

PHÂN TÍCH MÔ HÌNH SỐ DẦM BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU UỐN

Trần Văn Toàn¹

Tóm tắt: Bài báo này giới thiệu nghiên cứu phân tích mô hình số 3D dầm bê tông cốt thép chịu uốn phẳng bằng phần mềm Abaqus. Kết quả mô phỏng được so sánh với kết quả thực nghiệm của dầm nhằm đề xuất một công cụ góp phần tính toán thiết kế khả năng chịu lực, dự đoán diễn biến sự truyền lực cơ học trong nội bộ dầm và cơ chế phá hủy của dầm. Nội dung nghiên cứu bao gồm mô tả cấu tạo dầm, vật liệu, sơ đồ chịu lực, chia phần tử và phân tích phá hủy nứt, biến dạng và ứng suất trong dầm kể từ khi gia tải cho đến khi phá hủy.

Từ khóa: Mô hình số, dầm bê tông cốt thép, uốn phẳng, chảy dẻo, khả năng chịu lực.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) nói chung và dầm BTCT nói riêng đã và đang được ứng dụng rất rộng rãi trong lĩnh vực xây dựng. Khi thiết kế các kết cấu BTCT theo TCVN 5574:2012 (Bộ Xây dựng, 2012) và Eurocode 2 (EUROCODE 2, 2004) thường giả thiết vật liệu làm việc trong giai đoạn đàn hồi tuyến tính. Tuy nhiên các kết quả nghiên cứu thực nghiệm dầm BTCT ở trong, ngoài nước và của tác giả đều cho thấy sau khi dầm BTCT chịu tải đạt đến giá trị thiết kế thì dầm chỉ bị nứt mà vẫn có thể tiếp tục duy trì khả năng chịu lực khá tốt (Trần Văn Toàn, 2016). Điều đó cho thấy, sau khi vật liệu đạt đến giai đoạn biến dạng dẻo thì chúng vẫn tiếp tục làm việc (nhất là giai đoạn chảy dẻo của cốt thép). Do vậy, kết cấu BTCT vẫn có thể tiếp tục chịu lực cho đến khi cốt thép chịu lực đạt đến biến dạng tới hạn mới đứt, khi đó kết cấu BTCT mới thực sự bị phá hủy. Trong phạm vi bài báo này, tác giả sẽ giới thiệu phương pháp phân tích mô hình số

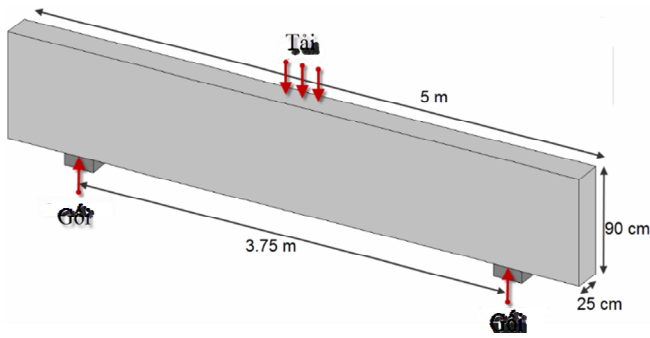
3D dầm BTCT chịu uốn phẳng dựa trên phần mềm Abaqus (phương pháp phần tử hữu hạn – FEM). Đồng thời, tác giả cũng giới thiệu một phương pháp xác định giá trị tải trọng giới hạn của dầm BTCT khi có xét đến sự làm việc ở giai đoạn chảy dẻo của vật liệu.

