

PHÂN TÍCH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC BÊ TÔNG CỐT THÉP ỨNG SUẤT TRƯỚC THI CÔNG BẰNG PHƯƠNG PHÁP ÉP NHỒI CỌC VÀO HỐ KHOAN VỮA XI MĂNG

ANALYSIS OF BEARING CAPACITY OF PRE-STRESSED
HIGH STRENGTH CONCRETE PILES CONSTRUCTED BY
PRESSING PILE INTO THE HOLE GROUT

^{1*}Nguyễn Anh Tuấn, ²Lê Trọng Nghĩa

¹Trường Đại học Giao thông vận tải Thành phố Hồ Chí Minh

²Trường Đại học Bách khoa – Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh

^{1*}tuanna@ut.edu.vn

Tóm tắt: Công nghệ thi công cọc hiện nay ở Việt Nam rất đa dạng và được áp dụng rộng rãi trong hầu hết các lĩnh vực của ngành xây dựng, qua đó các cải tiến kỹ thuật nhằm phát huy tối đa ưu điểm sức chịu tải lớn của cọc được giới thiệu và thi công, song do giá thành cao nên việc áp dụng rất hạn chế và đa số chỉ dừng lại ở mức độ thử nghiệm. Cọc bê tông cốt thép ứng suất trước thi công bằng phương pháp ép nhồi cọc vào hố khoan vữa xi măng do Japan Pile phát minh và được Phan Vũ đưa vào áp dụng tại Việt Nam từ năm 2011, mang lại cho cọc sức chịu tải gấp 1.5÷2.0 lần so với các loại cọc thông thường trước đây trong cùng điều kiện địa chất. Hiện nay cọc bê tông cốt thép ứng suất trước đang dần thay thế cho loại cọc vuông đặc không ứng suất trước truyền thống vì những ưu điểm vượt trội của nó.

Mã phân loại: 11.2

Từ khóa: Sức chịu tải, cọc bê tông cốt thép ứng suất trước, phương pháp Basic, phương pháp Hyper-Mega, phương pháp phân tử hữu hạn.

Abstract: The current pile construction technology in Viet Nam is very diversified and widely applied in most areas of the construction industry, in common with that, the technical improvements in order to maximize benefits piles of large pile load capacity also continued to introduce and construction, but due to high costs should the application is also very limited and most stop at the trial level. The pre-stressed high strength concrete piles are constructed by means of pressing pile into the hole grout invented by Japan Pile and Phan Vu introduced in Viet Nam in 2011, increasing the pile capacity 1.5÷2.0 times higher than with the usual piles in the same previous geological conditions. Currently, the pre-stressed high strength concrete piles are gradually replacing traditional non-prestressed solid square piles because of its outstanding advantages.

Keywords: Bearing capacity, pre-stressed high strength concrete piles, Basic method, Hyper-Mega method, finite element method.

Classification code: 11.2

1. Giới thiệu

Tại Nhật Bản, việc sử dụng cọc bê tông cốt thép ứng lực rất phổ biến. Sự phát triển của công nghệ và kinh nghiệm thi công đã tạo ra nhiều công nghệ tiên tiến, trong đó cọc tiên chế được hạ vào các lỗ khoan sẵn, được chèn đầy bằng vữa xi măng và vữa tăng cứng cho đáy cọc, thường được biết đến với hai loại phổ biến phát triển bởi tập đoàn Japan Piles: phương pháp BASIC® và phương pháp Hyper - Mega (phương pháp hạ cọc có đáy mở rộng sử dụng cọc có mấu). Các ưu điểm chính của loại cọc này bao gồm:

- Chất lượng cọc đảm bảo vì được sản xuất và nghiệm thu trong nhà máy; cọc ngàm vào lớp đất cứng sâu hơn so với phương thức đóng hoặc ép cọc;
- Tăng khả năng ma sát bởi giữa cọc và đất được chèn đầy bằng vữa xi măng - phương pháp BASIC®. Hơn nữa, thành phần ma sát được gia tăng bởi các mấu nhỏ nằm ở vùng mở rộng đáy - phương pháp Hyper - Mega;
- Thuận lợi khi thi công gần các tòa nhà cao tầng và trong khu đô thị, giảm thiểu tiếng ồn và rung động.

2. Mô tả công nghệ thi công ép nhồi cọc bê tông cốt thép ứng suất trước vào hố khoan vữa xi măng

2.1. Quy trình thi công

Quy trình thi công tổng quát cho các phương pháp được trình bày trong hình 1 và hình 3 bao gồm các bước như sau:

Bước 1: Định vị tâm cọc - khoan bình thường tới độ sâu dự kiến để hạ cọc;

Bước 2: Khoan đến cao độ thiết kế (mở rộng đáy hố khoan); bơm vữa (vữa xi măng): cần khoan ruột gà được sử dụng đồng thời lấy phôi trong lỗ khoan;

Bước 3: Tiến hành trộn và khuấy liên tục lỗ khoan: Bơm phun vữa cải tạo nền vào hố khoan, trộn vữa kết dính với đất tạo nên cột hỗn hợp vữa xi măng đất trong lòng hố khoan;

Bước 4: Hình thành vữa đáy - rút cần khoan lên: Sử dụng cấp phối vữa mác cao ở phần mũi cọc và thấp hơn ở phần trên;

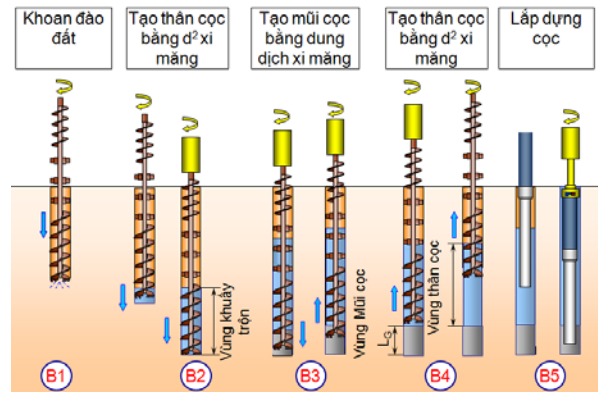
Bước 5: Hạ các đoạn cọc bê tông cốt thép (BTCT) vào trong hố khoan.

