

# Ứng xử động học phi tuyến kết cấu khung liên hợp chịu tải trọng động đất

Nonlinear inelastic dynamic behaviors of composite framed structures subjected to seismic loads

> PGS.TS HỒ NGỌC KHOA, THS LÊ THỊ PHƯƠNG LOAN, TS LƯU VĂN THỰC, TS VŨ CHÍ CÔNG\*

Bộ môn CN & QLXD, khoa XDDD&CN, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

\*Email: [congvc@huce.edu.vn](mailto:congvc@huce.edu.vn)

## TÓM TẮT

Bài báo đề xuất một phương pháp mới sử dụng hàm ổn định và mô hình dẻo phân tán để nghiên cứu ứng xử động học phi đàn hồi phi tuyến tính của kết cấu khung CFST chịu tải trọng động đất bằng ngôn ngữ lập trình Fortran. Ưu thế của phương pháp này là khả năng nghiên cứu chính xác ứng xử phi tuyến chỉ với một phần tử dầm cột trên cấu kiện thay vì sử dụng các phần tử khối và tấm vỏ như truyền thống, từ đó giúp cải thiện hiệu suất trong quá trình phân tích mô hình. Thuật giải phi tuyến dựa vào phương pháp tích phân trực tiếp Newmark- $\beta$  đã được phát triển để giải các phương trình vi phân chủ đạo của chuyển động. Ma trận độ cứng phần tử được tích phân thông qua khung tích phân số Gauss-Lobatto trong khi ảnh hưởng phi tuyến hình học P- $\delta$  và P- $\Delta$  được xem xét thông qua việc áp dụng hàm ổn định và ma trận hình học tương ứng. Độ tin cậy và tính chính xác của phương pháp đề xuất được kiểm chứng thông qua việc so sánh kết quả phân tích với kết quả từ chương trình Abaqus. Kết quả đã chứng minh rằng việc sử dụng phần tử dầm cột trong phương pháp đề xuất mang lại kết quả chính xác, đồng thời giảm đáng kể tài nguyên tính toán. Đối với kết cấu khung CFST, thời gian phân tích bằng phương pháp đề xuất đã giảm gần 128 lần so với chương trình Abaqus. Do đó, phương pháp này hứa hẹn là một công cụ hữu ích cho thực hành thiết kế và phân tích kết cấu CFST chịu tải trọng động đất.

**Từ khóa:** Phân tích phi tuyến; thép nhồi bê tông; phần tử dầm cột; mô hình dẻo phân tán; ứng xử động học; tải động đất.

## ABSTRACT

This paper proposes a new method using stability functions and a distributed plasticity model to analyze the dynamic nonlinear inelastic behaviors of concrete-filled steel tubular (CFST) composite framed structures subjected to seismic loads via the Fortran programming language. The advantage of this method is the ability to accurately study the nonlinear behavior using only one beam-column element per member instead of using solid and shell elements as in traditional methods, thereby improving the model analysis time. A nonlinear algorithm based on the Newmark- $\beta$  direct integration scheme has been developed to solve the governing differential equations of motion. The element stiffness matrix is integrated through the Gauss-Lobatto numerical integration scheme, while the nonlinear geometric effects P- $\Delta$  and P- $\delta$  are considered using stability functions and corresponding geometric matrices. The reliability and accuracy of the proposed method are verified by comparing the analysis results with those obtained from Abaqus. The results demonstrate that, by using beam-column elements for simulation, the proposed method provides accurate results, while significantly reducing computational time. For the CFST framed structure, the analysis time using the proposed method has been reduced by almost 128 times compared to the Abaqus program. Therefore, the proposed method promises to be a useful tool for the practice of designing and analyzing CFST structures subjected to seismic loads.

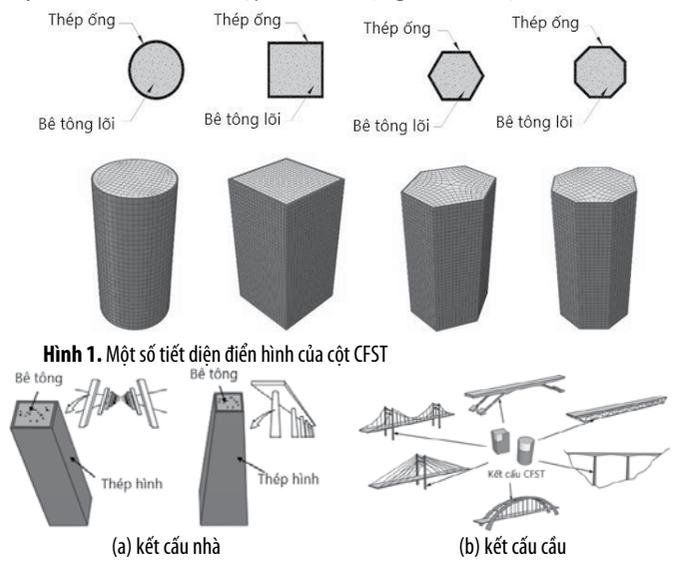
**Keywords:** Nonlinear inelastic analysis; CFST; Beam-column element; distributed plasticity model; dynamic behaviors; seismic loads.

## 1. GIỚI THIỆU

Trong thời gian gần đây, kết cấu liên hợp thép nhồi bê tông (CFST) đã trở thành lựa chọn phổ biến cho xây dựng cầu, nhà cao tầng và các công trình khác, nhờ vào những ưu điểm vượt trội như độ cứng cao, cường độ lớn, và khả năng hấp thụ năng lượng lớn. Đặc trưng điển hình của kết cấu CFST là một ống thép bọc bên ngoài và phần lõi bê tông ở bên trong [1], như được minh họa trong Hình

1. Giải pháp thiết kế này ảnh hưởng đáng kể đến cường độ nén của bê tông lõi bởi hiệu ứng giam giữ từ ống thép bên ngoài. Hơn nữa, bê tông kiểm chế ống thép bên ngoài, do đó, gia tăng khả năng chống mất ổn định cục bộ của thép. Bên cạnh đó, sử dụng thép ống làm ván khuôn cũng giảm thiểu chi phí và thời gian xây dựng [1]. Dạng kết cấu này đã được phát triển để có thể ứng dụng cho cả kết cấu nhà và cầu, như trong Hình 2. Vì vậy, để hiểu và có thể áp dụng

loại kết cấu này vào trong thực tiễn xây dựng, việc nghiên cứu ứng xử của loại kết cấu này là điều cần thiết. Nhiều nghiên cứu gần đây về kết cấu liên hợp CFST chịu tải trọng tĩnh đã được thực hiện với cả phương pháp thực nghiệm và mô phỏng số [2-14]. Có thể thấy, các nghiên cứu này mới chỉ tập trung vào ứng xử phi tuyến của kết cấu thanh liên hợp CFST chịu tải trọng tĩnh. Các nghiên cứu cho loại kết cấu này chịu tải trọng động đất còn rất hạn chế, mới tập trung vào một vài thí nghiệm như nghiên cứu của Wang [15] và Varma [16]. Mặc dù việc quan sát ứng xử động học phi tuyến của kết cấu CFST chịu tải trọng động thông qua thí nghiệm có thể đáng tin cậy, nhưng nó thường đắt đỏ, tốn thời gian và không thể áp dụng cho mọi tình huống. Do đó, sử dụng công cụ mô phỏng số được xem là lựa chọn thay thế hiệu quả để nghiên cứu ứng xử của loại kết cấu này. Cho đến nay, các phương pháp mô phỏng số thường dựa vào các gói phần mềm thương mại như Abaqus, Ls-dyna và Ansys để nghiên cứu ứng xử động học của kết cấu liên hợp CFST [17-20]. Có thể nhận thấy rằng, trong các gói phần mềm thương mại, các phần tử sử dụng để mô phỏng kết cấu CFST thường là phần tử khối và phần tử tấm vỏ và điều này làm cho quá trình mô phỏng trở nên tốn thời gian, phức tạp trong nhiều tình huống và gây ra những hạn chế trong quá trình thiết kế thực tế [21,22]. Để vượt qua nhược điểm này, các tác giả đề xuất phát triển một mô hình dầm cột fiber (mô hình thớ) để phân tích kết cấu CFST trong nghiên cứu. Chú ý ở đây, mọi phương pháp phân tích phi tuyến tiên tiến đều cần xem xét cả hai nguồn phi tuyến chính là phi tuyến hình học và phi tuyến vật liệu. Đối với phi tuyến hình học, điều này có thể được xác định thông qua việc sử dụng hàm nội suy chuyển vị như trong phương pháp phần tử hữu hạn truyền thống hoặc hàm ổn định [23]. Hàm nội suy chuyển vị được hình thành từ hàm dạng cho trường chuyển vị, do đó, để có được kết quả chính xác, cần sử dụng nhiều phần tử trên một cấu kiện, và điều này dẫn đến sự giảm hiệu suất tính toán. Hạn chế này có thể được vượt qua bằng cách sử dụng hàm ổn định, vì nó cho phép xem xét chính xác ảnh hưởng phi tuyến hình học P-δ chỉ với một hoặc hai phần tử. Phương pháp này đã được phát triển cho phân tích phi tuyến kết cấu thép và đã chứng minh hiệu quả hơn so với các gói phần mềm thương mại [23-25]. Tuy nhiên, hiện nay gần như chưa có nghiên cứu nào về phân tích động học phi tuyến của kết cấu liên hợp CFST sử dụng hàm ổn định.