2. NỘI DUNG PHÂN TÍCH MÔ HÌNH SỐ 3D DẦM BTCT

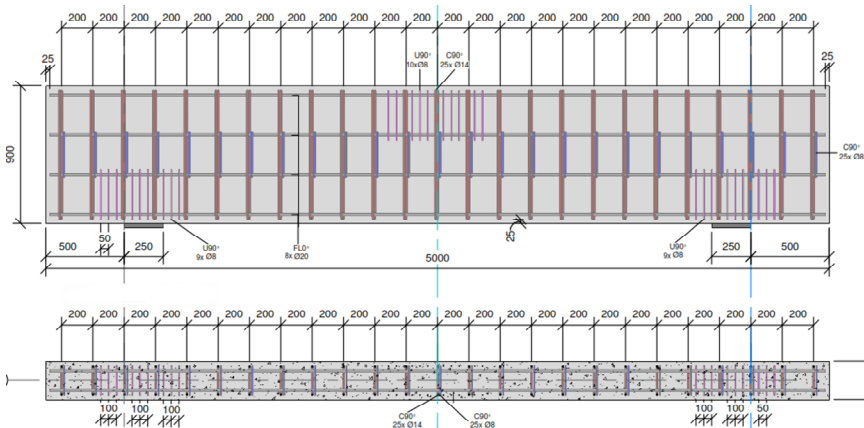
2.1. Mô tả dầm BTCT

Sơ đồ tính toán của dầm BTCT như Hình 1. Mặt cắt ngang dầm có dạng hình chữ nhật 250×900mm với 8φ20 thép dọc – FL0° (thép chịu uốn, góc uốn cong 0°, cách nhau 270 × 200mm), 25φ14 thép đai – C90° (uốn cong hình chữ C, góc uốn cong 90°, cách nhau 200mm), 25φ8 thép đai – U90° (uốn cong hình chữ U, góc uốn cong 90°, cách nhau 200mm) ở giữa dầm, 10φ8mm gia cố bê tông tại vị trí đặt tải và 20φ8mm gia cố tại vị trí 2 gối tựa – U90° (uốn cong hình chữ U, góc uốn cong 90°), chiều dài dầm 5000mm (Hình 2 và Hình 3). Dầm được đặt trên 2 gối tựa cách nhau 3750mm, có tải trọng đặt ở giữa nhịp dầm.

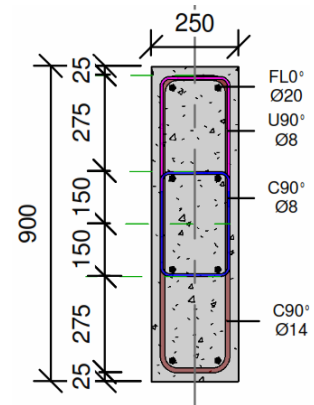
¹ Khoa Công trình, Trường Đại học Thủy lợi.



Hình 1. Sơ đồ chịu lực của dầm BTCT.



Hình 2. Bố trí chi tiết cốt thép.



Hình 3. Mặt cắt ngang.

2.2. Phương pháp phân tử hữu hạn dựa trên phần mềm Abaqus mô phỏng kết cấu bê tông cốt thép

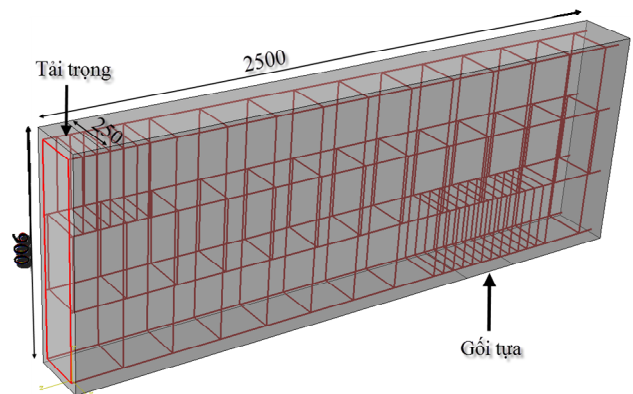
Hiện nay, phương pháp phân tử hữu hạn (FEM) được sử dụng rộng rãi để mô phỏng sự làm việc và đánh giá khả năng chịu tải của kết cấu BTCT, vì có nhiều tiến bộ công nghệ số, mô phỏng vật liệu phi tuyến và hiệu suất tính toán. Đặc biệt là các phần mềm FEM thương mại có thể mô phỏng các mô hình vật liệu bê tông và các liên kết giữa thép-bê tông khác nhau một cách dễ dàng và sát với bản chất cơ học của chúng hơn (David H and al, 2012);

Nhiều nhà nghiên cứu đã tham gia vào nghiên cứu mô hình số kết cấu BTCT bằng cách sử dụng phương pháp phân tích FEM phi tuyến đã chỉ ra rằng các kết quả phân tích số rất gần với kết quả thí nghiệm và các quan hệ giữa khả năng chịu tải lớn nhất với các yếu tố chuyển vị, cùng sự phá hủy của kết cấu là rất đáng tin cậy (Li Bo and al, 2013);

Một trong những phần mềm FEM thương mại được sử dụng nhiều nhất hiện nay là

Abaqus. Abaqus là một công cụ tính toán mạnh mẽ của Mỹ được sử dụng để mô phỏng sự làm việc và sự truyền lực cơ học trong lĩnh vực cơ học kết cấu ở nhiều mức độ vật lý cơ học khác nhau. Abaqus cung cấp một loạt các tùy chọn về kiểu phần tử, mô hình vật liệu, kiểm soát thuật toán giải FEM, cũng như giao diện đồ họa, tự động chia phần tử, tinh chỉnh và tăng tốc xử lý đồ họa (David H and al, 2012).

