



## LOCAL INVESTIGATION AND ANALYSES ON CONCRETE BRIDGE DECK'S SUSPENSION CABLE ANCHORAGE AREA OF PHAT TICH – DAI DONG THANH WITH APPLICATION OF NONLINEAR FE MODEL

Dang Viet Duc

University of THUYLOI, No 175 Tay Son Street, Dong Da, Hanoi, Vietnam

### ARTICLE INFO

TYPE: Research Article

Received: 28/12/2022

Revised: 29/01/2023

Accepted: 04/02/2023

Published online: 15/02/2023

<https://doi.org/10.47869/tcsj.74.2.6>

\* *Corresponding author*

Email: dangvietduc@gmail.com; Tel: +84936020377

**Abstract.** Phat Tich – Dai Dong Thanh Bridge in Vietnam locates at the interfering area with number of spiritual and cultural places; therefore, the its structure was specially designed with concentration of aesthetic appearances. Because of the geometrical specialties with great width dimension and only one surface of suspension cables, the suspension anchorages which located in transverse middle of the girder section, the distribution of transverse flexural moment is significant, especially around the suspension anchorage location and inducing the complicated local stress-strain distribution. In this paper, with application of Non-linear FEM model, author investigates the local structural behaviour of the concrete box girder. A computing model for burning beams based on the theory of finite element method and Concrete Damaged Plasticity was developed. In addition to that, a detailed analysis based on simulation results and practical factors were performed. The findings are able to contribute into ensure the structural safety in stages of construction and service.

**Keywords:** Non-linear FE model, concrete box girder, transverse pre-stressed tendon, CDP model, displacement control, crack control.

© 2023 University of Transport and Communications



# KHẢO SÁT PHÂN TÍCH CỤC BỘ KHU VỰC NEO DÀM CẦU PHẬT TÍCH – ĐẠI ĐỒNG THÀNH VỚI MÔ HÌNH PHI TUYẾN PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN

**Đặng Việt Đức**

Trường Đại học Thủy Lợi, Số 175 Tây Sơn, Đống Đa, Hà Nội, Việt Nam

## THÔNG TIN BÀI BÁO

CHUYÊN MỤC: Công trình khoa học

Ngày nhận bài: 28/12/2022

Ngày nhận bài sửa: 29/01/2023

Ngày chấp nhận đăng: 04/02/2023

Ngày xuất bản Online: 15/02/2023

<https://doi.org/10.47869/tcsj.74.2.6>

\* Tác giả liên hệ

Email: dangviet.duc@gmail.com; Tel: +84936020377

**Tóm tắt.** Cầu Phật Tích – Đại Đồng Thành nằm ở vị trí giao thoa của các địa điểm văn hóa tâm linh nên dự án được chủ ý thiết kế với hình dáng đặc biệt để tạo điểm nhấn về mặt kiến trúc. Do có hình dáng đặc biệt với chiều rộng cầu lớn, chỉ áp dụng một mặt phẳng dầm, vị trí neo dầm đặt chính giữa và gần phía trên bản mặt cầu, phân bố uốn ngang của dầm cầu sẽ rất lớn đặc biệt là xung quanh vị trí bố trí neo. Với sự kết hợp của phân bố uốn ngang lớn do tĩnh tải dầm, hệ thống DUL ngang và lực tập trung lớn theo phương đứng xiên của hệ thống dây cáp treo, khu vực neo của cáp treo sẽ có phân bố cục bộ rất phức tạp. Trong bài báo này, áp dụng mô hình phi tuyến phương pháp Phần tử hữu hạn, tác giả khảo sát sự làm việc cục bộ của dầm cầu khu vực thiết kế neo cáp treo. Kết quả nghiên cứu góp phần đảm bảo sự an toàn trong quá trình thi công và khai thác của kết cấu công trình.

**Từ khóa:** dầm hộp bê tông, Phương pháp Phần tử hữu hạn, Dự ứng lực ngang, “Concrete damaged plasticity” (CDP), kiểm soát chuyển vị, khống chế nứt.

© 2023 Trường Đại học Giao thông vận tải

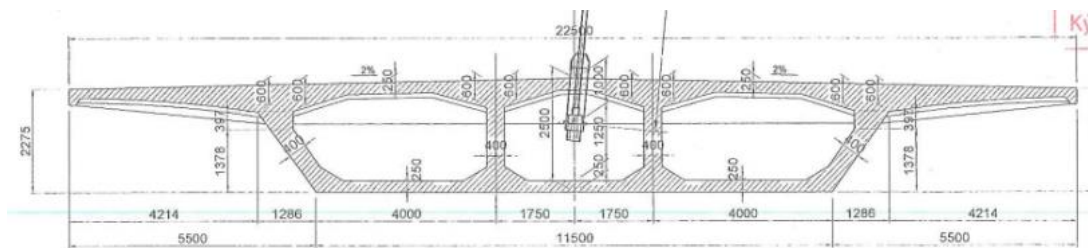
## 1. GIỚI THIỆU

Cầu Phật Tích thuộc dự án xây dựng cầu Phật Tích - Đại Đồng Thành (cầu vượt sông Đuống kết nối hai huyện Tiên Du - Thuận Thành, tỉnh Bắc Ninh). Dự án công trình nằm trong khu vực có các khu di tích lịch sử như Lăng và Đền thờ Thủy tổ Kinh Dương Vương, chùa Bút Tháp và chùa Phật Tích, Đền Đô... và nhiều di tích khác đã được nhà nước xếp hạng, tạo điều kiện cho tỉnh Bắc Ninh phát triển du lịch và dịch vụ. Do nằm ở vị trí giao thoa của các

địa điểm văn hóa tâm linh nên dự án được chú ý thiết kế với hình dáng đặc biệt (Hình 1) để tạo điểm nhấn về mặt kiến trúc. Hệ thống vòm thép nhồi bê tông kết hợp làm việc với kết cấu nhịp dầm hộp bê tông cốt thép (BTCT) thông qua hệ dây cáp treo vào vị trí chính giữa dầm cầu. Dầm bê tông dạng hộp cầu tạo 2 vách đứng chia mặt cắt dầm thành 3 khoang. Mặt cắt dầm hộp có chiều rộng mặt cầu 22,5 m, cao 2,5 m [1].



Hình 1. Phối cảnh cầu Phật Tích.



Hình 2. Thiết kế bố trí DUL ngang.

Thiết kế phần dầm chủ có một số đặc điểm đặc biệt cần phải phân tích và khảo sát kỹ lưỡng. Như đã trình bày, dầm hộp BTCT có chiều rộng lớn, sự làm việc kết hợp với vòm chủ chỉ thông qua 1 mặt phẳng dây treo, vị trí neo của cáp treo vào dầm được bố trí ở khu vực chính giữa mặt cắt. Đồng thời do hạn chế của chiều cao dầm và yếu tố thẩm mỹ của kết cấu công trình vị trí đặt đầu neo được thiết kế ở chính giữa chiều cao dầm, giấu trong lòng của khoang giữa dầm hộp, như thể hiện như ở hình 2. Với các đặc điểm cấu tạo như vậy, phân bố uốn ngang của dầm cầu sẽ rất lớn, đặc biệt là xung quanh vị trí bố trí neo. Bên cạnh đó việc bố trí vị trí neo của cáp treo tương đối gần mặt cầu sẽ tạo nên hiệu ứng cục bộ lớn từ phản lực đầu neo do sự hạn chế về chiều dài mở rộng vùng truyền lực từ đầu neo. Để tạo nên sức kháng uốn ngang cho dầm cầu và tăng cường khả năng làm việc chống lại hiệu ứng cục bộ ở xung quanh vùng bố trí đầu neo cáp treo, tư vấn thiết kế đã cấu tạo hệ dự ứng lực (DUL) ngang, như thể hiện trên (Hình 2). Với sự kết hợp của phân bố ngang lớn do tĩnh tải dầm, hệ thống DUL ngang và lực tập trung lớn theo phương đứng xiên của hệ thống dây cáp treo, khu vực neo của cáp treo sẽ có phân bố cục bộ rất phức tạp. Trong công tác tư vấn thiết kế các công trình cầu dầm BTCT DUL, sơ đồ tính toán của kết cấu công trình được xem như hệ thanh dầm liên tục hoặc hệ thanh dầm trực giao. Từ kết quả phân bố nội lực trong hệ sẽ tìm ra được các vị trí phân bố nội lực bất lợi, các vị trí làm việc nhạy cảm, ở các vị trí nhạy cảm này sẽ tiến hành các nội dung kiểm toán nút theo quy định của quy trình hiện hành với các giả thiết liên tục về mặt cắt, vật liệu nằm trong giới hạn đàn hồi và biến dạng tuyến tính trên toàn bộ mặt cắt. Sơ đồ, giả thuyết tính toán và trình tự kiểm toán như trình bày là không đủ tin cậy

