

KẾT CẤU TẠM TRONG THI CÔNG: KIỂM ĐỊNH XÁC ĐỊNH NGUYÊN NHÂN SỰ CỐ HỆ DÀN GIÁO - VÁN KHUÔN TRƯỢT

TS. NGUYỄN ĐẠI MINH, TS. VŨ THÀNH TRUNG, TS. ĐỖ TIẾN THỊNH,
KS. TRẦN THẾ ANH
Viện KHCN Xây dựng

Tóm tắt: Kết cấu thép dùng tạm trong thi công có thể bị sự cố do mất ổn định hay hỏng liên kết. Tuy nhiên, những vấn đề này chưa được quan tâm đúng mức. Bài báo này trình bày kết quả kiểm định nguyên nhân sự cố hệ dàn giáo - ván khuôn trượt đã nhập và sử dụng ở nước ta khi thi công đúc thùng giếng chìm. Trong hệ này, các cột ray nâng hạ kích được làm bằng thép và là kết cấu chịu toàn bộ lực nâng cho dàn giáo thép. Cụ thể, hệ dàn giáo được nâng lên, hạ xuống bằng các kích gắn trên các cột ray thông qua hệ thống phanh. Sự mất ổn định của cột ray gây ra sự cố sụp đổ toàn hệ. Làm rõ sự mất ổn định ngoài mặt phẳng của cột ray là nguyên nhân chính gây ra sự cố của hệ là nội dung chính của bài báo này. Xác định đúng nguyên nhân sự cố đã đề xuất được giải pháp gia cường, đã góp phần đảm bảo an toàn và vận hành tốt hệ dàn giáo-ván khuôn trượt sau sự cố.

Từ khóa: Hệ dàn giáo-ván khuôn trượt, cột ray nâng hạ kích, ổn định.

Abstract: Temporary structures in construction may be collapsed due to instability or connection failure. However, this issue has not been paid enough attention. This paper presents some results of inspections and determinations of the causes of the collapse of the gantry slipform imported and used in Vietnam for caissons fabrication. In this system, the jack rods are made from steel and are structure for supporting lift force of the gantry slipform. The gantry slipform is lifted and lowered by the jacks fixed on jack rods through grip jaws. Instability of the jack rod causes the collapse of the gantry slipform. Out of plane instability being a main cause of the collapse of this system is main content of this paper.

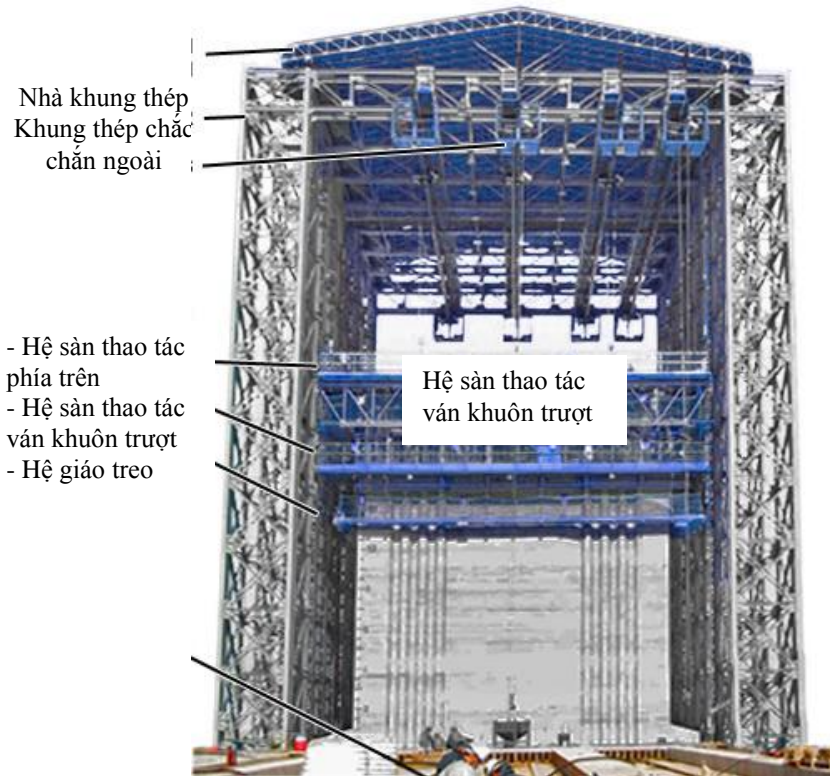
Correct determination of the causes of the collapse proposes reinforcement solutions and contributes safety and good operation for the gantry slipform after the collapse happen.

