

# Mở rộng mô hình giàn ảo cho đài cọc bê tông cốt thép chịu tải trọng lệch tâm và có cọc chịu kéo

Nguyễn Hữu Anh Tuấn<sup>1\*</sup>, Nguyễn Thị Tuyết Hằng<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Trường Đại học Kiến trúc Tp.Hồ Chí Minh

## TỪ KHOẢ

Đài cọc  
Giàn ảo  
Điều kiện cân bằng  
Tải trọng lệch tâm  
Cọc chịu kéo

## TÓM TẮT

Mô hình chống-giằng được dùng để phân tích những vùng bất liên tục trong kết cấu bê tông cốt thép khi giả thiết tiết diện phẳng không còn phù hợp. Các tiêu chuẩn quốc tế khuyến nghị dùng phương pháp giàn ảo khi thiết kế đài cọc có tỷ lệ nhịp trên chiều cao nhỏ hơn hai. Các chỉ dẫn thiết kế thường xét đài cọc chịu lực nén đúng tâm từ cột, với mô hình chống-giằng đơn giản, các cọc đều chịu nén và có phản lực đầu cọc bằng nhau. Bài viết này mở rộng mô hình giàn ảo theo tiêu chuẩn châu Âu để tính đài cọc chịu tải trọng lệch tâm, xét cả trường hợp mô men chân cột đủ lớn dẫn đến một số cọc trong đài chịu kéo. Để đảm bảo điều kiện cân bằng, nhiều thanh chống và thanh giằng được đưa thêm vào mô hình giàn ở các vị trí thích hợp. Kết quả tính toán trên giàn ảo phẳng và không gian cho thấy, ngoài thanh giằng ở đáy đài thì nội lực kéo còn có thể xuất hiện trong thanh giằng ở mặt trên, thanh giằng đứng và thanh giằng xiên. Do đó diện tích và chiều dài neo cốt thép cho các thanh giằng này cần phải được quan tâm. Các lực kéo trong thanh giằng đứng và xiên sẽ không được phát hiện nếu đài cọc được tính bằng phương pháp quen thuộc như một dầm lật ngược chịu uốn.

## KEYWORDS

Pile cap  
Truss analogy  
Equilibrium condition  
Eccentric load  
Tension pile

## ABSTRACT

The Strut-and-tie models can be utilized to design discontinuity or disturbed regions in reinforced concrete structures where plane sections do not remain plane. Pile caps with a span-to-depth ratio less than two are recommended to be designed using the truss analogy. A number of international standards and design guides have introduced simple truss models for pile caps subjected to a concentric axial load, where all piles are loaded in compression and carry the same load. The present paper discusses extended truss analogy models for eccentrically loaded pile caps of which a pile may be loaded in tension. Compared with the simple truss model, the extended model would require more struts and ties provided at appropriate locations to maintain equilibrium. Numerical examples with plane and space truss models revealed that tension may develop not only in the bottom but also in the top, vertical and diagonal ties of the eccentrically loaded pile cap, depending on the values of the eccentric loads. The reinforcement would, therefore, be provided with adequate area and anchorage length in these ties. It should be noted that the vertical and diagonal tension can not be recognized using the traditional beam method where the pile cap is treated as an inverted beam for flexural design.

## 1. Giới thiệu

Đài cọc bê tông cốt thép (BTCT) thường có dạng một bản dày kết nối các cọc với nhau để chịu và truyền tải trọng từ cột và tường (vách cứng) của kết cấu bên trên xuống các cọc. Trong thiết kế độ bền đài cọc theo phương pháp truyền thống, đài cọc được xem là dầm lật ngược chịu uốn theo từng phương. Mô men và lực cắt mỗi phương có thể được xác định bằng phương pháp mặt cắt với phản lực đầu cọc xem như đặt tại tâm tiết diện cọc. Tiết diện để tính kháng uốn cho đài cọc được lấy tại mép cột, từ đó cốt thép đài cọc được tính toán như đối với dầm thông thường. Đài móng đơn thường được thiết kế có cốt thép chịu uốn mà không cần cốt thép chịu cắt [1-3]. Tuy nhiên, đài

cọc có tỷ lệ chiều cao trên nhịp chịu cắt lớn hơn nhiều so với dầm thông thường và đường truyền lực có xu hướng đi trực tiếp từ chân cột xuống các cọc. Giả thiết Bernoulli về tiết diện phẳng dùng trong dầm thông thường sẽ không còn thích hợp cho kết cấu đài cọc. Nghiên cứu thực nghiệm cho thấy một số đài cọc được thiết kế theo phương pháp truyền thống với dự kiến phá hoại do uốn sẽ là chủ đạo, nhưng thực tế khi thí nghiệm thì các đài cọc này lại phá hoại do cắt [4]. Do đó, phương pháp tính toán và cấu tạo đài cọc như dầm chịu uốn thông thường có thể không an toàn. Khảo sát của Rabbany và nnk. cho thấy chiều cao đài cọc được chọn theo phương pháp dầm thông thường có thể bé hơn nhiều và không hợp lý khi so với chiều cao đài được tính từ phương pháp giàn ảo [5]. Ngoài ra, Chetchotisak

