

ẢNH HƯỞNG CỦA THÂN TRỤ VÀ CHIỀU DÀY BÊ ĐẾN PHÂN BỐ NỘI LỰC CỌC TRONG MÓNG CỌC CỦA TRỤ CẦU

TS. LÊ BÁ KHÁNH

Giảng viên Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng

Trường Đại Học Bách Khoa

Đại Học Quốc Gia TP. HCM

KS. TRẦN NHƯ TRỌNG

Học viên cao học Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng

Trường Đại Học Bách Khoa

Đại Học Quốc Gia TP. HCM

Tóm tắt: Mục tiêu của bài báo là khảo sát ảnh hưởng chiều dày bê tông cốt thép đến phân bố nội lực đầu cọc trong móng cọc. Kết cấu trụ cầu được mô hình hóa bằng phần tử khối 3D. Bài báo áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn để phân tích trạng thái ứng suất biến dạng của trụ cầu. Kết quả phân tích cho thấy kết cấu thân trụ và chiều dày đài cọc có ảnh hưởng lớn đến nội lực đầu cọc. Có thể dựa vào độ cứng tương đối của đài để lựa chọn chiều dày đài cọc hợp lý về mặt nội lực đầu cọc.

Từ khóa: Trụ cầu, móng cọc, phần tử hữu hạn, độ cứng bộ cọc

Abstract: The aim of this paper is to study the influence of pile cap thickness to the distribution of internal forces of piles in foundation pier. Piers are modeled using 3D solid elements. This article is applied finite element method for analyzing stress-strain state of the piers. Analysis results showed pier column and thickness of pile cap have great influence on the internal forces of piles. Can be based on the relative stiffness of pile cap to choose suitable pile cap thicknesses about internal forces.

Keywords: Pier, pile foundation, finite element, stiffness of pile cap.

1. GIỚI THIỆU

Móng cọc đã được áp dụng tương đối phổ biến ở Việt Nam từ những năm 1980, cùng với đó việc phân tích móng cọc cũng được phát triển từ rất sớm ở nước ta. Có thể kể đến những nghiên cứu ban đầu của các tác giả Lê Quý An, Nguyễn Cảnh Chắt và Mai Tây Lộ [1] rồi sau đó là Bùi Anh Định, Nguyễn Sỹ Ngọc [2] và Vũ Công Ngữ [3]. Đó là cơ sở lý thuyết ban đầu để các nhà nghiên cứu tiếp tục phát triển, tìm hiểu chuyên sâu hơn về tương tác đài - cọc - đất nền. Nguyễn Duy Cường đã tập trung nghiên cứu ứng xử của nhóm cọc chịu tải trọng ngang và moment khác với ứng xử của cọc đơn vì có sự chống chọi vùng ảnh hưởng của các cọc bên cạnh nhau [4]. Bên cạnh đó Phạm Văn Thoan đã trình bày cơ sở lý thuyết mối quan hệ tương tác giữa cọc và nền, các phương pháp phân tích tính hiệu ứng nhóm trong móng cọc. Đồng thời, đã khảo sát

ảnh hưởng của hệ số hiệu ứng nhóm đối với các đại lượng như khoảng cách giữa các cọc, đường kính cọc, số lượng cọc trong móng cho nền đất sét và cát trên cơ sở phương pháp thực nghiệm [5]. Các yếu tố ảnh hưởng đến móng cọc đã được phân tích, tuy nhiên kết cấu phía trên cọc như đài cọc và thân trụ vẫn chưa có những nghiên cứu cụ thể.

Trên thế giới các nghiên cứu và sự làm việc của móng cọc cũng được quan tâm rất sớm, trong số các tài liệu chi tiết và đầy đủ không thể không kể đến tài liệu của Bogard, Matlock, 1983, Brown et al., 1988; Ooi et al., 2004 đã trình bày phương pháp cọc đơn tương đương. Hay phương pháp đàn hồi do Poulos, 1971; Banerjee và Driscoll, 1976; Randolph, 1980, phương pháp truyền tải trọng ba chiều tổng thể do Reese et al., 1970; Chow, 1987, Hoi et al., 1996, Kitiyodom và Matsumoto, 2002 [6]. Từ đó, nhiều phân tích chuyên sâu tương tác đài cọc - cọc - đất nền đã được thực hiện. Desai, Alameddine, Kuppasamy [7] đã dùng phương pháp phần tử hữu hạn để phân tích kết cấu. Sale et al. (2010) công bố rằng tổng độ cứng của móng cọc liên quan trực tiếp đến độ cứng của các cọc, và độ lớn của móng là hệ quả trực tiếp của các độ cứng đơn lẻ của tất cả các phần tử trong đó và tương tác đài - cọc - đất nền. Long (2010) tiến hành một nghiên cứu dựa trên thí nghiệm với mô hình thực tế quy mô lớn và nhận thấy rằng cọc chịu tải trọng càng lớn thì độ lún càng nhỏ. Theo Lin và Feng (2006), phần lớn các cọc biên chịu lực dọc lớn hơn (1.25 Pave) so với các cọc ở trong (0.8 Pave) với các cọc phân bố như chu vi. Một vài nghiên cứu đã phân tích ảnh hưởng của chiều dài cọc. Leung et al. (2010) tìm ra rằng lún lệch có thể được giảm bằng cách sử dụng các cọc dài hơn ở phần trung tâm và ngắn hơn ở phần chu vi của đài. Lee et al. (2010) kết luận rằng, ở cấp tải trọng nhỏ, tải trọng lên các cọc ở giữa thường nhỏ hơn so với cọc biên, ngược lại ở cấp tải trọng lớn hơn, tải trọng lên các cọc ở giữa lớn hơn không đáng kể so với cọc biên. Lee et al. (2010) cũng tìm thấy rằng khả

năng chịu tải mũi cọc hầu như giống nhau nếu chiều dài và đặc trưng giống nhau, không quan tâm đến loại tải trọng, ngoài ra, một kết quả nữa là tỷ lệ tải trọng chịu bởi đài khi bị phá hoại thì không phụ thuộc nhiều vào đặc trưng cọc. [6]

