	Độ sâu (m)	Lực ép (Tấn)
0	0.00	10	28.24
1	0.00	11	28.24
2	6.25	12	37.70
3	9.38	13	40.84
4	12.50	14	44.00
5	18.80	15	47.13
6	22.00	16	50.30
7	25.10	17	56.59
8	28.24	18	62.80
9	28.29		

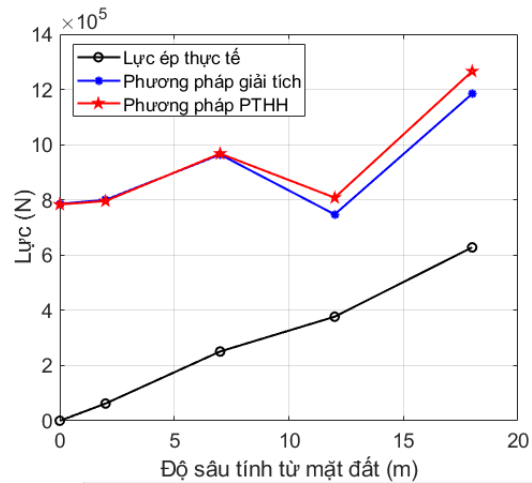
Các kết quả ở Bảng 4 và Hình 5 cho thấy trong suốt quá trình ép cọc, lực ép đều nhỏ hơn lực tới hạn mất ổn định. Nghĩa là, số liệu tính toán thể hiện rằng không xảy ra mất ổn định trong quá trình ép cọc. Điều này hoàn toàn phù hợp với thực tế thi công ghi nhận theo nhật ký. Mặt khác ta cũng nhận thấy những giai đoạn nguy hiểm nhất về khả năng gây ra mất ổn định chính là khi bắt đầu ép đoạn 1 và khi nối hai đoạn cọc với nhau, bởi vì đây là những giai đoạn mà chiều dài hiệu dụng (effective length) của cọc lớn. Khi cọc đã được đóng vào đất thì khối đất bao xung quanh cọc có vai trò hạn chế chuyển vị ngang của cọc, do đó làm tăng lực tới hạn mất ổn định (hay nói cách khác, nguy cơ mất ổn định giảm xuống).

Một nhận xét nữa từ số liệu tính toán là lời giải giải tích và lời giải phần tử hữu hạn ở giai đoạn hai có xu hướng khác biệt nhiều hơn so với ở giai đoạn 1.

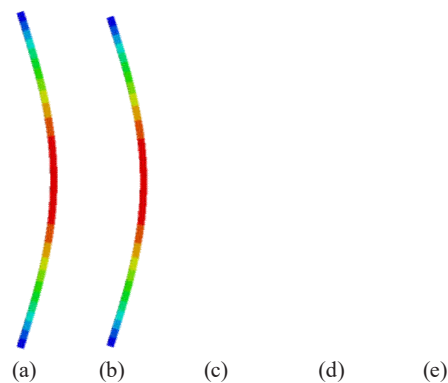
Hình 6 biểu diễn hình dáng cọc khi trạng thái mất ổn định xảy ra. Cọc càng cắm sâu vào đất thì do lực tương tác giữa đất với cọc, chuyển vị ngang của cọc càng bị hạn chế. Điều này dẫn tới chiều dài hiệu dụng (chịu ảnh hưởng bất ổn định) bị giảm. Kết quả ở Hình 6 là thứ vị và phản ánh sự hiệu quả của mô hình nền đàn hồi. Trong trường hợp nền đất cứng hơn, $k = 200 \text{ kN/m}^2$ ta sẽ có hình dáng cột khi mất ổn định như Hình 7.