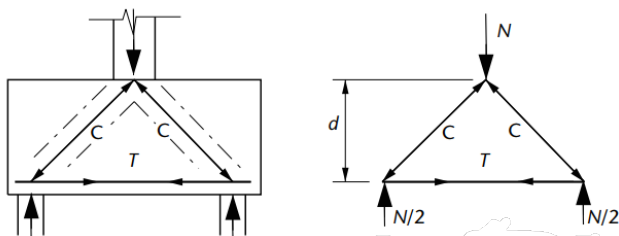
\*Liên hệ tác giả: tuan.nguyenhuuanh@uah.edu.vn

Nhận ngày 11/10/2021, sửa xong ngày 04/11/2021, chấp nhận đăng 15/01/2022

<https://doi.org/10.54772/jomc.01.2022.274>

và Teerawong sử dụng mô phỏng Monte Carlo để đánh giá độ tin cậy của các phương pháp thiết kế đài cọc và nhận thấy rằng phương pháp tính toán truyền thống theo tiêu chuẩn Anh BS 8110 và tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318-14 cho hệ số an toàn thấp hơn so với phương pháp chống-giằng [6].

Phương pháp giàn ảo, hay phương pháp chống giằng, được dùng để thiết kế đài cọc có tỷ nhịp trên chiều cao nhỏ hơn 2, lúc đó lý thuyết dầm không còn phù hợp [7]. Hình 1 mô tả mô hình giàn ảo đơn giản nhất của một đài 2 cọc chịu tải trọng đúng tâm từ cột. Lực nén từ cột được truyền xuống các cọc thông qua một giàn ảo hình tam giác với bê tông đóng vai trò thanh chống chịu nén (ký hiệu là C) và cốt thép đáy dầm là thanh giằng chịu lực kéo (ký hiệu là T). Nút trên của dầm trùng với tâm của diện truyền tải, nút dưới là giao điểm của trục cọc với cốt thép chịu kéo. Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT hiện hành của Việt Nam chưa có những chỉ dẫn cụ thể về phương pháp giàn ảo [8]. Trong khi đó, nhiều tiêu chuẩn BTCT quốc tế khuyến khích áp dụng phương pháp giàn ảo để thiết kế đài cọc như tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 2, tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318, tiêu chuẩn Canada CSA A23.3 và tiêu chuẩn Úc AS 3600 [2, 3, 9, 10]. Vấn đề áp dụng mô hình giàn ảo trong thiết kế đài cọc đã thu hút nhiều nghiên cứu. Park và nnk. cải tiến mô hình chống giằng của tiêu chuẩn ACI 318 và CSA A23.3 bằng cách sử dụng quy luật ứng xử của BTCT khi nứt và xét đến tương thích biến dạng, so sánh kết quả tính toán với thí nghiệm phá hoại nhiều đài cọc có tỷ lệ nhịp chịu tải trên chiều cao nằm trong khoảng từ 0,5 đến 1,8 [11]. Cavers và Fenton kiểm chứng sự hợp lý của các quy định thiết kế đài cọc theo tiêu chuẩn Canada CSA A23.3-94 qua so sánh với kết quả thí nghiệm [12]. Araújo đề xuất mô hình chống giằng có xét sự phá hoại nén của thanh chống và sự chảy dẻo của cốt thép trong thanh giằng. Phương pháp này không kiểm tra nén vỡ bê tông ở tiết diện tiếp xúc trực tiếp với chân cột mà tại một độ sâu bên trong đài, được xác định bằng thuật toán lặp [13]. Gần đây, Mathern và nnk. cải tiến mô hình chống-giằng ba chiều cho đài cọc, xây dựng thuật toán tối ưu hóa kích thước vùng nút và hình dạng của mô hình [14].



Hình 1. Mô hình giàn ảo đơn giản cho đài 2 cọc chịu tải đúng tâm.

Các hướng dẫn thiết kế kết cấu BTCT theo mô hình giàn ảo, khi đề cập đến đài cọc, thường chỉ giới hạn ở đài chịu lực dọc đúng tâm từ cột [2, 3, 7, 15]. Với trường hợp tải trọng này thì mô hình chống-giằng khá đơn giản, có ít phần tử với các cọc đều chịu nén và phân lực đài cọc được giả thiết là như nhau. Thực tế trong trường hợp cột chịu nén lệch tâm với mô men lớn, như cột của khung khản đài dạng

công-xon, ứng suất kéo sẽ xuất hiện trong tiết diện cột và cơ chế truyền lực từ cột xuống các cọc sẽ khác với trường hợp cột chịu nén đúng tâm. Một số cọc trong đài sẽ làm việc chịu kéo thay vì chịu nén khi đài chịu mô men lệch tâm đủ lớn.

Bài báo này mở rộng mô hình chống-giằng theo tiêu chuẩn Châu Âu (Eurocode 2) để áp dụng thiết kế đài cọc chịu nén lệch tâm, có xét trường hợp cọc chịu kéo. Mô hình giàn ảo cho cả bài toán phẳng và bài toán không gian sẽ được thiết lập và phân tích thông qua các thí dụ tính toán số.

## 2. Một số quy định của Eurocode 2 về thiết kế theo mô hình chống-giằng

### 2.1. Thanh chống

Trường ứng suất trong thanh chống có thể có dạng hình lăng trụ, hình chài hoặc hình quạt. Vùng có trường ứng suất lăng trụ là vùng B (Beam, Bernoulli), có thể áp dụng giả thiết tiết diện phẳng như dầm thông thường. Vùng có trường ứng suất hình chài hay quạt là loại vùng bất liên tục, gọi là vùng D (discontinuity, disturbed), trong đó giả thiết tiết diện phẳng không còn phù hợp. Cường độ chịu nén tính toán của thanh chống bê tông hình lăng trụ không chịu ứng suất kéo ngang được tính theo biểu thức (1) với  $f_{cd}$  là cường độ chịu nén thiết kế của bê tông,  $f_{ck}$  là cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông, hệ số  $\alpha_{cc} = 0,85$  và hệ số an toàn  $\gamma_c = 1,5$ .

