

# ĐÁNH GIÁ SỰ THAY ĐỔI CỦA TẦN SỐ DAO ĐỘNG VÀ DẠNG DAO ĐỘNG CHO KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG

Nguyễn Chí Thiện<sup>a,b,c</sup>, Hồ Đức Duy<sup>a,b,\*</sup>, Ngô Hữu Cường<sup>a,b</sup>, Bạch Văn Sỹ<sup>a,b,d</sup>, Lê Thanh Cao<sup>a,b,d</sup>

<sup>a</sup>Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa TP. Hồ Chí Minh,  
268 đường Lý Thường Kiệt, quận 10, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

<sup>b</sup>Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, phường Linh Trung, quận Thủ Đức, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

<sup>c</sup>Công ty Cổ phần Tập đoàn Xây dựng Hòa Bình, Tòa nhà Pax Sky, 123 đường Nguyễn Đình Chiểu,  
phường Võ Thị Sáu, quận 3, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

<sup>d</sup>Khoa Xây dựng, Trường Đại học Nha Trang, 02 đường Nguyễn Đình Chiểu,  
phường Vĩnh Thọ, TP. Nha Trang, Khánh Hòa, Việt Nam

Nhận ngày 30/6/2021, Sửa xong 14/9/2021, Chấp nhận đăng 16/9/2021

## Tóm tắt

Trong bài báo này, sự thay đổi của tần số dao động và dạng dao động của khung bê tông cốt thép dưới tác dụng của các cấp tải trọng khác nhau được khảo sát và đánh giá. Đầu tiên, lý thuyết về việc chẩn đoán hư hỏng kết cấu dựa trên sự thay đổi của tần số dao động và dạng dao động được trình bày. Tiếp theo, một mô hình phần tử hữu hạn cho khung bê tông cốt thép được mô phỏng bằng phần mềm ANSYS. Các trường hợp hư hỏng được khảo sát là các mức độ hư hỏng trong khung tương ứng với các cấp tải trọng khác nhau. Độ tin cậy của kết quả mô phỏng được kiểm chứng bằng việc so sánh với kết quả thực nghiệm. Cuối cùng, sự xuất hiện của hư hỏng trong khung dưới các cấp tải trọng được cảnh báo chính xác dựa vào sự thay đổi của tần số dao động và dạng dao động. Kết quả từ nghiên cứu cho thấy việc sử dụng các đặc trưng dao động để phát hiện hư hỏng trong khung bê tông cốt thép đạt được hiệu quả cao.

*Từ khoá:* chẩn đoán kết cấu; tần số dao động; dạng dao động; mô phỏng số; khung bê tông cốt thép.

## ASSESSMENT OF CHANGE IN NATURAL FREQUENCIES AND MODE SHAPES FOR REINFORCED CONCRETE FRAMES UNDER VARIOUS LOADINGS

### Abstract

In this paper, the change in natural frequencies and mode shapes for reinforced concrete frames under various load levels is examined and assessed. First, the theory of vibration-based structural damage monitoring methods based on the natural frequency change and the mode shape change are presented. Next, a finite element model for a reinforced concrete frame is simulated using ANSYS software. The frame's damage cases corresponding to different levels of load are investigated. The reliability of numerical simulation results is verified by comparing with experimental ones. Finally, the occurrence of damage in the frame under various load levels is accurately warned based on the natural frequency change and the mode shape change. The results from this study show that the use of vibration characteristics achieves high efficiency to detect the damages in reinforced concrete frames.

*Keywords:* damage assessment; natural frequency; mode shape; numerical simulation; reinforced concrete frame.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce\(nuce\)2022-16\(1V\)-03](https://doi.org/10.31814/stce.huce(nuce)2022-16(1V)-03) © 2022 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

\*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: [hoducduy@hcmut.edu.vn](mailto:hoducduy@hcmut.edu.vn) (Duy, H. Đ.)

## 1. Giới thiệu

Ngành xây dựng là một trong những lĩnh vực có lịch sử lâu đời cũng như có quy mô lớn, phục vụ các nhu cầu cơ bản về lưu trú, sản xuất, thương mại, du lịch, quân sự. Ngày nay, cùng với sự phát triển mạnh mẽ của khoa học và công nghệ, ngày càng có nhiều công trình xây dựng với độ phức tạp về kỹ thuật, tính đa dạng về mỹ thuật được hình thành. Do vậy, các yêu cầu trong việc theo dõi, bảo trì và vận hành cho công trình cũng ngày càng được quan tâm. Cùng với sự phát triển của khoa học và công nghệ, việc theo dõi và chẩn đoán kết cấu (Structural Health Monitoring: SHM) đóng vai trò rất quan trọng đối với sức khỏe của kết cấu công trình. Việc này giúp phát hiện sớm những bất thường cho kết cấu, tạo điều kiện thuận lợi để sửa chữa hoặc thay thế kịp thời những cấu kiện bị hư hỏng, đánh giá tuổi thọ còn lại của công trình, hạn chế đến mức thấp nhất hậu quả có thể xảy ra.

Hai phương pháp phổ biến dùng để phát hiện và đánh giá hư hỏng cho kết cấu là phương pháp thí nghiệm phá hủy và phương pháp thí nghiệm không phá hủy. Với những ưu điểm như khả năng đo lường linh hoạt, chi phí tương đối thấp, phương pháp không phá hủy ngày càng trở nên phổ biến. Trong đó, phương pháp sử dụng các đặc trưng dao động kết cấu trở thành một trong những phương pháp gián tiếp và hiệu quả để phát hiện, chẩn đoán hư hỏng kết cấu. Nguyên lý cơ bản của phương pháp này là các hư hỏng trong kết cấu sẽ dẫn đến sự thay đổi các đặc trưng dao động như: tần số dao động, dạng dao động, ... Dựa vào sự thay đổi các đặc trưng dao động này, hư hỏng trong kết cấu có thể được phát hiện cả về vị trí lẫn mức độ [1–4].

Kết cấu khung bê tông cốt thép được sử dụng rất phổ biến cho các công trình xây dựng. Trong đó, khung bê tông cốt thép thường được sử dụng làm kết cấu chịu lực chính, đảm bảo độ cứng, ổn định tổng thể cho công trình. Nhiều nguyên nhân khác nhau có thể tác động và gây hư hại đến công trình, đặc biệt là những cấu kiện chịu lực chính, ảnh hưởng trực tiếp đến công năng sử dụng và tuổi thọ của công trình. Vì vậy, việc theo dõi và chẩn đoán cho kết cấu khung nhằm xác định vị trí, phạm vi vùng hư hỏng và đánh giá khả năng chịu lực là rất quan trọng. Việc phát hiện kịp thời và xử lý các hư hỏng tiềm ẩn sẽ đảm bảo công năng sử dụng cũng như kéo dài tuổi thọ cho kết cấu khung.