Bảng 4. Kết quả tính toán lực tới hạn mất ổn định ứng với các giai đoạn ép cọc. So sánh với số liệu từ Nhật ký ép cọc

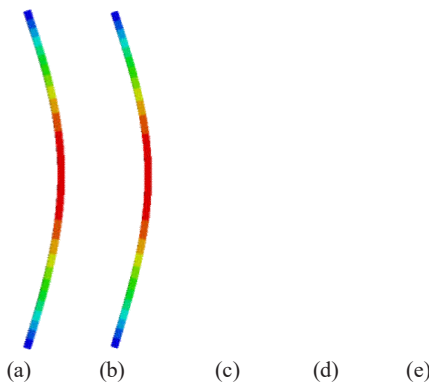
Số đoạn cọc	Độ sâu tính từ mặt đất (m)	Lực ép (N) theo [3]	Lực tới hạn bất ổn định (N)	
			Giải tích	Tính toán số
1	0	0	785464	783514
	2	62500	800054	796023
	7	251000	964194	967500
2	12	377000	747402	808057
	18	628000	1184065	1265600



Hình 5. Đồ thị so sánh lực ép cọc thực tế theo Nhật ký ép cọc [3] và lực tới hạn bất ổn định. Kết quả cho thấy cọc không bị mất ổn định trong quá trình thi công



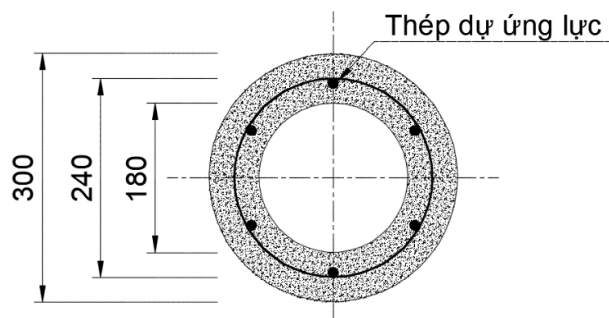
Hình 6. Hình dáng cọc khi mất ổn định xảy ra: (a) Khi độ sâu cọc trong đất là 0 m (đoạn cọc 1), (b) Khi độ sâu cọc trong đất là 2 m (đoạn cọc 1), (c) Khi độ sâu cọc trong đất là 7 m (đoạn cọc 1), (d) Khi độ sâu cọc trong đất là 12 m (đoạn cọc 2), (e) Khi độ sâu cọc trong đất là 18 m (đoạn cọc 2)



Hình 7. Hình dáng cọc khi mất ổn định xảy ra khi nền đất cứng $k = 200kN/m^2$: (a) Khi độ sâu cọc trong đất là 0 m (đoạn cọc 1), (b) Khi độ sâu cọc trong đất là 2 m (đoạn cọc 1), (c) Khi độ sâu cọc trong đất là 7 m (đoạn cọc 1), (d) Khi độ sâu cọc trong đất là 12 m (đoạn cọc 2), (e) Khi độ sâu cọc trong đất là 18 m (đoạn cọc 2)

3.4 Kết quả tính toán cọc ép tròn

Đối với những nền địa chất yếu với lớp đất bùn dày như khu vực đồng bằng Sông Cửu Long thì cọc ép tròn dự ứng lực thường là lựa chọn hàng đầu. Khảo sát lấy kết quả thực tế từ công trình nhà kho của nhà máy Việt Hương 3 tại Bến Tre. Cọc được tính có tiết diện hình vành khăn, như thể hiện ở Hình 8. Cọc được làm bằng bê tông cốt thép dự ứng lực với 6 sợi thép đường kính 7,1 mm. Modulus đàn hồi được cho bởi $E = 40000 MPa$. Cọc được nối bởi 3 đoạn: 12 m, 10 m và 10 m, với tổng chiều dài là 32 m được chôn sâu vào nền đất yếu đến 31,7 m. Nhật ký ép cọc được thể hiện trong Bảng 5.