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (1)$$

Với thanh chống hình chài có ứng suất kéo ngang xuất hiện trong đoạn giữa thanh, cường độ chịu nén tính toán của bê tông trong thanh chống không có cốt thép ngang là:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \nu f_{cd} = 0,6(1 - f_{ck}/250) f_{cd} \quad (2)$$

Như vậy, có thể xem thanh chống hình chài như là thanh chống hình lăng trụ bị suy giảm cường độ. Có thể gia cường cốt thép ngang cho thanh chống hình chài để tăng cường độ cho nó từ  $0,6 \nu f_{cd}$  lên giá trị tối đa là  $\nu f_{cd}$ , lúc đó cường độ của vùng nút sẽ đóng vai trò quyết định [15].

### 2.2. Thanh giằng

Diện tích cốt thép  $A_s$  cho thanh giằng chịu lực kéo tính toán  $T$  được xác định theo công thức (3) với  $f_{yd}$  là cường độ tính toán,  $f_{yk}$  là giới hạn chảy đặc trưng và  $\gamma_s = 1,15$  là hệ số an toàn của cốt thép. Chiều dài neo thép được tính toán theo tiêu chuẩn, có khi phải cần dùng tấm neo ở đầu thanh giằng. Với các vùng nút có ứng suất tập trung lớn, cốt thép có thể được bố trí thành nhiều lớp để tăng kích thước vùng nút và tăng chiều rộng của các thanh chống quy tụ vào nút.

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{\gamma_s T}{f_{yk}} \quad (3)$$

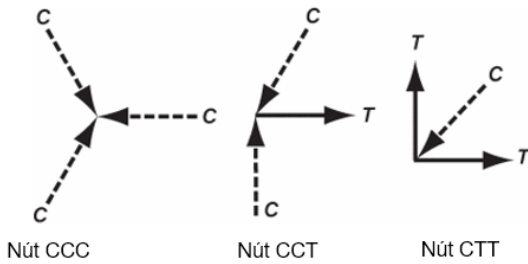
### 2.3. Vùng nút

Hình 2 biểu diễn các loại nút trong giàn phẳng với C và T lần

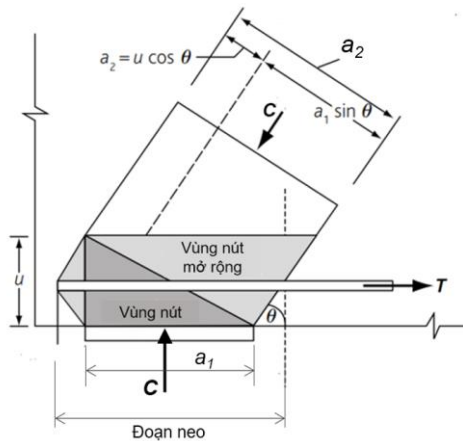
lượt là thanh chống và thanh giằng quy tụ vào nút. Nội lực các thanh được xác định từ điều kiện cân bằng lực tại nút. Ứng suất nén tính toán lớn nhất trong nút  $\sigma_{Rd,max}$  lấy bằng  $1,0v f_{cd}$  cho nút CCC, bằng  $0,85v f_{cd}$  cho nút CCT và bằng  $0,75v f_{cd}$  cho nút CTT. Để ứng suất tại các mặt nút không vượt quá giá trị  $\sigma_{Rd,max}$  có thể tăng kích thước của tấm neo hoặc thanh giằng để tăng kích thước của nút. Tính toán có thể dựa vào vùng nút mở rộng được xác định từ phần giao của các thanh quy tụ vào nút. Hình 3 minh họa vùng nút và vùng nút mở rộng loại CCT, với chiều rộng  $a_2$  ở đầu thanh chống được xác định bằng:

$$a_2 = a_1 \sin \theta + u \cos \theta \quad (4)$$

trong đó  $u$  là chiều rộng thanh giằng chịu lực kéo  $T$ ,  $a_1$  là chiều rộng diện chịu tải nằm ngang và  $\theta$  là góc nghiêng của thanh chống.



Hình 2. Phân loại nút.



Hình 3. Kích thước vùng nút và vùng nút mở rộng loại CCT.

### 3. Mở rộng mô hình giàn ảo cho đài cọc chịu tải lệch tâm – Bài toán phẳng

#### 3.1. Trường hợp các cọc đều chịu nén

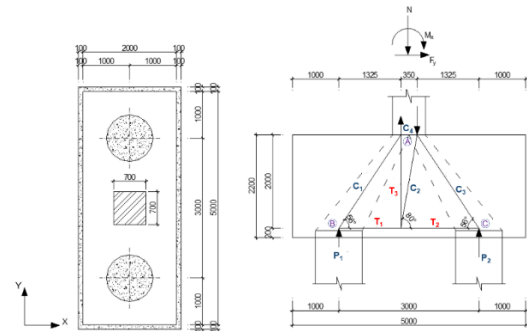
Xét đài hai cọc có kích thước như Hình 4 với cột tiết diện vuông  $700 \times 700$  mm và cọc nhồi có đường kính 1000 mm. Dùng bê tông C25/30 có cường độ chịu nén đặc trưng  $f_{ck} = 25$  MPa và cường độ chịu kéo trung bình  $f_{cm} = 2,6$  MPa. Cốt thép có giới hạn chảy đặc trưng  $f_{yk} = 400$  MPa. Thiết kế đài cọc theo tiêu chuẩn châu Âu.