Bảng 1. Thành phần cấp phối dung dịch vữa xi măng (VXM) thành, vữa xi măng đáy/mê trộn.

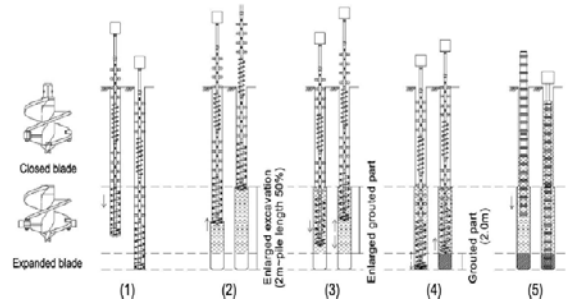
Loại	Xi măng	Nước	Tổng cộng	Tỷ lệ W/C
	kg	lít	m ³	%
Dung dịch VXM tạo cứng đáy	540	320	0.494	59
	Tỷ trọng dung dịch vữa xi măng			1.741
	Tỷ trọng giới hạn cho phép			1.724~1.793
Dung dịch VXM chèn hông	327	327~490	0.432~0.595	100~150
	Tỷ trọng dung dịch vữa xi măng			1.373~1.513
	Tỷ trọng giới hạn cho phép			1.360~1.558

2.2. Thiết bị thi công

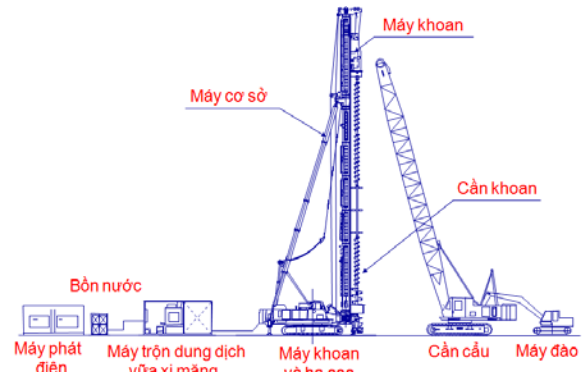
Thiết bị và dụng cụ thi công cọc bê tông cốt thép ứng suất trước được minh họa tại hình 3 và hình 4.



Hình 1. Tóm lược thi công cọc theo phương pháp BASIC® [2].



Hình 2. Tóm lược thi công cọc theo phương pháp Hyper - MEGA.



Hình 3. Thiết bị và dụng cụ thi công chính.



Hình 4. Thiết bị thực tế thi công cọc (máy khoan hạ cọc, máy trộn bơm vữa xi măng).

2.3. Điều kiện đất nền và chiều sâu thi công

Điều kiện thi công ứng dụng trong các trường hợp cụ thể:

- Đất xung quanh mũi cọc: Đất cát, đất sỏi, đất sét;

- Đất xung quanh thân cọc: Đất cát (bao gồm đất sỏi) hoặc đất sét (bao gồm bùn sét);

- Chiều sâu thi công lớn nhất: 68,5m khi đất xung quanh mũi cọc là đất cát hoặc sỏi và 60,0m khi đất xung quanh mũi cọc là đất sét.

2.4. Thực tế áp dụng tại Việt Nam

Tại Việt Nam, từ năm 2010, Japan Piles đã chính thức hợp tác cùng Phan Vũ nhằm phối hợp - phát triển công nghệ thi công cọc mới và bắt đầu thi công cho phương pháp BASIC® từ tháng 01/2011. Thi công hai công trình tiêu biểu được thể hiện trên hình 5 và hình 6 (a,b,c).



Hình 5. Thi công cọc bằng phương pháp BASIC® tại bệnh viện Quốc tế Đồng Nai.



(a)



(b)



(c)

Hình 6. Khu vực trung tâm thương mại - cao ốc văn phòng - căn hộ chung cư quận Phú Nhuận, Thành phố Hồ Chí Minh.

3. Công thức tính toán sức chịu tải cọc

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \quad (1)$$

Trong đó [1]:

R_u : Sức chịu tải cực hạn của cọc (kN);

A : Diện tích đáy cọc (m^2);

q_d : Sức kháng mũi cực hạn trên diện tích (kN/m^2); U : Chu vi thân cọc (m);

L_i : Bề dày của lớp đất tính ma sát;

f_i : Ma sát của lớp đất thứ i (kN/m^2).

3.1. Thành phần sức kháng ma sát dọc thân cọc

Giá trị sức kháng ma sát cho đất cát và đất sét thể hiện ở các biểu thức (2) và (3) [1].

$$\text{Đất cát: } P_{fs} = f_s L_s D \pi \text{ (kN)} \quad (2)$$

$$\text{Với } f_s = \beta N_s \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Đất sét: } P_{fc} = f_c L_c D \pi \text{ (kN)} \quad (3)$$

$$\text{Với } f_s = \gamma q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Giá trị của β và γ được đề nghị cho các loại đất được lấy theo bảng 2.

Bảng 2. Hệ số sức kháng ma sát và giá trị ma sát lớn nhất cho đất cát và đất sét [5].