Ứng xử của móng cọc cũng phụ thuộc vào loại đất phía dưới đài cọc. Oh et al. (2009) thực hiện một nghiên cứu mô hình với phân tích số học và kết luận là đối với đất cát, độ lún lớn nhất phụ thuộc vào khoảng cách cọc và số lượng cọc. [6]

Bên cạnh cọc và đất nền thì đài cọc cũng ảnh hưởng lớn đến móng cọc. Gần đây ảnh hưởng của đài cọc mới được tập trung nghiên cứu. Lin và Feng (2006) công bố rằng chiều dài của đài cọc có ảnh hưởng nhỏ đến độ lún tổng thể trong đài cọc kích thước nhỏ hơn 15x15m và đến lún lệch; đài cọc móng thấy rõ điều đó hơn so với đài dày. Ngoài ra, Cunha et al. (2011) đã nghiên cứu và kết luận rằng khi tăng chiều dài đài cọc, chuyển vị lớn nhất (cả tổng thể và lún lệch) giảm, tải trọng lớn nhất lên cọc giảm xuống, đài cọc chịu tải trọng lớn hơn.

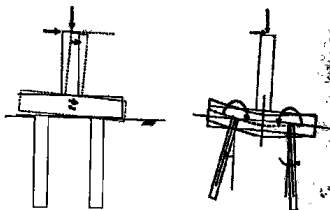
Các nghiên cứu trên giúp chúng ta hiểu rõ hơn cơ chế tương tác giữa các bộ phận trong móng cọc. Tuy nhiên vẫn chưa có nghiên cứu phân tích chuyển sâu để từ đó lựa chọn chiều dài đài cọc hợp lý. Đồng thời các nghiên cứu trên chỉ xem xét đài cọc mà bỏ qua kết cấu thân trụ, trong thực tế đài cọc và thân trụ là một kết cấu tổng thể ảnh hưởng lẫn nhau. Hiện nay nhiều tài liệu thiết kế cũng bỏ qua yếu tố này.

Để hiểu rõ hơn cơ chế tương tác đài cọc - cọc - đất nền, cũng như sự ảnh hưởng của thân trụ, bài báo đi nghiên cứu chi tiết nội lực của cọc dựa vào phần mềm Plaxis 3D Foundation từ đó xây dựng công thức lựa chọn chiều dài đài cọc hợp lý về mặt nội lực của cọc. Các trường hợp tính toán được xem xét khi có và không có thân trụ.

2. ĐỘ CỨNG TƯƠNG ĐỐI CỦA ĐÀI CỌC

Đài cọc cứng hay mềm phụ thuộc vào độ cứng tương đối của chính nó và đất nền. Ứng xử của móng cũng phụ thuộc vào độ cứng của kết cấu bên trên (Gupta (1997)). Việc biết chính xác mối liên hệ giữa độ cứng của cọc và đài cực kỳ quan trọng đối với việc thiết kế chính xác nhóm cọc để sử dụng trong các kết cấu móng mềm [8]. Móng cọc đài cứng là loại móng cọc có đài có độ cứng lớn hơn nhiều so với độ cứng của cọc.

Với giả thuyết móng cọc đài cứng, việc tính toán sẽ đơn giản hơn rất nhiều. Theo Lê Đức Thắng [9], khi khoảng cách giữa hai trục cọc cạnh nhau (tại mặt phẳng đáy đài) không quá 6 lần đường kính hay cạnh cọc thì giả thuyết này không đưa đến sai số đáng kể. Nhưng với khoảng cách giữa các trục cọc cạnh nhau quá lớn mà không kể đến độ uốn đài cọc thì kết quả tính toán sẽ sai rất nhiều so với thực tế. [9]



Hình 1. Chuyển vị theo sơ đồ đài cứng và đài mềm

Theo Veselov VA, khi tỷ lệ cạnh dài và chiều cao đài cọc nhỏ hơn 4:1, đài cọc được xem là cứng. Chiều cao đài cọc được quy định dựa vào tính toán hoặc theo cấu tạo [10]. Độ cứng của đài cọc là một trong những thông số chủ yếu để xác định sự phân bố tải trọng giữa các cọc. Độ cứng của đài cọc có thể được miêu tả bởi nhiều công thức khác nhau dựa trên độ cứng chống uốn của một tấm. Guo (1988) định nghĩa độ cứng của đài cọc bằng cách xét đến độ cứng của cọc, đất nền và khoảng cách giữa các cọc (độ cứng tương đối), nên định nghĩa này phù hợp hơn hết.