Hình 8. Mặt cắt ngang cọc tròn ứng lực

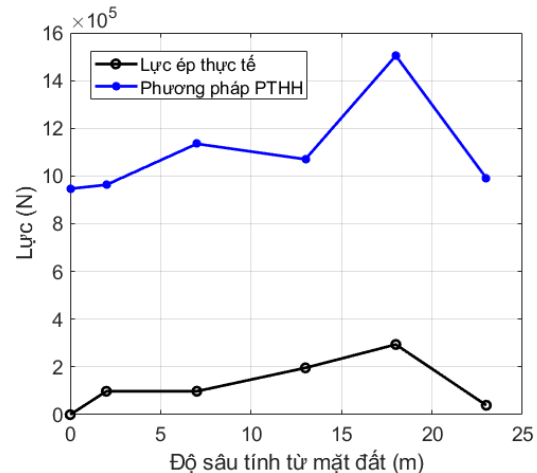
Bảng 5. Nhật ký ép cọc tại nhà kho công trình nhà máy Việt Hương 3 – Bến Tre

Độ sâu (m)	Lực ép (Tấn)	Độ sâu (m)	Lực ép (Tấn)
0	0.0	12	19.6
1	9.8	13	19.6
2	9.8	14	19.6
3	9.8	15	19.6
4	9.8	16	19.6
5	9.8	17	19.6
6	9.8	18	29.4
7	9.8	19	29.4
8	9.8	20	29.4
9	9.8	21	29.4
10	9.8	22	29.4
11	19.6	23	39.3

Bảng 6. Kết quả tính toán lực tới hạn mất ổn định ứng với các giai đoạn ép cọc. So sánh với số liệu từ Nhật ký ép cọc

Số đoạn cọc	Độ sâu tính từ mặt đất (m)	Lực ép (N) theo [4]	Lực tới hạn bất ổn định (N) (Tính toán PTHH)
1	0	0	946776
	2	98000	963164
	7	98000	1134920
2	13	196000	1070270
	18	294000	1504240
3	23	393000	991464

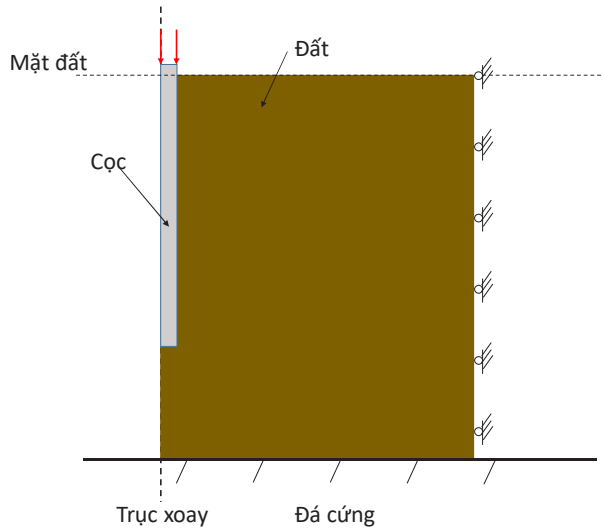
Kết quả tính toán được trình bày ở Bảng 6 và so sánh với Nhật ký công trình lập ngày 18/10/2018 [5] (Bảng 5). Hoàn toàn trong tự kết quả ghi nhận ở Bảng 4 trong Ví dụ cọc vuông, độ lớn lực tới hạn mất ổn định thấp (nguy hiểm) ở vị trí bắt đầu ép cọc và các vị trí ngay khi vừa nối cọc. Vì đó chính là những giai đoạn mà chiều dài tự do của cọc lớn. Khi cọc đã được ép vào đất thì lực tới hạn mất ổn định tăng dần. Cọc càng tiến vào sâu trong đất thì càng ít nguy cơ mất ổn định. Hình 9 thể hiện đồ thị lực ép cọc tương ứng với các độ sâu trong đất, trong tương quan với lực tới hạn bất ổn định ở cùng độ sâu đó, cho thấy cọc không bị mất ổn định trong quá trình ép. Hình dáng mất ổn định của cọc tròn ứng lực cũng tương tự như cọc vuông, xem Hình 6 và Hình 7.