**Hình 1.** Một số tiết diện điển hình của cột CFST  
**Hình 2.** Ứng dụng của kết cấu CFST trong xây dựng [1]  
 Trong bài báo này, một phương pháp tiên tiến mới kết hợp hàm ổn định và mô hình dầm phân tán sẽ được phát triển bằng ngôn ngữ lập trình Fortran để nghiên cứu ứng xử động học phi đàn hồi phi tuyến tính

của kết cấu khung CFST chịu tải trọng động đất. Phương pháp này cải thiện thời gian phân tích bằng cách nghiên cứu chính xác ứng xử phi tuyến chỉ với một hoặc hai phần tử dầm cột thay vì sử dụng các phần tử khối và tấm vỏ như truyền thống. Thuật giải phi tuyến dựa vào phương pháp tích phân trực tiếp Newmark-β và phương pháp giải lặp Newton-Raphson đã được phát triển để giải các phương trình vi phân chủ đạo của chuyển động bởi vì tính ổn định số và tính đơn giản của thuật toán này. Độ tin cậy và tính chính xác của phương pháp đề xuất được kiểm chứng thông qua việc so sánh kết quả phân tích với kết quả từ Abaqus. Kết quả cho thấy rằng, khi sử dụng phần tử dầm cột để mô phỏng, phương pháp đề xuất đem lại kết quả chính xác và giảm thiểu đáng kể tài nguyên tính toán.

**2. CÔNG THỨC CHO PHẦN TỬ ĐỀ XUẤT**

**2.1. Phi tuyến bậc hai về mặt hình học P-δ**

Để nghiên cứu ảnh hưởng phi tuyến về mặt hình học do tương tác giữa lực dọc và momen uốn của phần tử dầm cột P-δ, nghiên cứu này đã áp dụng hàm ổn định được phát triển bởi Chen và đồng nghiệp [26]. Hàm ổn định có ưu điểm chính là có thể xem xét các ứng xử phi tuyến về mặt hình học P-δ chỉ với một hoặc hai phần tử trên một cấu kiện dầm cột, từ đó giảm đáng kể thời gian phân tích mô hình. Bằng cách xem xét một phần tử dầm cột với độ cong uốn hai chiều như minh họa trong Hình 3 (c), quan hệ giữa lực và chuyển vị của phần tử đó được suy luận bởi Kim và các đồng nghiệp [27] như dưới đây:

$$\{\Delta F\} = [K_e]\{\Delta d\} \tag{1}$$

$$\{\Delta F\} = [\Delta P \quad \Delta M_{y_i} \quad \Delta M_{y_j} \quad \Delta M_{z_i} \quad \Delta M_{z_j} \quad \Delta T]^T \tag{2}$$

$$\{\Delta d\} = [\Delta \delta \quad \Delta \theta_{y_i} \quad \Delta \theta_{y_j} \quad \Delta \theta_{z_i} \quad \Delta \theta_{z_j} \quad \Delta \phi]^T \tag{3}$$

$$[K_e] = \begin{bmatrix} \frac{E_t A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{iy} & C_{jy} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{jy} & C_{iy} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{iz} & C_{jz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{jz} & C_{iz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} \end{bmatrix} \tag{4}$$

trong đó P biểu thị lực dọc,  $M_{y_i}$ ,  $M_{y_j}$ ,  $M_{z_i}$ , và  $M_{z_j}$  mô tả momen ở hai đầu của phần tử tương ứng với trục y và z; T là momen xoắn; δ đại diện cho biến dạng dọc trục;  $\theta_{y_i}$ ,  $\theta_{y_j}$ ,  $\theta_{z_i}$ , và  $\theta_{z_j}$  đặc trưng cho góc xoay của các nút ở hai đầu của phần tử tương ứng với trục y và z; φ là góc xoắn; G là modun cắt; E là modun đàn hồi của vật liệu; J là hằng số xoắn của mặt cắt; A là diện tích; L là chiều dài phần tử;  $S_{1n}$  và  $S_{2n}$  ( $n=y,z$ ) biểu thị các hàm ổn định tương ứng với trục y và z, và chúng được xác định bởi các phương trình dưới đây:

$$S_{1n} = \begin{cases} \frac{\pi\sqrt{\rho_n} [\sin(\pi\sqrt{\rho_n}) - \pi\sqrt{\rho_n} \cos(\pi\sqrt{\rho_n})]}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho_n}) - \pi\sqrt{\rho_n} \sin(\pi\sqrt{\rho_n})} & \text{ khi } P < 0 \\ \frac{\pi\sqrt{\rho_n} [\pi\sqrt{\rho_n} \cosh(\pi\sqrt{\rho_n}) - \sinh(\pi\sqrt{\rho_n})]}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho_n}) + \pi\sqrt{\rho_n} \sinh(\pi\sqrt{\rho_n})} & \text{ khi } P > 0 \end{cases} \tag{5}$$

$$S_{2n} = \begin{cases} \frac{\pi\sqrt{\rho_n} [\pi\sqrt{\rho_n} - \sin(\pi\sqrt{\rho_n})]}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho_n}) - \pi\sqrt{\rho_n} \sin(\pi\sqrt{\rho_n})} & \text{ khi } P < 0 \\ \frac{\pi\sqrt{\rho_n} [\sinh(\pi\sqrt{\rho_n}) - \pi\sqrt{\rho_n}]}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho_n}) + \pi\sqrt{\rho_n} \sinh(\pi\sqrt{\rho_n})} & \text{ khi } P > 0 \end{cases} \tag{6}$$