2.3. Mô tả sơ đồ tính toán FEM bằng phần mềm Abaqus



Hình 4. Mô hình hóa 3D một nửa dầm BTCT

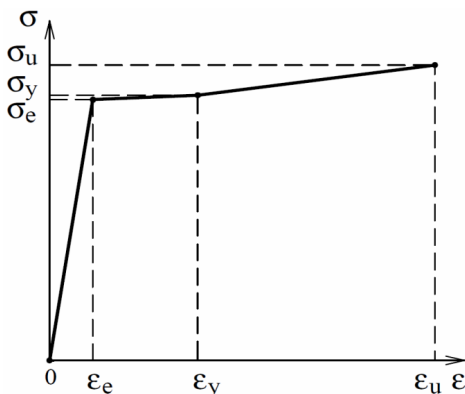
Quan sát mẫu dầm ở Hình 1 và Hình 2 thấy rằng kết cấu dầm BTCT có tính đối xứng hình học và tải trọng. Vì vậy, để tiết kiệm thời lượng và tài nguyên tính toán thì chỉ cần mô hình hóa một nửa mẫu dầm như Hình 4. Bê tông và cốt thép là 2 thành phần của dầm BTCT được mô tả riêng biệt, rồi lắp ráp tạo thành một mô hình dầm 3D hoàn chỉnh.

2.4. Mô hình vật liệu

Mô hình vật liệu bê tông được mô phỏng theo mô hình bê tông phá hủy do biến dạng dẻo “Concrete Damaged Plasticity model” được phát triển đầu tiên bởi Lubliner; Lee và Fenves (David H and al, 2012). Các thông số phá hủy do nén và kéo được tóm tắt trong Bảng 1. Bê tông được sử dụng để đúc dầm là C30 theo tiêu chuẩn Eurocode 2 (EUROCODE 2, 2004). Cường độ chịu nén của bê tông đạt 24.61 MPa;

Bảng 1. Các thông số của mô hình bê tông C30

Dung trọng		Các thông số ở trạng thái phá hủy của bê tông		
ρ (tấn/mm ³)	2.4×10^{-9}	Góc biến dạng	36°	
Trạng thái đàn hồi		Độ lệch tâm	0.1	
E (MPa)	33346	fb0/fc0	1.15	
ν	0.2	K	0.6667	
		Độ dẻo	0.0001	
Khả năng chịu nén		Khả năng chịu kéo		
Ứng suất (MPa)	Biến dạng không đàn hồi	Ứng suất (MPa)	Chuyển vị (mm)	Hệ số phá hủy
12.80	0	2.870	0	0
18.40	0.00016	2.428	0.0225	0.492
22.37	0.00037	1.706	0.0662	0.802
24.61	0.00066	1.192	0.1084	0.904
24.00	0.00102			
21.41	0.00156			
18.07	0.00219			
14.27	0.00291			



Hình 5. Mô hình quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của thép

Cốt thép ở đây là loại thép có gờ S500 B. Các giá trị ứng suất chảy dẻo, ứng suất lớn nhất, ứng suất tại thời điểm phá hủy và mô đun đàn hồi được mô tả trong Bảng 2 và Hình 5. Ở đây quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của thép sẽ được mô tả theo sự kết hợp của 2 mô hình “Elastic-perfectly plastic model” và “Elastic-hardening model” có nghĩa là giai đoạn đầu biến dạng của thép là đàn hồi hoàn toàn, còn sau khi vượt qua giới hạn chảy dẻo thì biến dạng của thép là không đàn hồi (David H and al, 2012).

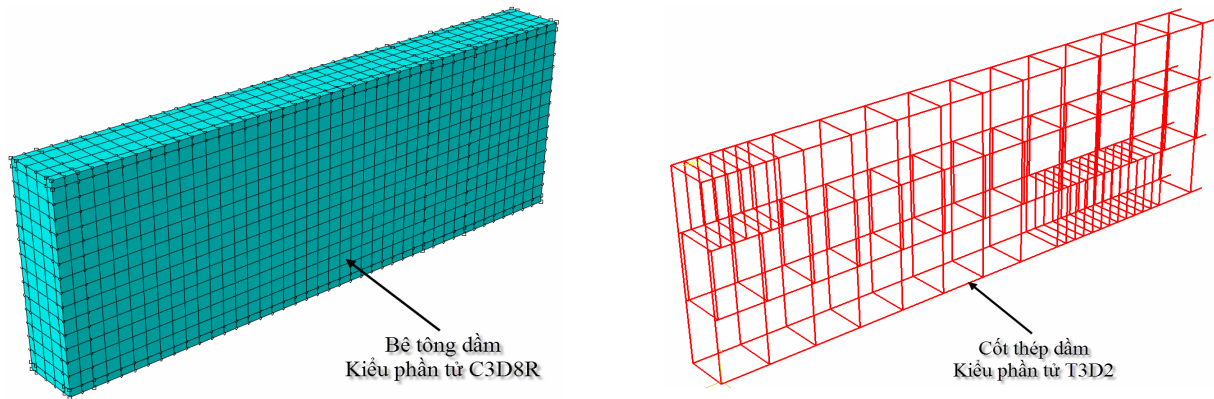
Bảng 2. Các thông số của thép

Loại thép	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_u/f_y	E_s (GPa)
ϕ 20 mm	383.91	542.62	1.41	210.74
ϕ 14 và ϕ 8 mm	633.26	656.34	1.04	207.46