Tải trọng thiết kế tại chân cột là  $N = 5000$  kN,  $M_x = 250$  kNm,  $F_y = 15$  kN. Quy tải trọng về trọng tâm đáy đài và kể thêm trọng lượng bản thân đài, theo nguyên tắc thông thường [1, 7], ta được lực

nén  $N = 5550$  kN và mô men  $M_x = 283$  kNm, từ đó tính được phản lực đầu cọc là  $P_1 = 2681$  kN và  $P_2 = 2869$  kN.

#### 3.1.1. Thiết lập mô hình giàn ảo

Trong ví dụ này, dưới tác dụng của tải trọng lệch tâm trên đài thì các cọc đều chịu nén. Hình 4 mô tả một mô hình giàn ảo khả dĩ cho đài cọc. Lực nén và mô men chân cột được tách thành một cặp lực kéo và nén tác dụng trong mỗi phân nửa bề rộng truyền tải, nối với nhau bởi thanh chống ngang  $C_4$ . Mặt khác, do  $P_1$  và  $P_2$  khác nhau nên đáy đài sẽ cần 2 thanh giằng  $T_1$  và  $T_2$  với nội lực khác nhau. Để đảm bảo điều kiện cân bằng lực tại nút giao giữa  $T_1$  và  $T_2$ , các thanh chống  $C_2$  và thanh giằng  $T_3$  được thêm vào. Như vậy, so với mô hình truyền thống có 1 thanh giằng và 2 thanh chống ở Hình 1 thì mô hình đề nghị ở Hình 4 có 3 thanh giằng và 4 thanh chống.

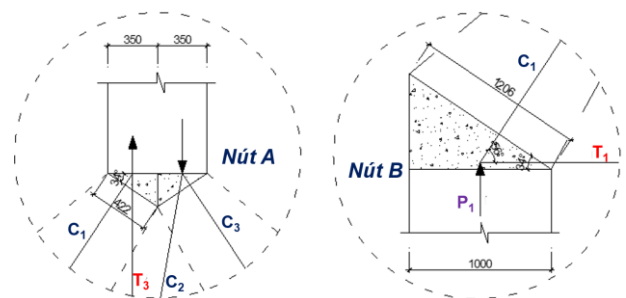


Hình 4. Mô hình giàn ảo cho đài 2 cọc chịu tải trọng lệch tâm.

#### 3.1.2. Phân tích giàn ảo

Hình 5 thể hiện cấu tạo và kích thước của các nút điển hình A và B. Nội lực các thanh giằng và thanh chống được xác định từ điều kiện cân bằng lực tại các nút:

$$\begin{aligned} T_1 &= P_1 / \tan 56^\circ = 1808 \text{ kN}; \\ T_2 &= P_2 / \tan 56^\circ = 1935 \text{ kN}; \\ T_3 &= C_2 \sin 80^\circ = 721 \text{ kN}; \\ C_1 &= P_1 / \sin 56^\circ = 3233 \text{ kN}; \\ C_2 &= (T_2 - T_1) / \cos 80^\circ = 732 \text{ kN}; \\ C_3 &= P_2 / \sin 56^\circ = 3461 \text{ kN}; \\ C_4 &= 1808 \text{ kN}. \end{aligned}$$



Hình 5. Các nút điển hình.

### 3.1.3. Thiết kế một số bộ phận của giàn áo

Từ Hình 5, ta tính được chiều rộng của thanh chống  $C_1$  và  $C_3$  tại chỗ tiếp giáp với nút A là  $350/\cos 34^\circ = 422$  mm. Chiều rộng của thanh chống  $C_1$  và  $C_3$  tại chỗ tiếp giáp với nút B và C bằng  $1000/\cos 34^\circ = 1206$  mm

Ứng suất trong thanh chống  $C_3$  (có nội lực lớn hơn thanh chống  $C_1$ ) tại vị trí có chiều rộng tiết diện nhỏ nhất (gần nút A) là  $\sigma_{Ed} = 3461 \times 10^3 / (700 \times 422) = 11,72$  MPa. Cường độ thiết kế của thanh chống tại vùng gần nút A, tính theo (1) là  $\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = 14,17$  MPa. Ta có  $\sigma_{Ed} < \sigma_{Rd,max}$  nên thanh chống bảo đảm khả năng chịu lực.

Cường độ thiết kế của nút A là  $\sigma_{Rd,max} = v f_{cd} = 12,75$  MPa, lớn hơn ứng suất trong thanh chống  $C_3$  là 11,72 MPa, và lớn hơn ứng suất nén tại mặt tiếp xúc giữa cột và móng là  $5000 \times 10^3 / (700 \times 700) = 10,20$  MPa. Vậy nút A đảm bảo khả năng chịu lực.