1. Giới thiệu

Bài báo trình bày kết quả kiểm định xác định nguyên nhân gây sự cố của kết cấu tạm dùng trong thi công, có liên quan đến mất ổn định kết cấu thép. Kết cấu tạm trong bài báo này là hệ dàn giáo tự nâng được nhập và sử dụng cho thi công thùng giếng chìm. Hệ dàn giáo bao gồm các kết cấu sau (hình 1):

- (1) Hệ giáo treo;
- (2) Hệ sàn thao tác ván khuôn trượt;
- (3) Hệ sàn thao tác phía trên;
- (4) Hệ dàn đỡ ván khuôn trượt;
- (5) Hệ dầm gác;
- (6) Hệ cột ray nâng hạ kích 65 mm x 65 mm.

Chiều cao nâng hạ của hệ này lên đến 18 m. Toàn bộ dàn giáo được đỡ trên các kích thủy lực tự leo trên các cột ray. Hệ cột ray được liên kết với hệ dàn giáo thép-ván khuôn trượt bao gồm các dàn phẳng được liên kết bằng các ống thép tạo thành một hệ không gian. Đầu các dàn được treo lên hệ dầm thép ngang (cao 353 mm) bằng hai 2 bu lông. Hệ dầm thép ngang được đỡ trên các hệ kích thủy lực. Mỗi hệ kích gồm 04 kích có khả năng nâng tải trọng đến 420 kN với hành trình 200 mm. Hệ kích thủy lực di chuyển dọc theo hệ cột ray thép. Hệ cột ray được liên kết với hệ khung đỡ bằng thép bên ngoài được thiết kế chắc chắn. Việc kiểm định giới hạn trong hệ dàn giáo - ván khuôn trượt.



Hình 1. Hệ dàn giáo tự nâng

Kiểm định chia làm 2 phần, phần thiết bị và phần kết cấu. Bài báo này trình bày kiểm định phần kết cấu. Quy trình kiểm định như sau: (1) Khảo sát hiện trường sự cố, lấy mẫu và thí nghiệm mẫu (không đề cập trong bài báo); (2) Kiểm tra hồ sơ thiết kế hệ dàn giáo của nhà sản xuất (bao gồm cả kiểm tính lại thiết kế của kiểm định); (4) Đánh giá nguyên nhân sự cố của nhà thầu vận hành hệ dàn giáo; (5) Tính toán, phân tích cơ chế sụp đổ; (6) Kết luận. Dưới đây là các kết quả kiểm định.

2. Kiểm tra hồ sơ thiết kế hệ dàn giáo của nhà sản xuất

Hệ dàn giáo - ván khuôn trượt được thiết kế theo tiêu chuẩn nước ngoài. Phương pháp sử dụng là phương pháp ứng suất cho phép. Theo hồ sơ thiết kế được cung cấp thì các kết cấu của hệ dàn giáo được tính toán đảm bảo khả năng chịu lực theo các tiêu chuẩn áp dụng. Tuy vậy, qua xem xét cho thấy hệ cột ray nâng hạ kích chỉ được tính toán đảm bảo an toàn trong mặt phẳng khung cột, không có tính toán đảm bảo độ bền và ổn định ngoài mặt phẳng khung.

