

Ảnh hưởng của thân trụ và bệ cọc đến phân bố nội lực cọc trong móng cọc khoan nhồi của trụ cầu

Effects of pier column and pile cap to the distribution of internal forces of piles in bridge foundation pile

Ngày nhận bài: 19/6/2016

Ngày sửa bài: 10/8/2016

Ngày chấp nhận đăng: 16/8/2016

Lê Bá Khánh,
Trần Như Trọng

TÓM TẮT

Mục tiêu của bài báo là khảo sát ảnh hưởng chiều dày bệ cọc đến phân bố nội lực đầu cọc trong móng cọc. Kết cấu trụ cầu được mô hình hoá 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 bệ 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 pile. 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.

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

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 ngày càng sớm ở nước ta. Có thể kể đến những nghiên cứu ban đầu của các tác giả Lê Quý An, Nguyễn Cảnh Chất và Mai Tây Lồ [1] rồi sau đó là Bùi Anh Đình, Nguyễn Sỹ Ngọc [2] và Vũ Công Vũ [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 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 phân 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; Holt 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, Kuppusamy [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

trường độ và tương tác dài – cọc – đất nền. Long (2010) viện dẫn 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 phân bố như nhau. 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 các 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. [8]

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 dày 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 dày 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 chuyên 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 tính toán 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.

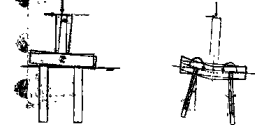
2. Độ Cứng Của Đài, Độ Cứng Tương Đối Của Đài Và Cọc

Đài cọc cũng 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 cọc kỳ quan trọng đối với việc thiết kế chính xác nhóm cọc để sử dụng trong các kết cấu móng mềm [8].

Móng cọc dài cứng là loại móng cọc có đài có độ cứng lớn hơn nhiều so với độ cứng của cọc.

Với giả thuyết móng cọc dài cứng, việc tính toán sẽ đơn giản hơn rất nhiều. Theo Lê Đức Thăng [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 2.1. Chuyển vị theo sơ đồ dài cứng và dài 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 các tiêu chuẩn. [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 mô tả.

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, nên định nghĩa này phù hợp hơn hết

$$K_n = \frac{E_c I_c}{12(1-\nu_c^2) s^3} \frac{\Delta_{single}}{P_{ave}}$$

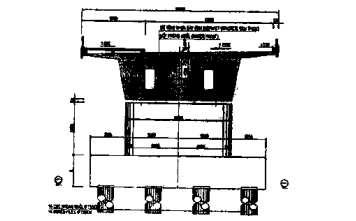
E_c : modun đàn hồi của đài (Mpa)
 I_c : chiều dày của đài (m)
 ν_c : hệ số poisson của đài cọc
 s : khoảng cách giữa các cọc (m)
 Δ_{single} : độ lún của cọc đơn (m), tính toán theo phương pháp Woodward – Gardner & Greer
 P_{ave} : tải trọng trung bình một cọc chịu (m)

3. Các Trường Hợp Nghiên Cứu

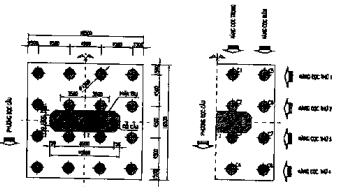
3.1. Trường hợp nghiên cứu 1 (cầu số 1)

3.1.1. Giới thiệu công trình

Kết cấu nghiên cứu là trụ cầu của một cầu đúc hẫng nhịp 48+72+48m ở khu vực Nhà Bè, Tp Hồ Chí Minh. Bề rộng cầu 18.5m



Hình 3.2. Kích thước trụ cầu số 1



Hình 3.3. Kích thước đài cọc và kích thước mô hình Plaxis đài cọc Cầu số 1
 3.1.2. Các thông số đất nền

Bảng 3.1. Các thông số đất nền cầu số 1

Tên lớp	Chiều dày lớp / m	γ_{sat} kN/m ³	f_{uc} kN/m ²	C	ϕ độ	E	Mô hình
Bùn sét, mềm	21.2	8	15	10.4	5	963	MC
Cát sét, chất vừa	3.2	16.3	20	0.3	37	27300	MC
Sét cứng	4	12.8	18.1	31	10	75000	MC
Cát mịn, chất 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