2.5. Kiểu và kích thước phần tử

Kiểu phần tử dạng khối (solid) C3D8R với 8 điểm nút được lựa chọn cho bê tông. Theo Abaqus thì kiểu phần tử này có thể sử dụng trong phân tích phi tuyến bao gồm tương tác giữa bê tông và cốt thép, biến

dạng lớn, biến dạng chảy dẻo và phá hủy. Kiểu phần tử dạng trục (truss) T3D2 với 2 điểm nút được sử dụng cho các thanh thép gia cường $\varnothing 8$, $\varnothing 14$ và $\varnothing 20$ bởi vì chúng chỉ chịu lực tác dụng theo phương dọc trục (David H and al, 2012).



Hình 6. Kiểu và kích thước phần tử

Hình 6 mô tả kiểu và kích thước các phần tử của mô hình bê tông dầm và kết cấu thép gia cường. Các phần tử được chia dưới dạng phân vùng, về tổng quan kích thước là 50mm cho phần tử dạng khối C3D8R, 35mm cho các phần tử dạng trục T3D2 và nhỏ nhất là 5mm.

2.6. Liên kết giữa bê tông và cốt thép

Sự tương tác giữa các thành phần của kết cấu dầm là hết sức quan trọng bởi vì chúng phải kết hợp với nhau để chịu lực. Thực tế các thanh thép $\varnothing 8$, $\varnothing 14$ và $\varnothing 20$ là dạng thép có gờ nên liên kết giữa chúng với bê tông xung quanh là rất tốt (mô hình liên kết embedded được sử dụng).

2.7. Tải trọng và điều kiện biên

Dầm tính toán được đặt trên 2 gối tựa với tải trọng đặt ở giữa nhịp. Trong phân tích này, một gối tựa sẽ được gán ở một nửa dầm và sử dụng tính đối xứng qua mặt cắt ngang giữa dầm. Tải trọng tác dụng lên dầm được thay thế bằng chuyển vị phân bố tăng dần đều trên một mặt phẳng rộng 12.5mm như Hình 4 và Hình 1.

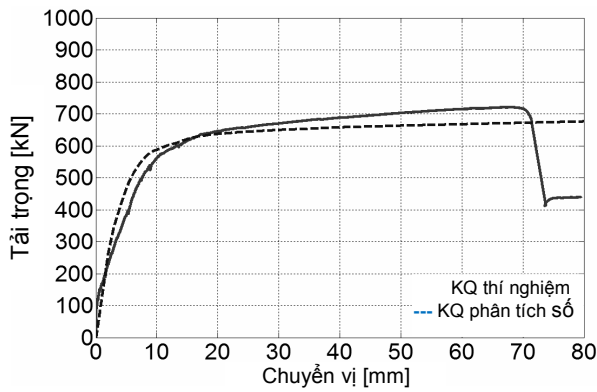
3. KẾT QUẢ PHÂN TÍCH

Trong quá trình gia tải chuyển vị để uốn dầm

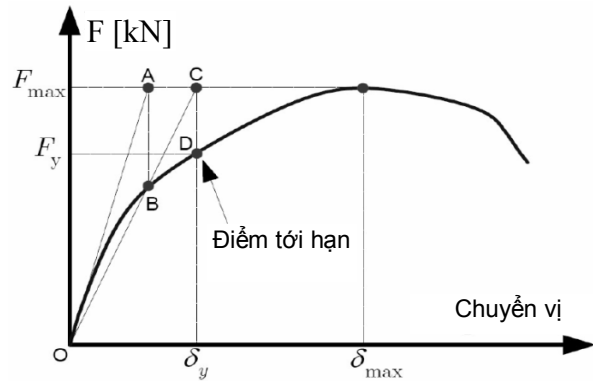
cho đến khi dầm bị phá hủy. Kết quả phân tích cho thấy quan hệ giữa khả năng chịu tải của dầm, ứng suất, biến dạng, sự phá hủy của dầm theo chuyển vị tại vị trí giữa dầm được ghi nhận để chỉ ra sự truyền lực cơ học giữa bê tông và thép như sau:

3.1. Quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị uốn

Có thể thấy rằng, mô hình FEM mô phỏng khá tốt các hành vi chịu tải của dầm BTCT tăng cường bởi nhiều thanh thép hình khi tải trọng nhỏ hơn 640kN (Hình 7). Trước thời điểm này độ cứng của dầm trong mô hình số tốt hơn thực tế vì dầm thực nghiệm có xuất hiện các vết nứt nên một phần bê tông trong dầm đã hỏng khiến độ cứng dầm giảm đi. Ngược lại, sau thời điểm này thì độ cứng của dầm trong mô hình số lại kém hơn dầm thực nghiệm vì biến dạng của thép và bê tông trong mô hình số đều hơn (trong dầm thực nghiệm thì chủ yếu xuất hiện biến dạng của thép ở các khe nứt, phần không bị nứt bê tông tiếp tục làm việc và thép biến dạng kém hơn). Tải trọng lớn nhất thu được là 671.0kN;



Hình 7. Đường quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị tại vị trí giữa dầm



Hình 8. Phương pháp chung xác định điểm biến dạng dẻo

Điểm chịu tải mà dầm đạt đến biến dạng dẻo (Điểm D) được xác định theo phương pháp chung của Li Bo (Li Bo and al, 2013)

như Hình 8 và Bảng 3. Chuyển vị của điểm D là 9.2mm tương ứng với tải trọng là 585.6KN.

Bảng 3. So sánh kết quả giữa phân tích FEM và thực nghiệm

Kết quả	F_{max} (kN)	$\delta_{F_{max}}$ (mm)	F_B (kN)	δ_A, δ_B (mm)	F_y (kN)	δ_C, δ_D (mm)
Thực nghiệm	721.3	66.9	453.3	6.1	557.4	9.7
Mô hình số	671.0		471.4	5.7	585.6	9.2
F_{FEM}/F_{TN}	0.93	-	0.96	1.07	0.95	1.05

Kết quả so sánh trên cho thấy sự sai lệch kết quả giữa phân tích mô hình số và thực nghiệm là nhỏ hơn 10%. So với kết quả tính toán thiết kế khả năng chịu lực của dầm này là 561.0kN thì kết quả xác định của Bo Li gần như trùng khớp. Như vậy, kết quả phân tích FEM trên đây là đáng tin cậy.

3.2. Mô hình nứt

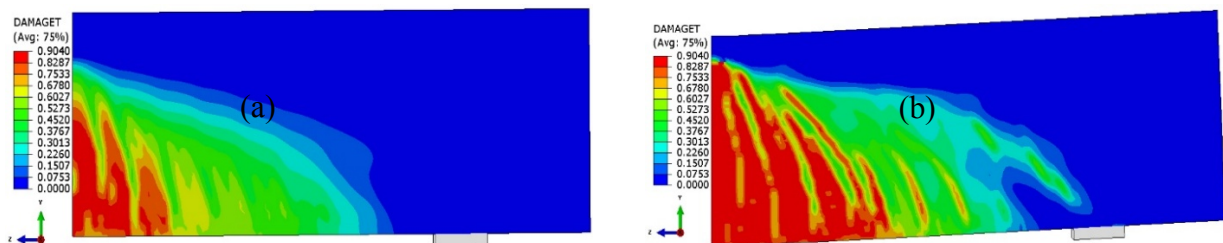
Kết quả phân tích chỉ ra rằng mẫu dầm BTCT bị phá hủy bởi uốn thuần túy. Quá trình phá hủy được chia thành 3 giai đoạn như sau:

Giai đoạn 1: Khi lực đạt từ 120kN đến

400kN thì các vết nứt theo phương thẳng đứng, bắt đầu từ phía dưới, giữa xuất hiện và phát triển dần lên phía trên và về 2 phía gối tựa;