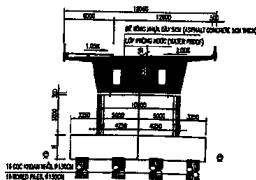
$$K_n = \frac{E_p t_p^3}{12(1-\nu_p^2) S^2} \frac{\Delta_{\text{angle}}}{P_{\text{ave}}} \quad (1)$$

Trong đó E_p : modun đàn hồi của đài (Mpa); t_p : chiều dày của đài (m); ν_p : hệ số poisson của đài cọc; S : khoảng cách giữa các cọc (m); Δ_{angle} : độ lún của cọc đơn (m), tính toán theo phương pháp Woodward - Gardner & Greer; P_{ave} : tải trọng trung bình một cọc chịu (N).

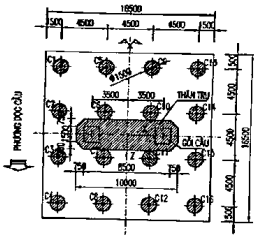
3. ĐỐI TƯỢNG NGHIÊN CỨU

3.1. Cầu số 1

Kết cấu nghiên cứu là trụ cầu chính P4 của một cầu đúc hẫng nhịp 48+72+48m ở khu vực Nhà Bè, Tp Hồ Chí Minh. Trụ P4 chịu tải trọng lớn đồng thời có địa chất tương đối phức tạp. Bề rộng cầu 18.5m.



Hình 2. Kích thước trụ cầu số 1



Hình 3. Kích thước đài cọc Cầu số 1

3.2. Các thông số đất nền

Bảng 1: Các thông số đất nền Cầu số 1

Tên lớp	Chiều dày lớp/mm	$\gamma_{\text{trần}}$ kN/m ²	$\gamma_{\text{tường}}$ kN/m ²	c kN/m ²	ϕ độ	E kN/m ²	Mô hình
Bùn sét, mềm	21.2	8	15	10.4	5	963	MC
Cát sét, chặt vừa	3.2	16.3	20	0.3	37	27300	MC
Sét cứng	4	12.8	18.1	31	10	75000	MC
Cát mịn, chặt vừa	14.9	18	20	0.3	34	19900	MC
Sét cứng	22	13.1	19.2	21.7	16	100000	MC
Cát chặt	19.7	18	20	0.3	40	75000	MC

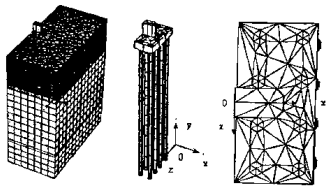
3.3. Thông số cọc và trụ

Bảng 2: Các thông số cọc và trụ Cầu số 1

Vật liệu	f_c (MPa)	γ_{seam} (kN/m ²)	E (kN/m ²)	ν	Mô hình
Trụ và Dải	30	24.5	2.77E+04	0.2	Linear Elastic
Cọc	30	24.5	2.77E+04	0.2	Linear Elastic

3.4. Mô hình

Với bài toán đối xứng, để đơn giản hóa mô hình đồng thời rút ngắn thời gian tính toán, chỉ cần mô hình một nửa trụ cầu với các điều kiện biên đất nền như sau: mặt phẳng đối xứng Ozy (đi qua giữa trụ cầu) được phép chuyển vị thẳng đứng phương y và dọc cầu phương z, chỉ hạn chế chuyển vị ngang cầu phương x, các mặt đất nền xung quanh còn lại và mặt phía dưới hạn chế chuyển vị theo cả 3 phương x, y, z. Phạm vi biên của mô hình phải lấy đủ lớn để không làm ảnh hưởng đến kết quả của bài toán. Trụ và cọc được mô hình như Hình 4.



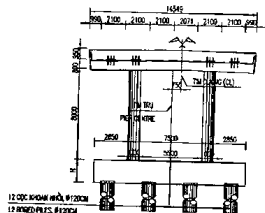
Hình 4. Mô hình trụ Cầu số 1

3.5. Tải trọng tác dụng lên đỉnh thân trụ

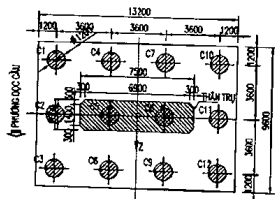
Tải trọng được lấy trực tiếp từ hồ sơ thiết kế (tính toán theo tiêu chuẩn Thiết kế cầu 22TCN 272-05) [11]. Tổ hợp được lấy để phân tích ở TTGH SD tác dụng lên một gối. Vì trị gối được xem là một khớp nên chỉ có lực thẳng đứng và lực ngang như sau: $V_y = -18021 \text{ kN}$, $H_z = 865 \text{ kN}$.

3.6. Cầu số 2

Kết cấu nghiên cứu là trụ cầu P2 của một cầu giản đơn hai bên là nhịp super T 40m ở khu vực đồng bằng Sông Cửu Long. Bề rộng cầu 15m.