để áp dụng với trường hợp có ứng xử cục bộ phức tạp ở trường hợp dầm cầu Phạt Tích - Đại Đồng Thành. Để khảo sát đầy đủ và chính xác các ứng xử cơ học trong phân đốt dầm, từ đó tìm ra các vị trí nhạy cảm nứt ảnh hưởng đến độ an toàn của kết cấu trong giai đoạn khai thác, cần thiết phải xây dựng và áp dụng một mô hình phân tích kết cấu phản ánh chính xác và trực tiếp hơn sự làm việc của kết cấu thực, đặc biệt là các phân bố ứng biến của vật liệu bê tông dầm và cốt thép khi dây cáp treo dầm đạt đến ngưỡng làm việc thiết kế.

Bài viết này sẽ trình bày cơ sở và quá trình xây dựng mô hình tính toán cho đốt dầm khảo sát dựa trên cơ sở lý thuyết Phương pháp Phần tử hữu hạn (PP PTHH) [2] với mô hình vật liệu “Concrete damaged plasticity” (CDP), điều kiện biên mô phỏng lực căng cáp tác dụng lên dầm thông qua hình thức kiểm soát chuyên vị; và sử dụng kết quả phân tích trực tiếp về trạng thái xuất hiện vết nứt của vật liệu bê tông và ứng suất cốt thép trong vùng giới hạn nứt để khảo sát sự làm việc cục bộ của dầm cầu khu vực thiết kế neo cáp treo, đảm bảo sự an toàn trong quá trình thi công và khai thác của kết cấu công trình.

## 2. PHÂN TÍCH CỤC BỘ VẬT LIỆU BÊ TÔNG CỐT THÉP

### 2.1 Mô hình vật liệu bê tông

Mô hình vật liệu bê tông “Concrete damaged plasticity” (CDP) được xem như là mô hình toàn diện để có thể biểu diễn ứng xử đàn dẻo của vật liệu bê tông ở cả trạng thái nén và kéo bao gồm các đặc tính về phá hoại [3]. Quan hệ ứng biến nén một trục của vật liệu bê tông có thể được xác định theo đề xuất của Kent và Park [4] như sau:

$$\sigma_c = \sigma_{cu} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (1)$$

Trong đó

$\sigma_c$  và  $\varepsilon_c$  lần lượt là ứng suất và biến dạng danh định

$\sigma_{cu}$  và  $\varepsilon'_c$  lần lượt là ứng suất nén vỡ của mẫu trụ nở hông tự do và biến dạng tương ứng

Trong nghiên cứu của mình Park đề xuất  $\varepsilon'_c = 0,002$

Tham số phá hoại nén được biểu diễn theo công thức (2)

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}} \quad (2)$$

Giá trị tham số phá hoại sẽ chỉ được tính đến khi bê tông đạt khả năng chịu nén lớn nhất

Biến dạng dẻo tái bền hoặc giảm mềm nén được xác định theo công thức (3)

$$\varepsilon_c^{in,h} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (3)$$

Tương tự tham số phá hoại kéo được biểu diễn theo công thức (4)

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}} \quad (4)$$

Biến dạng dẻo tái bền hoặc giảm mềm kéo được xác định theo công thức (5)

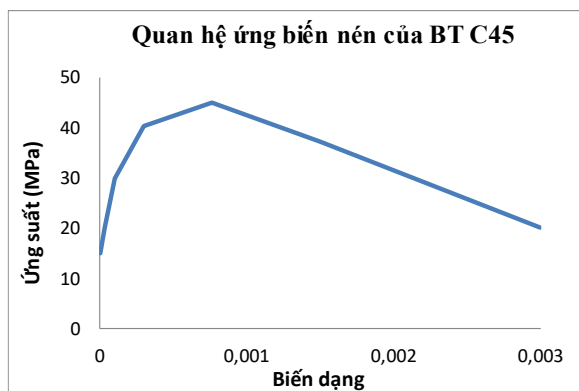
$$\varepsilon_t^{ck,h} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (5)$$

Theo thiết kế của dự án [1] vật liệu bê tông có các thông số chính như sau:

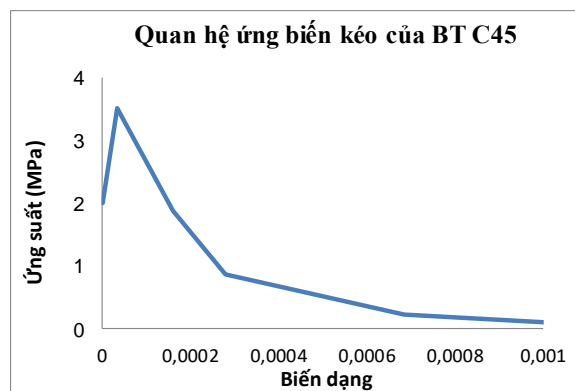
Cấp chịu nén thiết kế C45 ( $f^c = 45$  MPa)

Mô đun đàn hồi tương đương  $E_c = 34000$  (MPa)

Hệ số nở hông:  $\nu = 0,2$



Hình 3. Quan hệ ứng biến chịu nén áp dụng trong mô hình vật liệu BT C45.



Hình 4. Quan hệ ứng biến chịu kéo áp dụng trong mô hình vật liệu BT C45.

Dựa vào các thông số thiết kế vật liệu bê tông như đã trình bày ở trên, quan hệ ứng biến về kéo và nén của mô hình vật liệu bê tông được thành lập và thể hiện trong Hình 3 và 4. Tham số phá hoại được thể hiện ở Bảng 1 và 2.

Bảng 1. Các thông số mô hình vật liệu CDP chịu nén.

$\sigma_c$	$\epsilon^{in,h}_c$	$d_c$	$\epsilon^{in,h}_c$
15	0	0	0
20,2	3,47E-05	0	3,47E-05
30,0006	9,89E-05	0	9,89E-05
40,304	0,0003	0	0,0003
45	0,000762	0	0,000762
37,23	0,0015	0,1954	0,0015
20,23	0,003	0,5954	0,003

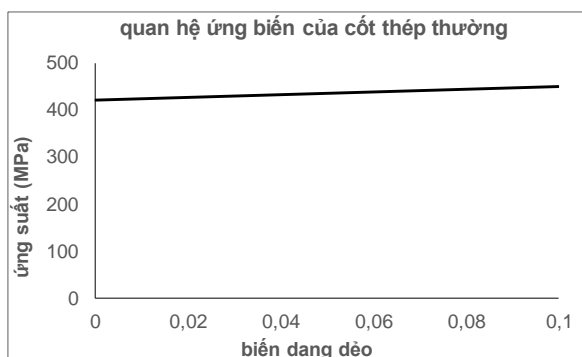
Bảng 2. Các thông số mô hình vật liệu CDP chịu kéo.