3.1.3. Thông số cọc và trụ

Bảng 3.2. Các thông số cọc và trụ Cầu số 1

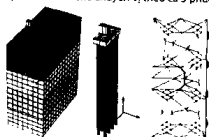
Vật liệu	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	Mô hình
Trụ và Đài	24.5	2.77E+04	0.2	Linear Elastic
Cọc	24.5	2.77E+04	0.2	Linear Elastic

3.1.1. Tải trọng tác dụng lên đỉnh thân trụ

Lưu ý không thiết kế lại trụ, mà chỉ tập trung vào nghiên cứu ảnh hưởng do cung dài cọc, do đó tải trọng được lấy trực tiếp từ hồ sơ thiết kế (tính toán theo tiêu chuẩn Thiết kế cầu 22TCN 272-05) Tổ hợp được lấy để phân tích ở TTGH SD tác dụng lên một gối như sau: $V = 18021 \text{ kN}$, $H = 865 \text{ kN}$.

3.1.2. Mô hình

Cọc có đường kính 1.5m, dài 67m. Trụ và cọc được mô hình như hình dưới. 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 (đi qua giữa trụ cầu) có chuyển vị thẳng đứng và dọc cầu, chỉ hạn chế chuyển vị theo phương ngang cầu, các mặt còn lại hạn chế chuyển vị theo cả 3 phương x, y, z.

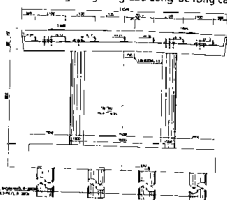


Hình 3.4. Mô hình trụ Cầu số 1

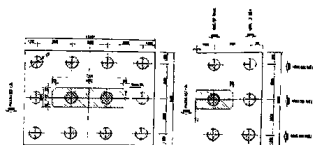
3.2. Trường hợp nghiên cứu 2 (Cầu số 2)

3.2.1. Giới thiệu công trình

Kết cấu nghiên cứu là trụ cầu 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 3.6. Kích thước trụ cầu số 2



Hình 3.7. Kích thước đài cọc và kích thước mô hình Planis đài cọc Cầu số 2

3.2.2. Các thông số đất nền

Bảng 3.3. Các thông số đất nền Cầu số 2

Tên lớp	Chiều dày lớp / m	γ_{sat} kN/m ³	γ_{sc} kN/m ³	C	ϕ độ	E	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		11	972	MC
Sét ít dẻo, dẻo cứng-nửa cứng	15.7	14.9	19.2	28	14	3673	MC
Cát bột sét, cát bột sét-chất vừa-rất chặt	44.07		20	0.3	37	39700	MC

3.2.3. Thông số cọc và trụ

Bảng 3.4. Các thông số cọc và trụ Cầu số 2

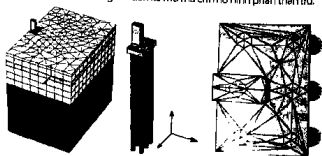
Vật liệu	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	Mô hình
Trụ và Đài	24.5	2.77E+04	0.2	Linear Elastic
Cọc	24.5	2.77E+04	0.2	Linear Elastic

3.2.1. Tải trọng tác dụng lên đỉnh thân trụ

Vì mô hình không có xà mũ nên để thể hiện gần đúng với thực tế truyền tải tải trọng trong trụ, các tải trọng được quy về tải phân bố đều ở mặt 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. Tổ hợp được lấy để phân tích ở trạng thái giới hạn cường độ tác dụng tại mặt cắt đỉnh thân trụ cho một nửa trụ. Ví dụ: 9689 kN , $H = 269 \text{ kN}$. Quy đổi về tải trọng phân bố đều tác dụng trên mặt đỉnh trụ ta được: tải trọng phân bố đều thẳng đứng nửa phía sau $q_s = 1220 \text{ kN/m}^2$, tải trọng phân bố đều thẳng đứng nửa phía trước $q_p = 1364 \text{ kN/m}^2$, tải trọng phân bố đều nằm ngang hướng dọc cầu $q_n = 25 \text{ kN/m}^2$.

3.2.2. Mô hình

Cọc có đường kính 1.2m, dài 44.5m. Trụ và cọc được mô hình như hình dưới. Điều kiện biên được lấy tương tự như đối với Cầu số 1. Để mô hình thân trụ đơn giản, bài báo không xét đến xà mũ mà chỉ mô hình phần thân trụ.