Hình 5. Kích thước trụ cầu số 2



Hình 6. Kích thước đai cọc Cầu số 2

3.7. Các thông số đất nền

Bảng 3: Các thông số đất nền Cầu số 2

Tên lớp	Chiều dày lớp (m)	γ_{trung} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ độ	E' (kN/m ²)	Mô hình
Sét rất dẻo, chảy	6.53	9.3	15.7	9.9	18	528	MC
Sét rất dẻo, dẻo cứng-nửa cứng	3.7	15.2	19.5	41	11	972	MC
Sét ít dẻo, dẻo cứng - nửa cứng	15.7	14.9	19.2	28	14	3673	MC
Cát bột sét, chặt vừa - rất chặt	44.07	18	20	0.3	37	39700	MC

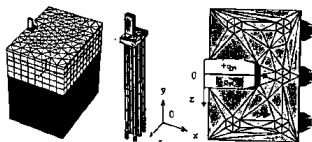
3.8. Thông số cọc và trụ

Bảng 4: Các thông số cọc và trụ Cầu số 2

Vật liệu	f _c (MPa)	γ_{concrete} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	Mô hình
Trụ và Đài	30	24.5	2.77E+04	0.2	Linear Elastic
Cọc	30	24.5	2.77E+04	0.2	Linear Elastic

3.9. Mô hình

Tương tự như Cầu số 1, với bài toán đối xứng, để đơn giản hóa mô hình và rút ngắn thời gian tính toán, chỉ cần khảo sát một nửa trụ cầu với các điều kiện biên đất nền như sau: mặt phẳng đối xứng Oz (đi qua giữa trụ cầu) có chuyển vị thẳng đứng phương y và dọc cầu phương z, chỉ hạn chế chuyển vị ngang cầu phương x, các mặt đất nền xung quanh còn lại và mặt phía dưới hạn chế chuyển vị theo cả 3 phương x, y, z. Phạm vi biên của mô hình phải lấy đủ lớn để không làm ảnh hưởng đến kết quả của bài toán. Để mô hình thân trụ đơn giản, nghiên cứu này không xét đến xà mũ mà chỉ mô hình phần thân trụ.



Hình 7. Mô hình trụ Cầu số 2

Bảng 5: So sánh các thông số giữa hai cầu

Tên cầu	Chiều rộng đài (m)	Chiều dài đài (m)	Số lượng cọc	Đường kính cọc (m)	Chiều dài cọc (m)
Cầu số 1	16.5	16.5	16	1.5	67
Cầu số 2	13.2	9.6	12	1.2	44.5

3.10. Tải trọng tác dụng lên đỉnh thân trụ

Tải trọng được lấy trực tiếp từ hồ sơ thiết kế tính toán theo tiêu chuẩn Thiết kế cầu 22TCN 272-05[12]. Tổ hợp được lấy để phân tích ở trạng thái giới hạn sử dụng tác dụng tại mặt cắt đỉnh thân trụ cho một nửa trụ: $V_y = -8764$ kN, $H_z = 181$ kN, $M_x = 1190$ kNm. (Trong trường hợp này có thêm moment phát sinh do lực ngang phương z tại vị trí gối gây ra đối với mặt phẳng tính toán).

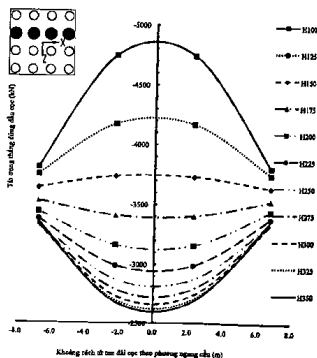
Tải trọng được coi như phân bố đều tác dụng trên mặt đỉnh trụ: tải trọng phân bố đều thẳng đứng nửa phía sau $q_{ys} = -1150$ kN/m², tải trọng phân bố đều thẳng đứng nửa phía trước $q_{yt} = -1215$ kN/m² (mặt tác dụng như hình 3.8), tải trọng phân bố đều nằm ngang hướng dọc cầu $q_z = 25$ kN/m².

4. KẾT QUẢ MÔ HÌNH

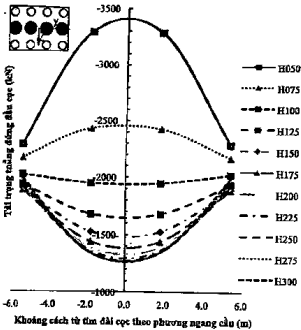
4.1. Ảnh hưởng của chiều dài đài cọc

Nghiên cứu này được thực hiện bằng cách thay đổi chiều dài đài cọc và giữ nguyên tất cả các thông số không đổi khác. Mỗi cầu được phân tích với 11 chiều dài đài cọc khác nhau.

4.1.1. Lực dọc đầu cọc



Hình 8. Lực dọc đầu cọc của hàng cọc giữa theo phương ngang cầu (x) - (cầu số 1, móng trụ P4, hàng cọc từ đến)



Hình 9. Lực dọc đầu cọc của hàng cọc giữa theo phương ngang cầu (x) - (cầu số 2, móng trụ P2, hàng cọc tô đen)

Từ các biểu đồ trên ta thấy:

Các cọc có vị trí càng gần tim trụ (gần điểm đặt lực) thì càng nhạy cảm với sự thay đổi chiều dày đài cọc.

Khí chiều dày đài cọc nhỏ (<1.75 m ở cầu số 1 và <1.0 m ở cầu số 2), lực dọc đầu cọc của các cọc ở giữa lớn hơn so với các cọc biên. Mức độ chênh lệch càng nhỏ khi chiều dày đài tăng lên.

Khí chiều dày đài cọc lớn hơn (>1.75 ở cầu số 1 và >1.0 m ở cầu số 2), lực dọc đầu cọc của các cọc ở giữa nhỏ hơn so với các cọc biên. Mức độ chênh lệch càng tăng khi chiều dày đài tăng lên.