Cường độ thiết kế của nút B và C là  $\sigma_{Rd,max} = 0,85 v f_{cd} = 10,84$  MPa, lớn hơn ứng suất nén ở đầu cọc do phản lực đầu cọc  $P_2$  là  $2869 \times 10^3 / (\pi \times 500^2) = 3,65$  MPa. Mặt khác, chiều rộng thanh chống xiên tại nút B và C tính theo (4) với  $a_1 = 1000$  mm,  $u = 400$  mm,  $\theta = 56^\circ$  là  $a_2 = 1053$  mm. Ứng suất thanh chống xiên tại các vị trí nút B và C là 3,98 MPa, nhỏ hơn  $\sigma_{Rd,max}$  tại nút. Vậy nút B và C đảm bảo khả năng chịu lực.

Diện tích cốt thép dọc chịu kéo ở đáy đài  $A_s$  cho thanh giằng  $T_1$  và  $T_2$  sẽ được lấy bằng nhau, như vậy dùng công thức (3) với  $T = \max\{T_1, T_2\}$  ta được  $A_s = 5563$  mm<sup>2</sup>. Có thể bố trí 15φ25a130 có  $A_s = 7360$  mm<sup>2</sup>. Hàm lượng cốt thép dọc theo phương chiều dài móng là  $A_s/(bd) = 7360/(2000 \times 2000) = 0,184\%$ ; lớn hơn hàm lượng tối thiểu yêu cầu là  $0,26 f_{cm}/f_{yk} = 0,169\%$ . Cốt thép đáy đài cho phương còn lại được bố trí theo cấu tạo.

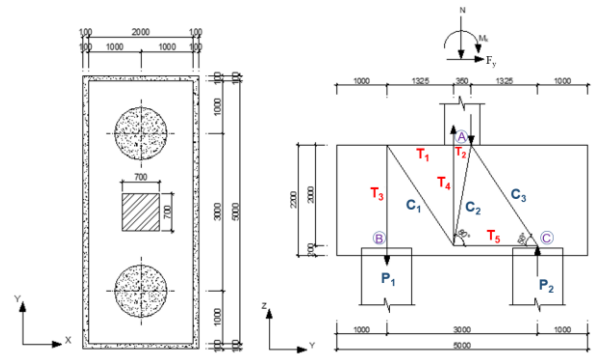
Khác với đài cọc chịu tải đúng tâm hoặc nén lệch tâm rất bé với ứng suất trên toàn bộ tiết diện cột là nén, đài cọc chịu tải lệch tâm như ví dụ này có thanh giằng  $T_3$  với lực kéo tương ứng theo phương đứng, vốn không tồn tại trong giàn áo truyền thống. Tổng diện tích cốt thép cần thiết để chịu lực kéo trong thanh giằng  $T_3$  là 2073 mm<sup>2</sup>, tính theo biểu thức (3). Để chịu lực kéo này, cốt thép dọc của cột cần được neo xuống xuống tận đáy đài, đồng thời có thể bố trí thêm cốt thép trong đài đài theo phương đứng xung quanh vị trí của thanh giằng  $T_3$ .

### 3.2. Trường hợp đài có cọc chịu kéo

Ví dụ này sử dụng kích thước đài cọc, tiết diện cọc, tiết diện cột, cường độ vật liệu và lực nén tại chân cột như các số liệu của ví dụ ở mục 3.1. Bây giờ, giả sử lực ngang và mô men chân cột đủ lớn để khiến một cọc trong đài chịu kéo. Với tải trọng quy về trọng tâm đáy đài gồm lực nén  $N = 5550$  kN và mô men uốn  $M_x = 8400$  kNm, sử dụng các công thức quen thuộc của nền móng ta tính được phản lực đầu cọc là  $P_1 = -25$  kN (cọc chịu kéo) và  $P_2 = 5575$  kN (cọc chịu nén).

### 3.2.1. Thiết lập mô hình giàn áo

Hình 6 mô tả một mô hình giàn áo khả dĩ cho đài cọc với 3 thanh chống ( $C_1, C_2, C_3$ ) và 5 thanh giằng ( $T_1, T_2, T_3, T_4, T_5$ ). Lực nén và mô men chân cột được tách thành một cặp lực kéo và nén tác dụng trong mỗi phân nửa bề rộng truyền tải, nối với nhau bởi thanh giằng  $T_2$ . Mô hình giàn áo cho đài với cọc chịu kéo này khác với mô hình đài chịu tải lệch tâm nhưng các cọc đều chịu nén ở ví dụ mục 3.1. và phức tạp hơn so với mô hình giàn áo truyền thống cho đài cọc chịu tải đúng tâm.



Hình 6. Mô hình giàn áo cho đài 2 cọc có cọc chịu kéo.

### 3.2.2. Phân tích giàn áo

Nội lực các thanh giằng và thanh chống được xác định từ quan hệ hình học và điều kiện cân bằng tại các nút:

$$\begin{aligned} T_1 &= T_2 = 16,9 \text{ kN;} \\ T_3 &= 25 \text{ kN;} \\ T_4 &= 21205 \text{ kN;} \\ T_5 &= 3760 \text{ kN;} \\ C_1 &= 30,2 \text{ kN;} \\ C_2 &= 21558 \text{ kN;} \\ C_3 &= 6725 \text{ kN.} \end{aligned}$$

### 3.2.3. Thiết kế một số bộ phận của giàn áo

Diện tích tiết diện thanh chống  $C_1$  và  $C_3$ :

$$A_{C_1} = A_{C_3} = \frac{\pi}{4} \times D_p \times (D_p \times \sin 56^\circ + 2(H - d) \times \cos 56^\circ) = 826800 \text{ mm}^2$$

Diện tích tiết diện thanh chống  $C_2$ :

$$A_{C_2} = \frac{\pi}{4} \times D_p \times (D_p \times \sin 80^\circ + 2(H - d) \times \cos 80^\circ) = 828019 \text{ mm}^2$$

trong đó  $D_p$ ,  $H$  và  $d$  lần lượt là đường kính cọc, chiều cao tổng thể và chiều cao làm việc của đài.