$\sigma_t$	$\epsilon^{in,h}_c$	$d_t$	$\epsilon^{in,h}_c$
2	0	0	0
3,5	3,33E-05	0	3,33E-05
1,87	0,00016	0,465714	0,00016
0,863	0,00028	0,753429	0,00028
0,226	0,000685	0,935429	0,000685
0,05658	0,0011	0,983834	0,0011

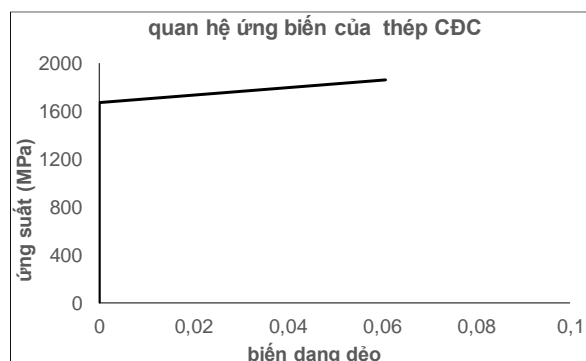
## 2.2. Mô hình cốt thép

Cốt thép thường được cấu tạo trong vật liệu bê tông với mục đích chính là tạo khả năng chịu kéo, chống nứt cho bộ phận kết cấu. Đặc điểm chính của cốt thép trong kết cấu bê tông là ứng xử kéo nén dọc trục, trong đó chủ yếu là làm việc chịu kéo. Do vậy trong mô hình phân tích, cốt thép được mô tả bằng phần tử dạng dàn không gian 3D, 2 nút tuyến tính [5]. Vật liệu cốt thép được mô tả theo mô hình đàn dẻo, đồng thời áp dụng giả thiết mặt chảy dẻo Von

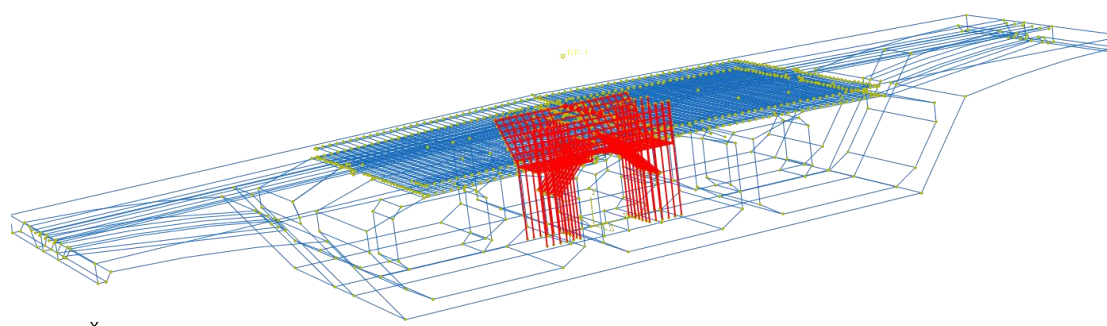
Mises (Von Mises yield surface) [6] và giả thuyết tái bền biến dạng. Các phần tử dàn mô tả cốt thép sẽ được “nhúng” vào các phần tử khối mô tả phần vật liệu bê tông mà có cốt thép đi qua. Bản chất mô hình nhúng thép vào phần tử “chủ” bê tông (host elements) là sự cộng thêm độ cứng vào các nút phần tử “chủ” theo hướng làm việc của các phần tử nhúng [7]. Dựa vào chỉ tiêu về đặc tính vật liệu và đối chiếu với tiêu chuẩn về vật liệu thép xây dựng hiện hành [8], quan hệ ứng suất biến dạng dọc trục được sử dụng theo dạng đường gãy khúc với giá trị chảy dẻo  $f_y = 420$  MPa và giá trị kéo đứt  $f_u = 570$  MPa (Hình 5). Các phần tử cốt thép mô tả trong tổng thể mô hình được thể hiện ở Hình 7.



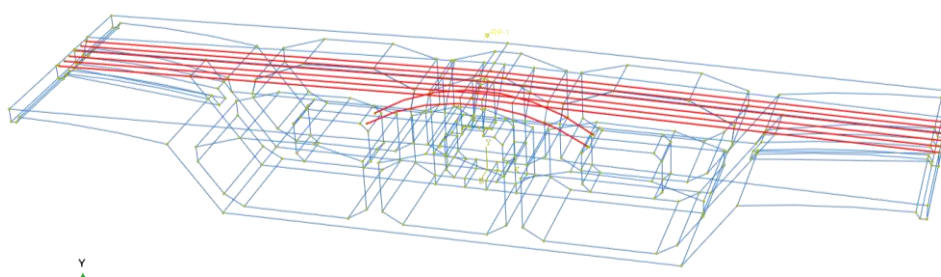
Hình 5. Quan hệ ứng biến của mô hình đàn dẻo mô tả vật liệu cốt thép thường.



Hình 6. Quan hệ ứng biến của mô hình đàn dẻo mô tả vật liệu cốt thép CDC.



Hình 7. Cốt thép thường bố trí trong phần đoạn dầm khảo sát phân tích cục bộ.

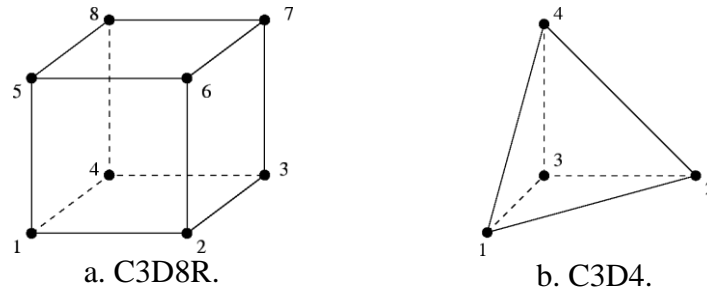


Hình 8. Bố trí cốt thép cường độ cao trong phần đoạn dầm khảo sát cục bộ.

Cốt thép cường độ cao (CDC) cũng được mô tả như cốt thép thường, tuy nhiên đặc tính vật liệu có sự khác biệt thể hiện quan hệ ứng biến đàn dẻo (Hình 6). Dựa vào thiết kế, các phần tử “thép CDC” được thiết lập trong mô hình, có vị trí như ở Hình 8. Cốt thép cường độ cao cũng được nhúng vào phần tử “chủ” bê tông và sau đó được tạo ứng suất kéo trước (DUL) với các thông số như thiết kế [9]. Lực căng trước được mô tả trong mô hình kết cấu ở

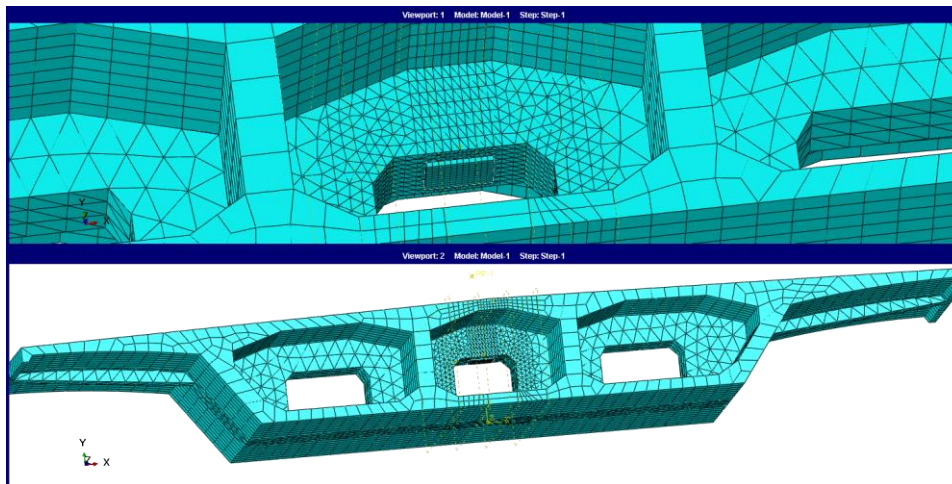
giai đoạn thứ nhất của quá trình phân tích. Giai đoạn thứ 2 là phân tích kết cấu dưới tải trọng gây tác động cục bộ.