Từ những nhu cầu thực tiễn và kế thừa các nghiên cứu trước, mục tiêu của bài báo này là đánh giá sự thay đổi của tần số dao động và dạng dao động cho khung bê tông cốt thép dưới tác dụng của các cấp tải trọng khác nhau. Phương pháp đánh giá được sử dụng là dựa trên sự thay đổi của tần số dao động và sự thay đổi của dạng dao động. Khung bê tông cốt thép được mô phỏng không gian theo phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng bằng phần mềm ANSYS. Trong mô hình, mức độ hư hỏng của khung được xem xét tương ứng với các cấp tải trọng khác nhau. Độ tin cậy của kết quả mô phỏng được kiểm chứng so với kết quả thực nghiệm. Từ đó, các kết quả về chỉ số đánh giá hư hỏng được tính toán và phân tích để kết luận về hư hỏng trong khung bê tông cốt thép.

## 2. Phương pháp chẩn đoán hư hỏng kết cấu sử dụng các đặc trưng dao động

### 2.1. Phương pháp chẩn đoán hư hỏng dựa trên sự thay đổi tần số

Trong những năm gần đây, phương pháp sử dụng sự thay đổi tần số dao động để phát hiện hư hỏng trong kết cấu là một trong những phương pháp đơn giản, nhanh chóng và hiệu quả trong lĩnh vực theo dõi sức khỏe tổng thể của kết cấu [5–8]. Đối với kết cấu thực tế, dù có hư hỏng hay không, tần số dao động có được khi thực hiện đo và phân tích dao động. Khi có hư hỏng xuất hiện trong kết cấu, tần số dao động có xu hướng giảm tương ứng với sự suy giảm độ cứng của kết cấu. Dựa vào mức độ thay đổi của tần số dao động, mức độ hư hỏng của kết cấu được đánh giá. Mức độ thay đổi tần số dao động được biểu diễn theo công thức sau:

$$\Delta f = \frac{|f - f^*|}{f} \times 100\% \quad (1)$$

trong đó,  $\Delta f$  là phần trăm độ thay đổi tần số dao động (%);  $f$  là tần số dao động khi kết cấu ở trạng thái chưa hư hỏng (Hz);  $f^*$  là tần số dao động khi kết cấu ở trạng thái có hư hỏng (Hz). Dựa vào giá trị  $\Delta f$  của các dạng dao động được xem xét, nếu có hư hỏng xuất hiện thì  $\Delta f$  sẽ khác 0; và ngược lại.

## 2.2. Phương pháp chẩn đoán hư hỏng dựa trên sự thay đổi dạng dao động

Phương pháp chẩn đoán hư hỏng kết cấu dựa vào sự thay đổi dạng dao động được giới thiệu và phát triển thông qua nhiều nghiên cứu trên thế giới. Trong đó, chỉ số MAC (Modal Assurance Criterion), một chỉ số thống kê biểu thị sự tương đồng giữa các dạng dao động, được sử dụng phổ biến [9–13]. Giá trị MAC nhận các giá trị nằm trong đoạn [0; 1]. Giá trị MAC bằng 0 thể hiện sự hoàn toàn không tương đồng của các dạng dao động. Giá trị MAC bằng 1 thể hiện sự hoàn toàn tương đồng của các dạng dao động. Công thức đánh giá sự tương đồng dạng dao động giữa trạng thái kết cấu chưa hư hỏng và trạng thái kết cấu có hư hỏng được đưa ra như sau:

$$MAC(X, X^*) = \frac{\left| \sum_{i=1}^n \{\phi_X\}_i \{\phi_{X^*}\}_i \right|^2}{\left( \sum_{i=1}^n \{\phi_X\}_i^2 \right) \left( \sum_{i=1}^n \{\phi_{X^*}\}_i^2 \right)} \quad (2)$$

trong đó,  $X, X^*$  lần lượt là hai trạng thái kết cấu khung,  $X$  biểu thị cho trạng thái ban đầu trong khung khi chưa xuất hiện hư hỏng và  $X^*$  biểu thị cho trạng thái sau của khung khi xuất hiện hư hỏng dưới tải trọng tác dụng;  $\phi_X, \phi_{X^*}$  lần lượt là dạng dao động đang xét của trạng thái kết cấu chưa hư hỏng và trạng thái kết cấu có hư hỏng;  $n$  là số lượng dữ liệu của dạng dao động đang xét. Việc tính toán chỉ số MAC được thực hiện tương đối đơn giản theo công thức (2) với dữ liệu đầu vào là hai vectơ dạng dao động  $\phi_X, \phi_{X^*}$ . Giá trị MAC đánh giá sự tương đồng về dạng dao động giữa hai trạng thái; từ đó, sự xuất hiện của hư hỏng trong kết cấu được cảnh báo.

## 3. Mô phỏng số cho khung bê tông cốt thép

Một khung bê tông cốt thép dưới tác dụng của tải trọng đứng và tải trọng ngang đồng thời được chọn để mô phỏng trong nghiên cứu này. Hình ảnh thực tế của khung được thể hiện trên Hình 1. Trong đó, khung có chiều cao 2,15 m, nhịp khung 4,05 m, tiết diện của cầu kiện cột là  $250 \times 300$  mm và



Hình 1. Khung bê tông cốt thép thí nghiệm [14]

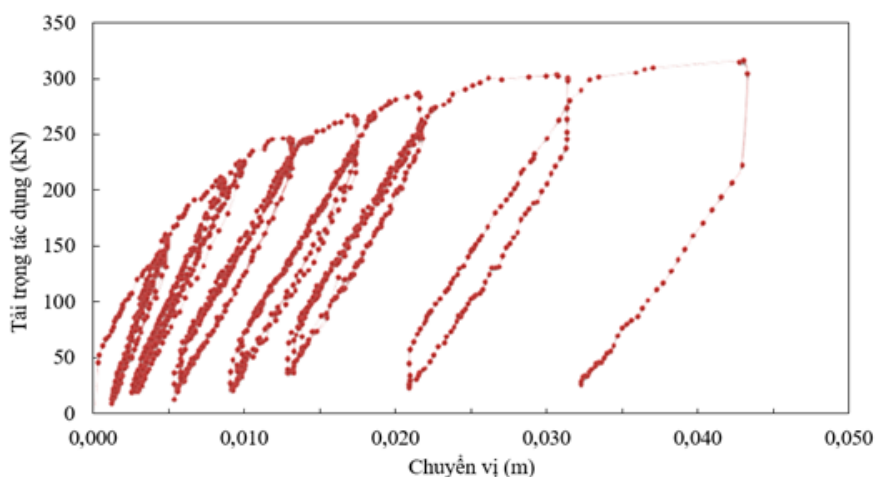
Bảng 1. Đặc trưng vật liệu của bê tông [14]