Hình 3.8. Mô hình trụ Cầu số 2

Bảng 3.5. 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

4. Kết Quả Phân Tích

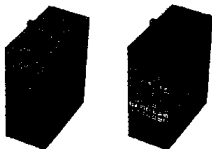
Sau khi mô hình phân tích, ta được các biểu đồ chung như sau:



Hình 3.9. Biểu đồ chuyển vị tổng hệ móng cọc



Hình 3.10. Biểu đồ chuyển vị phương đứng theo hướng dọc cầu và ngang cầu của hệ móng cọc



Hình 3.11. Biểu đồ ứng suất tổng trung bình và áp lực lỗ rỗng của hệ móng cọc

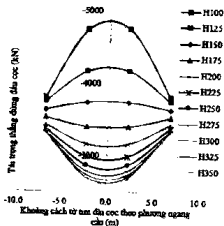


Hình 3.12. Biểu đồ chuyển vị của hệ cọc và biểu đồ ứng suất trung bình trong đài cọc

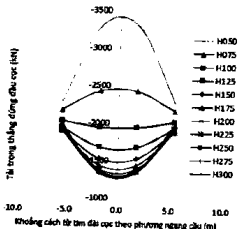
4.1. Ảnh hưởng của chiều dài đài cọc

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 12 chiều dài đài cọc khác nhau.

4.2. Lực dọc đầu cọc



Hình 3.13. Lực dọc đầu cọc của hàng cọc giữa theo phương ngang cầu - Cầu số 1



Hình 3.14. Lực dọc đầu cọc của hàng cọc giữa theo phương ngang cầu - Cầu số 2

Từ 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 dài đài cọc. Khi chiều dài đài cọc nhỏ ($<1,75m$ ở cầu số 1 và $<1,0m$ ở cầu số 2), lực dọc đầu cọc của các cọc ở giữa lớn hơn rất nhiều so với các cọc biên. Tuy nhiên khi tăng chiều dài đài cọc, xu hướng này cũng đảo chiều. Ứng với chiều dài đài cọc lớn hơn ($>1,75$ ở cầu số 1 và $>1,0m$ ở cầu số 2), lực dọc của các cọc ở giữa giảm xuống, nhỏ hơn các cọc ở biên.

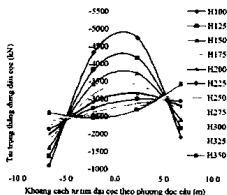
Điều này được lý giải dựa vào biến dạng mềm của đài cọc. Biến dạng mềm của đài cọc là tổng hợp của 2 loại biến dạng tương đối và tuyệt đối. Biến dạng tuyệt đối của đài cọc là chuyển vị của đài cọc khi giả thuyết đài cọc là cứng tương đối. Biến dạng tương đối là biến dạng cục bộ trong bản thân đài cọc khi giả thuyết đài cọc có độ cứng nhất định.

Khi chiều dài đài cọc nhỏ, dưới tác dụng của ngoại lực, bên cạnh biến dạng tuyệt đối, đài cọc bị biến dạng tương đối lõm xuống tại khu vực giữa đài. Biến dạng này càng lớn thì lực dọc đầu cọc trong các hàng cọc giữa càng tăng. Khi tăng chiều dài đài cọc làm tăng độ cứng đài thì biến dạng tương đối này nhỏ đi dẫn đến lực dọc đầu cọc cũng nhỏ theo. Khi tăng chiều dài đài cọc đến một giá trị đạt được độ cứng tương đối lớn, chuyển vị lõm xuống tương đối của đài cọc chỉ còn rất nhỏ. Khi tiếp tục tăng chiều dài đài cọc, nội lực trong cọc chủ yếu chịu ảnh hưởng bởi sự tăng trọng lượng bản thân đài cọc, chuyển vị tuyệt đối của đài và tương tác giữa các cọc trong nhóm. Chính ảnh hưởng tương tác giữa các cọc đã làm giảm lực dọc trong các cọc ở giữa so với các cọc ở biên.

