

Áp dụng kết quả dao động kết hợp thuật toán di truyền xác định tham số kết cấu trụ cầu

■ TS. HỒ XUÂN BA

Phân hiệu tại TP. Hồ Chí Minh, Trường Đại học Giao thông vận tải

TÓM TẮT: Xác định tham số kết cấu trụ cầu là bài toán hết sức quan trọng trong việc xác định khả năng chịu lực của kết cấu trụ cầu. Trong nhóm các phương pháp xác định thì phương pháp áp dụng kết quả đo dao động sử dụng phổ biến hơn cả. Trong bài báo này sử dụng kết quả đo dao động của kết cấu, sau đó áp dụng thuật toán di truyền để giải ngược ra các tham số độ cứng ảnh hưởng chính đến trụ, đó là độ cứng thân trụ, độ cứng gối cầu và độ cứng nền móng. Kết quả của phương pháp đề xuất so với số liệu giả định có sự sai khác không đáng kể, qua đó thể hiện được tiềm năng của phương pháp đề xuất.

TỪ KHÓA: Tần số dao động riêng, độ cứng tham số modal, khối lượng tham số modal, trụ cầu, phương pháp Rayleigh, thuật toán di truyền.

ABSTRACT: Determining the parameters of the bridge pier structure is a very important problem in determining the bearing capacity of the pier structure. In the group of determination methods, the method of applying vibration results is the most commonly used. In this paper, we use the results of measuring the vibration of the structure, then apply a genetic algorithm to solve the stiffness parameters that mainly affect the pier, which are the stiffness of the pier body, the stiffness of the bridge bearings and the stiffness of the foundation. The results of the proposed method are not significantly different from the assumed data, thereby showing the potential of the proposed method.

KEYWORDS: Natural vibration frequency, modal participating stiffness, modal participating mass, bridge pier, rayleigh method, genetic algorithms (GA).

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Sau một thời gian dài đưa vào khai thác, các kết cấu cầu khó có thể tránh khỏi những tác động không lường trước như xói lở cục bộ, va tàu, quá tải trong giai đoạn khai thác và sự xuống cấp của vật liệu theo thời gian. Trước những tác động bất lợi đến kết cấu cầu, việc đánh giá lại tình trạng kết cấu để đưa ra giải pháp khắc phục là hết sức cần thiết. Bên cạnh đó, việc đánh giá chi tiết cũng rất cần thiết để có thể quyết định có sử dụng lại kết cấu trụ cầu hay không.

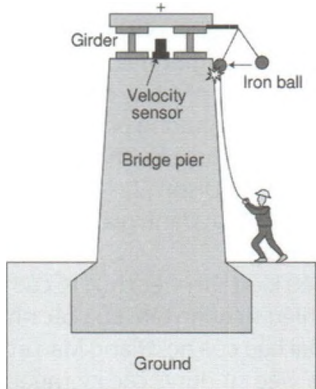
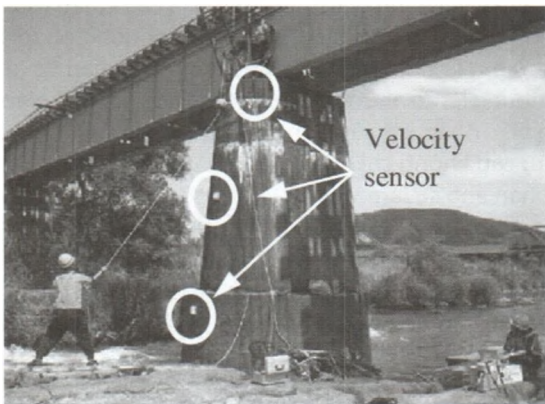
Đánh giá khả năng chịu lực của kết cấu trụ cầu cũng bao gồm hai hướng chính, đó là hướng dùng các phương pháp tĩnh để đánh giá và hướng dùng phương pháp động để đánh giá. Nhóm các phương pháp tĩnh có ưu điểm là đơn giản trong phương pháp luận, cho kết quả trực tiếp để nhận xét và đánh giá, nhược điểm là cần nhiều thời gian và không gian để thực hiện. Nhóm các phương pháp động có ưu điểm là nhanh chóng, tiết kiệm thời gian và không gian nhưng lại có nhược điểm chính là cho kết quả gián tiếp trong việc nhận xét và đánh giá. Hơn nữa, phản ứng động của trụ cầu không chỉ phản ánh sự làm việc của trụ cầu mà còn phản ánh sự làm việc của nền móng bên dưới hay của gối cầu bên trên. Thông qua phân tích phản ứng động đo được trên trụ kết hợp với thuật toán tối ưu có thể gián tiếp xác định được khả năng chịu lực của trụ cầu, sự làm việc của nền móng bên dưới cũng như sự làm việc của gối cầu bên trên.