Nhóm kiểm định đã kiểm tính lại thiết kế của nhà sản xuất nhằm loại trừ nguyên nhân do thiết kế. Sơ đồ tính toán kết cấu, tải trọng, các đặc trưng hình học và cơ học lấy theo thuyết minh tính toán và các bản

vẽ thiết kế được cung cấp bởi nhà sản xuất. Phương pháp tính toán kiểm tra lại cũng là phương pháp ứng suất cho phép. Tiêu chuẩn áp dụng: tiêu chuẩn Mỹ AISC-ASD 01. Kết quả tính toán kiểm tra cho thấy các kết cấu: (1) Hệ giằng treo, (2) hệ sàn thao tác ván khuôn trượt, (3) hệ sàn thao tác phía trên, (4) hệ dàn đỡ ván khuôn trượt và (5) hệ dầm gác, đều đảm bảo an toàn chịu lực. Riêng hệ cột ray nâng hạ kích có vấn đề về ổn định. Cụ thể như sau:

- Chiều cao cột ray: 29 m;
- Tiết diện cột: 65mm*65 mm, A (diện tích) = 4225 mm², I_x (mô men quán tính) = I_y = 1487552 mm⁴;
- Mác thép: SS 2172, giới hạn chảy F_y = 250 MPa, mô đun đàn hồi E = 157500 MPa;
- Chịu tải trọng quy định (lực nâng): 425 kN.

Theo hồ sơ thiết kế cung cấp thì liên kết dưới chân cột với móng được giả định là liên kết khớp cố định. Toàn bộ thanh cột được tạo bởi 5 đoạn cột, mỗi đoạn dài 5,8 m, nối nhau tại 4 vị trí bằng thanh chốt thép D8 (đường kính 8 mm) đảm bảo truyền lực nén đúng tâm. Trong mặt phẳng khung, thanh cột ray được liên kết với khung thép bằng 7 thanh chặn bố trí cách nhau 967 mm theo chiều cao cột (hình 2a, b và

KẾT CẤU - CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

d). Giống như trong mặt phẳng khung, ngoài mặt phẳng khung thanh cột ray cũng chỉ liên kết với khung thép nhà bằng các thanh chặn này (hình 2c, d, e và hình 3). Như vậy, ngoài mặt phẳng khung thanh cột ray vẫn có chuyển vị ngang và bị xoay với hệ số cản lò so C (hình 2e), không phải bị chặn lý tưởng như mô hình trong mặt phẳng khung. Mô hình tính toán cột trong mặt khung xem hình 2b, mô hình ngoài mặt phẳng khung xem hình 2c với hệ số lò so C . Cách xác định hệ số C tác dụng ngoài mặt phẳng khung (hình 2d và 2e).

Kết quả tính toán cho thấy:

Trong mặt phẳng khung: $L_0 = 967$ mm (hình 2), cột đảm bảo khả năng chịu lực và ổn định, $\sigma = 100$ MPa (lực nâng 425 kN - lực nâng của kích, giữ kích bám vào cột thông qua lực ma sát, khi vượt lực nâng này kích sẽ bị tuột từ từ) $< F_a = 122$ MPa (lực nâng cho phép 515 kN của cột ray), trong đó F_a là ứng suất cho phép của cột thép.