Đặc trưng	Bê tông B30
Cường độ chịu nén (MPa)	33
Cường độ chịu kéo (MPa)	2,9
Mô đun đàn hồi (MPa)	32500
Khối lượng riêng (kg/m <sup>3</sup> )	2450
Hệ số Poisson $\nu$	0,2
Biến dạng cực hạn $\varepsilon$	0,0035

cầu kiện dầm là  $200 \times 350$ . Đối với dầm, cốt thép dọc bố trí cho cả phía trên và phía dưới đều là  $3\varnothing 16$  (hàm lượng cốt thép khoảng 0,85%), cốt thép đai bố trí  $\varnothing 8a100/200$ . Đối với cột, cốt thép dọc bố trí  $6\varnothing 16$  (hàm lượng cốt thép khoảng 1,6%) theo sơ đồ khung chịu lực trong mặt phẳng, cốt thép đai bố trí  $\varnothing 8a100/200$ . Vật liệu bê tông và cốt thép được cho trong Bảng 1 và Bảng 2. Tải trọng đứng tác dụng vào khung là 3 khối bê tông có kích thước  $1 \times 1,2 \times 1,2$  m cho mỗi khối. Tải trọng ngang tác dụng vào khung được thực hiện thông qua kích thủy lực. Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng ngang và chuyển vị ngang được thể hiện trên Hình 2 [14]. Thí nghiệm gia tải cho khung được thực hiện tại Phòng thí nghiệm Kết cấu công trình (BKSEL), Trường Đại học Bách Khoa, ĐHQG-HCM.

Bảng 2. Đặc trưng vật liệu của cốt thép [14]

Đặc trưng	Cốt thép dọc	Cốt thép đai
Mô đun đàn hồi (MPa)	210000	210000
Giới hạn chảy dẻo (MPa)	400	240



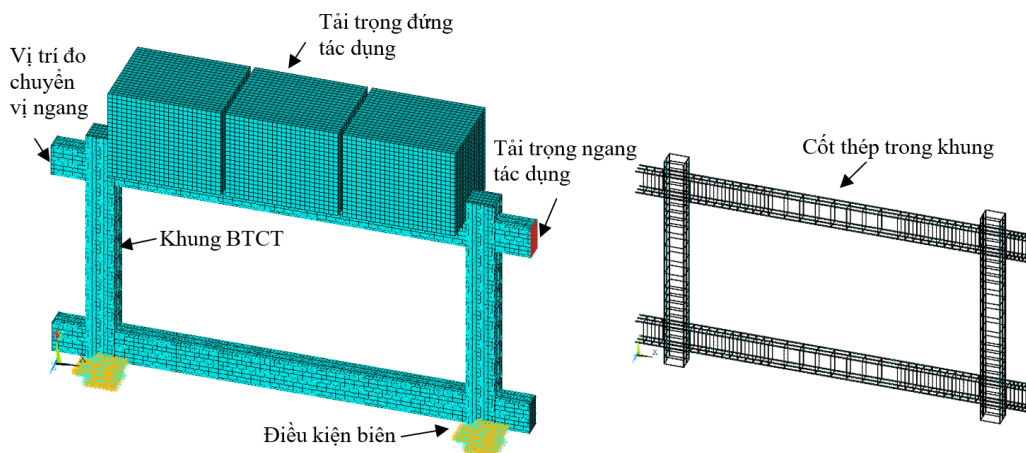
Hình 2. Biểu đồ tải trọng – chuyển vị của khung khi thí nghiệm [14]

Trong nghiên cứu này, phần mềm ANSYS APDL được sử dụng để mô phỏng kết cấu khung. Trong mô phỏng, sự làm việc chung của bê tông và cốt thép được xem xét. Các loại phần tử sử dụng trong ANSYS cho khung bê tông cốt thép được trình bày trong Bảng 3. Hình 3 thể hiện mô hình phần tử hữu hạn của khung bê tông cốt thép trong ANSYS.

Trong nghiên cứu này, 12 cấp tải, được liệt kê trong Bảng 4, được lựa chọn để khảo sát bài toán dao động. Từ đó, các dữ liệu tần số dao động và dạng dao động của khung được phân tích tương ứng với từng cấp tải. Một quy trình phân tích ứng xử tĩnh học và động học của khung được đề xuất như Hình 4.

Bảng 3. Các loại phần tử sử dụng trong mô phỏng

Loại vật liệu	Loại phần tử
Bê tông	SOLID65
Cốt thép dọc	BEAM188
Cốt đai	BEAM188
Thép tấm	SOLID185