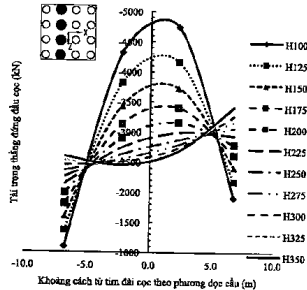
Khí chiều dày đài cọc ~ 1.75 m ở cầu số 1 và ~ 1.0 m ở cầu số 2, lực dọc đầu cọc của các cọc có giá trị xấp xỉ bằng nhau.

Điều này được lý giải dựa vào độ cứng tương đối của đài cọc. Đài cọc có thể phân làm 2 loại: đài cọc có độ cứng tương đối và tuyệt đối. Ứng với độ cứng tương đối sẽ xảy ra biến dạng cục bộ trong bản thân đài cọc



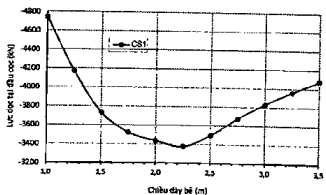
Hình 10. Biến dạng của đài cọc trong mô hình đài cọc mềm

Hiện tượng biến dạng tương đối của đài cọc không chỉ ảnh hưởng đến nội lực cọc theo phương ngang (x) mà cả phương dọc cầu (z). Trong một hàng cọc theo phương dọc cầu (z) cũng có sự thay đổi tương tự (Hình 11). Tuy nhiên vì kích thước thân trụ theo phương ngang lớn hơn phương dọc (z) nên chiều dày đài để bù qua chuyển vị lớn xuống của đài cọc theo phương dọc cầu lớn hơn so với phương ngang cầu.

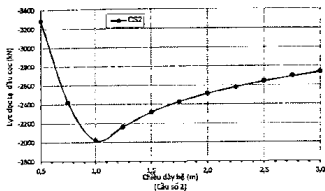


Hình 11. Lực dọc đầu cọc của hàng cọc giữa theo phương dọc cầu (z) - (cầu số 1, móng trụ P4, hàng cọc tô đen)

Trong thực tế, khi thiết kế, cọc có nội lực lớn nhất sẽ được lựa chọn làm đại diện để thiết kế cho cả đài. Do đó nghiên cứu này tiến hành phân tích trường hợp cần thiết là lực dọc đầu cọc lớn nhất. Ứng với từng cầu ta có biểu đồ sau:



Hình 12. Lực dọc đầu cọc lớn nhất ứng với các chiều dài đài cọc thay đổi - Cầu số 1



Hình 13. Lực dọc đầu cọc lớn nhất ứng với chiều dài đài cọc thay đổi - Cầu số 2

Như đã phân tích ở trên, ứng với chiều dài đài cọc rất nhỏ, lực dọc ở các cọc giữa rất lớn. Khi tăng chiều dài đài cọc, lực dọc ở các cọc giữa giảm xuống, trong khi đó do hướng tác dụng tải trọng và sự tăng trọng lượng bản thân đài cọc nên các cọc phía trước có lực dọc tăng lên.

Theo Cunha et la. (2011)[6] đã nghiên cứu và kết luận rằng khi tăng chiều dài đài cọc, tải trọng lớn nhất lên cọc giảm xuống. Điều này đúng khi chiều dài đài cọc nhỏ. Khi tăng chiều dài đài cọc đến một giá trị nhất định thì tải trọng lớn nhất lên cọc tăng lên, khi đó phát biểu của Cunha et la (2011) không còn chính xác nữa.

Vì vậy ta có thể phân tích biểu đồ trên thành 2 nhánh, nhánh bên trái giảm dần đại diện cho các cọc ở giữa và nhánh bên phải tăng dần đại diện cho các cọc ở phía trước. Giá trị giao giữa 2 nhánh này được gọi là "Điểm cứng". Tại "Điểm cứng" lực dọc trong hàng cọc giữa và hàng cọc phía trước gần như bằng nhau, chính là điểm có lực dọc nhỏ nhất trong tất cả trường hợp thay đổi chiều dài đài cọc.

Nghiên cứu này phân tích độ cứng đài cọc theo công thức (1) của Guo [13]. Trong đó, độ cứng tương đối đài cọc có liên quan đến ứng xử của đất nền xung quanh cọc, khoảng cách giữa các cọc và đặc trưng đài cọc. Tuy nhiên cách thức của Guo (1988) vẫn còn hạn chế đó là chỉ quan tâm đến độ cứng do đài cọc mà bỏ qua ảnh hưởng bởi kết cấu thân trụ phía trên. Để khắc phục vấn đề này, ta có thể phát triển công thức tính K_r ở trên trong đó chiều dài đài cọc t' được quy đổi từ toàn bộ kết cấu thân - đài.

$$t' = \frac{b_1 l_1 t_1 + b_2 l_2 t_2}{b_1 l_1} \quad (2)$$

Trong đó b_1 : chiều rộng đài cọc (m); l_1 : chiều dài đài

cọc (m); b_2 : chiều rộng thân trụ (m); l_2 : chiều dài thân trụ (m); h_2 : chiều cao thân trụ (m)