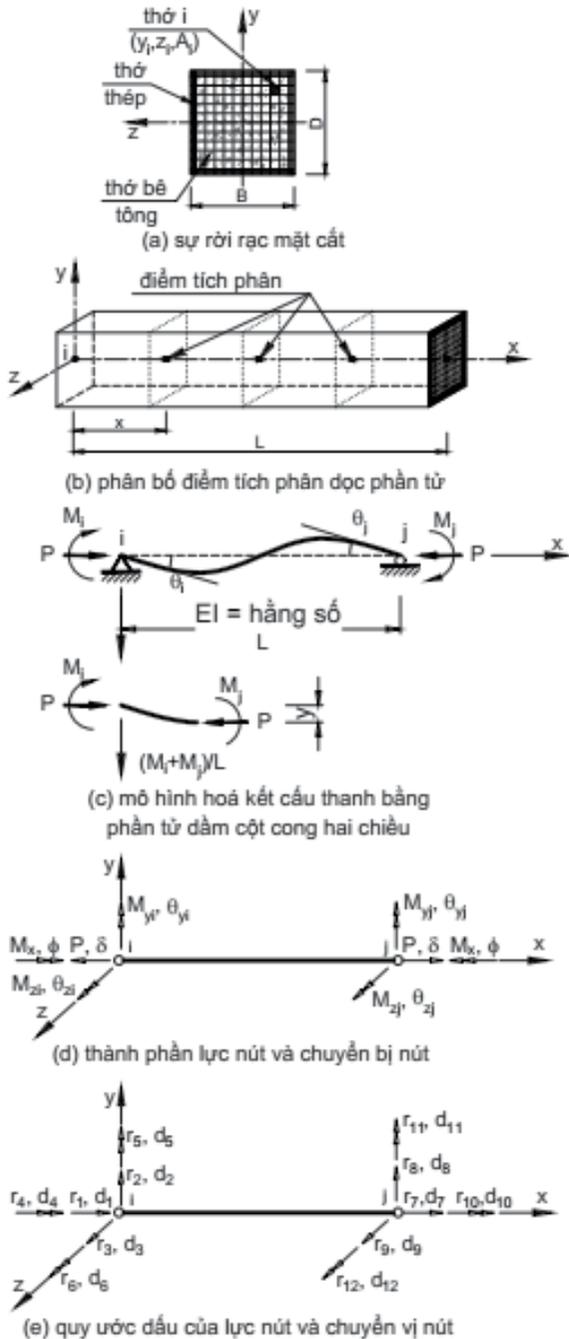
trong đó  $\rho_n = P/(\pi^2 E I_n / L^2)$ , giá trị P là dương nếu như lực dọc là kéo và ngược lại P là âm nếu như lực dọc là nén.

EA thể hiện độ cứng dọc trục của phần tử dầm cột fiber, trong khi  $E I_n$  và GJ tương ứng là độ cứng chống uốn và độ cứng xoắn của phần tử, như sau:

$$EA = \sum_{i=1}^s w_i \left( \sum_{i=1}^m E_i A_i \right) \quad (7)$$

$$E I_y = \sum_{i=1}^s w_i \left( \sum_{i=1}^m E_i A_i z_i^2 \right) \quad (8)$$

$$E I_z = \sum_{i=1}^s w_i \left( \sum_{i=1}^m E_i A_i y_i^2 \right) \quad (9)$$



Hình 3. Đề xuất phần tử dầm cột fiber cho phân tích kết cấu thanh liên hợp CFST

$$GJ = \sum_{i=1}^s G w_i \left[ \sum_{i=1}^m (y_i^2 + z_i^2) A_i \right] \quad (10)$$

trong các công thức trên, s đại diện cho số điểm tích phân phân bố dọc trục của phần tử dầm cột, như được minh họa trong Hình 3 (b); m biểu thị số lượng fiber trong một mặt cắt tại điểm tích phân;  $w_i$  là trọng số tích phân tương ứng;  $E_i$  là modun đàn hồi của vật liệu thứ  $i^{th}$ ;  $A_i$  là diện tích của fiber thứ  $i^{th}$ , và  $y_i$  và  $z_i$  tọa độ địa phương của fiber thứ  $i^{th}$  trong mặt cắt, tương ứng với hai trục z và y.

**2.2. Phi tuyến về mặt vật liệu**

Để nghiên cứu hiện tượng lan tỏa dẻo một cách từ từ trên một mặt cắt, bài báo này áp dụng mô hình phần tử dầm cột fiber. Nguyên tắc cơ bản của mô hình phần tử dầm cột fiber là chia một phần tử thành nhiều đoạn nhỏ thông qua các điểm tích phân. Tại mỗi điểm tích phân, tiết diện của phần tử sẽ được chia nhỏ thành một ma trận các thớ, được gọi là fiber, như được minh họa trong Hình 3 (a). Mỗi fiber được đặc trưng bởi các thông số diện tích  $A_i$ , tọa độ địa phương tương ứng với trục trọng tâm  $(y_i, z_i)$ , và ứng suất dư tương ứng nếu có. Sau đó, mỗi thớ sẽ được gán với một mô hình vật liệu riêng và các mô hình này sẽ cập nhật theo từng bước tải trọng trong quá trình phân tích.

Véc tơ lực trên mặt cắt  $\{S(x)\}$  và véc tơ lực gia tăng trên mặt cắt  $\{\Delta S(x)\}$  được mô tả như sau:

$$\{S(x)\} = [N(x) \quad M_y(x) \quad M_z(x)]^T \quad (11)$$

$$\{\Delta S(x)\} = [\Delta N(x) \quad \Delta M_y(x) \quad \Delta M_z(x)]^T \quad (12)$$

Véc tơ biến dạng  $\{s(x)\}$  và véc tơ biến dạng gia tăng trên mặt cắt  $\{\Delta s(x)\}$  được mô tả như sau:

$$\{s(x)\} = [\varepsilon(x) \quad \chi_y(x) \quad \chi_z(x)]^T \quad (13)$$

$$\{\Delta s(x)\} = [\Delta \varepsilon(x) \quad \Delta \chi_y(x) \quad \Delta \chi_z(x)]^T \quad (14)$$

Lực trên mặt cắt  $\{S(x)\}$  tại mỗi điểm tích phân được tính toán dựa trên lực nút phần tử  $\{\Delta F\}$  và ma trận hàm nội suy lực như được mô tả trong biểu thức dưới đây:

$$\{S(x)\} = [B(x)] \{\Delta F\} \quad (15)$$

$$[B(x)] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\delta_z(\xi) & (\xi-1) & \xi & 0 & 0 & 0 \\ \delta_y(\xi) & 0 & 0 & (\xi-1) & \xi & 0 \end{bmatrix}, \xi = \frac{x}{L} \quad (16)$$

trong đó  $\delta_y(\xi)$  và  $\delta_z(\xi)$  là các thành phần chuyển vị ngang tương ứng với trục địa phương z và y. Các giá trị này được xác định dựa trên các biểu thức sau:

$$\delta_y(\xi) = \frac{M_{zj}}{E I_z k_z^2} \left[ \xi - \frac{\sin(k_z \xi L)}{\sin(k_z L)} \right] + \frac{M_{zj}}{E I_z k_z^2} \left[ 1 - \cos(k_z \xi L) - \xi + \frac{\sin(k_z \xi L)}{\tan(k_z L)} \right] \quad (17)$$

$$\delta_z(\xi) = \frac{M_{yj}}{E I_y k_y^2} \left[ -\xi + \frac{\sin(k_y \xi L)}{\sin(k_y L)} \right] + \frac{M_{yj}}{E I_y k_y^2} \left[ 1 - \cos(k_y \xi L) - \xi + \frac{\sin(k_y \xi L)}{\tan(k_y L)} \right] \quad (18)$$

Tiếp theo, biến dạng của mặt cắt sẽ được xác định dựa trên lực

mặt cắt như sau:  $\{\Delta s(x)\} = [k(x)]^{-1} \{\Delta S(x)\}$  (19)

ở đây ma trận độ cứng của mặt cắt được tính toán theo biểu thức dưới đây:

$$[k(x)] = \sum_{i=1}^m E_i A_i \begin{bmatrix} 1 & z_i & -y_i \\ z_i & z_i^2 & -y_i z_i \\ -y_i & -y_i z_i & y_i^2 \end{bmatrix} \quad (20)$$

Dựa vào giả thiết rằng mặt cắt sẽ tiếp tục phẳng và vuông góc với trục phần tử sau khi có biến dạng, véc tơ gia tăng biến dạng của fiber dọc trục được xác định thông qua gia tăng biến dạng của mặt cắt như dưới đây:

$$\Delta \varepsilon_i(x, y, z) = \{a_i\}^T \{\Delta s(x)\} \quad (21)$$

trong công thức trên  $\{a_i\}^T$  là ma trận hình học tuyến tính, và ma trận này được xác định theo biểu thức sau:

$$\{a_i\}^T = \{-y_i \quad z_i \quad 1\}^T \quad (22)$$

Trong quá trình lập, ma trận độ cứng phần tử  $[K_e]$  và ma trận độ cứng mặt cắt  $[k(x)]$  sẽ liên tục được cập nhật sau mỗi bước gia tăng. Nội lực của mặt cắt được tính toán bằng cách tổng hợp lực dọc và momen uốn dọc trục của tất cả các fiber, như được mô tả trong phương trình dưới đây:

$$\{S_R\} = \begin{Bmatrix} N \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^m A_i \sigma_i \begin{Bmatrix} 1 \\ z_i \\ -y_i \end{Bmatrix} \quad (23)$$