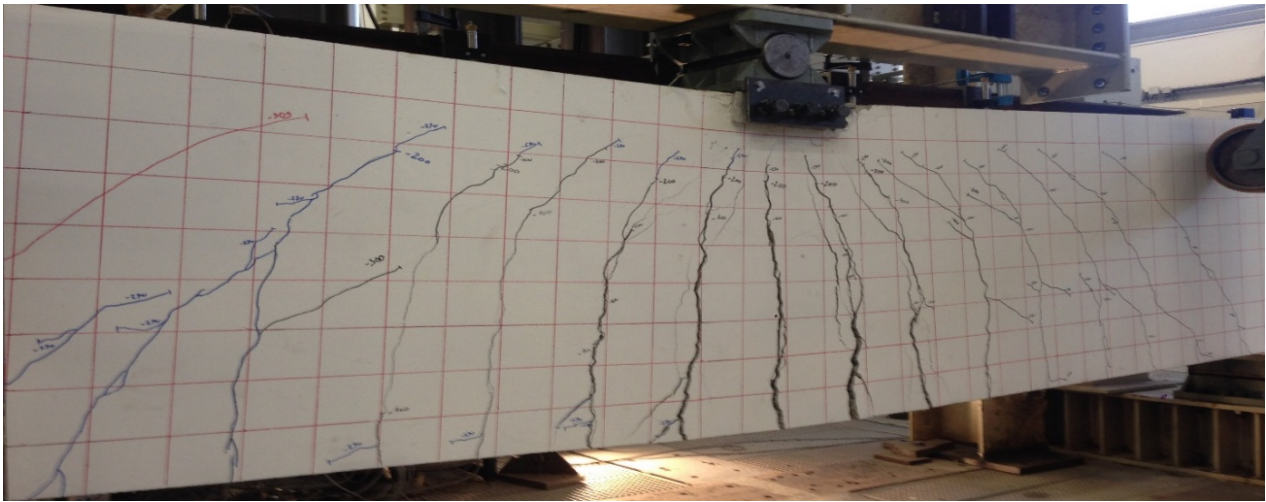
Giai đoạn 2: Khi lực đạt từ 400kN đến 540kN thì các vết nứt này tiếp tục mở rộng và xuất hiện thêm các vết nứt ở 2 phía gần gối tựa (Hình 9a);

Giai đoạn 3: Khi lực đạt từ 540kN trở lên thì các vết nứt do uốn không xuất hiện thêm mà chỉ mở rộng các vết nứt cũ và xuất hiện thêm các vết nứt cục bộ phá hủy bê tông xung quanh vị trí đặt tải (Hình 9b);



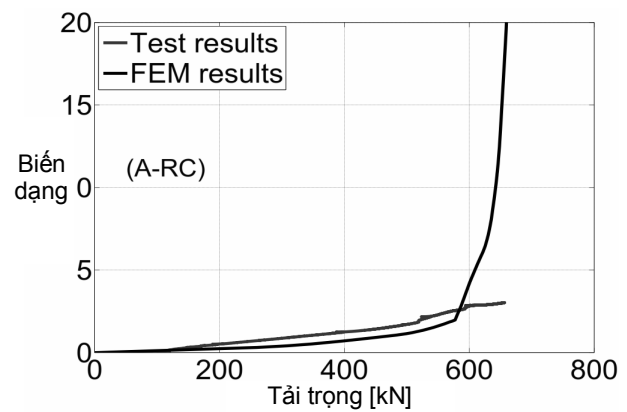
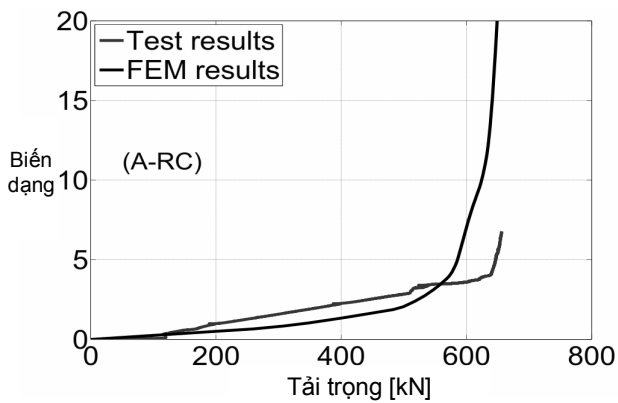
Hình 9. Phân bố nứt trên bề mặt bê tông ở 2 mức chuyển vị là 5mm và 30mm

Kết quả phân tích này khá trùng khớp với kết quả thực nghiệm như Hình 10.