### 2.3. Rời rạc khu vực phân tích bằng phần tử khối



Hình 9. 2 loại phần tử khối được áp dụng để rời rạc phần kết cấu bê tông.

Phần tử được áp dụng để mô tả phần vật liệu bê tông là loại C3D8R và C3D4 [5]. C3D8R: An 8-node linear brick, reduced integration (Hình 9a.) - phần tử khối tuyến tính 8 nút tích phân rút gọn. Loại phần tử này được áp dụng để rời rạc các khu vực có hình khối chuẩn tắc như thành hộp, vách không nằm trong vùng có cấu tạo vút, có chiều dày không đổi. C3D4 (Hình 9b.): phần tử khối tuyến tính 4 nút tuyến tính áp dụng ở vùng có hình dáng bộ phận không tuân theo dạng hình khối chuẩn như vút của vách, đồng thời là khu vực nhạy cảm có khả năng xuất hiện vết nứt đầu tiên trong quá trình gia lực khi phân tích.



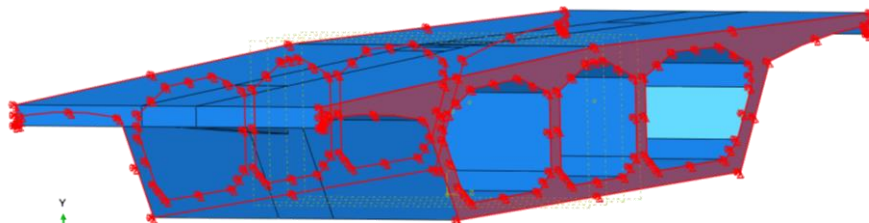
Hình 10. Bố trí kích cỡ phần tử trong mô hình.

Kích cỡ của phần tử khối là một yếu tố quan trọng để đảm bảo độ tin cậy của kết quả phân tích, kích cỡ phần tử càng nhỏ, số lượng phần tử để rời rạc kết cấu càng lớn thì kết quả càng chính xác tuy nhiên điều này sẽ dẫn đến số lượng tính toán sẽ càng lớn và có thể vượt quá năng lực vận hành của máy tính cá nhân thông thường. Để hợp lý hóa vấn đề này việc phân chia phần tử trong mô hình với mục đích phản ánh chính xác nhất ứng xử nứt tại các khu vực nhạy cảm nứt được thực hiện như sau: Khu vực xung quanh đệm neo và khu vực xuất hiện vết nứt sẽ được rời rạc bởi các phần tử khối C3D4 có kích cỡ nhỏ, vì đây sẽ là khu vực nhạy cảm với nứt với trạng thái ứng biến phức tạp. Kích cỡ 10 mm mỗi cạnh cho phần tử là thông số mục tiêu để phần mềm phân chia phần tử cho khu vực này. Với khu vực còn lại trong mô hình có vai trò truyền tải trọng và biến dạng về khu vực nhạy cảm, không ảnh hưởng lớn đến kết quả phân tích, có thể áp dụng các phần tử có kích cỡ lớn hơn, số lượng phần tử rời

rạc giảm đi tiết kiệm bộ nhớ và tài nguyên khi tính toán. Nghiên cứu trong bài báo sử dụng kích thước 50 mm cho mỗi cạnh làm mục tiêu cho phần mềm rời rạc các khu vực còn lại này. Sự phân chia phần tử trong mô hình được thể hiện trong Hình 10.

## 2.4. Điều kiện biên tổng thể của mô hình kết cấu

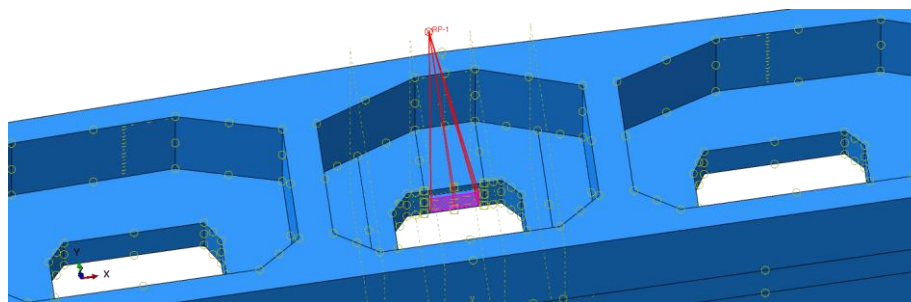
Do mục đích phân tích sự làm việc cục bộ nên chỉ một đoạn dầm được khảo sát. Đoạn dầm khảo sát sẽ được giới hạn bởi 2 vách kế tiếp nhau, loại vách không bố trí đầu neo cáp treo ở giữa. Bề mặt 2 đầu của đoạn được mô hình chính là bề mặt tiếp giáp với vách giới hạn. Tại 2 mặt giới hạn này điều kiện biên sẽ được thiết lập với sự hạn chế chuyển vị theo 3 phương tọa độ chính của mô hình được thể hiện như trong Hình 11.



Hình 11. Bố trí điều kiện biên tổng thể của mô hình kết cấu.

Trong mô hình phân tích, tác dụng của dây treo được mô tả bởi một điểm không chế định nghĩa điều kiện biên theo 3 phương của hệ trục tọa độ. Điểm không chế sẽ được ràng buộc chuyển vị với mặt dưới của tấm neo. Để tạo ra tải trọng tương đương với lực kéo hướng lên của dây cáp treo tác động vào khu vực đầu neo, điểm kiểm soát tải trọng sẽ được gán một chuyển vị cưỡng bức đi lên theo phương của đường trục cáp. Quan hệ giữa phản lực tại vị trí điểm kiểm soát tải trọng và chuyển vị cưỡng bức sẽ là kết quả quan trọng để đánh giá kết cấu. Tải trọng áp dụng theo dạng kiểm soát chuyển vị sẽ được trình bày kỹ hơn ở mục sau.

## 2.5. Tải trọng theo dạng kiểm soát chuyển vị



Hình 12. Mô tả tạo lực căng cáp treo bằng chuyển vị kiểm soát.

Các nghiên cứu về kết cấu xây dựng hiện nay thường khuyến cáo áp dụng tải trọng theo hình thức kiểm soát chuyển vị (chuyển vị cưỡng bức) [10]. Hình thức tạo tải trọng này cho phép khảo sát ứng xử của kết cấu sau khi đã đạt được trạng thái làm việc tới hạn. Trong khi đó với hình thức áp dụng tải trọng bằng tác dụng lực trực tiếp, kết cấu sẽ chỉ được phân tích cho tới khi mô hình đạt tới mức chịu lực giới hạn và sẽ dừng phân tích sau đó hoặc giảm mức tải trọng tác dụng để đạt được trạng thái cân bằng mới.