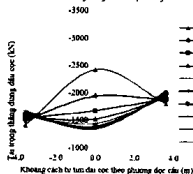


Hình 3.15. Biến dạng của đài cọc trong mô hình đại cọc mềm

Hiện tượng biến dạng tương đối của đài cọc không chỉ ảnh hưởng đến nội lực cọc theo phương ngang mà cả phương dọc cầu. Trong một hàng cọc theo phương dọc cầu cũng có sự thay đổi tương tự (Hình 4.19, 4.20). Tuy nhiên vì kích thước thân trụ theo phương ngang lớn hơn phương dọc nên chiều dài đài để bỏ qua chuyển vị lôm xuống của đài cọc theo phương dọc cầu lớn hơn so với phương ngang cầu.

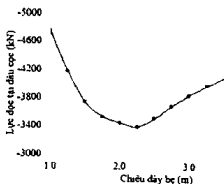


Hình 3.16. Lực dọc đầu cọc của hàng cọc giữa theo phương dọc cầu – Cầu số 1

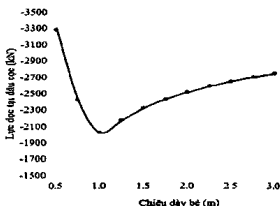


Hình 3.17. Lực dọc đầu cọc của hàng cọc ngoài theo phương dọc cầu – Cầu số 2

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 luận văn tiến hành phân tích trường hợp cần thiết là lực dọc đầu cọc lớn nhất. Ứng với từng cấu ta có biểu đồ sau



Hình 3.18. Lực dọc đầu cọc lớn nhất ứng với các chiều dài đài cọc thay đổi – Cầu số 1



Hình 3.19. Lực dọc đầu cọc lớn nhất ứng với các 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 trong lượng bản thân đài cọc nên các cọc phía trước có lực dọc tăng lên.

Theo Cunha et al. (2011) đã nghiên cứu và kết luận rằng khi tăng chiều dài đài cọc, tải trọng lớn nhất lên các 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 các cọc tăng lên, khi đó phải biểu của Cunha et al (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 cùng". Tại "Điểm cùng" 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.

Luận văn phân tích đồ cùng đài cọc theo công thức của Guo (1988)

$$K_n = \frac{E_p I_p^3}{12(1 - \nu_p^2) s^2} \frac{\Delta_{\text{tổng}}}{P_{\text{tổng}}}$$

Trong đó, độ cứng tương đối đài cọc có liên quan đến ứng suất của đất nền xung quanh cọc, khoảng cách giữa các cọc và đặc trưng đài cọc. Tuy nhiên công thức của Guo (1988) vẫn còn hạn chế đối với 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, luận văn phát triển công thức tính K_n , ở trên trong đó chiều dài đài cọc t , được quy đổi từ toàn bộ kết cấu thân – đài.

$$t_r' = \frac{b_1 l_1 t_1 + b_2 l_2 t_2}{b_1 l_1}$$

Trong đó

b_1 : chiều rộng đài cọc (m)

l_1 : chiều dài đài cọc (m)

b_2 : chiều rộng thân trụ (m)

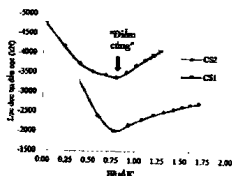
l_2 : chiều dài thân trụ (m)

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 đồ tiến hành phân tích một hệ số K' :

$$K' = \log_{10}(K_{n2})$$

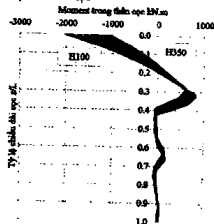
Nghiên cứu trường hợp này bằng cách áp dụng hệ số K' ở trên, ta có biểu đồ sau



Hình 3.20. Biểu đồ "điểm cứng"

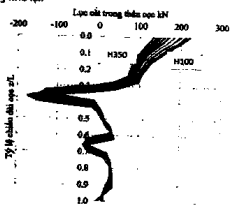
Dễ dàng nhận thấy, "điểm cứng" xuất hiện khi $t=2.25m$ ở cấu số 1 và $1.0m$ ở cấu số 2. Đồng thời K' tương ứng luôn bằng 0.8. Như vậy dải cọc có thể coi là cứng về mặt lực khi hệ số $K'=0.8$.

4.3. Moment, lực cắt thân cọc



Hình 3.21. Biểu đồ moment dọc thân cọc khi thay đổi chiều dài cọc - Cấu số 1

Sự phân bố moment uốn trong cọc đối với các chiều dài cọc khác nhau được trình bày trong hình. Nhận thấy rằng sự thay đổi chiều dài 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 cọc 3.5 lần (từ 1.0m đến 3.5m), moment lớn nhất ở đầu cọc giảm đi một nửa. Dải 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, chuyển vị ngang của cọc bị hạn chế nên moment dọc theo cọc cũng nhỏ lại.