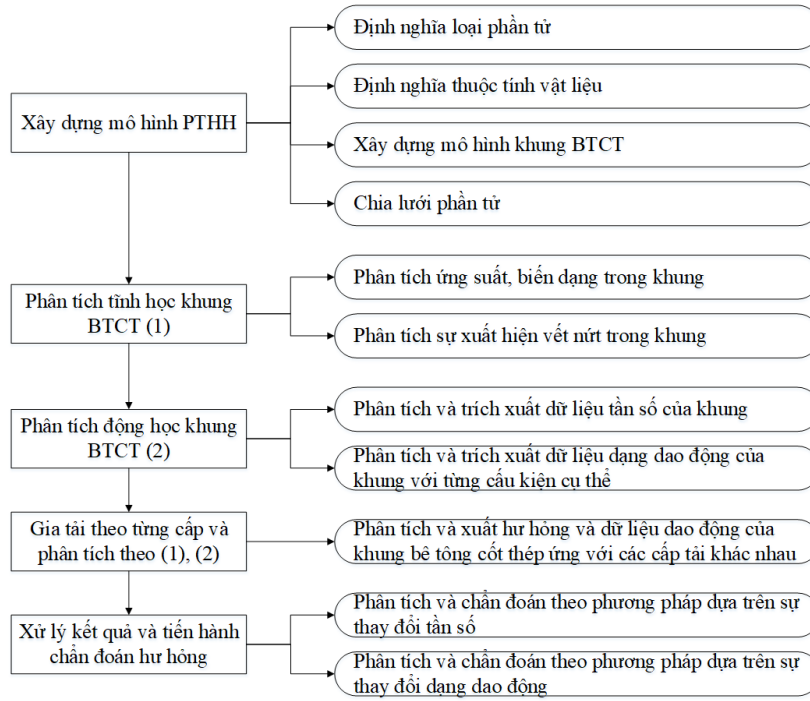


Hình 3. Mô hình phần tử hữu hạn khung bê tông cốt thép

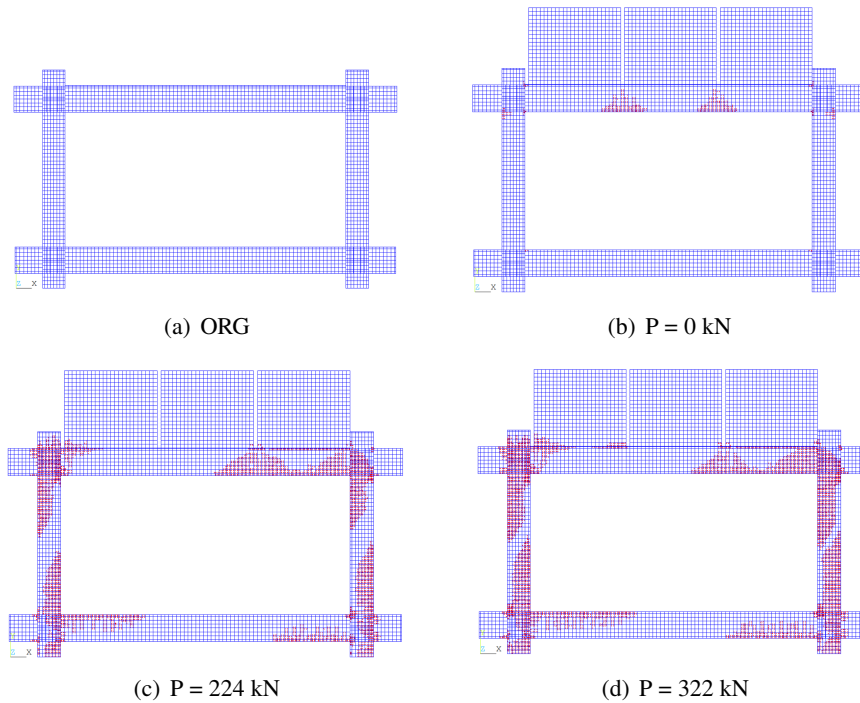
Bảng 4. Các cấp tải trọng khảo sát

Tải trọng ngang P (kN)	Ghi chú
ORG	Trạng thái ban đầu, chưa xét tải trọng đứng
0	Trạng thái có xét tải trọng đứng, chưa có tải trọng ngang
49	
98	
147	
203	
224	Trạng thái cốt thép bắt đầu chảy dẻo
252	
301	
315	
322	Trường hợp tải trọng tác dụng lớn nhất trong thực nghiệm
329	Trường hợp tải trọng tác dụng lớn nhất trong ANSYS

Từ kết quả của mô hình phần tử hữu hạn, các kết quả phân tích tĩnh học về vùng hư hỏng trên khung được so sánh với kết quả thực nghiệm theo [14]. Các vùng hư hỏng từ phân tích ứng xử tĩnh học trong mô hình ANSYS ứng với một số trường hợp được thể hiện trên Hình 5. Kết quả cho thấy rằng các vết nứt trong có dạng thẳng góc là chủ yếu. Điều này chứng tỏ vết nứt xảy ra chủ yếu do mô men uốn. Ngoài ra, tại các vị trí liên kết giữa dầm và cột, thân cột xuất hiện các vết nứt nghiêng do chịu tác động của tải trọng ngang gây ra lực cắt ở các vị trí này. Sự hình thành và phát triển của các vùng nứt có xu hướng giống nhau ở các nút khung. Đối chiếu với kết quả vùng nứt thực nghiệm được thể hiện trong Hình 6 [14], các vùng nứt được phân tích từ mô hình ANSYS cho kết quả rất phù hợp với thực nghiệm từ hình dạng vết nứt, vị trí vùng nứt cho đến sự hình thành phát triển vùng nứt ở các nút khung và chân cột. Bên cạnh đó, chuyển vị ngang khi mô phỏng, tại vị trí trên Hình 3, đối với cấp tải  $P = 322$  kN là 43,74 mm. Chuyển vị ngang tại cùng vị trí trong thực nghiệm đối với cấp tải  $P = 322$  kN là 43,08 mm (Hình 2). Như vậy, độ chênh lệch về chuyển vị ngang là 1,5%.

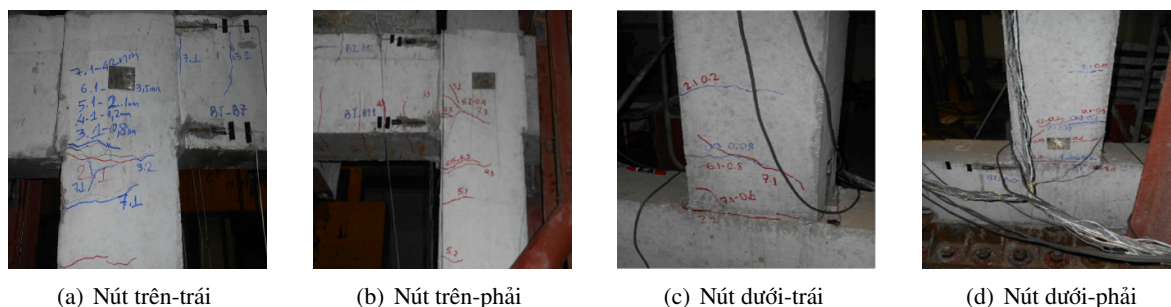


Hình 4. Sơ đồ quy trình phân tích ứng xử khung bê tông cốt thép



Hình 5. Kết quả các vùng nứt trong khung theo mô hình ANSYS





Hình 6. Kết quả các vùng nứt trong khung theo thực nghiệm [14]

Hơn nữa, các kết quả tần số dao động cũng khung cũng được so sánh với kết quả thực nghiệm [15] nhằm kiểm chứng độ tin cậy của phương pháp mô phỏng số. Kết quả phân tích tần số dao động cho dạng dao động uốn thứ nhất của khung được thể hiện trong Bảng 5 tương ứng với hai trạng thái là chưa gia tải trọng ngang ( $P = 0$ ) tải trọng ngang lớn nhất theo thực nghiệm ( $P = 322 \text{ kN}$ ). Kết quả tần số dao động giữa mô phỏng và thực nghiệm rất phù hợp cho cả hai trạng thái; độ chênh lệch tần số dao động khoảng 3,6% đến 8,5%. Khi có hư hỏng xuất hiện trong khung, giá trị tần số dao động giảm tương ứng với độ suy giảm của độ cứng trong kết cấu khung.