Ứng suất trong thanh chống  $C_3$  là  $\sigma_{Ed} = 6725 \times 10^3 / 826800 = 8,13$  MPa. Cường độ thiết kế của thanh chống tại vùng gần nút A, tính theo (1) là  $\sigma_{Rd,max} = 14,17$  MPa. Ta có  $\sigma_{Ed} < \sigma_{Rd,max}$  nên thanh chống  $C_3$  bảo đảm khả năng chịu lực.

Để chịu lực kéo  $T_5$ , cốt thép dọc cần được bố trí ở đáy đài với diện tích tính theo công thức (3) là  $A_s = 10810$  mm<sup>2</sup>. Có thể bố trí 18φ28a110 có  $A_s = 11080$  mm<sup>2</sup> với hàm lượng 0,277%; lớn hơn hàm

lượng tối thiểu yêu cầu là 0,169 %.

Các thanh và nút khác được thiết kế tương tự ví dụ ở mục 3.1. Tuy nhiên, cần chú ý lực kéo theo phương đứng có giá trị lớn xuất hiện trong thanh giằng  $T_4$ . Có thể tăng tiết diện cổ cột để giảm lực  $T_4$  và tăng chiều rộng thanh giằng  $T_4$ , từ đó việc bố trí cốt thép chịu lực kéo theo phương đứng sẽ dễ dàng hơn.

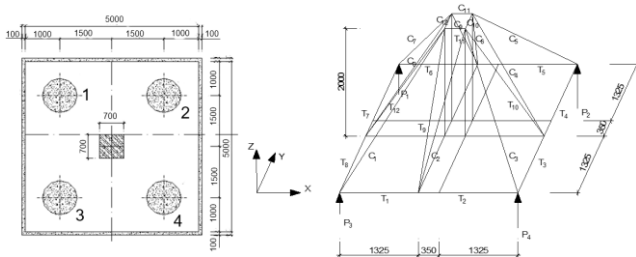
#### 4. Mở rộng mô hình giàn ảo cho đài cọc chịu tải lệch tâm – Bài toán không gian

##### 4.1. Trường hợp các cọc đều chịu nén

Xét đài bốn cọc có kích thước như Hình 7, dùng bê tông C25/30 và cốt thép có giới hạn chảy  $f_{yk} = 400$  MPa. Lực nén tại chân cột là  $N = 13693$  kN, tại trọng tâm đáy đài là  $N = 15068$  kN. Tại chân cột còn có mô men và lực cắt theo hai phương, quy về trọng tâm đáy đài được các mô men  $M_x = 49$  kNm và  $M_y = 990$  kNm. Các cọc đều chịu nén với phản lực đầu cọc là  $P_1 = 3610$  kN,  $P_2 = 3940$  kN,  $P_3 = 3594$  kN và  $P_4 = 3924$  kN được xác định theo phương pháp thông thường [1, 7].

##### 4.1.1. Thiết lập mô hình giàn ảo

Hình 7 mô tả một mô hình giàn ảo không gian khả dĩ cho đài cọc, gồm 12 thanh chống (ký hiệu là C) và 12 thanh giằng (ký hiệu là T). Lực nén và mô men hai phương tại chân cột được tách thành bốn lực dọc, mỗi lực đặt tại tâm của một phần tử tiết diện, nối với nhau bởi 4 thanh chống. Lực kéo ở đáy đài theo hai phương ngang và dọc được đại diện bằng 8 thanh giằng (thay vì 4) do các cọc có phản lực đầu cọc khác nhau.



Hình 7. Mô hình giàn ảo cho đài 4 cọc chịu tải trọng lệch tâm.

##### 4.1.2. Kích thước hình học của mô hình giàn ảo

Từ các quan hệ hình học, ta có góc hợp bởi thanh chống  $C_1, C_3, C_5$  và  $C_7$  so với mặt phẳng XY là  $\theta_1 = 47^\circ$ . Góc hợp bởi thanh chống  $C_2, C_4, C_6$  và  $C_8$  so với mặt phẳng XY là  $\theta_2 = 56^\circ$ .

Chiều dài thanh chống chính  $C_1, C_3, C_5$  và  $C_7$  là  $L_1 = 2741$  mm. Chiều dài thanh chống phụ  $C_2, C_4, C_6$  và  $C_8$  là  $L_2 = 2424$  mm. Chiều dài thanh chống  $C_9, C_{10}, C_{11}$  và  $C_{12}$  ở đỉnh giàn (tiếp xúc với chân cột) là  $L_3 = 350$  mm.

Chiều dài thanh giằng ở đáy giàn  $T_1, T_3, T_6$  và  $T_8$  là  $L_4 = 1325$

mm. Chiều dài thanh giằng ở đáy giàn  $T_2, T_4, T_5$  và  $T_7$  là  $L_5 = 1675$  mm. Chiều dài thanh giằng xiên nổi đỉnh và đáy giàn  $T_9, T_{10}, T_{11}$  và  $T_{12}$  là  $L_6 = 2399$  mm.