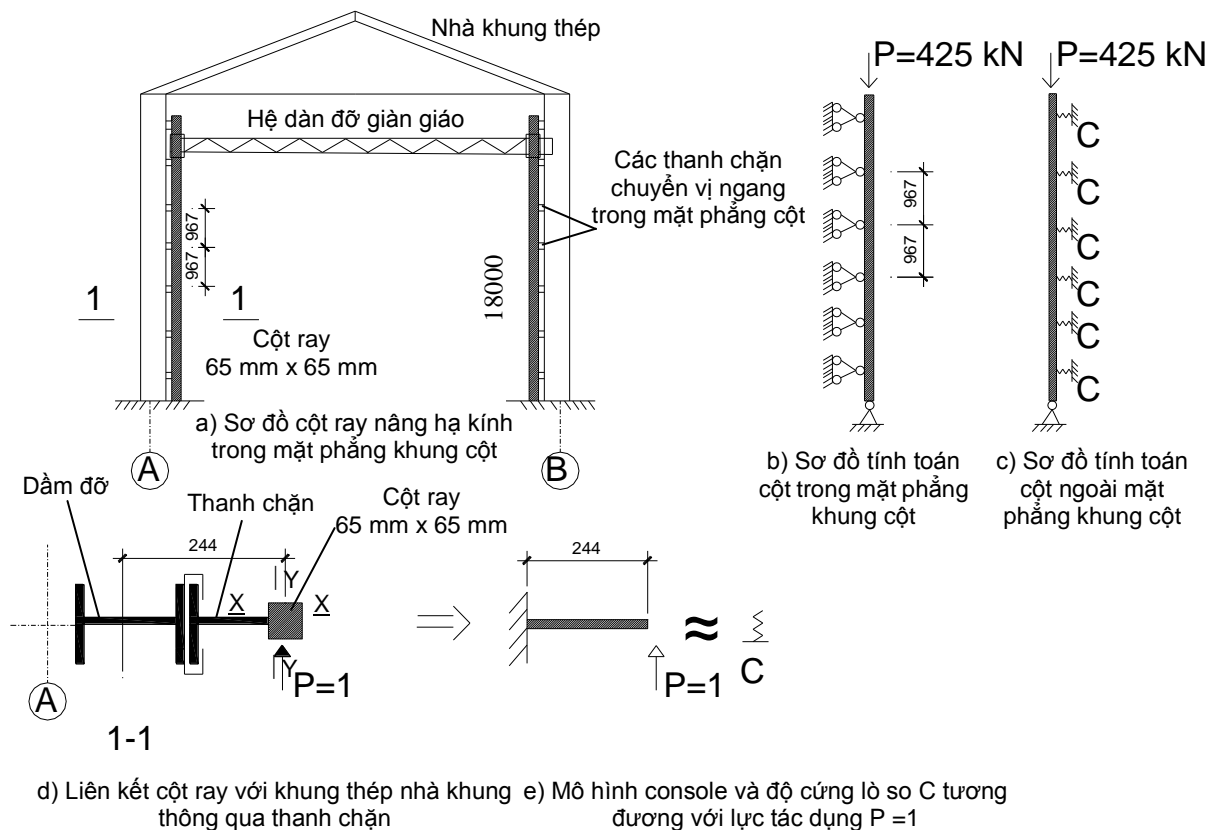
Ngoài mặt phẳng khung cột:

a) Trường hợp coi chiều dài mất ổn định ngoài mặt phẳng khung của thanh cột lấy như trong mặt

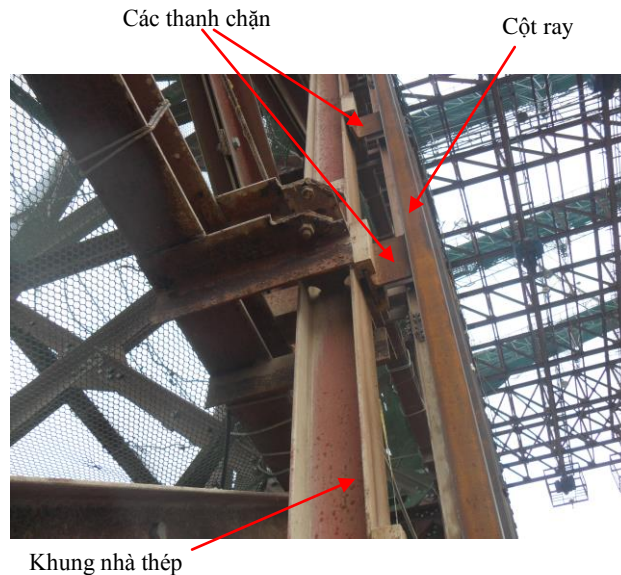
phẳng khung (chặn chuyển vị ngang lý tưởng, hệ số $C = \infty$), kết quả tính toán giống như sơ đồ trong mặt phẳng khung. Cột đảm bảo khả năng chịu lực và ổn định. Tuy nhiên, sơ đồ này quá nguy hiểm (mất an toàn) vì tưởng rằng chiều dài mất ổn định của thanh trong và ngoài mặt phẳng như nhau.