### 2.3. Phi tuyến bậc hai về mặt hình học P-Δ

Phần này sẽ trình bày ảnh hưởng phi tuyến về mặt hình học P-Δ do xoay của các phần tử trong khung. Hình 3 (d) biểu diễn mối liên hệ giữa lực và chuyển vị tại các nút của phần tử dầm cột, trong khi Hình 3 (e) mô tả quy ước dấu của các lực và chuyển vị tương ứng. Mối quan hệ động học và cân bằng của phần tử dầm cột có thể được suy ra thông qua việc so sánh hai hình này và được trình bày như sau:

$$\{\Delta f_e\} = [T]_{6 \times 12}^T \{\Delta F\} \quad (24)$$

$$\{\Delta d\} = [T]_{6 \times 12} \{\Delta d_e\} \quad (25)$$

$$\{\Delta f_e\}^T = \{\Delta r_1 \quad \Delta r_2 \quad \Delta r_3 \quad \Delta r_4 \quad \Delta r_5 \quad \Delta r_6 \quad \Delta r_7 \quad \Delta r_8 \quad \Delta r_9 \quad \Delta r_{10} \quad \Delta r_{11} \quad \Delta r_{12}\} \quad (26)$$

$$\{\Delta d_e\}^T = \{\Delta d_1 \quad \Delta d_2 \quad \Delta d_3 \quad \Delta d_4 \quad \Delta d_5 \quad \Delta d_6 \quad \Delta d_7 \quad \Delta d_8 \quad \Delta d_9 \quad \Delta d_{10} \quad \Delta d_{11} \quad \Delta d_{12}\} \quad (27)$$

ở đây  $\{\Delta f_e\}$  và  $\{\Delta d_e\}$  đại diện cho các véc tơ lực nút và chuyển vị nút tương ứng của một phần tử hữu hạn dầm cột;  $\{\Delta F\}$  và  $\{\Delta d\}$  mô tả véc tơ lực nút và chuyển vị nút của phần tử dầm cột, trong khi  $[T]_{6 \times 12}$  là ma trận chuyển trí và được tính toán như dưới đây:

$$[T]_{6 \times 12} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (28)$$

Dùng ma trận biến đổi từ mối liên hệ động học và cân bằng, liên hệ giữa véc tơ lực nút và chuyển vị nút được xác định như dưới đây:

$$\{\Delta f_e\} = [K_e^1] \{\Delta d_e\} \quad (29)$$

trong đó  $[K_e^1]$  là ma trận độ cứng phần tử, và được tính toán như biểu thức sau:

$$[K_e^1]_{12 \times 12} = [T]_{6 \times 12}^T [K_e]_{6 \times 6} [T]_{6 \times 12} \quad (30)$$

Công thức (25) được áp dụng cho trường hợp của phần tử dầm cột không có khả năng xoay. Tuy nhiên, nếu phần tử có khả năng xoay, sẽ xuất hiện lực dọc và lực cắt gia tăng trong phần tử. Các lực gia tăng này có thể được liên kết với chuyển vị nút thông qua phương trình sau:

$$\{\Delta f_s\} = [K_e^2] \{\Delta d_e\} \quad (31)$$

trong đó  $[K_e^2]_{12 \times 12}$  là ma trận độ cứng phần tử do tác động xoay của các thành phần của khung và ma trận này được xác định như dưới đây:

$$[K_e^2]_{12 \times 12} = \begin{bmatrix} [K_s^2] & -[K_s^2] \\ -[K_s^2]^T & [K_s^2] \end{bmatrix} \quad (32)$$

trong đó

$$[K_s^2] = \begin{bmatrix} 0 & (M_{z_i} + M_{z_j})/L^2 & (M_{y_i} + M_{y_j})/L^2 & 0 & 0 & 0 \\ (M_{z_i} + M_{z_j})/L^2 & P/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ (M_{y_i} + M_{y_j})/L^2 & 0 & P/L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (33)$$

Bằng cách so sánh phương trình (24) và (29) với nhau, mối liên hệ giữa lực và chuyển vị của phần tử dầm cột có thể được tính toán theo công thức sau:

$$\{\Delta f_e^{Global}\} = [K_e^{Global}] \{\Delta d_e\} \quad (34)$$

với

$$\{\Delta f_e^{Global}\} = \{\Delta f_e\} + \{\Delta f_s\} \quad (35)$$

$$[K_e^{Global}] = [K_e^1] + [K_e^2] \quad (36)$$

## 3. MỐI QUAN HỆ ỨNG SUẤT - BIẾN DẠNG CHO PHÂN TÍCH ĐỘNG HỌC

### 3.1. Đường cong ứng suất - biến dạng của thép hình kết cấu

Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của thép hình trong nghiên cứu này được mô tả thông qua một mô hình hai đoạn, theo đề xuất của Tài và đồng nghiệp [23]. Mô hình vật liệu này được minh họa trong Hình 4 và được biểu diễn bằng công thức (37), áp dụng cho quy luật hạ tải và gia tải lại:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \text{cho } -\varepsilon_{ys} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ys} \\ f_{ys} & \text{cho } \varepsilon_{ys} < \varepsilon_s < \varepsilon_{us} \\ -f_{ys} & \text{cho } -\varepsilon_{us} < \varepsilon_s < -\varepsilon_{ys} \end{cases} \quad (37)$$

trong đó tham số  $E_s$  là mô đun đàn hồi của thép hình,  $f_{ys}$  và  $\varepsilon_{ys}$  tương ứng là ứng suất và biến dạng chảy trong thép hình. Chú ý, biến dạng cực hạn được lựa chọn là  $\varepsilon_{us} = 0,1$  cho thép dầm nguội và thép cường độ cao và 0,2 cho thép kết cấu thông thường.

### 3.2. Đường cong ứng suất - biến dạng của bê tông bị kiểm chế

Kết cấu thép hộp giúp kiểm chế sự nở ngang của lõi bê tông, do đó, dẫn đến sự cải thiện đáng kể về cả cường độ và độ dẻo của bê tông trong kết cấu CFST. Trong nghiên cứu này, mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của bê tông nhồi chịu tải trọng động sẽ được

xem xét theo Hình 5, dựa trên công trình nghiên cứu của Mander và đồng nghiệp [28]. Giai đoạn đầu kéo dài từ 0 đến giá trị biến dạng  $\epsilon$  trong vùng nén và được biểu thị như sau:

$$\sigma_c = \begin{cases} (f'_{cc}kr)/(r-1+k^r) & \text{cho } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon'_{cc} \\ f'_{cc} & \text{cho } \epsilon'_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu1} \\ 100(f'_{cc} - \alpha_c f'_{cc})(0,015 - \epsilon_c) + \alpha_c f'_{cc} & \text{cho } \epsilon_{cu1} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \\ \alpha_c f'_{cc} & \text{cho } \epsilon_c > \epsilon_{cu2} \end{cases} \quad (38)$$

với

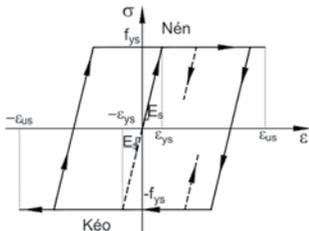
$$k = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_{cc}} \quad (39)$$

trong đó  $\sigma_c$  là cường độ nén trong khi  $\epsilon_c$  là biến dạng nén tương ứng.