Diện tích tiết diện thanh chống  $C_1, C_3, C_5$  và  $C_7$ :

$$A_{C_1} = \frac{\pi}{4} \times D_p \times (D_p \times \sin 47^\circ + 2(H - d) \times \cos 47^\circ) = 788660 \text{ mm}^2$$

Diện tích tiết diện thanh chống  $C_2, C_4, C_6$  và  $C_8$ :

$$A_{C_2} = \frac{\pi}{4} \times D_p \times (D_p \times \sin 56^\circ + 2(H - d) \times \cos 56^\circ) = 826800 \text{ mm}^2$$

##### 4.1.3. Nội lực các thanh

Xét cân bằng lực các thanh trong mặt phẳng theo phương X và chứa các tim cọc  $P_3$  và  $P_4$  ta được  $T_1 = 2381$  kN,  $T_2 = 3286$  kN,  $C_1 = 4925$  kN,  $C_2 = 6271$  kN,  $C_3 = 5377$  kN và  $T_9 = 6205$  kN.

Xét cân bằng lực các thanh trong mặt phẳng theo phương X và chứa các tim cọc  $P_1$  và  $P_2$  ta được  $T_6 = 2392$  kN,  $T_5 = 3300$  kN,  $C_7 = 4947$  kN,  $C_5 = 5399$  kN,  $C_6 = 6291$  kN và  $T_{11} = 6225$  kN.

Xét cân bằng lực các thanh trong mặt phẳng theo phương Y và chứa các tim cọc  $P_2$  và  $P_4$  ta được  $T_3 = 2600$  kN,  $T_4 = 3300$  kN,  $C_4 = 4851$  kN và  $T_{10} = 4800$  kN.

Xét cân bằng lực các thanh trong mặt phẳng theo phương Y và chứa các tim cọc  $P_1$  và  $P_3$  ta được  $T_8 = 2381$  kN,  $T_7 = 3023$  kN,  $C_8 = 4451$  kN và  $T_{12} = 4404$  kN.

##### 4.1.4. Kiểm tra bền và tính cốt thép

Với các thanh chống  $C_1, C_3, C_5$  và  $C_7$  ta dùng lực nén lớn nhất trong thanh  $C_5$  để kiểm tra. Ứng suất trong thanh chống  $C_5$  là  $\sigma_{Ed} = 5394 \times 10^3 / 788660 = 6,84$  MPa, nhỏ hơn cường độ thiết kế của thanh chống tính theo (1) là  $\sigma_{Rd,max} = 14,17$  MPa. Vậy các thanh chống  $C_1, C_3, C_5$  và  $C_7$  bảo đảm khả năng chịu lực.

Dự kiến bố trí cốt thép đáy móng theo hai phương như nhau. Diện tích cốt thép  $A_{s,tie}$  cho mỗi thanh giằng ở đáy móng được tính từ lực kéo lớn nhất của các thanh  $T_1, T_2, T_3, T_4, T_5, T_6, T_7$  và  $T_8$ , áp dụng (3) được  $A_{s,tie} = 9488 \text{ mm}^2$ . Vậy diện tích cốt thép đáy móng cho mỗi phương là  $A_s = 2A_{s,tie} = 18976 \text{ mm}^2$ , có thể bố trí 41φ25a120.

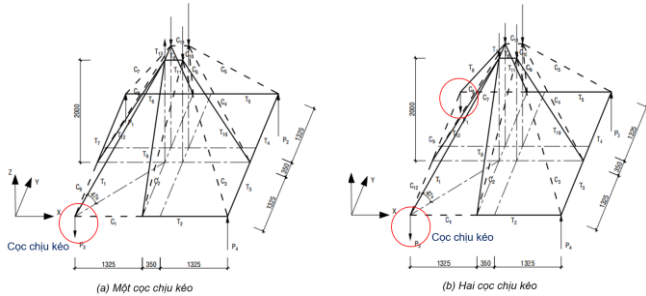
Các thanh và nút khác được thiết kế tương tự, cần chú ý bố trí cốt thép chịu lực kéo trong các thanh giằng xiên nổi chân cột với đáy đài.

#### 4.2. Mô hình giàn ảo không gian cho đài có cọc chịu kéo

Hình 8 mô tả các mô hình giàn ảo không gian khả dĩ cho đài 4 cọc có 1 hoặc 2 cọc chịu kéo, trong đó các thanh chống được vẽ bằng nét đứt và các thanh giằng được vẽ bằng nét liền. So với mô hình tất cả cọc đều chịu nén (Hình 7) thì mô hình với 1 cọc chịu kéo (Hình 8(a)) đã thay thế thanh giằng  $T_1$  và  $T_8$  bởi thanh chống  $C_1$  và  $C_9$ ; thay thế các thanh chống  $C_1, C_9$  và  $C_{12}$  bởi các thanh giằng  $T_1, T_8$  và  $T_{13}$ .