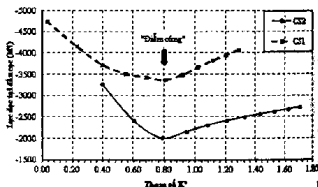
Dựa trên cơ sở công thức trên, để đưa ra quy luật phân bố nội lực trong cọc, đồng thời lựa chọn được chiều dài đài cọc hợp lý bằng cách tiến hành phân tích một tham số K' :

$$K' = \log(K_r) \quad (3)$$

Guo đã tiến hành nghiên cứu ảnh hưởng của độ cứng đài cọc đến lực dọc trong cọc bằng cách thay đổi modun đàn hồi của đài cọc và không xét đến thân trụ. Ông cho rằng khoảng chuyển tiếp từ móng đài mềm sang đài cứng tuyệt đối có K' từ -2 đến 2. Trong thực tế độ cứng của đài cọc luôn lớn hơn 1. Nên khoảng chuyển tiếp này có K' từ 0 đến 2 [13]. Và điểm có lực dọc lớn nhất trong tất cả các cọc đạt giá trị cực tiểu tương ứng với K' từ 0 đến 0.5.

Khi thay đổi độ cứng đài cọc bằng cách tăng chiều dài đài cọc sẽ làm tăng tải trọng lên các cọc. Đồng thời nếu xét đến yếu tố thân trụ sẽ làm độ cứng kết cấu đài cọc tăng lên, do đó kết quả của Guo không còn chính xác với trường hợp này nữa.

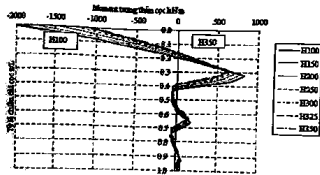
Nghiên cứu này phân tích sự ảnh hưởng trên trường hợp thay đổi chiều dài đài cọc và có xét đến yếu tố thân trụ, ta có biểu đồ sau:



Hình 14. Biểu đồ lực dọc lớn nhất trong các cọc

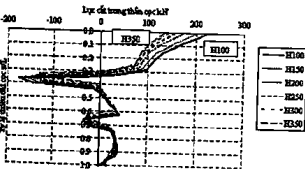
Đễ dàng nhận thấy, "điểm cứng" - điểm giao giữa sự giảm lực dọc của hàng cọc giữa và sự tăng lực dọc của hàng cọc trước, hay là điểm có lực dọc lớn nhất trong tất cả các cọc đạt giá trị cực tiểu, cũng chính là điểm mà lực dọc các cọc trong móng phân bố đều nhau nhất, xuất hiện khi $t_1 = 2.25m$ ở cầu số 1 và $1.0m$ ở cầu số 2. Đồng thời K' tương ứng khoảng bằng 0.8. Như vậy đài cọc có thể coi là cứng về mặt lực khi tham số $K'=0.8$.

4.1.2. Moment, lực cắt thân cọc



Hình 15. Biểu đồ moment dọc thân cọc khi thay đổi chiều dài đài cọc - Cầu số 1

Sự phân bố moment uốn trong cọc đối với các chiều dài đài cọc khác nhau được trình bày trong Hình 17. Nhận thấy rằng sự thay đổi chiều dài đài cọc không gây ra sự thay đổi đáng kể trong moment uốn, ngoài trừ khu vực gần đầu cọc, nơi sự thay đổi lực cắt là lớn nhất (xem hình). Khi tăng chiều dài đài cọc 0.5 lần (từ 1.0m đến 3.5m), moment lớn nhất ở đầu cọc giảm đi một nửa. Đài cọc với chiều dài nhỏ ứng xử như một kết cấu mềm, chuyển vị ngang đầu cọc lớn, dẫn đến moment uốn khu vực này cũng lớn lên. Càng sâu vào trong đất nền, dưới ảnh hưởng áp lực hông của đất, dưới ảnh hưởng áp lực cọc bị hạn chế nên moment dọc theo cọc cũng nhỏ lại.



Hình 16. Biểu đồ lực cắt dọc thân cọc khi thay đổi chiều dài đài cọc - Cầu số 1

Ta thấy rằng lực cắt trong tất cả các cọc đạt giá trị lớn nhất ở mặt đất và nhỏ nhất ở mũi cọc. Phần lực của đất nền triệt tiêu dần tác dụng của ngoại lực tác dụng lên cọc, kết quả là, lực cắt có xu hướng giảm theo chiều sâu.

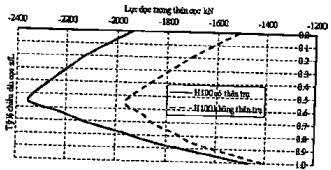
Cũng giống như moment, lực cắt dọc theo cọc cũng giảm xuống khi tăng chiều dài đài cọc, điều này thể hiện rõ nhất ở gần đầu cọc.

Do đó, moment và lực cắt dọc cọc chịu ảnh hưởng lớn bởi đặc trưng đài cọc và đất nền xung quanh cọc. Đồng thời nội lực cọc ở khu vực đầu cọc đặc biệt nhạy cảm với sự thay đổi chiều dài đài cọc.