**Bảng 5. So sánh tần số dao động thứ nhất giữa mô phỏng và thực nghiệm**

Trạng thái	Tần số theo mô phỏng (Hz)	Tần số theo thực nghiệm (Hz) [15]	Chênh lệch (%)
P = 0 kN	8,322	7,617	8,5
P = 322 kN	5,420	5,615	3,6

Các nhận xét phân tích ứng xử tĩnh học về sự xuất hiện các vùng nứt và phân tích ứng xử động học về tần số dao động nêu trên đã minh chứng rằng mô phỏng số khung bê tông cốt thép cho kết quả đáng tin cậy. Đây là cơ sở để sử dụng các kết quả phân tích từ mô hình ANSYS cho việc chẩn đoán hư hỏng trong khung sử dụng các đặc trưng dao động.

#### 4. Phân tích và đánh giá sự thay đổi của tần số dao động

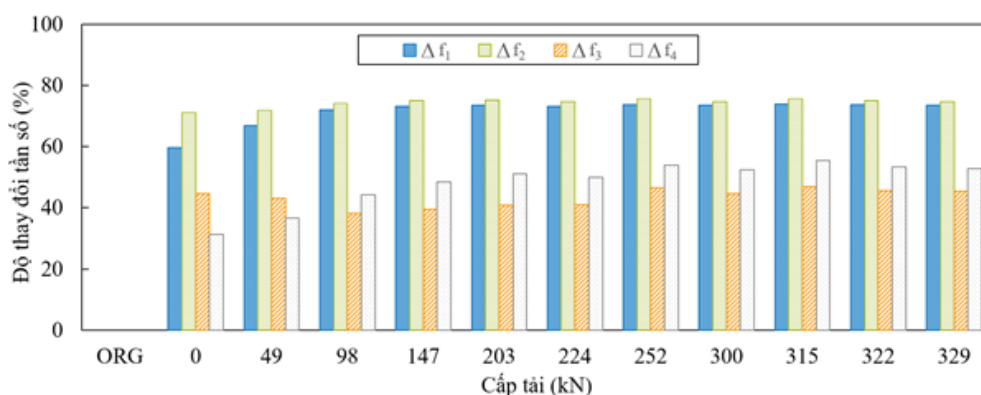
Từ kết quả mô phỏng số, tần số dao động tương ứng với bốn dạng dao động uốn của khung được liệt kê trong Bảng 6 cho từng cấp tải trọng. Từ đó, độ thay đổi của tần số dao động được tính toán theo công thức (1) và liệt kê trong Bảng 7. Dễ dàng thấy rằng, khi gia tải đứng cho khung, các vùng nứt xuất hiện trong dầm phía trên (Hình 5(b)). Điều này làm độ cứng tổng thể của khung giảm đáng kể, giá trị tần số dao động giảm 31,4% đến 71,1% so với trạng thái ban đầu (ORG). Độ giảm tần số lớn nhất (71,1%) xảy ra đối với dạng dao động thứ hai. Điều này chứng tỏ rằng độ cứng của dầm phía trên đóng góp đáng kể trong độ cứng tổng thể của khung tương ứng với dạng dao động thứ hai.

Khi bắt đầu gia tải trọng ngang cho khung, ở cấp tải càng lớn, vùng nứt càng mở rộng, độ cứng giảm càng nhiều dẫn đến tần số dao động giảm nhiều. Tại cấp tải 224 kN, cấp tải bắt đầu xuất hiện sự chảy dẻo của cốt thép trong khung, tần số dao động có sự tăng lên nhưng không đáng kể. Điều này có thể lý giải rằng lúc này kết cấu hệ khung có sự thay đổi trạng thái, nên có việc phân bố lại độ cứng và khối lượng. Tại các cấp tải lớn hơn 300 kN (tiến đến gần trạng thái phá hoại của khung), các tần số có

sự biến động, tuy nhiên vẫn theo xu hướng giảm dần. Tại cấp tải lớn nhất 329 kN, giá trị tần số dao động giảm 45,5% đến 73,6% so với trạng thái ban đầu chưa gia tải trọng đứng và ngang (ORG); và giảm 1,6% đến 34,5% so với trạng thái có tải trọng đứng và chưa có tải trọng ngang ( $P = 0$  kN). Kết quả ở Bảng 7 được trực quan hóa bằng Hình 7. Đối với kết cấu khung đang khảo sát, dạng dao động uốn thứ nhất và thứ hai có tần số nhạy nhất, giảm nhiều nhất so với hai dạng dao động còn lại.

Bảng 6. Kết quả tần số dao động tương ứng với từng cấp tải trọng

Cấp tải	ORG	0 kN	49 kN	98 kN	147 kN	203 kN	224 kN	252 kN	301 kN	315 kN	322 kN	329 kN
$f_1$ (Hz)	20,684	8,322	6,834	5,780	5,559	5,464	5,528	5,413	5,460	5,378	5,420	5,453
$f_2$ (Hz)	54,036	15,601	15,201	13,958	13,486	13,378	13,715	13,115	13,619	13,175	13,441	13,635
$f_3$ (Hz)	64,981	36,013	37,004	40,164	39,344	38,432	38,357	34,758	35,911	34,453	35,309	35,434
$f_4$ (Hz)	121,500	83,313	76,906	67,703	62,595	59,499	60,847	55,920	57,706	54,130	56,499	57,382