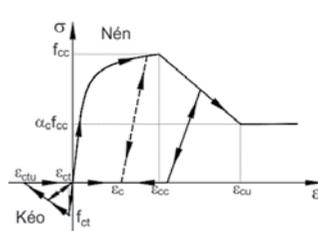
$$r = \frac{E_c}{E_c - (f'_{cc}/\epsilon'_{cc})} \quad (40)$$

Thông tin về các tham số  $E_c$ ,  $f_{cc}$ ,  $\epsilon'_{cc}$ , nhân tố suy giảm cường độ, và áp lực ngang gây ra kiểm chế sự nở ngang của bê tông có thể tìm thấy trong nghiên cứu của Liang [29]. Theo đó, cường độ nén của bê tông bị kiểm chế trong thép ống được xác định như dưới đây:

$$\sigma_c = \begin{cases} f'_{cc} & \text{cho } \epsilon'_{cc} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu1} = 0,005 \\ 100(f'_{cc} - \alpha_c f'_{cc})(0,015 - \epsilon_c) + \alpha_c f'_{cc} & \text{cho } \epsilon_{cu1} = 0,005 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} = 0,015 \\ \alpha_c f'_{cc} & \text{cho } \epsilon_c > \epsilon_{cu2} = 0,015 \end{cases} \quad (41)$$



Hình 4. Quan hệ ứng suất và biến dạng của thép hình kết cấu



Hình 5. Quan hệ ứng suất và biến dạng của bê tông kiểm chế

Trong vùng bê tông chịu kéo, ứng suất kéo được giả thiết là tăng tuyến tính tới giá trị  $0,6\sqrt{f'_{cc}}$  với biến dạng kéo tăng tương ứng tới khi bê tông nứt. Sau khi bê tông nứt, ứng suất kéo được xem xét là giảm tuyến tính tới giá trị 0.

#### 4. THUẬT GIẢI ĐỘNG HỌC PHI TUYẾN

Để thực hiện phân tích động lực học phi đàn hồi phi tuyến tính cho khung liên hợp, một thuật giải phi tuyến đã được phát triển dựa trên phương pháp tích phân trực tiếp Newmark [30] và phương pháp giải lập Newton-Raphson để giải các phương trình vi phân chủ đạo của chuyển động bởi vì tính ổn định số và tính đơn giản của thuật toán này, như được minh họa trong Hình 6. Phương trình gia tăng của chuyển động của một kết cấu có thể được biểu diễn bằng phương trình dưới đây:

$$[M]\{\Delta\ddot{D}^{t+\Delta t}\} + [C]\{\Delta\dot{D}^{t+\Delta t}\} + [K_T]\{\Delta D^{t+\Delta t}\} = \{\Delta F_{ext}^{t+\Delta t}\} \quad (42)$$

trong đó  $[M]$  là ma trận khối lượng,  $[C]$  là ma trận cản nhớt, và  $[K_T]$  là các ma trận độ cứng tiếp tuyến;  $\{\Delta\ddot{D}\}$  ký hiệu cho véc tơ gia tăng gia tốc, trong khi  $\{\Delta\dot{D}\}$  là véc tơ gia tăng vận tốc, và  $\{\Delta D\}$  là véc tơ gia tăng chuyển vị;  $\{\Delta F_{ext}\}$  là véc tơ gia tăng lực ngoài; và các chỉ số  $t$  và  $t + \Delta t$  được sử dụng để mô tả các giá trị ở

thời điểm  $t$  và  $t + \Delta t$ . Ma trận cản nhớt  $[C]$  có thể được xác định dựa vào công thức Rayleigh [31], như dưới đây:

$$[C] = \alpha_M [M] + \beta_K [K_T] \quad (43)$$

ở đây  $\alpha_M$  là tham số cản nhớt tỉ lệ với khối lượng, và  $\beta_K$  biểu thị hệ số giảm chấn tỷ lệ với độ cứng.

Gia tốc và vận tốc gia tăng ở vòng lặp đầu tiên của mỗi bước thời gian có thể được tính bằng phương pháp gia tốc trung bình của họ Newmark với các tham số ( $\gamma = 1/2$  and  $\beta = 1/4$ ) [30], như các phương trình dưới đây:

$$\{\Delta\ddot{D}^{t+\Delta t}\} = \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} \{\Delta D^{t+\Delta t}\} - \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \{\dot{D}^t\} - \frac{1}{2\beta} \{\ddot{D}^t\} \quad (44)$$

$$\{\Delta\dot{D}^{t+\Delta t}\} = \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} \{\Delta D^{t+\Delta t}\} - \frac{\gamma}{\beta} \{\dot{D}^t\} + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \{\ddot{D}^t\} \quad (45)$$

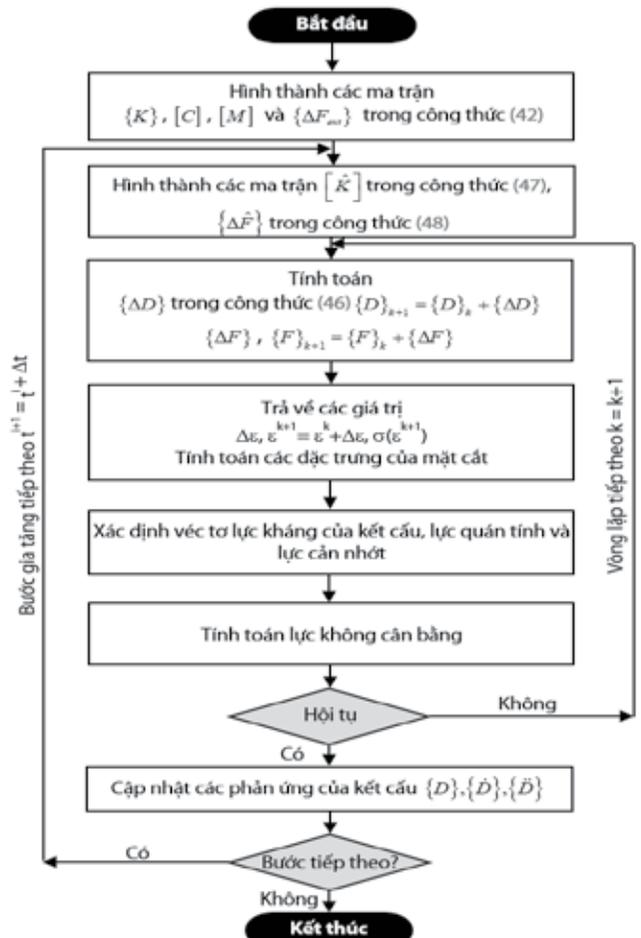
Thay thế phương trình (44) và (45) vào trong phương trình (42), gia tăng chuyển vị của kết cấu có thể được tính toán như sau:

$$[\hat{K}]\{\Delta D^{t+\Delta t}\} = \{\Delta \hat{F}\} \quad (46)$$

trong đó  $[\hat{K}]$  biểu thị ma trận độ cứng hiệu quả và  $\{\Delta \hat{F}\}$  là dạng gia tăng của véc tơ lực hiệu quả, như dưới đây:

$$[\hat{K}] = [K_T] + \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} [C] \quad (47)$$

$$\{\Delta \hat{F}\} = \{\Delta F^{t+\Delta t}\} + \left\{ \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \{\dot{D}^t\} + \frac{1}{2\beta} \{\ddot{D}^t\} \right\} [M] + \left\{ \frac{\gamma}{\beta} \{\dot{D}^t\} - \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \{\ddot{D}^t\} \right\} [C] \quad (48)$$



Hình 6. Sơ đồ phân tích động học phi đàn hồi phi tuyến tính

Phương pháp giải lặp Newton-Raphson sẽ được sử dụng để loại bỏ các lực không cân bằng trong mỗi bước. Chuyển vị tổng cộng, vận tốc tổng cộng và gia tốc tổng cộng tại thời điểm  $t + \Delta t$  được cập nhật dựa trên vectơ chuyển vị gia tăng  $\{\Delta D^{t+\Delta t}\}$  ở lần lặp đầu tiên ( $k = 1$ ) của mỗi bước gia tăng và được tính toán trong các biểu thức dưới đây:

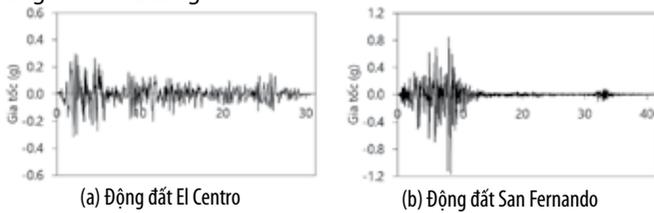
$$\{D^{t+\Delta t}\} = \{D^t\} + \{\Delta D^{t+\Delta t}\} \quad (49)$$

$$\{\dot{D}^{t+\Delta t}\} = \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t \{\ddot{D}^t\} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\{\dot{D}^t\} + \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} \{\Delta D^{t+\Delta t}\} \quad (50)$$

$$\{\ddot{D}^{t+\Delta t}\} = \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right)\{\ddot{D}^t\} - \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \{\dot{D}^t\} + \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} \{\Delta D^{t+\Delta t}\} \quad (51)$$

### 5. KIỂM CHỨNG VÀ ÁP DỤNG

Trong mục này, hai ví dụ số sẽ được thực hiện để kiểm chứng tính chính xác và hiệu quả tính toán của phương pháp đề xuất trong nghiên cứu về ứng xử động học phi đàn hồi phi tuyến tính của kết cấu liên hợp CFST dưới tác dụng của động đất. Kết quả từ phương pháp đề xuất sẽ được so sánh với kết quả từ chương trình phân tích thương mại Abaqus. Bằng việc sử dụng các công thức đã thiết lập cho phần tử dầm cột, một chương trình máy tính sẽ được phát triển bằng ngôn ngữ lập trình Fortran để sử dụng trong quá trình phân tích. Đối với tất cả các ví dụ, hai trận động đất xảy ra ở Northridge và San Fernando với cường độ khác nhau sẽ được sử dụng làm dữ liệu đầu vào cho quá trình phân tích và đánh giá [32], được minh họa trong Hình 7 và Bảng 1.



Hình 7. Bản ghi của các động đất.

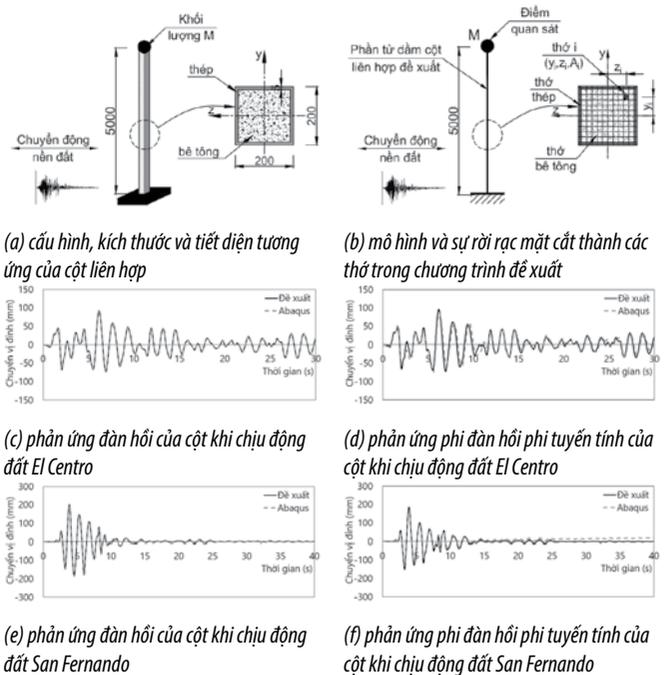
Bảng 1. Bước thời gian và gia tốc mặt đất cực đại của trận động đất

Động đất	Năm	Bước thời gian (s)	Tổng thời gian (s)	Gia tốc mặt đất cực đại (g)
El Centro	1940	0,020	31,18	0,319
San Fernando	1971	0,010	41,64	1,160

#### 5.1. Cột liên hợp chịu tải động đất

Ví dụ này được thực hiện để kiểm chứng tính chính xác của phương pháp đề xuất bằng cách so sánh kết quả thu được từ phương pháp đề xuất với kết quả từ Abaqus. Cấu hình, kích thước và tiết diện của cột liên hợp chịu tải trọng động đất được minh họa trong Hình 8 (a). Kết cấu cột được mô hình hoá như hệ một bậc tự do với khối lượng tập trung ở đầu cột  $M = 10 \text{ Ns}^2/\text{m}$ . Mô hình và sự rời rạc tiết diện trong chương trình để xuất được thể hiện trong Hình 8 (b). Chú ý ở đây, vật liệu được sử dụng là tương tự cho tất cả các tình huống động đất phân tích. Với kết cấu thép hộp, cường độ chảy dẻo vật liệu thép là  $f_{ys} = 300,0 \text{ N/mm}^2$ , và mô đun đàn hồi  $E = 2,00 \times 10^5 \text{ MPa}$ . Trong khi đó, cường độ chịu nén mẫu lập phương của bê tông là  $f_c = 30,0 \text{ MPa}$  và sẽ được chuyển đổi thành cường độ nén dầm trụ tròn. Đối với mô hình Abaqus, lõi bê tông của cột được mô hình bằng phần tử khối C3D8R, trong khi thép hộp bên ngoài được mô hình bằng phần tử tấm S4R. Phần tử tấm S4R được sử dụng để

mô phỏng cho thép hộp vì loại phần tử này là phù hợp nhất cho dạng kết cấu thép thành mỏng [33]. Liên kết \*SURFACE-TO-SURFACE được sử dụng để mô tả liên kết giữa lõi bê tông và thép hộp. Bên cạnh đó, lựa chọn \*INERTIA MANAGER được sử dụng để gán khối lượng tập trung và tham số  $\alpha_M$ . Vật liệu bê tông được mô phỏng sử dụng mô hình \*CONCRETE DAMAGED PLASTICITY, trong khi đó vật liệu thép được mô tả bằng mối quan hệ ứng suất biến dạng hai đoạn bi-linear. Một nghiên cứu độ nhạy cũng đã được thực hiện để lựa chọn kích thước lưới phần tử cho mô hình trong Abaqus với kết quả và thời gian phân tích hợp lý. Sau phân tích hội tụ, 1600 phần tử khối C3D8R được sử dụng để mô hình cột bê tông lõi trong khi kết cấu thép hộp lại được mô phỏng bởi 1600 phần tử tấm S4R.