Hình 9. Đồ thị so sánh lực ép cọc thực tế theo Nhật ký ép cọc [4] và lực tới hạn mất ổn định. Kết quả cho thấy cọc không bị mất ổn định trong quá trình thi công

3.5 Tương tác cọc – đất

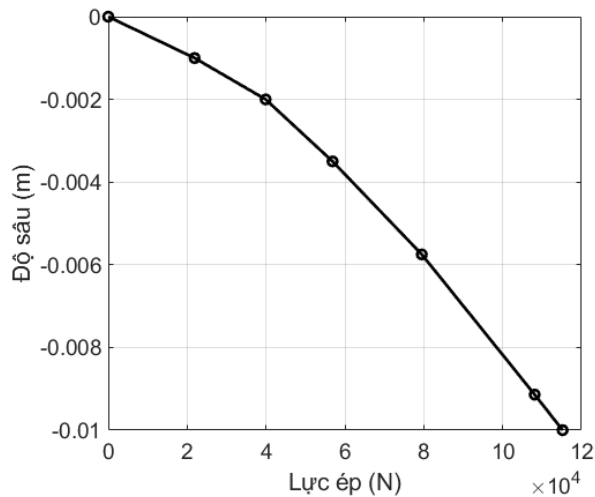
Nhằm đánh giá khả năng cọc có thể mất ổn định tại đâu và khi nào, một khảo sát mở rộng hướng đến sự tương tác giữa cọc và đất trong quá trình ép. Xét mô hình gồm cọc bê tông hình trụ tròn đường kính 0.2m và dài 12m. Modulus đàn hồi của bê tông là 30000MPa, hệ số Poisson $\nu = 0.2$. Khối lượng riêng bê tông là 2400kg/m³. Chiều dài phần cọc cắm trong đất là 4m. Đất được mô hình hóa theo tiêu chuẩn Mohr-Coulomb với modulus đàn hồi 45MPa, hệ số Poisson 0.35. Khối lượng riêng đất là 1600kg/m³. Góc ma sát là 30° (friction angle) và góc giãn nở (dilatancy angle) là 20°. Hiện tượng biến cứng trong đất được giả thiết là tuyến tính với ứng suất là 570Pa ứng với thời điểm bắt đầu xảy ra biến dạng dẻo, và ứng suất là 103kPa ứng với biến dạng dẻo là 0.0032.



Hình 10. Đồ thị so sánh lực ép cọc thực tế theo Nhật ký ép cọc [4] và lực tới hạn bất ổn định. Kết quả cho thấy cọc không bị mất ổn định trong quá trình thi công

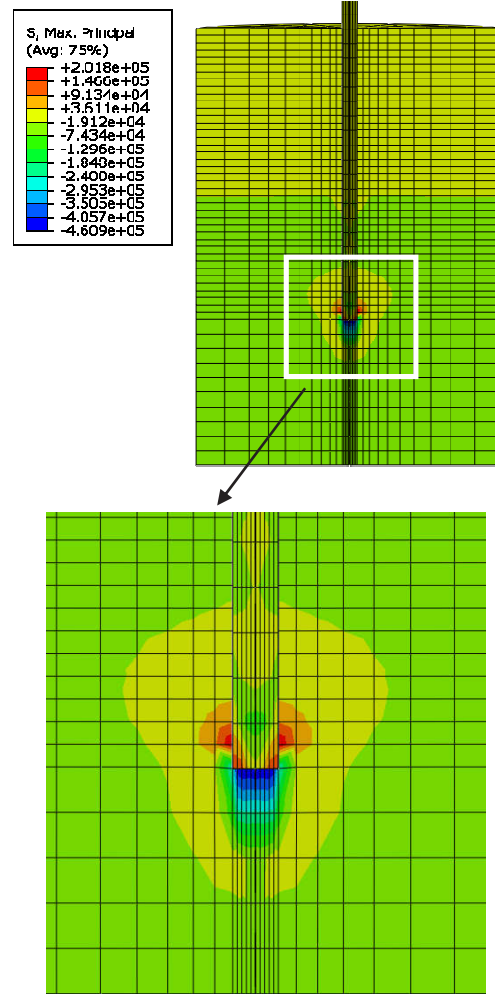
Bài toán được khảo sát theo mô hình đối xứng trục. Khối đất xung quanh cọc được mô hình với kích thước là 6m theo phương chiều cao và 2.1 m theo phương bán kính (gấp 20 lần bán kính cọc) để đảm bảo đủ lớn so với cọc. Điều kiện biên được thể hiện ở Hình 10. Tải được đặt qua hai bước:

- Bước 1: Xét đến đáp ứng tĩnh do trọng lực.
- Bước 2: Cọc được nén xuống một đoạn theo phương thẳng đứng là 1 cm.



Hình 11. Đồ thị lực tác động lên cọc và chuyển vị cọc theo phương thẳng đứng

Hình 11 trình bày kết quả đường cong lực tác động lên cọc và chuyển vị cọc theo phương thẳng đứng, cho lực dọc trục tăng phi tuyến theo chuyển vị. Hình 12 biểu diễn phân bố ứng suất chính lớn nhất. Bước nhảy về ứng suất xuất hiện ở khu vực phân cách cọc và đất. Mặt khác có một vùng tập trung ứng suất ở quanh khu vực đó. Nếu ứng suất tại mũi cọc đủ lớn để xuyên qua được lớp đất, cọc sẽ tiếp tục di chuyển sâu xuống. Nếu lớp đất quá cứng, cọc không xuyên qua được thì lực nén dọc trục cọc tăng lên, làm phát sinh khả năng cọc bị cong do hiện tượng mất ổn định.



Hình 12. Ứng suất chính thứ nhất của mô hình tương tác cọc-đất

4. KẾT LUẬN

Kết quả thu được từ tính toán trong nghiên cứu này là cần thiết cho việc nghiên cứu cũng như cung cấp một cách nhìn thực tế về thi công ép cọc, đó là hiện tượng bất ổn định của cọc trong quá trình thi công. Rõ ràng lực tới hạn khi cọc bị mất ổn định là nhỏ khi cọc mới bắt đầu ép đoạn đầu tiên, tuy nhiên lực ép trong giai đoạn này thì nhỏ. Tiếp theo đó, lực ép tăng, chiều dài cọc tăng, lúc này cọc dễ mất ổn định nhất. Tuy nhiên, phần lớn cọc được giữ trong đất bởi các lò xo theo phương ngang làm tăng khả năng chống mất ổn định. Một điểm cần lưu ý rằng đối với lớp đất yếu có bờ dày lớn nhưng xen kẽ vào đó là lớp đất sét thấu kính, khi cọc ép đến cao độ này thì dễ bị mất ổn định nhất vì dễ xuyên qua lớp thấu kính này thì lực ép tăng lên và có nguy cơ lớn hơn lực tới hạn. Đây cũng là một hướng cần mở rộng cho những nghiên cứu tiếp theo.

5. LỜI CẢM ƠN

Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn Khoa Kỹ thuật Công trình Trường Đại học Lạc Hồng đã tạo điều kiện hoàn thành nghiên cứu này.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Timoshenko, S. P. and J. M. Gere. *Theory of Elastic Stability*; McGraw-Hill Book Company Inc, 1961.
- [2] M. A. Heelis, M. N. Pavlovic, R. P. West. *The analytical prediction of the buckling loads of fully and partially embedded piles*; Geotechnique, 2004, 54(6), 363-373.

- [3] V. Shatri, L. Bozo, B. Shefkiu, B. Shatri. Analysis of Buckling of Piles Fully Embedded in Ground According to Finite Element Method. *International Journal of Current Engineering and Technology*, 4(1), 201-205, **2014**.
- [4] C. T. T. X. N. B. Nhật ký ép cọc - Khối A, Bình Dương, **2017**.
- [5] Công ty TNHH Xây dựng Hằng Đại. Nhật ký ép cọc thử, Bến Tre, **2018**.