Hình 7. Biểu đồ thể hiện phần trăm độ thay đổi tần số dao động

Bảng 7. Độ thay đổi của tần số dao động theo từng cấp tải

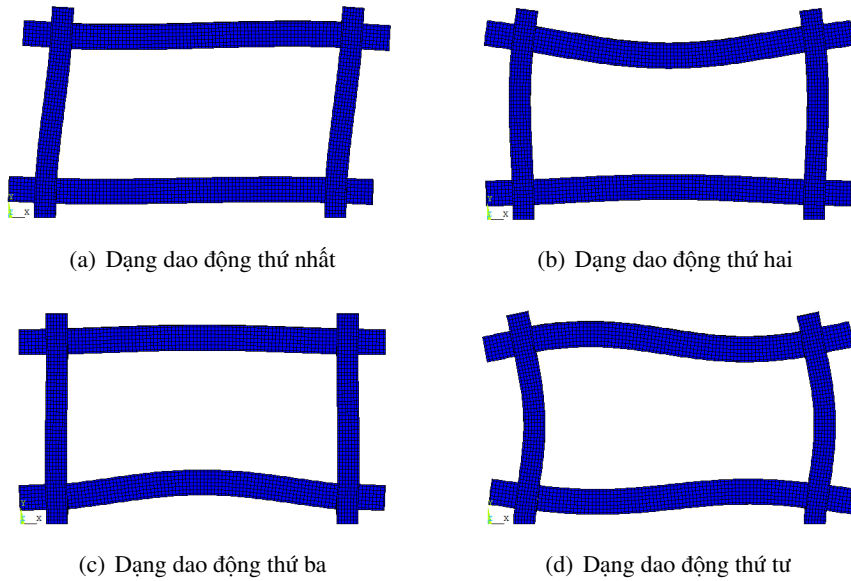
Cấp tải	ORG	0 kN	49 kN	98 kN	147 kN	203 kN	224 kN	252 kN	301 kN	315 kN	322 kN	329 kN
$\Delta f_1$ (%)	0,000	59,766	66,960	72,056	73,124	73,583	73,274	73,830	73,603	73,999	73,796	73,637
$\Delta f_2$ (%)	0,000	71,129	71,869	74,169	75,043	75,242	74,619	75,729	74,796	75,618	75,126	74,767
$\Delta f_3$ (%)	0,000	44,579	43,054	38,191	39,453	40,857	40,972	46,511	44,736	46,980	45,663	45,470
$\Delta f_4$ (%)	0,000	31,430	36,703	44,277	48,481	51,030	49,920	53,975	52,505	55,449	53,499	52,772

Nhìn chung, phương pháp dựa vào sự thay đổi tần số dao động đơn giản và nhanh chóng cảnh báo sự xuất hiện hư hỏng cho kết cấu khung. Khi mức độ hư hỏng gia tăng, độ thay đổi tần số gia tăng tương ứng. Tuy nhiên, phương pháp này chỉ cho kết quả chẩn đoán chính xác cho những dạng dao động có độ nhạy cao đối với hư hỏng. Đối với những dạng dao động có độ nhạy thấp hơn, độ thay đổi tần số rất nhỏ nên khó có thể cho kết quả chẩn đoán chính xác. Ngoài ra, phương pháp này không thể chẩn đoán vị trí vùng nứt trên khung.

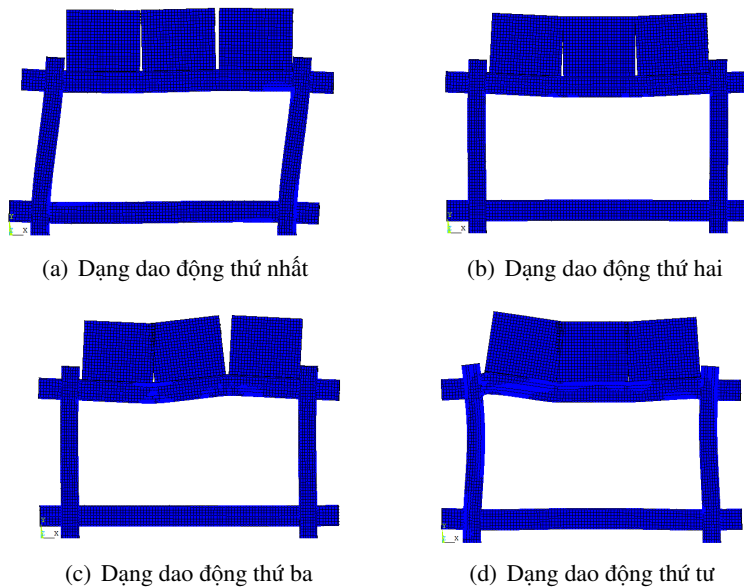


## 5. Phân tích và đánh giá sự thay đổi của dạng dao động

Từ kết quả phân tích dao động trong phần mềm ANSYS, các dạng dao động của khung ở các trạng thái, cấp tải khác nhau được trích xuất. Hình 8 và Hình 9 thể hiện bốn dạng dao động uốn đầu tiên của khung cho hai trường hợp là trạng thái ban đầu (khi chưa xét tải trọng đứng) và tại cấp tải đầu tiên (có tải trọng đứng, chưa xét tải trọng ngang). Dạng dao động theo các cấp tải được so sánh và đánh giá so với dạng dao động của trạng thái ban đầu. Chỉ số MAC, theo công thức (2), được sử dụng để



Hình 8. Bốn dạng dao động uốn đầu tiên của khung ở trạng thái ban đầu (ORG)

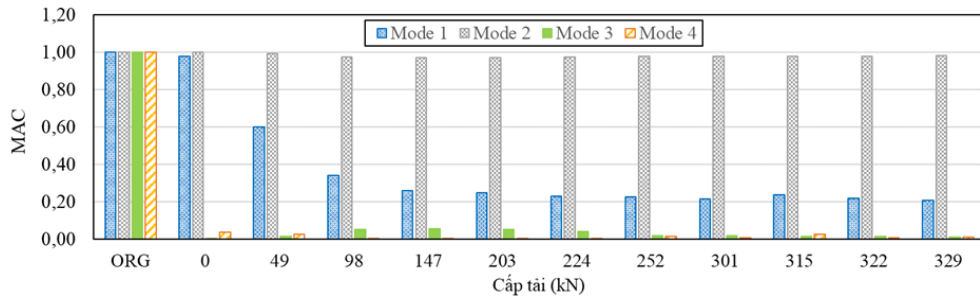


Hình 9. Bốn dạng dao động uốn đầu tiên của khung ở cấp tải đầu tiên ( $P = 0 \text{ kN}$ )

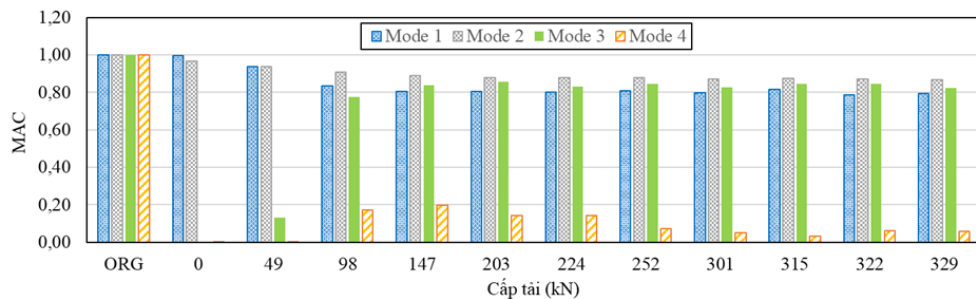
đánh giá sự thay đổi của dạng dao động. Sự thay đổi của chỉ số MAC cho các cầu kiện dầm phía trên (DT), dầm phía dưới (DD), cột bên trái (CT), cột bên phải (CP) theo từng cấp tải được tổng hợp trong Bảng 8 và được trình bày lần lượt theo Hình 10–13.