b) Trường hợp không kể đến lò so C ($C = 0$, quá thiên về an toàn), $L \approx 18$ m (chiều cao lấy từ chân cột (hình 2a) đến vị trí dầm gác khi sự cố xảy ra), thì $\sigma = 100$ MPa $\gg F_a = 0,9$ MPa (tương ứng với lực nâng 38 kN). Về cấu tạo, yêu cầu độ mảnh không đảm bảo ($\lambda = KL/r = 959$ - rất lớn). Cột mất ổn định ngoài mặt phẳng khung cột.

c) Trường hợp kể đến liên kết lò xo C , sơ đồ tính toán đúng với thực tế làm việc của cột tại vị trí liên kết với khung đỡ thép cách nhau 967 mm (hình 2b và hình 3). Hệ số độ cứng của lò xo C (xác định theo hình 2e với $L_s = 244$ mm), $C = 290,4$ kN/m, chiều dài tính toán quy đổi ngoài mặt phẳng cấu kiện $L_c = 2600$ mm ($= 2,69L_0$), $\sigma = 100$ MPa $> F_a = 42,2$ MPa (tương ứng với lực nâng 178 kN < 425 kN). Kết cấu không đảm bảo yêu cầu về ổn định.



Hình 2. Sơ đồ cột ray nâng hạ kính trong mặt phẳng khung cột và mô hình tính toán cột ray nâng hạ kính



Hình 3. Hình ảnh thực tế của cột ray nâng hạ kính

Như vậy, cột ray nâng hạ kính không đảm bảo mất ổn định ngoài mặt phẳng khung căn cứ theo tiêu chuẩn AISC – ASD 01 khi chịu lực nâng lớn nhất theo quy định của nhà sản xuất là 425 kN mà chịu được lực nâng lớn nhất là 178 kN theo kết quả tính toán của kiểm định. Kết cấu được thiết kế với độ an toàn thấp, đòi hỏi phải vận hành chính xác để không tạo tải lệch tâm hoặc tác động ngang gây mất ổn định thanh cột.

Thực tế, độ an toàn của hệ dàn giáo này còn có thể thấp hơn vì: a) sự suy giảm khả năng chịu lực do tác động của môi trường, khí hậu vùng biển (khu vực thi công), b) chân cột ray thực tế có thể không được liên kết đảm bảo điều kiện khớp cố định lý tưởng như trong mô hình tính toán, c) tải trọng lệch tâm ngẫu nhiên hoặc lệch tâm do vận hành chưa được xét đến trong tính toán.

3. Đánh giá của nhà thầu vận hành về các điều kiện tải trọng, tình trạng hoạt động của hệ dàn giáo

Khi sự cố xảy ra, nhà thầu vận hành được yêu cầu phải tự đánh giá về các điều kiện tải trọng (lực nâng) và tình trạng của hệ kết cấu, thiết bị trước khi xảy ra sự cố. Kết quả đánh giá của nhà thầu được tóm tắt như sau:

- Điều kiện tải trọng thiết kế: Phản ứng lớn nhất trên kích hay lực tác dụng lên cột ray là 387 kN nhỏ hơn khả năng (lực nâng) của kích là 425 kN. Tỷ lệ phản ứng trung bình (lực trung bình tác dụng lên cột ray) với khả năng của kích là 81,4 %;
- Điều kiện chất tải do điều hành tại công trường: Phản ứng lớn nhất trên kích là 213 kN nhỏ hơn khả năng của kích là 425 kN. Tỷ lệ phản ứng trung bình

với khả năng của kích là 41,7 %;

- Điều kiện chất tải lúc xảy ra sự cố: Phản ứng lớn nhất trên kích là 166 kN nhỏ hơn khả năng của kích là 425 kN. Tỷ lệ phản ứng trung bình với khả năng của kích là 29,8 %;
- Phản ứng lớn nhất khi xảy ra tai nạn thể hiện mức độ khá thấp như đã trình bày chỉ là 166 kN (40% sức chịu của má phanh), vì thế má phanh có thể không liên quan đến vụ tai nạn.