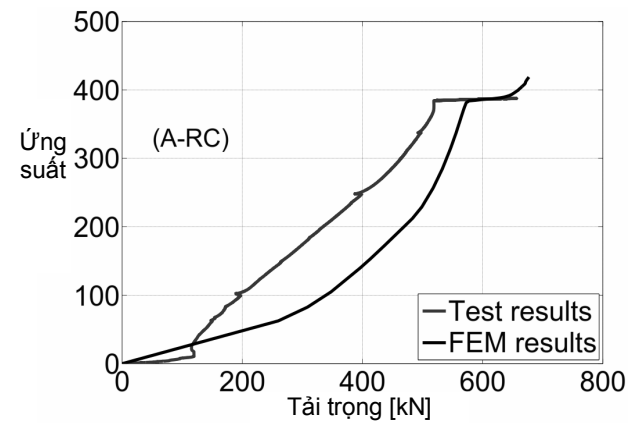
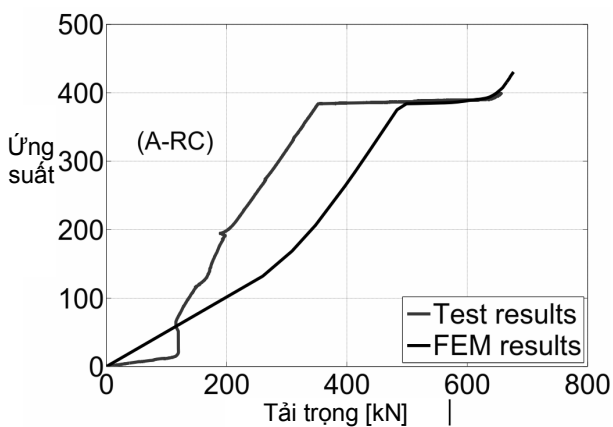


Hình 10. Phân bố nứt trên bề mặt bê tông dầm thí nghiệm

3.3. So sánh biến dạng và ứng suất



Hình 11. So sánh sự biến dạng của thép giữa mô hình số và thực nghiệm tại 2 vị trí J1 và J2 (J1 và J2 là điểm đo biến dạng thuộc thanh thép dọc lớp 1 và 2 từ dưới lên của dầm)



Hình 12. So sánh ứng suất của thép giữa mô hình số và thực nghiệm tại 2 vị trí J1 và J2

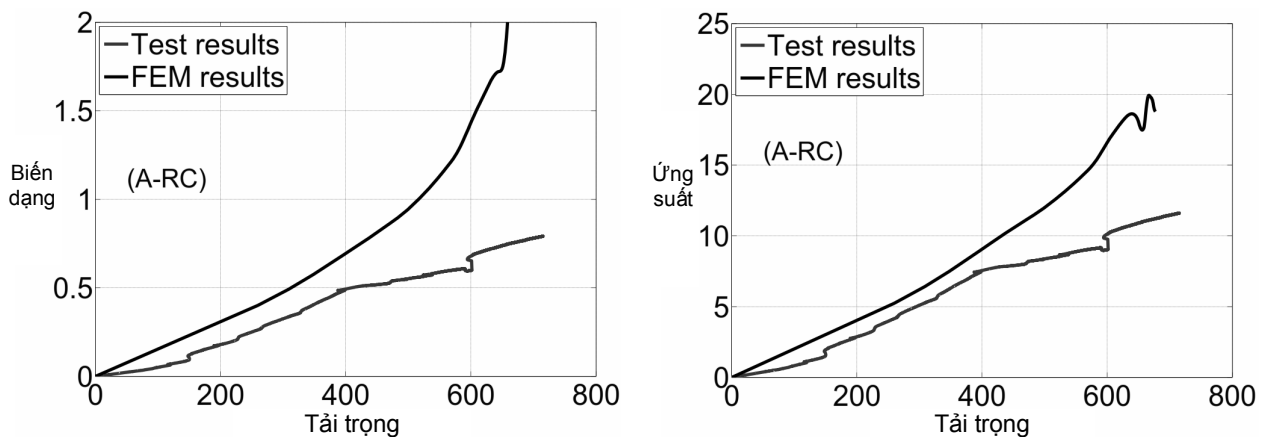
So sánh kết quả đo biến dạng giữa mô hình số và thực nghiệm tại 2 điểm J1 và J2 thấy rằng: Khi lực nhỏ hơn 600kN thì sự sai lệch là không

nhieu, còn sau khi lực lớn hơn 600kN thì kết quả này lệch nhau khá lớn. Điều này cũng dễ hiểu bởi vì khi lực nhỏ hơn 600kN thì giữa thép

và bê tông còn liên kết tốt nhưng sau 600kN thì có nhiều vết nứt xuất hiện tại 2 vị trí này nên bê tông không còn liên kết tốt với cốt thép nữa. Mặt khác, khi lực lớn hơn 600kN bản thân các thiết bị đo cũng sẽ bong ra khỏi bề mặt cốt thép nên kết quả đo biến dạng khi làm thực nghiệm sẽ không còn chính xác nữa (Hình 11).

So sánh ứng suất tại 2 điểm J1 và J2 của mô hình số và thực nghiệm thấy rằng: Ứng suất của bê tông trong thực nghiệm đạt đến giai đoạn chảy dẻo sớm hơn ở mô hình số. Điều này

cũng tương tự như kết quả so sánh biến dạng, trong mô hình số thì vật liệu bê tông đồng nhất hơn. Mặt khác, ở thực nghiệm thì dầm bị nứt tại các vị trí này ngay từ khi lực đạt 120kN nên ở vùng này thép chịu lực hoàn toàn và biến dạng của thép không đều nhau, biến dạng tập trung nhiều tại vị trí các vết nứt. Các giá trị ứng suất ở giai đoạn chảy dẻo của thép là đều bằng nhau (Hình 11). Như vậy, kết quả thực nghiệm phản ánh đúng thực trạng làm việc của kết cấu hơn.