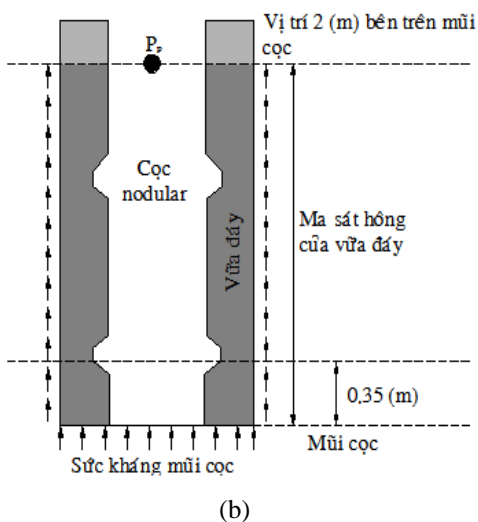
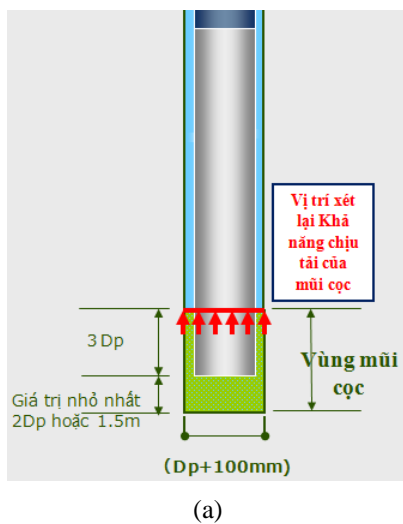
Phương pháp thi công	Đất cát	Đất sét
Cọc theo phương pháp Nakabori	$\beta = 2$ $\beta N \leq 100$ kN/m^2	$\gamma = 0,4$ (8N) $\gamma q_u \leq 100$ kN/m^2
Ép nhồi cọc bê tông đúc sẵn vào hố khoan vữa xi măng đất	$\beta = 5$ $\beta N \leq 150$ kN/m^2	$\gamma = 0,5$ (10N) $\gamma q_u \leq 100$ kN/m^2
Ép nhồi cọc ống thép vào hố khoan vữa xi măng đất	$\beta = 10$ $\beta N \leq 200$ kN/m^2	$\gamma = 0,5$ (10N) $\gamma q_u \leq 200$ kN/m^2

3.2. Thành phần sức kháng mũi của cọc

Như được thể hiện trong hình 7 (a, b), sức kháng mũi P_p được coi là cấu thành bởi sự kết hợp của phản lực bề mặt đáy mũi cọc PPP và sức kháng ma sát của nền vữa P_{pf} và được đánh giá một cách phù hợp (tại vị trí 3D phía trên mũi cọc với cọc BASIC® và 2 m bên trên mũi cọc với cọc Hyper-MEGA). Giá trị sức kháng mũi trong tiêu chuẩn cầu đường Nhật Bản trình bày ở bảng 3.

Bảng 3. Cường độ sức kháng mũi cực hạn của phương pháp thi công cọc tiền chế bằng cách khoan tạo lỗ trước (chèn vữa xi măng trong khoảng hở giữa thân cọc và đất) [5].

Loại đất nền	Cường độ sức kháng mũi cực hạn (kN/m ²)
Lớp sỏi	150N (≤7 500)
Lớp cát	200N (≤10 000)



Hình 7. Mô phỏng sức kháng mũi của mũi cọc trong vữa xi măng P_p .

Thông thường, đối với cọc thi công theo phương pháp Hyper-MEGA, α được rút ra từ biểu thức (4), trong đó các hệ số a, b, c được xác định từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh [6].

$$\alpha = \alpha_p + \alpha_f = a\omega^b + c\omega \quad (4)$$

Trong đó:

α_p : Hệ số khả năng chịu tải do tải do sức chịu tải (SCT) tại bề mặt mũi cọc (mặt đáy mấu thấp nhất);

α_f : hệ số khả năng chịu tải do sức kháng ma sát của nền vữa;

ω : Hệ số mở rộng, với $\omega = D_e/(D_o + 0.05)$;

D_e : Đường kính mở rộng đáy (đường kính nền vữa) (m); D_o : Đường kính mấu tại vị trí mấu trong nền vữa (m).

Dựa vào các nghiên cứu phân tích của K. Kobayashi & H.Ogura [6], phương trình của α cho các loại đất khác nhau như phương trình (5) và (6).

$$\text{Đất cát sỏi: } \alpha = 240\omega^{1.5} + 90\omega \quad (5)$$

$$\text{Đất sét: } \alpha = 210\omega^{1.25} + 90\omega \quad (6)$$

3.3. Công thức tính sức chịu tải của cọc đơn theo đề xuất của Japan Piles

Theo [2]:

$$R_u = \alpha \bar{N} A_p + (\beta \bar{N}_s L_s + \gamma \bar{q}_u L_c) \psi \quad (\text{kN}) \quad (7)$$

Hệ số khả năng chịu tải của mũi cọc (α) của cọc Basic và Hyper-Mega được tổng hợp trong bảng 4 và bảng 5. Hệ số khả năng chịu ma sát thân cọc (β , γ) được thể hiện trong bảng 6.

Bảng 4. Hệ số khả năng chịu tải của mũi cọc (a) của cọc Basic.

Đất tại mũi cọc	α	Phạm vi áp dụng
Cát và cuội sỏi (đất rời)	315	$5 \leq \bar{N} \leq 60$
Đất dính	320	$2 \leq \bar{N} \leq 50$

Bảng 5. Hệ số khả năng chịu tải của mũi cọc (α) của cọc Hyper-Mega.