Bảng 8. Giá trị MAC của các cầu kiện trong khung theo các dạng dao động

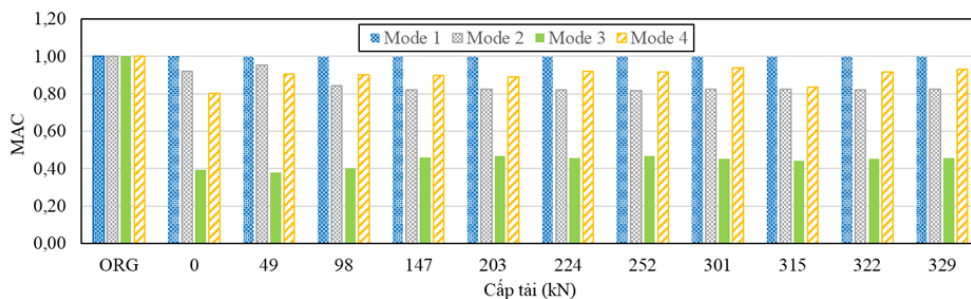
Cầu kiện	Dạng dao động	ORG	0 kN	49 kN	98 kN	147 kN	203 kN	224 kN	252 kN	301 kN	315 kN	322 kN	329 kN
DT	Mode 1	1,000	0,975	0,598	0,339	0,259	0,247	0,227	0,225	0,213	0,235	0,216	0,207
DT	Mode 2	1,000	0,999	0,993	0,973	0,969	0,970	0,973	0,975	0,978	0,978	0,977	0,979
DT	Mode 3	1,000	0,000	0,014	0,052	0,056	0,051	0,038	0,017	0,016	0,014	0,014	0,011
DT	Mode 4	1,000	0,037	0,025	0,000	0,001	0,001	0,000	0,013	0,008	0,023	0,008	0,010
DD	Mode 1	1,000	0,998	0,938	0,834	0,805	0,806	0,802	0,808	0,796	0,815	0,788	0,793
DD	Mode 2	1,000	0,966	0,937	0,909	0,889	0,878	0,878	0,878	0,871	0,877	0,870	0,868
DD	Mode 3	1,000	0,001	0,131	0,777	0,838	0,857	0,830	0,846	0,827	0,845	0,846	0,823
DD	Mode 4	1,000	0,005	0,000	0,173	0,199	0,143	0,142	0,072	0,053	0,031	0,063	0,057
CT	Mode 1	1,000	1,000	0,998	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999
CT	Mode 2	1,000	0,922	0,955	0,843	0,822	0,824	0,822	0,818	0,823	0,825	0,822	0,824
CT	Mode 3	1,000	0,394	0,380	0,401	0,460	0,466	0,456	0,466	0,452	0,442	0,452	0,456
CT	Mode 4	1,000	0,803	0,905	0,902	0,899	0,892	0,922	0,915	0,938	0,835	0,917	0,931
CP	Mode 1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
CP	Mode 2	1,000	0,901	0,896	0,944	0,945	0,947	0,949	0,956	0,951	0,957	0,953	0,950
CP	Mode 3	1,000	0,389	0,454	0,336	0,301	0,277	0,290	0,287	0,286	0,286	0,284	0,287
CP	Mode 4	1,000	0,471	0,540	0,445	0,401	0,373	0,373	0,323	0,337	0,278	0,352	0,330



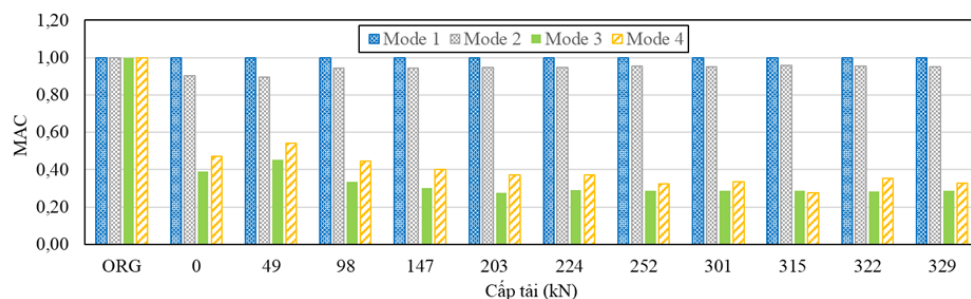
Hình 10. Biểu đồ thể hiện sự thay đổi chỉ số MAC của dầm phía trên theo các cấp tải



Hình 11. Biểu đồ thể hiện sự thay đổi chỉ số MAC của dầm phía dưới theo các cấp tải



Hình 12. Biểu đồ thể hiện sự thay đổi chỉ số MAC của cột bên trái theo các cấp tải



Hình 13. Biểu đồ thể hiện sự thay đổi chỉ số MAC của cột bên phải theo các cấp tải

Như kết quả thể hiện ở Bảng 8, đối với dầm phía trên, ở dạng dao động thứ nhất, giá trị MAC có xu hướng giảm rõ rệt; sau khi gia tải, chỉ số MAC có giá trị là 0,207, (giảm 79,3% so với ban đầu). Ở dạng dao động thứ hai, chỉ số MAC cũng có xu hướng giảm dần nhưng thay đổi rất nhỏ, giá trị MAC sau khi gia tải là 0,979 (giảm 2,1%). Tương tự đối với dầm phía dưới, chỉ số MAC ở hai dạng dao động đầu tiên sau khi gia tải lần lượt là 0,793 (giảm 20,7%) và 0,868 (giảm 13,2%). Trong khi đó, khi khảo sát ở dạng dao động thứ ba và thứ tư ở hai cấu kiện trên, chỉ số MAC thay đổi không theo một quy luật nào.

Kết quả chỉ số MAC cho thấy rằng mỗi cấu kiện riêng biệt chịu ảnh hưởng rõ rệt bởi một hoặc một số dạng dao động nhất định. Vì vậy, giá trị MAC của từng cấu kiện cũng thay đổi khác nhau, tùy thuộc vào các dạng dao động được khảo sát. Cụ thể, cấu kiện dầm chủ yếu thể hiện ở dạng dao động thứ nhất và dạng dao động thứ hai của khung. Trong khi đó, cấu kiện cột bên trái chủ yếu thể hiện ở dạng dao động thứ hai và thứ ba của khung; và cấu kiện cột bên phải thể hiện chủ yếu ở dạng dao động thứ ba và thứ tư của khung. Ở các dạng dao động chủ yếu của từng cấu kiện, khi tải trọng càng tăng, hư hỏng xuất hiện càng nhiều, giá trị MAC có xu hướng càng giảm và càng lúc càng xa giá trị 1. Sự suy giảm của giá trị MAC chứng tỏ khung đã có hư hỏng trong các cấu kiện dầm, cột theo chiều tăng của cấp tải.