Trong mô hình, trên đường trục của dây cáp treo sẽ bố trí một điểm tham chiếu và được định nghĩa là một vị trí điều kiện biên. Điểm tham chiếu - điều kiện biên này sẽ được ràng buộc chuyển vị với vùng đệm neo của dây treo, tức là các chuyển vị theo hướng 3 hướng của



hệ trục tọa độ kết cấu của tấm đế nào và điểm tham chiếu sẽ được ràng buộc là như nhau. Để tạo tác động như cáp treo lên dầm, điểm ràng buộc sẽ có một chuyển vị cưỡng bức theo hướng trục cáp treo. Tương ứng với mỗi mức chuyển vị sẽ có một giá trị phản lực ở vị trí điều kiện biên tham chiếu. Giá trị phản lực này sẽ phản ánh lực căng trong dây cáp treo (Hình 12).

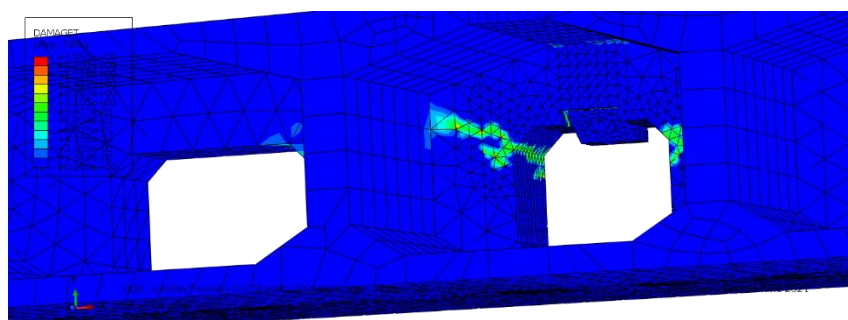
### 3. PHÂN TÍCH MÔ HÌNH & ĐÁNH GIÁ KẾT QUẢ

#### 3.1. Giới thiệu cơ sở đánh giá kết quả

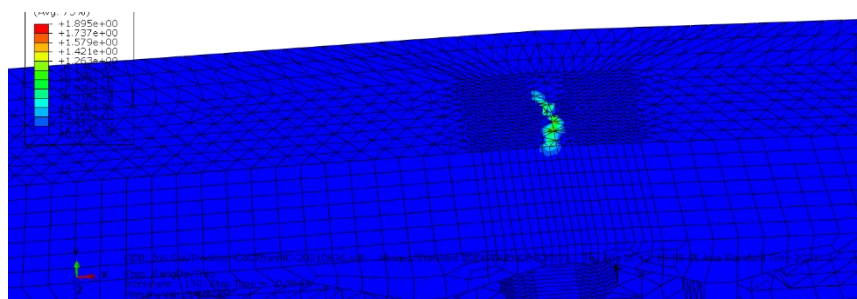
Để phục vụ mục đích thiết kế nên kết quả của mô hình phân tích sẽ được sử dụng để đánh giá 2 nội dung chủ yếu là giá trị lực căng dây tại thời điểm trạng thái ứng biến trong vật liệu bê tông khu vực nhạy cảm đạt giới hạn nứt do kéo và trạng thái làm việc của vùng nhạy cảm nứt khi lực căng dây đạt giới hạn thiết kế.

Giới hạn chịu kéo tối đa của vật liệu bê tông, thời điểm xuất hiện vết nứt, sẽ được đánh giá thông qua giá trị  $d_t$ , tham số phá hoại do kéo, khi  $d_t$  có giá trị  $> 0$ , vật liệu bê tông sẽ đạt ngưỡng chịu kéo giới hạn. Sau khi đã xuất hiện vết nứt, trạng thái làm việc của khu vực nhạy cảm nứt sẽ được kiểm soát thông qua ứng suất của thanh cốt thép nằm trong vùng nứt. Ứng suất của thanh cốt thép được theo dõi sẽ phản ánh độ mở rộng của vết nứt. Giới hạn về độ mở rộng vết nứt sẽ được quy định thông qua giá trị  $f_{sa}$ , ứng suất cốt thép ứng với trạng thái vết nứt có độ mở rộng tới hạn, được quy định theo quy trình hiện hành [11].

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0,6 f_y \quad (6)$$



Hình 13. Khu vực nhạy cảm làm việc cục bộ khu vực nách vách khoang giữa.



Hình 14 Khu vực nhạy cảm làm việc cục bộ khu vực lỗ neo mặt cầu.

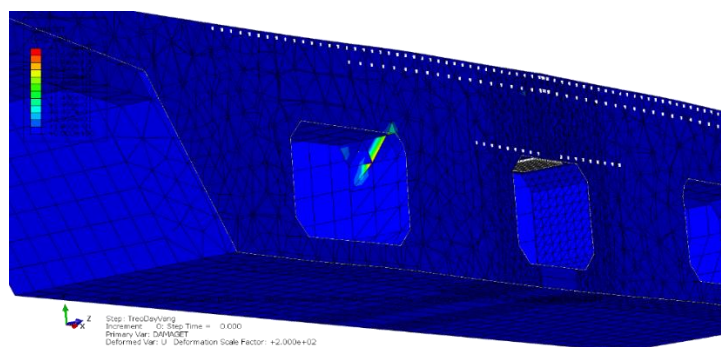
Dựa vào các kết quả phân tích thu được, từ thời điểm bắt đầu tác dụng tải trọng cho tới giới hạn của khảo sát, nhận thấy trong mô hình phân tích cục bộ có 2 vùng nhạy cảm nứt là vùng nách vách khoang giữa (Hình 13) và khu vực lỗ neo dây treo mặt dầm (Hình 14). Cốt

thép đi qua 2 khu vực nhạy cảm vừa đề cập có giá trị đường kính D16, khoảng cách giữa các thanh cốt thép, khoảng cách giữa thanh tới bề mặt bê tông được lấy như hồ sơ thiết kế [1] sẽ đều cho giá trị  $f_{sa} = 221$  MPa.

Mô hình có 2 giai đoạn tính toán: Giai đoạn 1- Hệ DUL ngang tác động lên mô hình; Giai đoạn 2: Chuyển vị cưỡng bức được áp dụng để mô tả lực căng trong dây cáp treo tác động lên mô hình kết cấu.

### 3.2. Kết quả và đánh giá phân tích đoạn dầm dây treo đứng

#### Giai đoạn 1



Hình 15. Phân bố giá trị  $d_t$  ở khu vực neo bó cong 10T15.

Các thông tin về bó cáp được liệt kê như sau:

Đường kính sợi	$D =$	7 (mm)
Số sợi trong 1 bó	$n =$	61 (sợi)
Diện tích	$A =$	2347,6 (mm <sup>2</sup> )
Ứng suất kéo thiết kế	$f_u =$	1860 (N/mm <sup>2</sup> )
Mức căng		60 (%)
Lực căng tới hạn bó cáp	$P_u =$	<b>2620 (KN)</b>

Lực căng dây treo ở mức 60%  $f_{pu}$  là 2620 (KN)

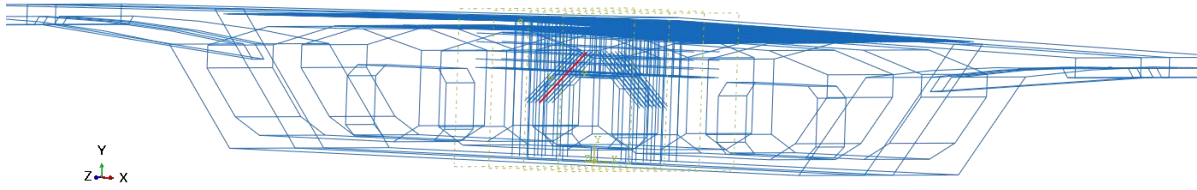
Lực căng dây treo ở mức 100%  $f_{pu}$  là 4366 (KN)

Kết quả phân bố phổ giá trị tham số phá hoại kéo  $d_t$  được thể hiện ở hình 15, phân tích kết quả cho thấy khu vực đầu neo bó cáp ngang 10T15 giai đoạn truyền lực căng kéo là khá nhạy cảm, có khả năng vật liệu bê tông khu vực này làm có trạng thái ứng biến vượt quá khả năng chịu kéo, đặc biệt ở vị trí cạnh vút, như thể hiện trong hình 15.