4.2. Ảnh hưởng của thân trụ

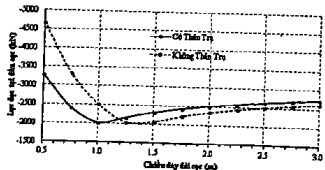
Trong các tính toán thiết kế thông thường hiện nay, để đơn giản tính toán người thiết kế thường bỏ qua ảnh hưởng của độ cứng thân trụ đến sự phân bố tải trọng lên các cọc mà chỉ quy đổi tải trọng về đáy đài cọc. Trong thực tế thân trụ và đài cọc là một kết cấu thống nhất tạo nên độ cứng chung thân - đài. Trong nhiều trường hợp kết cấu thân trụ có kích thước đáng kể so với đài. Vì vậy việc nghiên cứu ảnh hưởng của thân trụ là cần thiết. Để khảo sát yếu tố trên, nghiên cứu này tiến hành phân tích cầu số 2 với các chiều dài đài cọc khác nhau. Các đặc trưng kết cấu, đất nền được giữ nguyên. Phần tích trường hợp có mô hình thân trụ và không có thân trụ. Tổ hợp tải trọng trong trường hợp không có thân trụ được quy đổi về đỉnh đài bao gồm các tải trọng tại đỉnh thân trụ cộng thêm trọng lượng thân trụ và moment phát sinh do lực ngang ở đỉnh trụ.

4.2.1. Lực dọc



Hình 17. Biểu đồ lực dọc thân cọc khi có và không có thân trụ với chiều dài đài $H = 1\text{m}$ - Cầu số 2

Dựa vào Hình 17 ta thấy lực dọc thân cọc chịu ảnh hưởng lớn bởi kết cấu thân trụ. Phần chịu ảnh hưởng nhiều nhất là đoạn đầu cọc. Ảnh hưởng này càng về mũi cọc càng giảm.

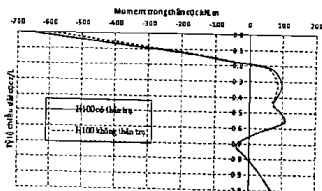


Hình 18. Biểu đồ lực dọc đầu cọc lớn nhất khi có và không có thân trụ với các chiều dài đài cọc khác nhau - Cầu số 2

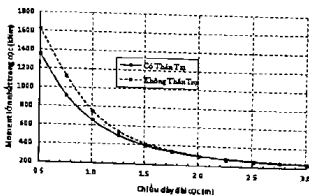
Khi xem xét tổng quát với các chiều dài khác nhau ở Hình 20, kết quả ứng với chiều dài đài cọc càng nhỏ thì ảnh hưởng của thân trụ càng lớn. Với chiều dài đài cọc nhỏ (từ 0.5m đến 1.0m) lực dọc đầu cọc lớn

nhất trong trường hợp không mô hình thân trụ cho kết quả lớn hơn khi mô hình có thân trụ. Tuy nhiên khi tăng chiều dày đài cọc ($>1.0\text{m}$), ta thấy biểu đồ có sự đảo chiều, lực dọc đầu cọc lớn nhất trong trường hợp có mô hình thân trụ lại cho kết quả lớn hơn mô hình không có thân trụ. Điều này được giải thích dựa vào độ cứng kết cấu thân - đài trong mô hình không có thân trụ. Kết cấu thân - đài có độ cứng lớn hơn nên với chiều dày đài cọc nhỏ, biến dạng tương đối của đài cọc (biến dạng lõm ở các cọc ở giữa) cũng bị hạn chế hơn dẫn đến nội lực đầu cọc lớn nhất (khi này là các cọc ở giữa) cũng nhỏ hơn. Khi tăng chiều dày đài cọc biến dạng tương đối của đài cọc giảm dần, sự phân bố tải trọng lúc này phụ thuộc lớn vào biến dạng tuyệt đối của đài, tức là tuyến tính theo góc xoay của đài cọc dẫn đến các cọc ở phía trước có nội lực đầu cọc lớn nhất. Tuy nhiên vì độ cứng của kết cấu đài cọc bao giờ cũng nhỏ hơn của kết cấu thân - đài cọc nên chịu ảnh hưởng bởi biến dạng tương đối đài cọc ở giữa lớn hơn. Kết quả là kết cấu không có thân trụ có lực dọc đầu cọc các cọc ở giữa lớn hơn và các cọc ở phía trước nhỏ hơn so với kết cấu có thân trụ.

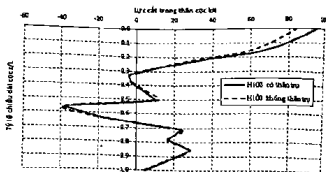
4.2.2. Moment và lực cắt trong cọc



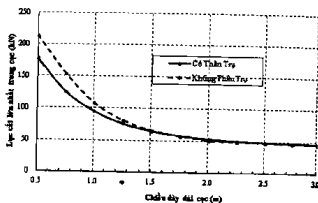
Hình 19. Biểu đồ moment thân cọc khi có và không có thân trụ với chiều dày đài $H=1\text{m}$ - Cầu số 2



Hình 20. Biểu đồ moment lớn nhất trong cọc khi có và không có thân trụ với các chiều dày đài cọc khác nhau - Cầu số 2



Hình 21. Biểu đồ lực cắt thân cọc khi có và không có thân trụ với chiều dày đài $H=1\text{m}$ - Cầu số 2



Hình 22. Biểu đồ lực cắt lớn nhất trong cọc khi có và không có thân trụ với các chiều dày đài cọc khác nhau, Cầu số 2

Dựa vào các biểu đồ trên ta thấy moment và lực cắt dọc cọc vẫn chịu ảnh hưởng bởi thân trụ, tuy nhiên chỉ ảnh hưởng khi chiều dày đài cọc nhỏ ($<1.5\text{m}$). Khi chiều dày đài cọc lớn hơn, Moment và lực cắt trong hai trường hợp này hầu như bằng nhau.