So với phương pháp chẩn đoán hư hỏng dựa vào sự thay đổi tần số dao động, phương pháp này cho kết quả chính xác hơn vì hầu hết các dạng dao động đều cảnh báo tốt sự xuất hiện của hư hỏng. Dù vậy, kết quả chỉ thể hiện tốt ở các dạng dao động chủ yếu cho từng cấu kiện riêng biệt. Với các dạng dao động còn lại, sự thay đổi của MAC là rất ít hoặc thay đổi không có quy luật nhất định. Phương pháp chẩn đoán hư hỏng dựa trên sự thay đổi dạng dao động cũng chưa xác định được vị trí hư hỏng trên khung.

## 6. Kết luận

Trong nghiên cứu này, sự xuất hiện và phát triển của vùng nứt trong khung bê tông cốt thép dưới tác dụng của các cấp tải trọng khác nhau đã được cảnh báo thành công dựa vào sự thay đổi của tần số dao động và dạng dao động. Mô hình khung bê tông cốt thép được mô phỏng bằng phần mềm ANSYS có độ tin cậy cao. Kết quả phân tích từ mô phỏng số rất phù hợp với kết quả thực nghiệm cho cả phân tích tĩnh học và phân tích động học. Kết quả đánh giá dựa vào sự thay đổi của tần số dao động có khả năng phát hiện sự xuất hiện hư hỏng trong khung bê tông cốt thép. Mức độ thay đổi này có độ nhạy khác nhau tùy thuộc vào dạng dao động được khảo sát; trong đó dạng dao động thứ nhất và dạng dao động thứ hai của khung cho sự thay đổi tần số dao động rõ rệt nhất theo mức độ hư hỏng. Khi mức độ hư hỏng càng lớn, tần số dao động của khung càng có xu hướng giảm dần. Ngoài ra, phương pháp đánh giá hư hỏng trong khung dựa trên sự thay đổi của dạng dao động cũng được khảo sát và cho kết quả tốt. Cụ thể, đối với các dạng dao động chủ yếu của từng cấu kiện tương ứng, việc thay đổi dạng dao động giữa trạng thái hư hỏng và trạng thái ban đầu sẽ được thể hiện qua chỉ số MAC. Khi cấp tải càng tăng, vùng nứt xuất hiện càng nhiều, chỉ số MAC sẽ giảm dần và càng nhỏ hơn 1. Từ sự sai khác về chỉ số MAC ở các trạng thái, sự xuất hiện và phát triển của hư hỏng theo từng cấp tải được cảnh báo thành công. Việc sử dụng đồng thời hai phương pháp sẽ nâng cao độ tin cậy cho kết quả chẩn đoán. Tuy nhiên, hai phương pháp nêu trên chỉ đánh giá được sự xuất hiện của hư hỏng và mức độ tổng quát của hư hỏng trong khung, chưa chẩn đoán được vị trí của vùng hư hỏng và mức độ của hư hỏng. Do vậy, hai phương pháp này đơn giản và phù hợp để đánh giá tổng quan về tình trạng sức khỏe của kết cấu.

## Lời cảm ơn

Tác giả chân thành cảm ơn sự hỗ trợ tài chính của Trường Đại học Nha Trang cho đề tài “Chẩn đoán hư hỏng trong kết cấu khung sử dụng các đặc trưng của dao động”, mã số TR2020-13-22.

## Tài liệu tham khảo

- [1] Das, S., Saha, P., Patro, S. K. (2016). [Vibration-based damage detection techniques used for health monitoring of structures: a review](#). *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 6(3):477–507.
- [2] Kim, J.-T., Ryu, Y.-S., Cho, H.-M., Stubbs, N. (2003). [Damage identification in beam-type structures: frequency-based method vs mode-shape-based method](#). *Engineering Structures*, 25(1):57–67.
- [3] Cao, L. T., Sỹ, B. V., Duy, H. Đ. (2020). [Chẩn đoán hư hỏng trong kết cấu tấm sử dụng phương pháp năng lượng biến dạng kết hợp với thuật toán di truyền](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCN XD) - ĐHXDHN*, 14(4V):16–28.
- [4] Nguyễn, T. T. (2019). *Chẩn đoán vết nứt cho dầm bê tông cốt thép sử dụng phương pháp năng lượng biến dạng*. Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia Tp. HCM.
- [5] Adams, R. D., Cawley, P., Pye, C. J., Stone, B. J. (1978). [A Vibration Technique for Non-Destructively Assessing the Integrity of Structures](#). *Journal of Mechanical Engineering Science*, 20(2):93–100.
- [6] Cawley, P., Adams, R. D. (1979). [The location of defects in structures from measurements of natural frequencies](#). *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 14(2):49–57.
- [7] Sato, H. (1983). [Free vibration of beams with abrupt changes of cross-section](#). *Journal of Sound and Vibration*, 89(1):59–64.
- [8] Yuen, M. M. F. (1985). [A numerical study of the eigenparameters of a damaged cantilever](#). *Journal of Sound and Vibration*, 103(3):301–310.
- [9] Ringer, L. (1998). Modal assurance criteria value for two orthogonal modal vectors. *Proceedings of the 16th International Modal Analysis Conference*, 1320–1325.

- [10] Fotsch, D., Ewins, D. J. (2000). Application of MAC in the frequency domain. *Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference*, 1255–1231.
- [11] Allemang, R. J. (2003). The modal assurance criterion—twenty years of use and abuse. *Sound and vibration*, 37(8):14–23.
- [12] Pastor, M., Binda, M., Harčarik, T. (2012). [Modal Assurance Criterion](#). *Procedia Engineering*, 48:543–548.
- [13] Yan, Y. J., Cheng, L., Wu, Z. Y., Yam, L. H. (2007). [Development in vibration-based structural damage detection technique](#). *Mechanical Systems and Signal Processing*, 21(5):2198–2211.
- [14] Vương, H. T. (2019). *Khảo sát thực nghiệm ứng xử khung phẳng bê tông cốt thép đã bị hư hỏng được gia cố liên kết bằng tấm FRP chịu tải đứng và ngang*. Luận văn thạc sĩ, Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia Tp. HCM.
- [15] Trung tâm Nghiên cứu Công nghệ và thiết bị công nghiệp (RECTIE) (2018). *Báo cáo thí nghiệm khung bê tông cốt thép chịu tải trọng ngang*. Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa - Đại học Quốc gia Tp. HCM (Lưu hành nội bộ).