4. Phân tích trạng thái của hệ khi bị tuột kích và cơ chế sụp đổ của hệ dàn giáo

Kết quả khảo sát, phân tích cho thấy khi có một cụm kích *tuột phanh* tụt xuống (tuột xuống) thì lực nén trong cột ray nâng hạ kính lân cận tăng dần có khả năng vượt sức chịu tải của kích. Dẫn đến cụm kích ở cột ray này có thể bị tuột, tiếp theo cột ray này bắt đầu bị mất ổn định, gây rung lắc. Đây chính là khởi nguồn của sự cố. Kích bản và cơ chế sụp đổ của hệ dàn giáo có thể tóm tắt như sau:

(1) Khi một cụm kích trượt dần xuống, tới khoảng lớn hơn 30 - 35 mm so với cụm kích lân cận thì lực nén tác dụng lên cột ray lân cận sẽ tăng dần và có khả năng lớn hơn sức chịu tải cho phép của cụm kích là 425 kN. Dẫn đến cụm kích lân cận có khả năng bị trượt theo (có khả năng do tuột phanh), tiếp theo đó là sự bắt đầu mất ổn định của thanh cột ray gắn cụm kích này, gây rung lắc cho hệ dàn giáo.

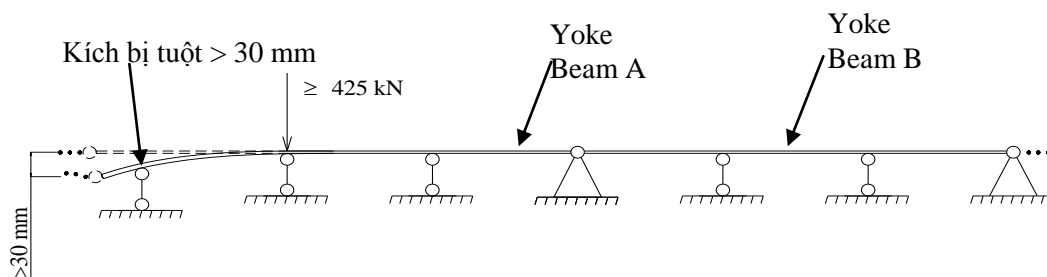
(2) Khi cụm kích lân cận này trượt dần xuống một khoảng lớn hơn 30 mm thì lực nén tác dụng lên cụm kích lân cận tiếp theo tăng dần, có khả năng vượt quá 425 kN là giới hạn cho phép của cụm kích đó. Hệ quả là cụm kích tiếp theo có thể bị tuột, ngay sau đó

KẾT CẤU - CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

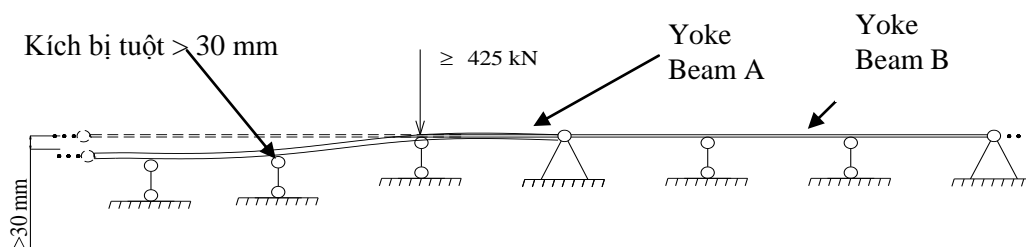
thanh cột ray gắn xích này bắt đầu bị mất ổn định và hệ dàn giáo bị rung lắc mạnh hơn, có thể xuất hiện

lực ngang tác dụng lên hệ dàn giáo do hiệu ứng uốn dọc bậc hai P-Delta.