Đất tại mũi cọc	α	Ghi chú
Cát và cuội sỏi (đất rời)	330~858	$\alpha = 240\omega^{1.5} + 90\omega$
Đất dính	300~679	$\alpha = 210\omega^{1.25} + 90\omega$

Bảng 6. Hệ số khả năng chịu ma sát thân cọc (β , γ).

	β (cát và cuội sỏi)	γ (đất dính)
Phần nhẵn	5.0	0.5
Phần bình thường của cọc có mẫu nhỏ	$\beta N_s = 30 + 5,5N_s$	$\gamma q_u = 20 + 0,5N_s$
Phần mở rộng của cọc có mẫu nhỏ	$\beta N_s = (30 + 5,5N_s)\omega$	$\gamma q_u = (20 + 0,5N_s)\omega$

4. Ứng dụng tính toán cho công trình cụ thể

Tại nước ta hiện nay chỉ áp dụng thi công cọc theo phương pháp BASIC®, do đó, các phân tích tập trung vào loại cọc này trong việc so sánh kết quả giữa tính toán và phân tích của công thức lý thuyết, kết quả thí nghiệm nén tĩnh và phân tích bằng Plaxis.

Công trình áp dụng có các đặc điểm:

- Tên công trình: Khu trung tâm thương mại - cao ốc văn phòng - căn Hộ tại quận Phú Nhuận, Thành phố Hồ Chí Minh;
- Tầng cao: 02 tầng hầm, 17 tầng cao;
- Thí nghiệm: Cọc BTCT Dự ứng lực D600 (P3) thi công bằng phương pháp BASIC®, cọc sâu 40,5 m (gần hố khoan khảo sát Hố khoan 3) (bảng 7).

Bảng 7. Các lớp đất tại hố khoan HK03.

Lớp đất	Độ sâu phân bố (m)	Tên đất – trạng thái	Giá trị N_{SPT}
A	0.0÷1.6	Bê tông, đất đá san lấp	-
1B	1.6÷5.4	Sét pha lẫn dăm sạn laterit, nâu đỏ đốm xám trắng-vàng, dẻo mềm.	5
1C	5.4÷11.0	Sét pha xám trắng-vàng, dẻo mềm.	9,3
2	11.0÷33.6	Cát pha, nâu đỏ - vàng, nâu hồng, chặt vừa	13,5
3	33.6÷62.7	Sét, vàng-nâu đỏ, nâu, xám trắng, cứng.	41,8
4	62.7÷66.9	Cát pha, nâu xám, xám tro, xám nâu, chặt.	49
5	66.9÷70.0	Sét pha, nâu xám, xám tro, xám nâu, trạng thái cứng.	50

Kết quả SCT cực hạn cục tính toán theo lý thuyết

Lớp vữa xi măng đất chèn đầy giữa cọc và đất nền tự nhiên theo phương pháp BASIC® không những có tác dụng khôi phục ma sát cho cọc đúc sẵn, mà còn có thể tham gia chịu lực đồng thời cùng với cọc BTCT và góp phần làm tăng sức chịu tải cho cọc. Để có thể tìm ra giải pháp tính toán và thiết kế hợp lý cho phương pháp thi công mới đã đề cập, nhóm tác giả sẽ tiến hành tính toán theo hai giả thiết:

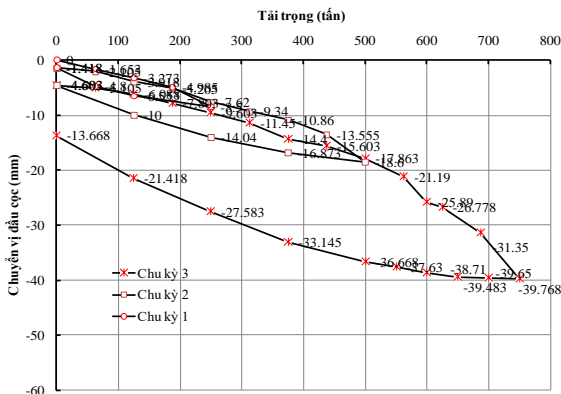
- 1) Lớp vữa xi măng đất chỉ có tác dụng làm phục hồi ma sát và sức kháng mũi của lớp đất bị xáo trộn do thi công khoan cọc, tiết diện tính toán là tiết diện cọc BTCT;
- 2) Xét cọc làm việc như hệ cọc BTCT – vữa xi măng đất và tiết diện tính toán là tiết diện của lỗ khoan đã được chèn đầy bằng vữa.

Kết quả tính toán cho các trường hợp được thống kê như trong bảng 8.

Bảng 8. Tổng hợp kết quả SCT cực hạn cọc đơn theo các phương pháp và giả thiết.

Phương pháp tính toán và phân tích	Vữa xi măng đất để gia tăng ma sát thân cọc	Hệ cọc BTCT - vữa xi măng đất làm việc đồng thời
Theo TCXD 205:1998 - PL A/PL B (kN)	4999/5086	6056/6091
Theo TC Cầu - Đường Nhật Bản (kN)		7554
Theo công thức của Japan Piles (kN)		7405

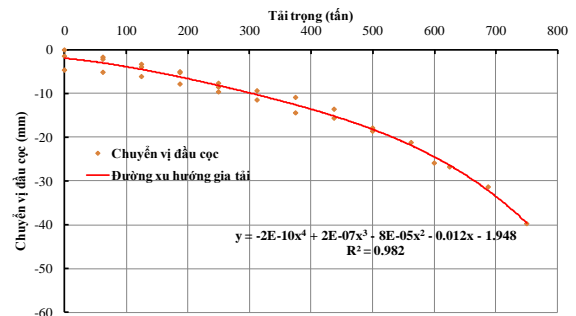
4.1. Kết quả SCT cực hạn cọc dựa vào thí nghiệm nén tĩnh



Hình 8. Biểu đồ quan hệ tải trọng - chuyển vị theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh.