Mô hình với 2 cọc chịu kéo (Hình 8(b)), so với mô hình có tất cả các cọc chịu nén, đã thay thế các thanh giằng  $T_1, T_6, T_7$  và  $T_8$  bởi các

thanh chống  $C_1, C_7, C_9$  và  $C_{12}$ ; thay thế các thanh chống  $C_1, C_7, C_9$  và  $C_{12}$  bởi các thanh giằng  $T_1, T_6, T_8$  và  $T_7$ . Với mô hình giàn ảo đã thiết lập, quá trình phân tích nội lực và thiết kế các thanh được tiến hành như ví dụ mục 4.1, lưu ý đến sự xuất hiện nội lực kéo trong các thanh giằng ở mặt trên đài và các thanh giằng xiên nối cổ cột với đáy đài.



Hình 8. Mô hình giàn ảo cho đài 4 cọc có cọc chịu kéo.

## 5. Kết luận

Bài báo trình bày các mô hình giàn ảo mở rộng từ mô hình đơn giản vốn được thiết lập cho đài cọc chịu tải đúng tâm với các cọc đều chịu nén và có phản lực đầu cọc như nhau. Mô hình mở rộng áp dụng được cho đài cọc chịu tải lệch tâm, ngay cả với trường hợp độ lệch tâm đủ lớn để làm một số cọc trong đài chịu kéo. Lực dọc và mô men tập trung tại trọng tâm tiết diện chân cột được tách thành hai lực dọc cho mô men một phương trong giàn phẳng và bốn lực dọc cho mô men hai phương trong giàn không gian.

Như minh họa trong ví dụ tính toán cho đài hai cọc và bốn cọc, mô hình giàn ảo cần có sự thay đổi phù hợp về số lượng và vị trí các thanh chống và thanh giằng nhằm đảm bảo điều kiện cân bằng lực, tùy theo tổ hợp tải trọng tác dụng tại chân cột và trạng thái làm việc (nén, kéo) của các cọc trong đài. Mô hình giàn ảo phẳng truyền thống với ba thanh được mở rộng thành tám thanh cho đài hai cọc, và thành 24 thanh cho đài bốn cọc chịu tải lệch tâm.

Mô hình chi tiết cho đài cọc chịu tải lệch tâm như đã khảo sát cho thấy có sự xuất hiện của nội lực kéo trong thanh giằng ở mặt trên đài, thanh giằng theo phương đứng và thanh giằng xiên, tùy vào độ lệch tâm của tải trọng. Do đó, thiết kế đài cọc chịu tải lệch tâm, đặc biệt trong trường hợp có tổ hợp tải trọng làm một vài cọc chịu kéo, cần chú ý bố trí đủ cốt thép trong các thanh giằng và cấu tạo neo thép phù hợp. Trong trường hợp này, việc dùng phương pháp đơn giản để tính đài cọc như dầm chịu uốn thông thường bằng cách xem mỗi phân nửa của đài như một dầm công-xon ngàm tại mép cột có thể sẽ không còn phù hợp nữa.

## Tài liệu tham khảo

[1]. N. V. Quảng, *Nền móng và tầng hầm nhà cao tầng*. Hà Nội: Nxb Xây dựng, 2008.

[2]. EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2. Design of Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Brussels: European Committee for Standardisation, 2004.

[3]. ACI 318-19, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Michigan: American Concrete Institute, 2019.

[4]. K. Abdul-Razzaq and M. Farhood, "Design and behavior of reinforced concrete pile caps: a literature review," *International Journal of Engineering Research and Science & Technology*, Vol. 6, No. 4, pp.1-9, 2017.

[5]. A. G. Rabbany, S. Islam and M. Hasan-Uz-Zaman, "Pile cap performances in different consequences," *Architecture Research*, Vol. 8, No. 2, pp.51-61, 2018. DOI: 10.5923/j.arch.20180802.02.

[6]. P. Chetchotisak and J. Teerawong, "Reliability-based assessment of RC pile cap design methods and proposals for their strength resistance factors," *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, No. 8, pp.3372-3382, 2019. DOI: 10.1007/s12205-019-0079-1.

[7]. B. Mosley, R. Hulse and J. Bungey, *Reinforced Concrete Design to Eurocode 2*, 7th Edition. Hampshire, UK: Macmillan, 2012.

[8]. TCVN 5574:2018, *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*. Hà Nội: Tiêu chuẩn quốc gia, 2018.

[9]. CSA A23.3:2014, *Design of Concrete Structures*. Rexdale: Canadian Standards Association, 2014.

[10]. AS 3600:2018, *Concrete Structures*. Sydney: Standards Australia Limited, 2018.

[11]. J. Park, D. Kuchma and R. Souza, "Strength predictions of pile caps by a strut-and-tie model approach," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 35, No. 12, pp.1399-1413, 2008. DOI: 10.1139/L08-062.

[12]. W. Cavers and G. Fenton, "An evaluation of pile cap design methods in accordance with the Canadian design standard," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 31, No. 1, pp.109-119, 2011. DOI: 10.1139/l03-075.

[13]. J. Araújo, "Design of Rigid Pile Caps through an Iterative Strut-and-Tie Model," *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 14, No. 8, pp. 397-407, 2016. DOI: 10.3151/jact.14.397.

[14]. A. Mathern, G. Chantelot, P. Svahn, P. Kettl, R. Rempling and B. Engström, "Enhanced strut-and-tie model for reinforced concrete pile caps," In *39th IABSE Symposium – Engineering the Future, Vancouver, Canada, 2017*, Zürich: International Association for Bridge and Structural Engineering, 2017, pp. 607-614.

[15]. C. Goodchild, J. Morrison and R. Vollum, *Strut-and-tie models*. London: MPA The Concrete Centre, 2012.