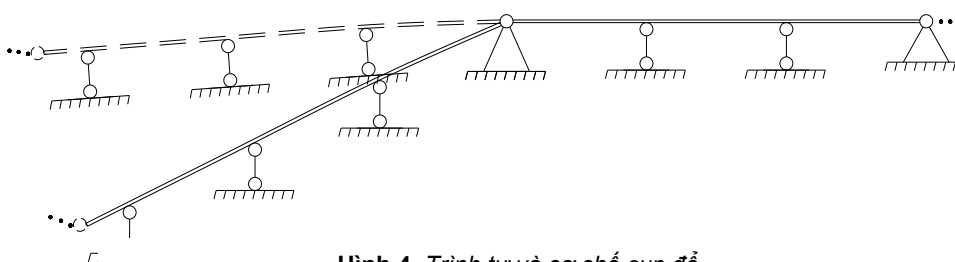
(1) Một xích bị tuột



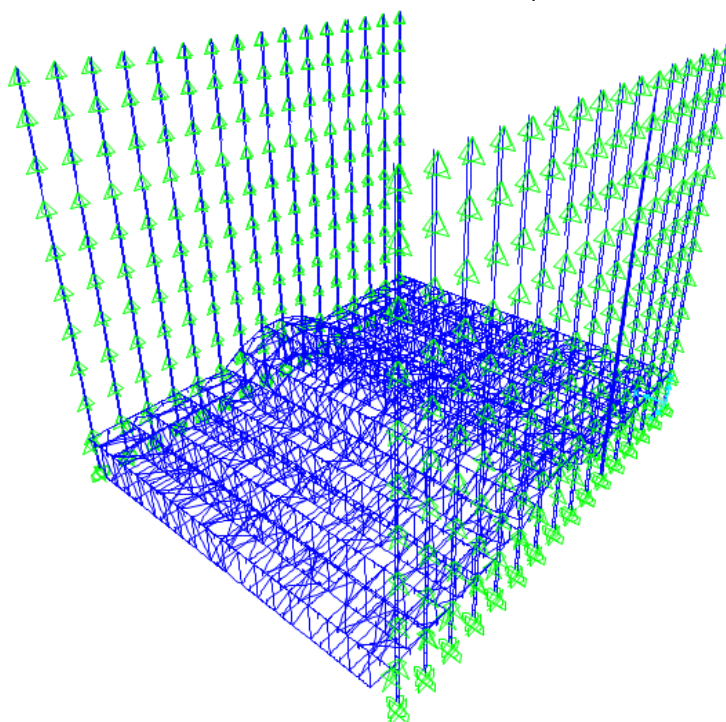
(2) Xích tiếp theo bị tuột do lực $> 425 \text{ kN}$, dẫn đến thanh cột ray lân cận có $P > 425 \text{ kN}$



(3) Hệ dàn giáo ở khu vực này bị sập trước



Hình 4. Trình tự và cơ chế sụp đổ



Hình 5. Hệ bị sụp đổ hoàn toàn theo hình yên ngựa mô phỏng bằng phương pháp phần tử hữu hạn

(3) Hệ dàn giáo tại khu vực này (gồm các thanh cột ray, dầm gác và dàn đỡ ván khuôn trượt,...) bị sụp trước tiên do dầm gác gồm nhiều đoạn được nối với nhau bằng liên kết khớp (hình 4). Kéo theo, toàn bộ hệ bị sụp. Hệ bị phá hoại theo hình yên ngựa (hình 5).

Mặc dù nhà thầu tự đánh giá là kết cấu hoàn toàn đảm bảo khả năng chịu lực, không bị tuột phanh nhưng thực tế kết cấu đã bị sụp đổ. Việc này có thể được lý giải như sau:

- Điều kiện tải trọng thiết kế: Theo tính toán của nhà thầu thì phản ứng lớn nhất trên kích hay lực tác dụng lên cột ray là 387 kN lớn hơn khả năng chịu lực cho phép của thanh cột ray ngoài mặt phẳng là 178 kN (xem trường hợp (c) của mục 2). Kết cấu dàn giáo không đảm bảo khả năng chịu lực do mất ổn định ngoài mặt phẳng của thanh cột ray nâng hạ kích;

- Điều kiện chất tải do điều hành tại công trường: Theo tính toán của nhà thầu thì phản ứng lớn nhất trên kích là 213 kN cũng lớn hơn khả năng chịu lực cho phép của thanh cột ray là 178 kN. Kết cấu dàn giáo cũng không đảm bảo khả năng chịu lực;