Hình 8. Cột liên hợp chịu tải động đất

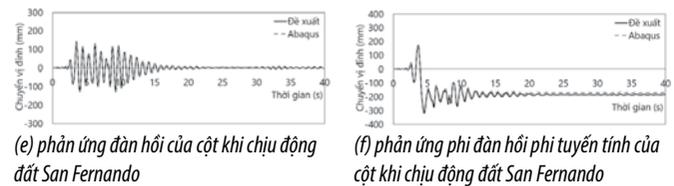
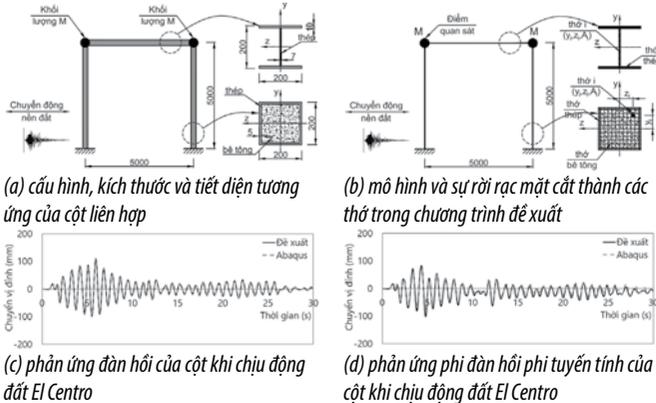
Phản ứng chuyển vị đỉnh của cột theo thời gian giữa phân tích bằng chương trình để xuất và Abaqus cho cả hai dạng phân tích: (i) đàn hồi, và (ii) phi đàn hồi phi tuyến tính được so sánh trong Hình 8 (c) - (d) cho động đất El Centro và Hình 8 (e) - (f) cho động đất San Fernando. Kết quả phân tích từ chương trình để xuất gần như tương đồng với kết quả từ Abaqus. Chuyển vị đỉnh của cột dưới các động đất và các phân tích khác nhau được tổng hợp trong Bảng 2. Có thể thấy, một sự tương đồng trong kết quả chuyển vị đỉnh cực hạn được tiên đoán bởi hai chương trình là gần như nhau. Đối với động đất El Centro, tỉ lệ giữa chuyển vị đỉnh cực hạn phân tích bởi hai chương trình chỉ khác nhau dưới 0,5 % cho phân tích đàn hồi và dưới 8,6 % cho phân tích phi đàn hồi phi tuyến tính. Tương tự với động đất San Fernando, các giá trị khác nhau này lần lượt là 0,1 % và 8,9 %. Để xem xét hiệu quả tính toán số của chương trình đã đề xuất, một máy tính với cấu hình Core i7-3930K và RAM 32,0 GB đã cùng được sử dụng cho cả hai phương pháp phân tích. Kết quả cho thấy, với động đất El Centro và cho phân tích phi đàn hồi phi tuyến tính, chương trình để xuất đã phân tích kết cấu cột chỉ trong 15,2 giây trong khi Abaqus đã phân tích cột đó trong 31,0 phút. Điều này cho thấy hiệu quả phân tích số của phương pháp đã đề xuất là đáng kể, gấp hơn 122 lần chương trình Abaqus. Như vậy, có thể thấy rằng chương trình để xuất có độ chính xác và hiệu quả tính toán cao khi sử dụng để phân tích động học phi đàn hồi phi tuyến tính cột liên hợp chịu tải trọng động đất.

**Bảng 2** So sánh chuyển vị đỉnh của cột liên hợp chịu động đất.

Động đất	Loại phân tích	Giá trị	Chuyển vị đỉnh		Abaqus Đề xuất
			Đề xuất	Abaqus	
El Centro	Đàn hồi	Lớn nhất	92,0	91,5	0,995
		Nhỏ nhất	-73,3	-73,0	0,996
	Phi đàn hồi phi tuyến tính	Lớn nhất	93,9	85,8	0,914
		Nhỏ nhất	-75,1	-73,2	0,975
San Fernando	Đàn hồi	Lớn nhất	202,2	201,9	0,999
		Nhỏ nhất	-186,4	-186,2	0,999
	Phi đàn hồi phi tuyến tính	Lớn nhất	185,6	169,0	0,911
		Nhỏ nhất	-150,6	-139,9	0,928

**5.2. Khung phẳng liên hợp chịu tải trọng động đất**

Ví dụ tiếp theo là một khung cổng liên hợp chịu tải trọng động đất với các đặc tính vật liệu và hình dạng hình học như trên Hình 9 (a). Vì không có kết quả của thí nghiệm nên chương trình Abaqus sẽ được sử dụng cho mục đích kiểm chứng tính chính xác của chương trình đề xuất. Mô hình và sự rời rạc mặt cắt trong chương trình đề xuất được trình bày trong Hình 9 (b). Tương tự như ví dụ trước, cường độ chảy dẻo vật liệu thép là  $f_{ys} = 300,0 \text{ N/mm}^2$ , và mô đun đàn hồi  $E = 2,00 \times 10^5 \text{ MPa}$  trong khi đó cường độ chịu nén mẫu lập phương của bê tông là  $f_c' = 30,0 \text{ MPa}$ . Đối với mô hình Abaqus, cũng như ví dụ trước, lõi bê tông được mô hình bằng phần tử khối C3D8R, trong khi thép hộp bên ngoài cột và dầm thép hình chữ I được mô hình bằng phần tử tấm S4R. Liên kết \*SURFACE-TO-SURFACE được sử dụng để mô tả liên kết giữa lõi bê tông và thép hộp. Bên cạnh đó, lựa chọn \*INERTIA MANAGER được sử dụng để gán khối lượng tập trung và tham số  $\alpha_M$ . Vật liệu bê tông được mô phỏng sử dụng mô hình \*CONCRETE DAMAGED PLASTICITY, trong khi đó vật liệu thép được mô tả bằng mối quan hệ ứng suất biến dạng hai đoạn bi-linear.



**Hình 9.** Khung phẳng liên hợp chịu tải trọng động đất

Đường cong chuyển vị đỉnh của cột theo thời gian giữa phân tích bằng chương trình đề xuất và Abaqus cho cả hai dạng phân tích: (i) đàn hồi, và (ii) phi đàn hồi phi tuyến tính được so sánh trong Hình 9 (c) - (d) cho động đất El Centro và Hình 9 (e) - (f) cho động đất San Fernando. Kết quả từ chương trình đề xuất gần như trùng khớp với kết quả từ Abaqus. Chuyển vị đỉnh của cột dưới các động đất và các phân tích khác nhau được tổng hợp trong Bảng 3. Có thể thấy, một sự tương đồng trong kết quả chuyển vị đỉnh cực hạn được tiên đoán bởi hai chương trình là gần như nhau. Đối với động đất El Centro, tỉ lệ giữa chuyển vị đỉnh cực hạn phân tích bởi hai chương trình chỉ khác nhau dưới 0,8 % cho phân tích đàn hồi và dưới 6,7 % cho phân tích phi đàn hồi phi tuyến tính. Tương tự với động đất San Fernando, các giá trị khác nhau này lần lượt là 0,1 % và 3,0 %. Để xem xét hiệu quả tính toán số của chương trình đã đề xuất, một máy tính với cấu hình Core i7-3930K và RAM 32,0 GB đã cùng được sử dụng cho cả hai phương pháp phân tích. Kết quả cho thấy, với động đất El Centro và cho phân tích phi đàn hồi phi tuyến tính, chương trình đề xuất chỉ phân tích kết cấu khung CFST trong 47,75 giây trong khi Abaqus đã phân tích khung trong 101,8 phút. Điều này cho thấy hiệu quả phân tích số của phương pháp đã đề xuất là đáng kể, gấp gần 128 lần chương trình thương mại Abaqus. Điều này chứng minh rằng phương pháp đã đề xuất có thể phân tích chính xác ứng xử phi tuyến của dầm khung liên hợp chịu tải trọng động đất với hiệu suất tính toán cao.

**Bảng 3** So sánh chuyển vị đỉnh của khung phẳng liên hợp chịu động đất.

Động đất	Loại phân tích	Giá trị	Chuyển vị đỉnh		Abaqus Đề xuất
			Đề xuất	Abaqus	
El Centro	Đàn hồi	Lớn nhất	109,5	110,4	1,008
		Nhỏ nhất	-98,2	-98,9	1,007
	Phi đàn hồi phi tuyến tính	Lớn nhất	70,8	66,9	0,945
		Nhỏ nhất	-85,2	-79,5	0,933
San Fernando	Đàn hồi	Lớn nhất	141,9	141,7	0,999
		Nhỏ nhất	-128,5	-128,6	1,001
	Phi đàn hồi phi tuyến tính	Lớn nhất	169,3	165,0	0,975
		Nhỏ nhất	-309,6	-300,2	0,970

## 6. KẾT LUẬN

Một phương pháp tiên tiến mới đã được phát triển thành công bằng ngôn ngữ lập trình Fortran. Phương pháp này kết hợp hàm ổn định và mô hình dẻo phân tán vào trong phần tử dầm cột thớ (fiber), nhằm tiên đoán ứng xử động học phi đàn hồi phi tuyến tính của kết cấu liên hợp CFST chịu tải trọng động đất. Các kết quả chính thu được như sau:

(1) Phương pháp được đề xuất có khả năng phân tích chính xác và hiệu quả ứng xử động học phi đàn hồi phi tuyến tính của kết cấu liên hợp CFST chịu tải trọng động đất bằng việc sử dụng phần tử dầm cột. Kết quả phân tích từ chương trình đề xuất gần như tương đồng với kết quả từ Abaqus cho cả kết cấu cột liên hợp CFST, và khung liên hợp CFST kích thước lớn. Do đó, phương pháp đã đề xuất hứa hẹn sẽ cung cấp một công cụ hữu ích cho thực hành thiết kế kháng chấn kết cấu liên hợp CFST.