Kết quả nén tĩnh được minh họa tại hình 8. Cọc BTCT DƯỠNG D600 thi công ép nhồi vào lỗ khoan vữa xi măng đất được tiến hành thí nghiệm ba chu kỳ với tải trọng thử lớn nhất ở chu kỳ 3 là $P_{max} = 750$ tấn [4].

Với hình dạng biểu đồ trên đây, độ lún lớn nhất nhỏ hơn 10% đường kính cọc; đồng thời, đường cong gia tải đang biến đổi chậm và chưa xuất hiện điểm uốn. Để xác định độ lún giới hạn 10% D nằm ngoài số liệu của biểu đồ, về mặt số học, hiện nay có rất nhiều phương pháp để ngoại suy nhằm xác định xu hướng của biểu đồ. Ở đây, để đơn giản và nhanh chóng, nhóm sử dụng tính năng phác thảo đường xu hướng trong Excel, chọn hàm có sai phương hợp lý để nhận diện biểu đồ phù hợp nhất với kết quả thực nghiệm. Kết quả đường xu hướng cho quá trình gia tải thể hiện trong hình 9.



Hình 9. Xác định đường xu hướng chuyển vị dựa vào đường gia tải của thí nghiệm cọc P3.

Kết quả ngoại suy P_{max} chỉ mang tính chất lý thuyết nhằm xác định biên giới hạn để áp dụng vào phân tích hữu hạn, đồng thời là cơ sở để phân tích cơ chế làm việc và phá hoại của đất nền quanh cọc.

4.2. Kết quả phân tích theo Plaxis 3D Foundation

Kết quả được thể hiện trong hình 10 (a, b) và bảng 9.

Tại giá trị $Sum-M_{stage} = 0.75$ ($P = 7500$ kN), giá trị chuyển vị đầu cọc tương ứng $U_y = 47$ mm, so với kết quả nén tĩnh thực tế $S = 40$ mm, kết quả của Plaxis có sai số là 15% so với kết quả nén tĩnh.

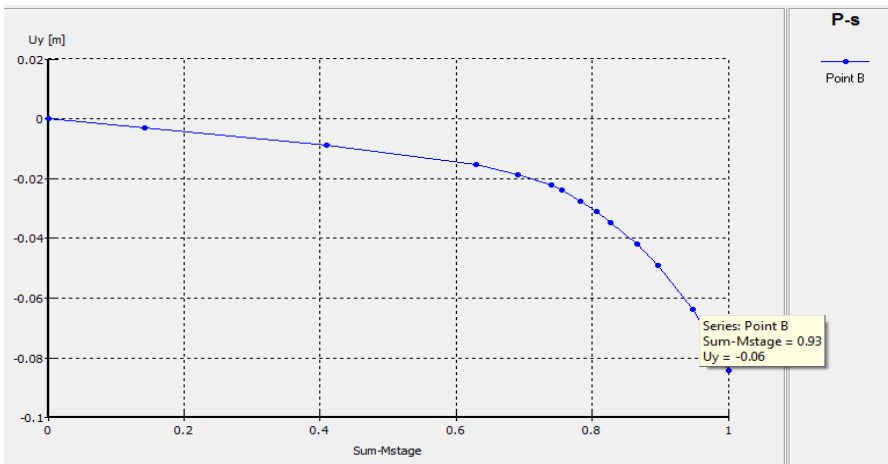
Dựa trên trên kết quả phân tích Plaxis giữa hai loại cọc, tác giả có những nhận xét sau:

Khi đạt độ lún giới hạn, căn cứ biểu đồ và hình dạng chuyển vị của đất nền quanh thân cọc (hình 11 a, b) lớp vữa chèn giữa cọc và đất có tác tạo vùng chuyển tiếp giữa vật liệu cọc và đất nền làm cho chuyển vị có bước chuyển tiếp và phân bố từ cọc ra đất

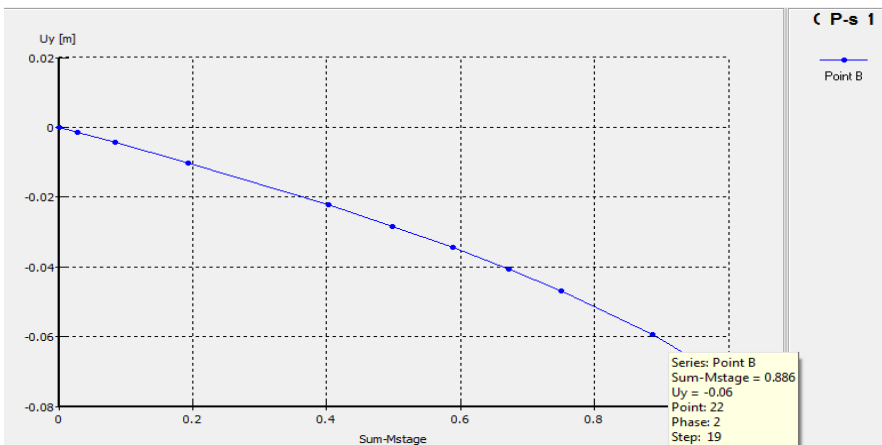
nền đều hơn. Hình 12 cho thấy sự bám dính và liên kết của đất nền đối với cọc Basic tốt hơn. Lớp vữa chèn giữa cọc và đất làm tăng sức kháng cắt bề mặt tiếp xúc bề mặt với cọc làm tăng ma sát thân cọc (hình 13).

Bảng 9. Tổng hợp kết quả phân tích Plaxis 3D Foundation.