Hình 13. So sánh ứng suất của bê tông giữa mô hình số và thực nghiệm tại vị trí C1 (C1 là vị trí đo biến dạng trên bề mặt bê tông phía trên đỉnh dầm cách vị trí đặt tải 50cm)

So sánh kết quả về biến dạng và ứng suất của bê tông trong mô hình số và thực nghiệm tại điểm C1 cho thấy rằng: Khi lực nhỏ hơn 400kN thì kết quả này khá sát nhau nhưng khi lực lớn hơn 400kN thì kết quả này lại lệch nhau khá lớn và giá trị thu được ở mô hình số thường lớn hơn giá trị thu được từ thực nghiệm. Thực tế có sự sai khác này là bởi vì khi bê tông bị nứt sẽ dẫn đến vật liệu bị phá hủy cục bộ và sự truyền lực không còn tốt bằng kết quả mô phỏng trong mô hình số (vật liệu đồng nhất hơn và không có phá hủy cục bộ).

4. KẾT LUẬN

Như vậy, thông qua nghiên cứu phân tích hành vi chịu tải của dầm BTCT bằng mô hình số, ta thấy rằng dầm BTCT bị phá hủy theo mô hình uốn cắt kết hợp;

Kết quả nghiên cứu cho chúng ta một công cụ mô phỏng sự làm việc của kết cấu BTCT bằng mô hình 3D. Các kết quả phân tích mô hình số đã được so sánh với kết quả thực nghiệm. Như vậy, phương pháp phân tích mô hình số 3D này cho kết quả rất đáng tin cậy;

Khả năng chịu tải thiết kế của dầm được lựa chọn theo phương pháp của Li Bo (Li Bo and al, 2013) là phù hợp. Sau khi đạt đến tải trọng này thì dầm vẫn tiếp tục chịu tải thêm khá lớn, có thể lên đến 29.4% so với tải trọng thiết kế. Điều này cũng tương tự như kết quả phân tích mô hình số;

Như vậy, kết quả nghiên cứu cho chúng ta một công cụ đầy đủ hoàn chỉnh để lựa chọn tải trọng thiết kế cho kết cấu BTCT trong tương lai.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Bộ Xây dựng, (2012), *TCVN 5574:2012: “Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – tiêu chuẩn thiết kế”*, Hà Nội.
- Trần Văn Toàn, (2016), *Nghiên cứu thực nghiệm dầm bê tông cốt thép chịu uốn đơn*, Tạp chí Tài nguyên nước số 02 (04-2016), Hội Thủy lợi.
- Van-Toan TRAN, (2015), *Thèse “Etude numérique et expérimentale des murs en béton armé renforcés par plusieurs profilés métalliques totalement enrobés”*, Insa de Rennes, France.
- David H and al, (2012), *ABAQUS standard user's manual, Version 6.12.1*, USA.
- EUROCODE 2, (2004), *Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings*, The European Union Per Regulation.
- Li Bo and al, (2013), *Experimental investigation on reinforced concrete interior beam-column joints rehabilitated by ferrocement jackets*, Engineering Structures, 56:897-909.

Abstract:

NUMERICAL STUDY OF REINFORCED CONCRETE BEAM SUBJECTED TO SIMPLE BENDING

The article presents the numerical study dealing with the behavior and the real load bearing capacity of composite steel-concrete beam with several fully encased steel profiles in case no connection between the surfaces of steel profiles and surrounding concrete subjected to simple bending by Abaqus software. Especially identify the bearing capacity behavior of the composite steel-concrete beam while the materials were yielded until failure. Contents of the paper consist: descriptions of the structural composite steel-concrete beam, material behavior, schema, element types, numerical solution controls, as well as graphic user interfaces, auto-meshers, and sophisticated postprocessors and graphics to speed the analyses. It is expected that nonlinear FEM analysis can give more details on behavior as well as on shear and bending resistance mechanisms until failure of the composite steel-concrete beam. The specific purposes of the analysis to verify nonlinear FEM analysis can predict well specimen strength, maximum displacement, strain and stress distribution, slip distribution, crack pattern, failure modes.

Keywords: Numerical analysis, reinforced concrete, composite steel-concrete beam, profile, connection, simple bending, plastic, failure.

BBT nhận bài: 26/11/2016

Phản biện xong: 01/3/2017