Hình 3.22. Biểu đồ lực dọc thân cọc khi thay đổi chiều dài cọc - Cấu số 1

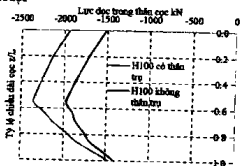
Ta thấy rằng lực cắt trong tất cả các cọc đạt lớn nhất ở mặt đất và nhỏ nhất ở mũi cọc. Lực cắt ở mặt đất chỉ được chịu bởi cọc, trong khi đó, ở độ sâu nằm trong đất, chịu bởi cả cọc và đất nền dọc theo cọc. Kết quả là, lực cắt tất cả các cọc có xu hướng giảm theo chiều sâu. Cũng giống như moment, lực cắt dọc theo cọc cũng giảm xuống khi tăng chiều dài 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 dải cọc và đất nền xung quanh cọc. Đồng thời lực cắt ở khu vực đầu cọc đặc biệt nhạy cảm với sự thay đổi chiều dài cọc.

4.4. Ảnh hưởng của thân trụ

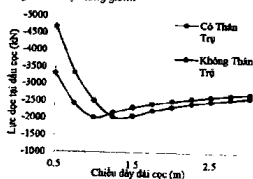
Trong các tính toán thiết kế thông thường hiện nay, để đơn giản tính toán người thiết kế thường bỏ qua ảnh hưởng của độ cứng thân trụ đến sự phân bố tải trọng lên các cọc mà chỉ quy đổi tải trọng về đỉnh dải cọc. Trong thực tế thân trụ và dải cọc là một kết cấu thống nhất tạo nên độ cứng chung thân -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

4.5. Lực dọc



Hình 3.23. Biểu đồ lực dọc thân cọc khi có và không có thân trụ với chiều dài dải $H=1m$

Dựa vào hình 4.26 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.

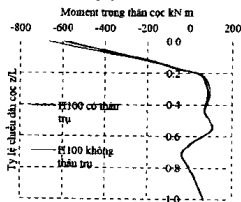


Hình 3.24. Biểu đồ lực dọc đầu cọc lớn nhất khi có và không có thân trụ với các chiều dài dải cọc khác nhau

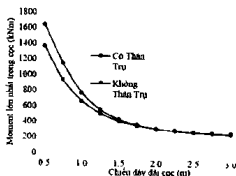
Khi xem xét tổng quát với các chiều dài khác nhau ở hình 4.27, kết quả ứng với chiều dài dải cọc càng nhỏ thì ảnh hưởng của thân trụ càng lớn. Với chiều dài dải cọc nhỏ (từ 0.5m đến 1.0m) lực dọc đầu cọc lớn nhất trong trường hợp không mô hình thân trụ cho kết quả lớn hơn khi mô hình có thân trụ. Tuy nhiên khi tăng chiều dài dải cọc ($>1.0m$), 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 - dải trong mô

hình có thân trụ và của kết cấu chỉ dãi coc trong mô hình không có thân trụ. Kết cấu thân - dãi có độ cứng lớn hơn nên với chiều dài dãi coc nhỏ, biến dạng tương đối của dãi coc (biến dạng lồi ở các coc ở giữa) cũng bị hạn chế hơn dẫn đến nội lực đầu dãi coc lớn nhất (khi này là các coc ở giữa) cũng nhỏ hơn. Khi tăng chiều dài dãi coc biến dạng tương đối của dãi coc giảm dần, sự phân bố tải trọng lồi này phụ thuộc lớn vào biến dạng tuyệt đối của dãi, tức là tuyến tính theo góc xoay của dãi coc dẫn đến các coc ở phía trước có nội lực đầu dãi coc lớn nhất. Tuy nhiên vì độ cứng của kết cấu dãi coc bao giờ cũng nhỏ hơn của kết cấu thân - dãi coc nên chịu ảnh hưởng bởi biến dạng tương đối dãi coc ở giữa lớn hơn. Kết quả là kết cấu không có thân trụ có lực dọc đầu coc các coc ở giữa lớn hơn và các coc ở phía trước nhỏ hơn so với kết cấu có thân trụ.