Kết quả phân tích	Cọc BTCT D600	Cọc BTCT D700	Cọc Basic D600
Đường kính thân cọc (mm)	600	700	Cọc BTCT 600mm, hố khoan vữa 700mm
Tải trọng đầu cọc (kN)	5 000	6 000	10 000
Chuyển vị cọc theo phương đứng (mm)	86,37	93,24	75,03
10%D (mm)	60	70	60/70
Giá trị Sum-M _{stage} (10%D)	0,93	0,947	0,886/0,981
P _{max} theo tiêu chí chuyển vị giới hạn của cọc 10%D (kN)	4650	5682	8860/9810

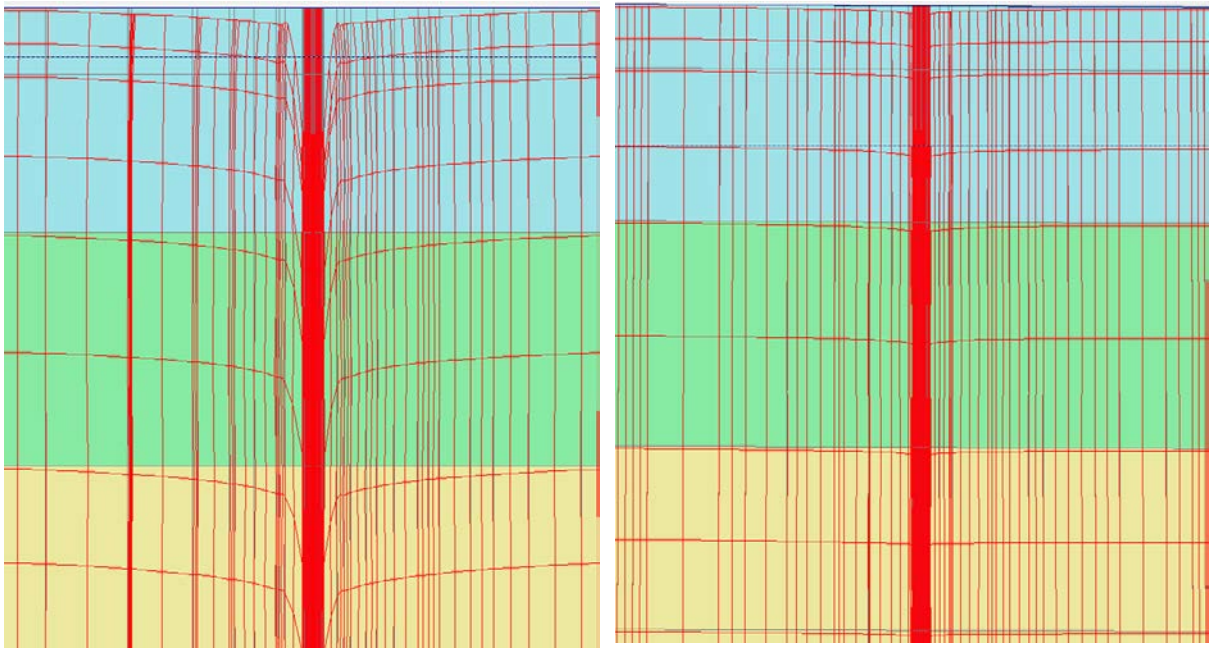


(a) Cọc Basic.



(b) Cọc BTCT thường.

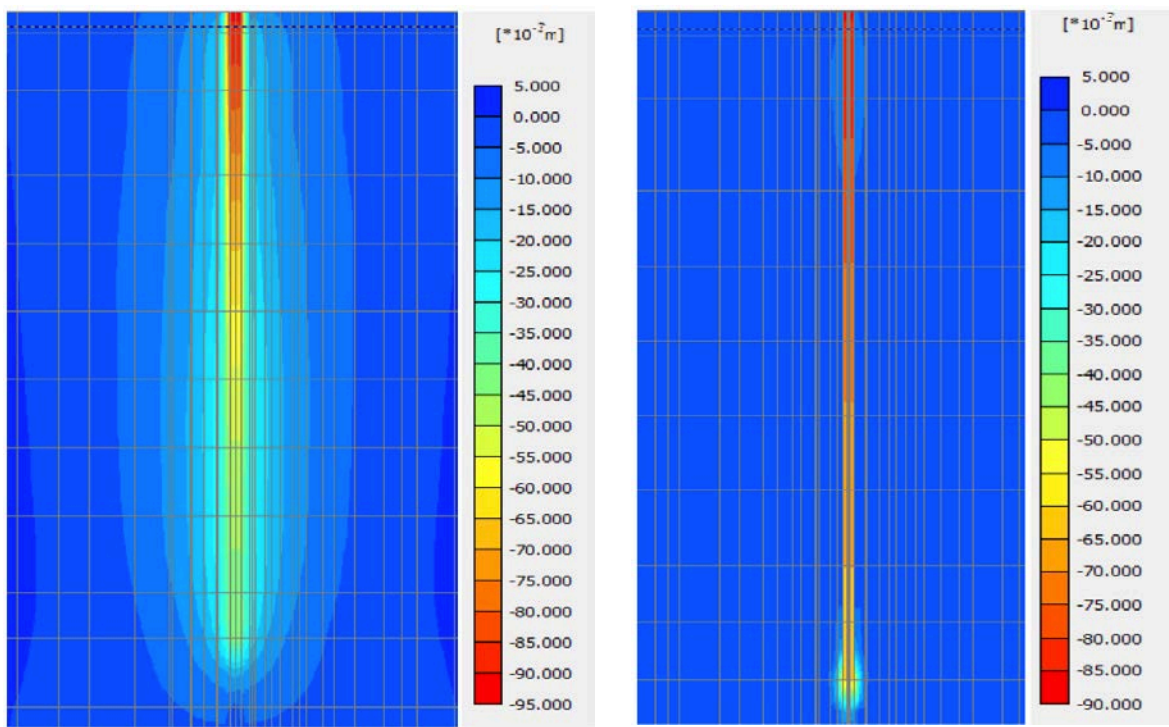
Hình 10. Biểu đồ quan hệ tải trọng - chuyển vị theo phân tích Plaxis 3D Foundation.