(2) Sử dụng cùng một máy tính có cấu hình Core i7-3930K và RAM 32,0 GB cho cả hai phương pháp phân tích, kết quả cho thấy rằng, với động đất El Centro và phân tích phi đàn hồi phi tuyến tính, chương trình đề xuất phân tích kết cấu khung CFST chỉ trong 47,75 giây, trong khi Abaqus đã mất 101,8 phút để phân tích khung tương tự. Điều này cho thấy hiệu quả vượt trội trong phân tích số của phương pháp đề xuất, gấp gần 128 lần so với chương trình thương mại Abaqus.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Han Lin-Hai, Li Wei, Bjorhovde Reidar (2014), "Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members", *Journal of constructional steel research*, 100: 211-228.
- [2] Bình CT, "Nghiên cứu thực nghiệm cột ống thép nhồi bê tông trong điều kiện cháy", *Đại học kiến trúc Hà Nội*.
- [3] Danh Nguyễn Thế, NghiêM Đoàn Ngọc Tịnh, Quy Phan Thị Tường, Lan Nguyễn Thị Tố, Hiếu Nguyễn Văn, Cường Ngô Hữu (2024), "Phân tích tính phi tuyến hình học và vật liệu cấu kiện dầm-cột ống thép tròn nhồi bê tông", *Tạp chí Khoa học Công nghệ xây dựng (TCKHCNXD)-ĐHXDHN*, 18 (1V): 13-25.
- [4] Thai Huu-Tai, Kim Seung-Eock (2011), "Nonlinear inelastic analysis of concrete-filled steel tubular frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (12): 1797-1805.
- [5] Wang Wen Da, Han Lin Hai, Zhao Xiao Ling (2009), "Analytical behavior of frames with steel beams to concrete-filled steel tubular column", in *Journal of Constructional Steel Research* [Ed. Editors], [Publisher], [Place Published], [Pages].
- [6] Lee Seong-Hui, Uy Brian, Kim Sun-Hee, Choi Young-Hwan, Choi Sung-Mo (2011), "Behavior of high-strength circular concrete-filled steel tubular (CFST) column under eccentric loading", *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (1): 1-13.
- [7] Han Lin-Hai, An Yu-Feng (2014), "Performance of concrete-encased CFST stub columns under axial compression", *Journal of Constructional Steel Research*, 93: 62-76.
- [8] Cai Jingming, Pan Jinlong, Li Guanhua, Elchalakani Mohamed (2023), "Behaviors of eccentrically loaded ECC-encased CFST columns after fire exposure", *Engineering Structures*, 289: 116258.
- [9] Han Lin-Hai, He Shan-Hu, Liao Fei-Yu (2011), "Performance and calculations of concrete filled steel tubes (CFST) under axial tension", *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (11): 1699-1709.
- [10] Ren Qing-Xin, Han Lin-Hai, Lam Dennis, Hou Chao (2014), "Experiments on special-shaped CFST stub columns under axial compression", *Journal of Constructional Steel Research*, 98: 123-133.
- [11] Yang You-Fu, Han Lin-Hai (2012), "Concrete filled steel tube (CFST) columns subjected to concentrically partial compression", *Thin-walled structures*, 50 (1): 147-156.
- [12] Liao Fei-Yu, Han Lin-Hai, He Shan-Hu (2011), "Behavior of CFST short column and beam with initial concrete imperfection: Experiments", *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (12): 1922-1935.
- [13] Zeng Jun-Jie, Zheng Yu-Wen, Liu Feng, Guo Yong-Chang, Hou Chao (2021), "Behavior of FRP Ring-Confined CFST columns under axial compression", *Composite Structures*, 257: 113166.
- [14] Furlong Richard W (1967), "Strength of steel-encased concrete beam columns", *Journal of the Structural Division*, 93 (5): 113-124.
- [15] Wang Jingfeng, Pan Xuebei, Peng Xiao, Wang Jiabin (2019), "Seismic response investigation and analyses of end plate moment-resisting CFST frames under pseudo-dynamic loads", *International Journal of Steel Structures*, 19: 1854-1874.
- [16] Varma Amit H, Ricles James M, Sause Richard, Lu Le-Wu (2004), "Seismic behavior and design of high-strength square concrete-filled steel tube beam columns", *Journal of Structural Engineering*, 130 (2): 169-179.
- [17] Kopuri NAGK Manikanta, Priyadarshani S Anitha (2022), "Numerical analysis of concrete filled steel tube columns using ABAQUS", *Materials Today: Proceedings*, 65: 3476-3482.
- [18] Lavanya J, Elangovan R (2017), "The structural behaviour of concrete filled steel tubular columns", *International Research Journal of Engineering and Technology*, 4 (6): 209-15.
- [19] Qu Haiyan, Li Guoqiang, Chen Suwen, Sun Jianyun, Sozen Mete A (2011), "Analysis of circular concrete-filled steel tube specimen under lateral impact", *Advances in Structural Engineering*, 14 (5): 941-951.
- [20] Zhou Kan, Han Lin-Hai (2019), "Modelling the behaviour of concrete-encased concrete-filled steel tube (CFST) columns subjected to full-range fire", *Engineering Structures*, 183: 265-280.
- [21] Thai Huu-Tai, Uy Brian, Khan Mahub, Tao Zhong, Mashiri Fidelis (2014), "Numerical modelling of concrete-filled steel box columns incorporating high strength materials", *Journal of Constructional Steel Research*, 102: 256-265.
- [22] Wang Wen-Da, Han Lin-Hai, Zhao Xiao-Ling (2009), "Analytical behavior of frames with steel beams to concrete-filled steel tubular column", *Journal of Constructional Steel Research*, 65 (3): 497-508.
- [23] Thai Huu-Tai, Kim Seung-Eock (2011), "Second-order inelastic dynamic analysis of steel frames using fiber hinge method", *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (10): 1485-1494.
- [24] Thai Huu-Tai, Kim Seung-Eock (2008), "Second-order inelastic dynamic analysis of three-dimensional cable-stayed bridges", *Steel Str*, 8: 205-214.
- [25] Thai Huu-Tai, Kim Seung-Eock (2015), "Second-order distributed plasticity analysis of steel frames with semi-rigid connections", *Thin-Walled Structures*, 94: 120-128.
- [26] Chen Wai-Fah, Lui E. M. (1987), *Structural Stability: Theory and Implementation*, New York: Elsevier.
- [27] Kim Seung-Eock, Choi Se-Hyu (2001), "Practical advanced analysis for semi-rigid space frames", *International journal of solids and structures*, 38 (50-51): 9111-9131.
- [28] Mander John B, Priestley Michael JN, Park R (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of structural engineering*, 114 (8): 1804-1826.
- [29] Liang Qing Quan (2009), "Performance-based analysis of concrete-filled steel tubular beam-columns, Part I: Theory and algorithms", *Journal of Constructional Steel Research*, 65 (2): 363-372.
- [30] Newmark Nathan M (1959), "A method of computation for structural dynamics", *Journal of the engineering mechanics division*, 85 (3): 67-94.
- [31] Rajasekaran Sundaramoorthy (2009), *Structural dynamics of earthquake engineering: theory and application using MATHEMATICA and MATLAB*, Elsevier.
- [32] Database PEER Ground Motion (2013), "Pacific Earthquake Engineering Research Center", Ed. Editors], [Publisher], [Place Published], [Pages].
- [33] Kong Zhengyi, Hong Shaozheng, Vu Quang-Viet, Cao Xianlei, Kim Seung-Eock, Yu Bo (2020), "New equations for predicting initial stiffness and ultimate moment of flush end-plate connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 175: 106336.