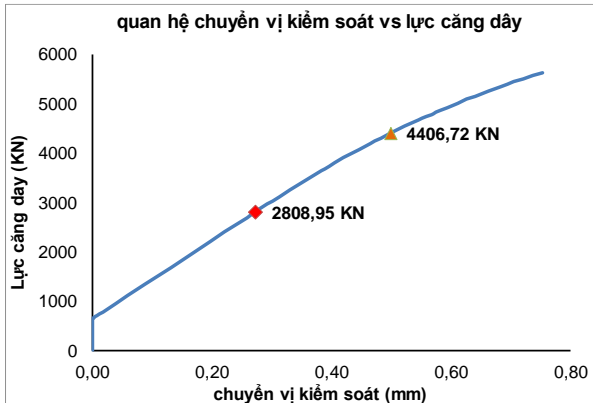
#### Giai đoạn 2

Trong phân tích kiểm soát chuyển vị khi tăng từng cấp nhỏ chuyển vị cưỡng bức tại vị trí điều kiện biên – đại diện cho dây treo, phản lực tại vị trí kiểm soát theo hướng dây và ứng suất của thanh cốt thép theo dõi trong vùng nhạy cảm nứt cũng sẽ có sự gia tăng tương ứng. Phản lực tại điểm kiểm soát chuyển vị sẽ đại diện cho lực căng dây. Quan hệ giữa mức chuyển vị kiểm soát (cưỡng bức) và lực căng dây; và quan hệ giữa chuyển vị kiểm soát và ứng suất trong thanh cốt thép theo dõi (vị trí thanh được thể hiện ở hình 16) thu được qua kết quả phân tích biểu diễn theo thứ tự ở Hình 17 và h Hình 18. Quan hệ này cho thấy khi vật liệu bê tông đạt giới hạn chịu kéo ở khu vực nhạy cảm nứt, vị trí theo dõi vút vách dầm như đã đề cập,  $d_t \approx 0$  (Hình 19);  $f_s = 8,762$  MPa, lực căng dây treo có giá trị 2809 KN ứng với mức 64%  $f_{pu}$ . Thông thường cáp treo thường được thiết kế với mức chịu kéo lớn nhất xấp xỉ 50÷60 (%)

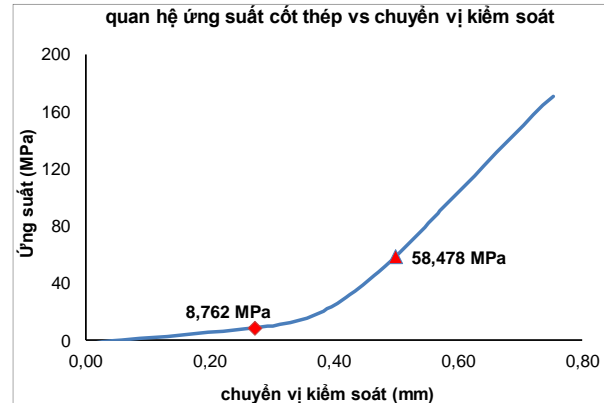
giá trị  $f_{pu}$ , như vậy ở mức làm việc chịu kéo thiết kế của cáp treo, vật liệu bê tông khu vực nhạy cảm vẫn chưa đạt đến giới hạn chịu kéo.



Hình 16. Thanh cốt thép được theo dõi ứng biến kiểm soát vùng nhạy cảm nứt.

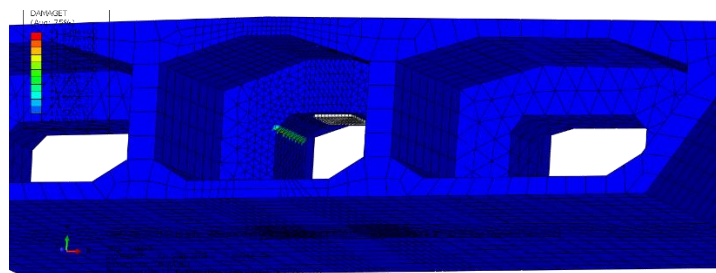


Hình 17. Quan hệ lực căng dây vs chuyển vị kiểm soát.



Hình 18. Quan hệ ứng suất thanh cốt thép theo dõi vs chuyển vị kiểm soát.

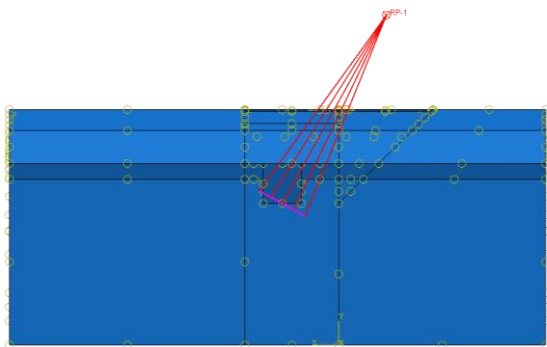
Giả thiết chuyển vị kiểm soát sẽ tạo nên lực căng dây treo đạt đến mức 100%  $f_{pu}$ , tương ứng với giá trị 4407 KN. Ở mức lực căng dây treo này, ứng suất trong cốt thép sẽ có giá trị 58,5 MPa (Hình 18), vẫn nhỏ hơn đáng kể so với giá trị  $f_{sa} = 221$  MPa. Trong trường hợp dây treo thẳng đứng, nghiên cứu khảo sát khu vực cầu xung quanh lỗ neo dây treo vì kết quả khảo sát cho thấy trường hợp này không xuất hiện trạng thái làm việc bất lợi trong phạm vi dây treo làm việc ở dưới mức chịu lực tới hạn.



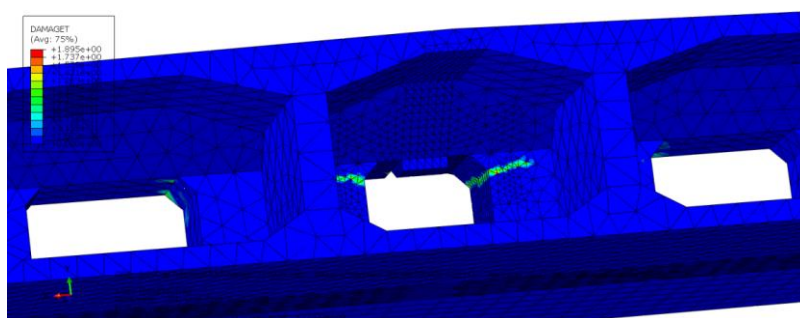
Hình 19. Vị trí kết cấu bắt đầu xuất hiện giới hạn chịu kéo của vật liệu bê tông.

### 3.3. Kết quả và đánh giá phân tích đốt dầm dây treo xiên

Trường hợp thứ 2 là nghiên cứu khảo sát là đoạn dầm với dây treo xiên có góc nghiêng giữa trục dây treo hợp với trục đứng có giá là 61 độ. Đây là đoạn dầm được treo bởi dây cáp có góc nghiêng lớn nhất. Cấu tạo cục bộ quanh khu vực neo dây cũng vì thế có sự khác biệt so với trường hợp dây treo thẳng đứng. Có thêm vút theo phương dọc cầu được cấu tạo với độ nghiêng trùng với hướng xiên của cáp được cấu tạo thêm so với đoạn dầm được treo bởi bó cáp thẳng đứng (Hình 20, 21).