(a) Cọc Basic.

(b) Cọc BTCT thường.

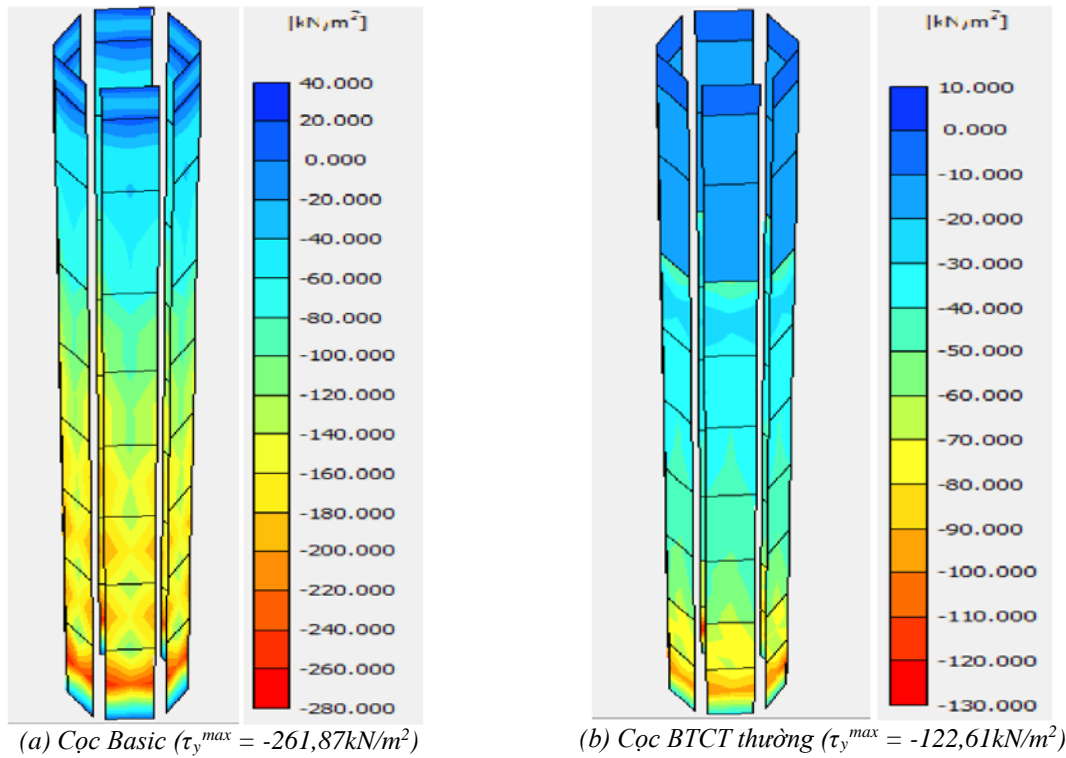
Hình 11. Đường chuyển vị của đất nền theo độ sâu.



(a) Cọc Basic.

(b) Cọc BTCT thường.

Hình 12. Hình dạng chuyển vị của cọc và vùng nền quanh thân cọc



Hình 13. Phân bố ứng suất cắt (interface) dọc thân cọc.

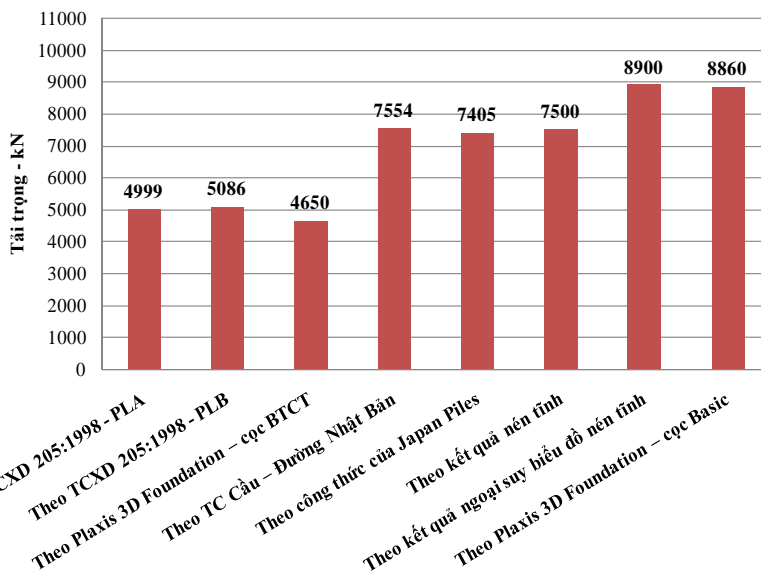
4.3. Tương quan kết quả SCT cọc của các phương pháp phân tích và tính toán

Tương quan này được thể hiện trong các hình 14, 15. Kết quả sức chịu tải cực hạn của cọc khi tính bằng Phụ lục A và Phụ lục B của Tiêu chuẩn xây dựng TCXD 205:1998 cho kết quả với sai số chênh lệch rất nhỏ, ở đây có thể được lấy như sau:

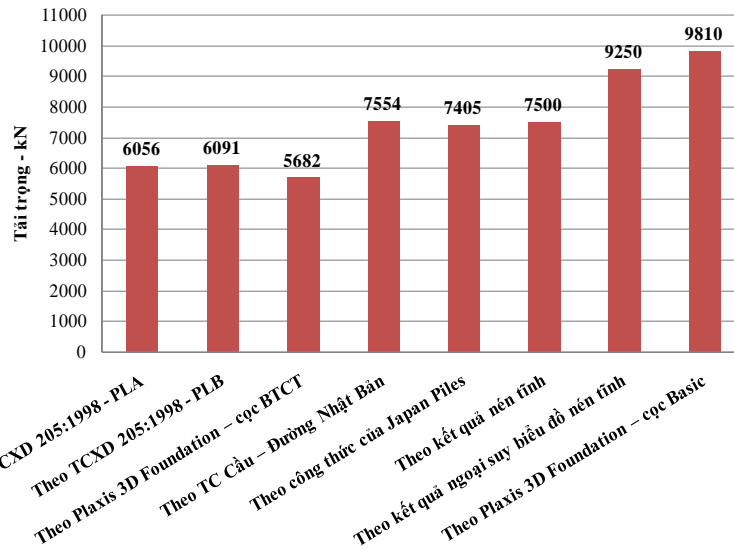
Quan niệm vữa xi măng đất để phục hồi ma sát thân cọc, $Q_{ult} = 5000 \text{ kN}$;

Quan niệm hệ cọc BTCT - vữa xi măng đất làm việc đồng thời $Q_{ult} = 6000 \text{ kN}$.

Từ đó, tiến hành lấy tương quan với các phương pháp tính toán và phân tích được kết quả trình bày tại bảng 10.



Hình 14. Tương quan SCT cực hạn của cọc theo quan niệm vữa xi măng đất để gia tăng ma sát.



Hình 15. Tương quan SCT cực hạn của cọc theo quan niệm hệ cọc BTCT - vữa xi măng đất làm việc đồng thời.

Bảng 10. Sai số tính toán theo các phương pháp.

Phương pháp tính toán và phân tích	Quan niệm vữa xi măng đất để phục hồi ma sát thân cọc	Quan niệm hệ cọc BTCT - vữa xi măng đất làm việc đồng thời
Theo Plaxis 3D Foundation – cọc BTCT	93%	95%
Theo Tiêu chuẩn Cầu – Đường Nhật Bản	151%	126%
Theo công thức của Japan Piles	148%	123%
Theo kết quả nén tĩnh	150%	125%
Theo kết quả ngoại suy biểu đồ nén tĩnh	178%	154%
Theo Plaxis 3D Foundation - cọc Basic	177%	164%

5. Kết luận

Từ kết quả phân tích, tính toán có thể rút ra một số kết luận như sau:

- Kết quả thí nghiệm nén tĩnh kết hợp với kết quả phân tích Plaxis cho thấy lớp vữa xi măng chèn giữa cọc và đất nền trong lỗ khoan có tác dụng làm tăng ma sát thân cọc. Dựa vào phân tích Plaxis, sức kháng ma sát của cọc Basic có thể tăng lên đến hai lần tại vị trí lớn nhất;

- Lớp vữa chèn giữa cọc và đất có tác dụng tạo vùng chuyển tiếp ứng suất và chuyển vị của cọc ra vùng nền đất xung quanh nhằm phát huy tối đa năng lực kháng nén và kháng cắt của đất nền;

- Kết quả ngoại suy biểu đồ nén tĩnh và kết quả phân tích Plaxis của phương án cọc Basic khá tương đồng, khi thiết kế các kỹ sư

có thể sử dụng kết quả phân tích Plaxis để dự đoán nhằm lựa chọn tải thí nghiệm hợp lý;

- Dựa trên kết quả phân tích Plaxis và việc xử lý kết quả thử tải tĩnh, sức chịu tải cực hạn của cọc Basic lớn hơn sức chịu tải cực hạn cọc BTCT thường 1,72 lần khi quan niệm vữa xi măng đất để phục hồi ma sát thân cọc, và 1,9 lần khi quan niệm hệ cọc BTCT - vữa xi măng đất làm việc đồng thời. Tổng quát phương pháp ép nhồi cọc vào hố khoan vữa xi măng đất đem lại cho cọc sức chịu tải cực hạn tăng từ 1,5 đến 2 lần tùy vào điều kiện đất nền và độ sâu thiết kế

Tài liệu tham khảo

[1] Bộ Xây Dựng (1998), TCXD 205:1998: Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế, Việt Nam.
 [2] Phan Vũ và Japan Piles (2011), BASIC Method & Hyper - MEGA Method, Việt Nam.
 [3] Phan Vũ (2011), Hồ sơ biện pháp thi công cọc BASIC® - Công trình Khu Trung tâm Thương

- mại – Cao ốc Văn phòng - Căn hộ chung cư NVT-HVT, Việt Nam;
- [4] Cienco 68 (2011), Báo cáo kết quả thí nghiệm thử tải tĩnh - Công trình Khu Trung tâm Thương mại - Cao ốc Văn phòng - Căn hộ chung cư Nguyễn Văn Trỗi-Hoàng Văn Thụ, Việt Nam;
- [5] Japan Road Association (2002), Specifications for Highway Bridges - Part IV Substructures, Japan;
- [6] K. Kobayashi & H. Ogura (2007), Vertical bearing capacity of bored pre-cast pile with

enlarged base considering diameter of the enlarged excavation around pile toe. Advances in Deep Foundations – Kikuchi, Otani, Kimura & Morikawa (eds) © 2007, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-43629-8.

Ngày nhận bài: 06/04/2021

Ngày chuyển phản biện: 09/04/2021

Ngày hoàn thành sửa bài: 01/05/2021

Ngày chấp nhận đăng: 07/05/2021