- Điều kiện chất tải lúc xảy ra tai nạn: Theo tính toán của nhà thầu thì phản ứng lớn nhất trên kích là 166 kN nhỏ hơn khả năng chịu lực cho phép của thanh cột ray là 178 kN (bằng khoảng 93 % khả năng chịu lực cho phép của thanh cột ray). Tuy nhiên, do tác động của môi trường khí hậu vùng biển sau một thời gian sử dụng tương đối dài nên một số liên kết và cấu kiện đã bị ăn mòn, do thi công lắp dựng hệ dàn giáo (ví dụ: liên kết giữa dầm gác và hệ đỡ khung thép bị khoét lỗ, giảm yếu, liên kết giữa thanh cột ray và bản đế không phải là liên kết khớp cố định như giả thiết trong tính toán,...) nên khả năng chịu lực cho phép của thanh cột ray có thể nhỏ hơn 166 kN. Vì vậy, kết cấu dàn giáo hoàn toàn có thể không đảm bảo khả năng chịu lực.

5. Kết luận

Kết cấu dàn giáo – ván khuôn được thiết kế với độ an toàn cao (trong mặt phẳng của thanh cột ray) nhưng với độ an toàn thấp (ngoài mặt phẳng của thanh cột ray), đòi hỏi phải vận hành chính xác nếu không nguy cơ mất ổn định thanh cột ray rất cao.

Căn cứ tài liệu tính toán, thiết kế được cung cấp thì trong tính toán, thiết kế chưa xét đến sự mất ổn định ngoài mặt phẳng khung của hệ thanh cột ray

nâng hạ kích. Vì vậy, mặc dù hệ cột ray hoàn toàn đảm bảo khả năng chịu lực trong mặt phẳng khung nhưng lại mất an toàn ngoài mặt phẳng khung cột. Độ an toàn này thực tế còn thấp hơn nữa do sự ăn mòn kết cấu thép gây ra bởi tác động của khí hậu và môi trường khắc nghiệt vùng ven biển. Hậu quả là khi gặp trục trặc hay các vấn đề vận hành vượt quá giới hạn cho phép thì hệ giàn giáo bị sụp đổ.

Sai sót này có thể do tính toán, cấu tạo: trong mặt phẳng khung của thanh cột ray đã được thực hiện đúng (đã bố trí các liên kết chặn chuyển vị tại các khoảng cách 967 mm dọc theo chiều cao liên kết chặt với hệ khung đỡ ngoài), theo phương ngoài mặt phẳng cũng bố trí các thanh giằng vuông góc theo đúng cao trình nhưng có lệch tâm lớn so với trục thanh cột ray. Vì vậy, thiết kế tưởng rằng chiều dài mất ổn định ở trong và ngoài mặt phẳng của thanh cột ray là như nhau nên chưa xét đến độ lệch tâm lớn của các thanh giằng này ngoài mặt phẳng khung. Nếu hệ thanh cột ray được tính toán, thiết kế chắc chắn đảm bảo độ bền và ổn định theo cả 2 phương (trong và ngoài mặt phẳng khung) thì sự cố do tuột kích chỉ xảy ra với hệ dàn giáo nâng hạ, không xảy ra sự cố mất ổn định đối với thanh cột ray và toàn hệ. Như vậy, không xảy ra thiệt hại về con người và sự cố dàn giáo rất dễ dàng khắc phục và ngăn chặn.

Sau khi xác định đúng nguyên nhân, hệ dàn giáo đã được gia cường, vận hành trở lại an toàn và hoàn thành nhiệm vụ.

Kết cấu thép nói chung và kết cấu thép tạm nói riêng thì vấn đề ổn định tổng thể và cục bộ phải được quan tâm cả ở trong và ngoài mặt phẳng của kết cấu để đảm bảo an toàn cho con người và công trình. Ngoài ra, cần chú ý các liên kết, mối nối cũng như công tác bảo trì, vận hành công trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. AISC (1989), Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design, 9th Edition, American Institute of Steel Construction, *Chicago, Ill., USA (AISC ASD 2001 supplement to AISC 1989 Edition)*.
2. Các tài liệu kỹ thuật liên quan.

Ngày nhận bài: 15/8/2019.

Ngày nhận bài sửa lần cuối: 25/11/2019.