Hình 20. Vị trí điều kiện biên tạo nên chuyển vị kiểm soát.



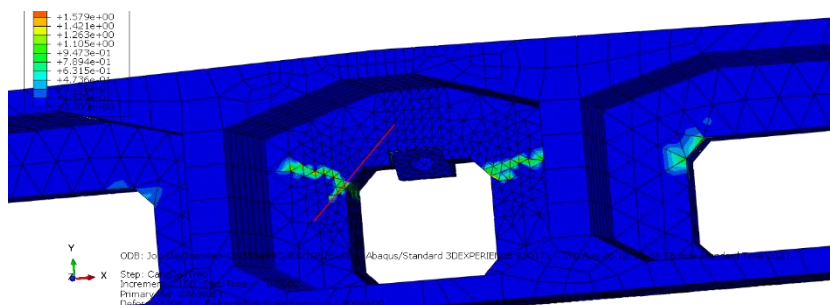
Hình 21. Mô hình rời rạc khoang cầu tạo neo đoạn dầm cáp treo xiên.

Các thông tin về bó cáp được liệt kê như sau:

Đường kính sợi	$D =$	7 (mm)
Số sợi trong 1 bó	$n =$	109 (sợi)
Diện tích	$A =$	4195 (mm <sup>2</sup> )
Ứng suất kéo thiết kế	$f_u =$	1860 (MPa)
Mức căng		60 (%)
Lực căng thiết kế bó cáp	$P_u =$	<b>4680 (KN)</b>

Lực căng dây treo ở mức 60%  $f_{pu}$  là 4680 (KN)

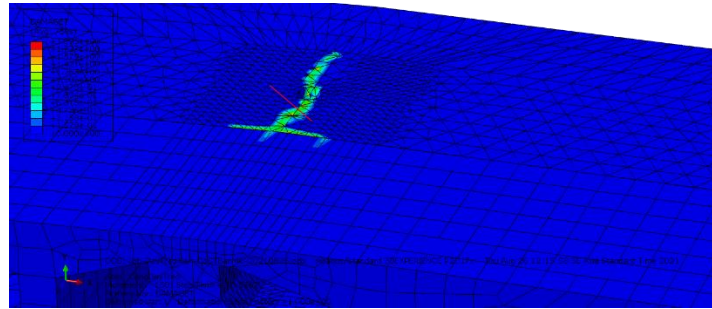
Lực căng dây treo ở mức 100%  $f_{pu}$  là 7800 (KN)



Hình 22. Cốt thép theo dõi trong khu vực nách vách.

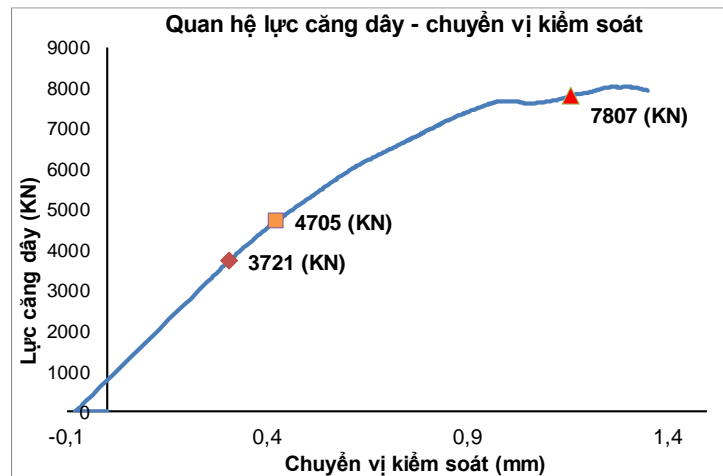
Cũng giống như mô hình dây treo thẳng đứng, với mô hình dây treo xiên kết quả chỉ ra có khả năng lực cục bộ đầu neo bó cáp ngang 10T15 làm vật liệu bê tông khu vực neo vượt quá khả năng chịu kéo, đặc biệt ở vị trí gãy khúc. Với cốt thép thường trong trong đoạn dầm bố trí như bản vẽ thiết kế, ứng suất trong thanh theo dõi khu vực nách vách khoang giữa vẫn cho

giới hạn cho phép là  $f_{sa} = 221$  MPa. Trong trường hợp khảo sát này có 2 vùng nhạy cảm nứt cần phải theo dõi: vùng nách của vách khoang trong dầm (Hình 22), tương tự như trường hợp khảo sát đốt dầm có dây treo thẳng đứng và khu vực lỗ dây treo ở vùng bản mặt cầu (Hình 23).



Hình 23. cốt thép theo dõi khu vực mặt cầu lỗ neo dây treo.

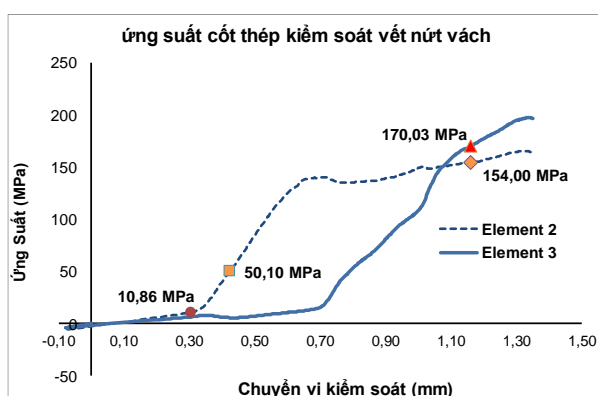
Theo thiết kế của dự án, không có các thanh cốt thép thường được đặt vuông góc với vùng nứt có thể xảy ra ở khu vực lỗ cho dây treo ở bản mặt cầu, vậy trong trường hợp này thanh cốt thép theo dõi là thanh nằm gần trong phạm vi vết nứt nhất tuy nhiên có góc 45 độ với hướng phát triển của biến dạng vật liệu bê tông sau khi đạt trạng thái giới hạn kéo. Đồng thời để đảm bảo đánh giá theo hướng thiên về an toàn, ứng suất trong thanh sẽ được nhân với giá trị  $\sqrt{2}$ . Với thiết kế cốt thép dựa theo đồ án ứng suất trong thanh cũng có giới hạn cho phép  $f_{sa} = 221$  MPa.



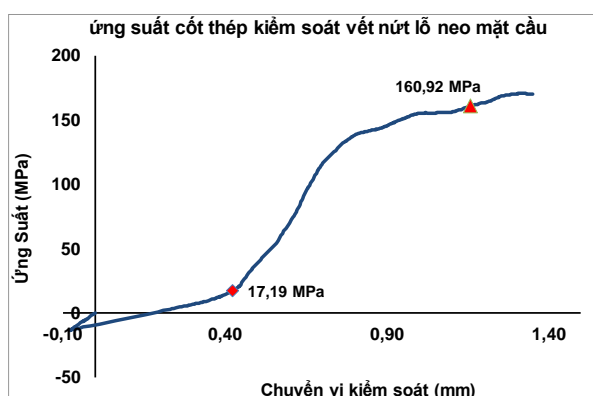
Hình 24. Quan hệ lực căng dây cáp treo vs chuyển vị kiểm soát.