5. KẾT LUẬN

Qua các phân tích ở trên ta thấy:

Việc nhận định đài cọc là cứng hay mềm rất quan trọng. Trong trường hợp chiều dày đài cọc nhỏ nếu tính toán xem là đài cứng tuyệt đối sẽ cho kết quả sai lệch rất lớn.

Có thể xác lập công thức để lựa chọn chiều dày đài cọc hợp lý về mặt nội lực thông qua tính toán tham số K' bằng các phép tính đơn giản dựa trên hình dạng đài cọc, thân trụ, tải trọng, địa chất. Lực dọc đầu cọc được phân bố đều nhất cho các cọc khi $K' = 0.8$.

Chiều dày của đài cọc ảnh hưởng lớn đến nội lực đầu cọc. Các cọc có vị trí càng gần tim trụ

(gần điểm đặt lực) thì càng nhạy cảm với sự thay đổi chiều dày đài cọc. Sự thay đổi chiều dày đài cọc ảnh hưởng đến moment trong cọc theo hướng giảm dần theo chiều sâu cọc. Chịu ảnh hưởng lớn nhất là khu vực gần đầu cọc, nơi sự thay đổi lực cắt lớn nhất và tương tác đất nền là nhỏ nhất

Lực dọc thân cọc cũng chịu ảnh hưởng lớn bởi kết cấu thân trụ. Phần chịu ảnh hưởng nhiều nhất là đoạn đầu cọc. Ảnh hưởng này càng về mũi cọc càng giảm. Bên cạnh đó, moment và lực cắt dọc cọc vẫn chịu ảnh hưởng bởi thân trụ, tuy nhiên ảnh hưởng này chỉ rõ nét khi chiều dày đài cọc nhỏ. Do đó khi tính toán móng cọc cần phải mô hình đài cọc và thân trụ là một kết cấu thống nhất ■

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Lê Quý An, Nguyễn Cảnh Chất, Mai Tây Lộ, Cơ học đất, Nền và Móng, Trường Đại học Giao thông Vận tải, 1962.
- [2] Bùi Anh Định, Nguyễn Sỹ Ngọc, Nền và móng công trình cầu đường, Nhà xuất bản xây dựng.
- [3] V. C. Ngür, Móng cọc - Phân tích và thiết kế, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.
- [4] N. D. Cuong, «Nghiên cứu sự làm việc của cọc đơn và nhóm cọc dưới mô trụ cầu,» 2007.
- [5] P. V. Thoan, «Nghiên cứu một số vấn đề về hiệu ứng nhóm trong móng cọc công trình cầu,» Tạp chí cầu đường Việt Nam, 2015.
- [6] N. Sonmez, «A study of design of piled raft foundation systems,» 2013.
- [7] C. K. T. a. A. A. Desai, «Pile cap- pile group- soil interaction,» Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 107(ST 5), pp. 817-834, 1981.
- [8] U. A. C. o. Engineers, «Engineering and Design: Design of Pile Foundations. Engineer Manual, No.1110-2-2906,» 1991.
- [9] L. Đ. Thắng, Tính toán móng cọc.
- [10] V. VA, Các căn cứ và cơ sở thiết kế - Tập 3.

[11] «Hồ sơ thiết kế kỹ thuật các cầu thuộc Dự án khu đô thị mới Nhơn Đức, Phước Kiển Nhà Bè».

[12] «Hồ sơ thiết kế kỹ thuật các cầu thuộc dự án Nâng cấp cải tạo Quốc lộ 91 đoạn Cần Thơ - Cái Sắn».

[13] D. Guo, «Infinite layer method and its application to the analysis of pile systems,» 1988.

[14] C. s. AASHTO, LRFD Bridge Design Specification, Washington D.C, 2005.

[15] L. B. Khánh, «Bài giảng các chuyên đề chuyên sâu về cầu,» 2010.

[16] S. J. Reynolds C.E., Reinforced Concrete Designer's Handbook, CRC Press, 2008.

[17] Bộ Giao thông vận tải, Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05, Nhà xuất bản GTVT, 2006.

[18] Nguyễn Sĩ Ngọc, Bùi Anh Định, Nền móng và móng công trình cầu đường, Hà Nội, 2005.

[19] O. R. & Truty, «A. The Hardening soil model,» chez A Practical Guide book Z soil. PC, 31.01.2012.

[20] Z. Yu, «Behavior of a piled cap foundation under a vertical loading,» 2011.

[21] Sheil, Brian, «Numerical and analytical modelling of friction pile group settlement performance in clay,» 2015.

[22] D.G.Aicoock, «The analysis of structural piling systems».

[23] B. J., Foundation Analysis and Design. 4th Edition., McGraw-Hill International Edition, Singapore., 1988.

[24] W. K. Jeong, «Effect of Pile Cap Flexibility on the Response of Pile Group Supported Column,» Jour. of the KGS, vol. 23, pp. 39-49, 2007.

[25] chez Plaxis Vietnam Seminar, Ho Chi Minh, 2008.

[26] Scientific Manual, Plaxis.