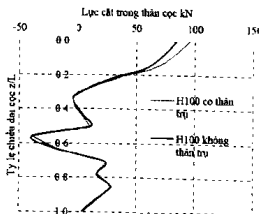
4.6. Moment và lực cắt trong cọc



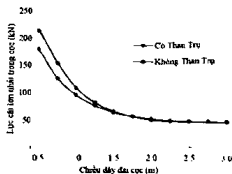
Hình 3.25 Biểu đồ moment thân cọc khi có và không có thân trụ với chiều dài $H=1m$



Hình 3.26 Biểu đồ moment lớn nhất trong cọc khi có và không có thân trụ với các chiều dài dãi coc khác nhau.



Hình 3.27 Biểu đồ lực cắt thân cọc khi có và không có thân trụ với chiều dài dãi $H=1m$



Hình 3.28 Biểu đồ lực cắt lớn nhất trong cọc khi có và không có thân trụ với các chiều dài dãi coc khác nhau

Dựa vào các biểu đồ trên ta thấy moment và lực cắt dọc cọc có chịu ảnh hưởng bởi thân trụ, tuy nhiên chỉ ảnh hưởng khi chiều dài dãi coc nhỏ ($<1.5m$). Khi chiều dài dãi coc lớn hơn. Moment và lực cắt biến hai trường hợp này hầu như bằng nhau.

KẾT LUẬN

Qua các phân tích ở trên ta thấy có thể xác lập công thức để chọn chiều dài dãi coc hợp lý về mặt nội lực thông qua tính toán hệ số K' bằng các phép tính đơn giản dựa trên hình dạng dãi coc, thân trụ ở trong, địa chất. Nội lực trong cọc đạt giá trị tối ưu khi $K'=0.8$. Ngoài ra, việc thiết kế dãi coc còn phụ thuộc vào các yếu tố khác như khả năng chịu tải, phân tích chống giằng ... Do đó chiều dài dãi coc phải đáp ứng điều kiện $K' \geq 0.8$.

Các coc có vị trí càng gần tâm trụ (gần điểm đặt lực) thì càng nhạy cảm với sự thay đổi chiều dài dãi coc. Đồng thời, hiện tượng biến dạng tương đối của dãi coc không chỉ ảnh hưởng đến nội lực dọc cọc mà còn ảnh hưởng đến độ cứng của cọc. Sự thay đổi chiều dài dãi coc không gây ra sự thay đổi đáng kể trong moment uốn, ngoài trừ ở mức gần đầu cọc, nơi sự thay đổi lực cắt là lớn nhất.

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 cuối cọc càng giảm. Bên cạnh đó, moment và lực cắt dọc cọc vẫn chịu ảnh hưởng bởi thân trụ, tuy nhiên chỉ ảnh hưởng này chỉ rõ nét khi chiều dài dãi coc nhỏ. Do đó khi tính toán móng cọc cần phải mô hình hóa thân trụ là một kết cấu tổng thể.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Lê Quý An, Nguyễn Cảnh Chất, Mai Tây Lô, Cơ học đất, nền và móng, Trường Đại học công nghệ, 1962
- [2] Bùi Anh Đình, Nguyễn Sĩ Ngọc, Nền và móng công trình cầu đường, Nhà xuất bản xây dựng, 1998
- [3] V. C. Ngô, Móng cọc - Phân tích và thiết kế, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, 1998
- [4] N. D. Cuong, « Nghiên cứu sự làm việc của cọc đơn và nhóm cọc đơn mô tả cấu », 2007.
- [5] P. V. Thoan, « Nghiên cứu một số vấn đề về hiệu ứng nhóm trong móng cọc công trình dân dụng », Tạp chí Cầu Đường Việt Nam, 2015.
- [6] N. Srinivas, « A study of design of piled raft foundation systems », 2013.
- [7] C. K. T. 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. n. Engineers, « Engineering and Design Design of Pile Foundations », Engineer Manual No 1110-2-2906, 1991
- [9] L. D. Thống, Tính toán móng cọc.
- [10] V. YA, Các căn cứ và cơ sở thiết kế - Tập 3
- [11] C. S. AASHTO, LRFD Bridge Design Specification, Washington D C, 2005
- [12] L. B. Khanh, « Bài giảng các chuyên đề chuyên sâu về cầu », 2010