Phân tích kết quả về đường quan hệ lực căng dây với chuyển vị kiểm soát, ứng suất trong thanh cốt thép theo dõi khu vực nách của vách khoang trong dầm vs chuyển vị kiểm soát và ứng suất thanh cốt thép theo dõi khu vực lỗ mặt cầu cho cáp treo xiên có thể đưa ra một số nhận xét như sau: Khi ứng suất bê tông ở vùng nhạy cảm nứt khoang trong đạt giới hạn chịu kéo vật liệu bê tông, bước vào trạng thái xuất hiện vết nứt, lực căng dây treo sẽ có giá trị 3721 KN, xấp xỉ mức 48%  $f_{pu}$  của dây treo (Hình 24). Với khu vực lỗ mặt cầu cho cáp treo xiên, khi ứng suất bê tông bắt đầu trạng thái xuất hiện vết nứt, lực căng dây treo sẽ ở mức 4705 KN (Hình 25), xấp xỉ mức 60% mức  $f_{pu}$ . Cần chú ý rằng lực căng thiết kế của dây cáp trong cầu treo thường ở mức xấp xỉ 50% khả năng làm việc tối đa tới hạn của vật liệu thép cường độ cao cầu tạo cho dây cáp treo.

Với mục đích nghiên cứu khảo, giả sử xét đến trường hợp chuyển vị kiểm soát tạo ra lực căng trong dây treo ở mức mà vật liệu thép CDC đạt ngưỡng chịu kéo thiết kế ( $100\% f_{pu}$ ), ứng với giá trị 7807 KN. Ở mức lực căng dây treo này ứng suất trong thanh cốt thép theo dõi khu vực vách vách khoang giữa là 170 MPa (Hình 25) và ứng suất của thanh cốt thép theo dõi khu vực lỗ neo mặt cầu là 161 MPa (Hình 26), đều nhỏ hơn giá trị giới hạn cho phép  $f_{sa} = 221$  MPa. Có thể diễn giải về mặt vật lý hiện tượng này rằng trong trường hợp đặc biệt với dây treo có lực căng tới hạn thì chiều rộng vết nứt trong vùng nhạy cảm nứt vẫn nhỏ hơn độ mở rộng vết nứt tối đa mà thiết kế cho phép. Các kết quả phân tích cũng cho thấy tương quan giữa lực căng dây treo, trạng thái chịu kéo của vật liệu bê tông và ứng suất trong thanh cốt thép theo dõi khu vực vách trong dầm. Khi vật liệu bê tông vùng nhạy cảm nứt ở mức giới hạn chịu kéo, ứng suất trong thanh cốt thép theo dõi đạt giá trị **10,86** MPa (Hình 25). Khi lực căng trong dây treo ở mức  $49\% f_{pu}$ , ứng suất trong thanh cốt thép theo dõi đạt giá trị **50,10** MPa (Hình 26). Và ở trường hợp giả thiết với mục đích nghiên cứu khi lực căng trong dây treo đạt mức  $100\% f_{pu}$ , ứng suất trong thanh cốt thép theo dõi đạt giá trị **170,03** MPa, mức này vẫn nhỏ hơn giá trị tối đa cho nội dung kiểm toán vết nứt  $f_{sa} = 221$  MPa.



Hình 25. quan hệ ứng suất cốt thép theo dõi khu vực vách vách vs chuyển vị kiểm soát.



Hình 26. quan hệ ứng suất cốt thép theo dõi k/vực lỗ neo vs chuyển vị kiểm soát.

Đối với khu vực lỗ mặt cầu cấu tạo phục vụ dây treo, kết quả phân tích cũng cho thấy sự phù hợp về chịu lực trong công tác thiết kế kết cấu dưới ứng xử cục bộ do tác động của đầu neo dây treo. Khi bê tông khu vực lỗ neo mặt cầu bắt đầu đạt giới hạn chịu kéo, ứng suất lớn nhất trong thanh cốt thép theo dõi đạt giá trị **17,19** MPa ứng với lực căng dây treo ở mức  $60\% f_{pu}$ . Khảo sát sự làm việc cục bộ khi giả thiết lực căng trong dây treo đạt mức  $100\% f_{pu}$ , ứng suất trong thanh cốt thép đạt giá trị **160,92** MPa, vẫn nhỏ hơn so với giá trị giới hạn  $f_{sa} = 221$  MPa, là ứng suất cốt thép khi độ mở rộng vết nứt ở mức độ giới hạn mà thiết kế cho phép.

#### 4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Mô hình phân tích kết cấu đã cung cấp trực tiếp các kết quả để xác định trạng thái xuất hiện vết nứt trong kết cấu và kiểm soát độ mở rộng vết nứt theo quy định của quy trình hiện hành.

Các kết quả phân tích cho thấy thiết kế bộ phận kết cấu dầm bê tông là tương đối hợp lý và an toàn trong làm việc cục bộ dưới tác động của đầu neo dây cáp treo dầm. Với 2 trường hợp khảo sát là đoạn dầm có dây cáp treo thẳng đứng và đoạn dầm có dây cáp treo xiên nhất, tại thời điểm vật liệu bê tông bắt đầu xuất hiện vết nứt, lực căng dây treo đều mức xấp xỉ lực căng thiết kế,  $64\% f_{pu}$  và  $50\% f_{pu}$  tương ứng lần lượt với trường hợp đoạn dầm dây treo thẳng

đứng và đoạn dầm dây treo xiên nhất. Mức độ ứng suất làm việc của cáp treo này đều nằm ở giới hạn thiết kế cho vật liệu thép cường độ cao. Như vậy có thể kết luận rằng khi ứng suất cáp treo nhỏ hơn giới hạn thiết kế, vật liệu bê tông dầm sẽ không xuất hiện vết nứt.

Khảo sát với trường hợp giả thiết lực căng dây ở trạng thái cực hạn với mức 100%  $f_{pu}$ , kết quả phân tích về ứng suất trong các thanh cốt thép theo dõi ở các khu vực nhạy cảm nứt cho thấy độ mở rộng vết nứt trong khu vực vẫn nhỏ hơn độ mở rộng vết nứt tối đa mà quy trình thiết kế hiện hành cho phép.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Liên danh tư vấn VTCO – VE&C – BRITEC, Dự án xây dựng cầu Phật Tích – Đại Đồng Thành (Cầu vượt sông Đuống kết nối hai huyện Tiên Du – Thuận Thành, Tỉnh Bắc Ninh); Thuyết minh thiết kế kỹ thuật: Bố trí cấu tạo chi tiết cốt thép và cáp DUL cục bộ mấu neo vị trí ống dẫn hướng đặt trước trên các nhịp dầm BTCT, 2021.
- [2]. D. Kuhl, G. Meschke, Finite Element Methods in Linear Structural Mechanics, Ruhr University Bochum, Institute for Structural Mechanics, 1st ed, 2005.
- [3]. L. Jason, G. Pijaudier-Cabot, A. Huerta, S. Ghavamian, Damage and plasticity for concrete behaviour, European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, 2004.
- [4]. D.C. Kent, R. Park, Flexural members with confined concrete, J. Struct. Div., 97 (1971) 1969–1990. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002957>
- [5]. ABAQUS, User's Manual, Version 6.8, Hibbitt, Karls-son&Sorensen, Inc., Pawtucket, Rhode Island, USA, 2008.
- [6]. Z. Yang, Material Modeling in Finite Element Analysis, Taylor & Francis Group, 1st ed, 2019
- [7]. L. Jendele, J. Cervenka, Finite element modelling of reinforcement with bond, Computers and Structures, 84 (2006) 1780–1791. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.04.010>
- [8]. ASTM A615/A615M-22, Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement, ASTM International, 2022.
- [9]. A. Ayoub, F. Filippou, Finite-element model for pretensioned prestressed concrete girders, ASCE J Struct Eng, 136 (2010) 401. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000132](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000132)
- [10]. H. Zheng, D. F. Liu, C. F. Lee, L. G. Tham, Displacement-controlled method and its applications to material non-linearity, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29 (2005) 209-226. <https://doi.org/10.1002/nag.410>
- [11]. TCVN 11823: 2017, Thiết kế cầu đường bộ, 2017.