Trong số các phương pháp đánh giá, phương pháp không phá hủy đang nhận được sự quan tâm của các nhà khoa học trên thế giới, như trong nghiên cứu của C. Maierhofer et al. [1]. Trong nghiên cứu này, hầu như tất cả các phương pháp không phá hủy đều được giới thiệu. Theo hướng tiếp cận này, các phương pháp đánh giá dựa trên kết quả dao động là nhận được quan tâm nhiều hơn cả, theo nghiên cứu của Larry D. Olson [2]. Nghiên cứu này trình bày tổng quan về các kỹ thuật đánh giá kết cấu trụ cầu dựa trên các kết quả dao động.

Đánh giá điều kiện làm việc thực tế của trụ cầu gần đây đã thu hút rất nhiều sự quan tâm của các nhà khoa học trên thế giới. Trong bài báo của họ, Qiang Mao et al. [3] giới thiệu tính khả thi của việc sử dụng các kỹ thuật nhận dạng kết cấu để mô tả kết cấu trụ cầu và nền móng. Ở đây, đối tượng nghiên cứu là một cây cầu đơn giản ba nhịp ở Mossy, Tây Virginia, Hoa Kỳ. Các kỹ thuật phân tích động và cập nhật mô hình phần tử hữu hạn được sử dụng để điều tra và ước lượng các yếu tố bất định của kết cấu (độ cứng của kết cấu hay sự thay đổi vật liệu theo thời gian) và các điều kiện biên (độ cứng của liên kết, độ cứng của gối). Mô hình phần tử hữu hạn sau khi được cập nhật cung cấp thông tin có giá trị cho việc đánh giá các điều kiện của cầu và chứng minh rằng nhận dạng kết cấu là một công cụ hữu ích cho trường hợp đang được xem xét.

Một nghiên cứu chi tiết hơn về kỹ thuật đánh giá trụ cầu đã được giới thiệu bởi Masahiro Shinoda et al. [4]. Trong bài báo, tác giả mô tả việc đánh giá không phá hủy thông

thường của các kết cấu trụ cầu của cầu đường sắt bằng thử nghiệm gõ (sử dụng một quả bóng bằng sắt, cho và đập vào kết cấu trụ cầu). Thông qua thí nghiệm này, tần số tự nhiên của phần dưới có thể được đo với độ chính xác cao và được áp dụng cho nhiều kết cấu cầu đường sắt ở Nhật Bản. Người ta đã khẳng định rằng, tần suất tự nhiên của trụ cầu giảm khi phá hủy kết cấu và tăng khi gia cố kết cấu. Hệ thống quan trắc gõ bao gồm một viên bóng sắt để tác động lực lên kết cấu trụ cầu, cảm biến vận tốc đo dao động tự do của kết cấu và hệ thống thu thập dữ liệu ghi lại dao động tự do một cách tự động. Để thật sự đánh giá ứng xử của các kết cấu trụ cầu, một tiêu chí về tần số tự nhiên của các kết cấu trụ cầu thu được từ kết quả phân tích hồi quy với nhiều dữ liệu thực địa đã được giới thiệu. Cuối cùng, một ứng dụng của thí nghiệm gõ cho cầu vượt sông Chikuma đã được báo cáo và việc đánh giá kết cấu trụ cầu đã được thực hiện trong bài báo này.



Hình 1.1: Thí nghiệm và đập bằng bóng sắt và các vị trí bố trí cảm biến đo vận tốc trên trụ

Ngoài ra, nghiên cứu về kích thích dao động bằng thí nghiệm gõ được giới thiệu bởi J.W. Zhan và cộng sự [5] đo dao động của thân trụ và nền móng, độ cứng của thân trụ, độ cứng gối và độ cứng đàn hồi của đất nền được sử dụng làm các thông số điều kiện. Độ nhạy của đáp ứng dọc cầu đối với các lực xung động đã được phân tích. Chỉ số tiêu chí đảm bảo dấu hiệu đặc trưng (Index Signature Assurance Criteria - SAC) dựa trên hàm đáp ứng tần số (Frequency Response Function - FRF) được sử dụng để đánh giá xem có tồn tại hư hỏng hay không và để xác định mức độ hư hỏng toàn cục. Với các phản ứng với tác động thử nghiệm dọc cầu và các thông số động làm mục tiêu, các thông số độ

cứng gối, thông số độ cứng thân trụ và các thông số dưới đất được thu thập bằng phương pháp cập nhật mô hình phần tử hữu hạn. Do đó, điều kiện làm việc của các kết cấu trụ cầu có thể được đánh giá.

Về hướng đánh giá hư hỏng ở các trụ cầu bê tông cốt thép, Yung-Yen Ko et al. [6] đã sử dụng phương pháp dao động để đánh giá sự hư hỏng của trụ cầu. Thông qua các phép biến đổi phân tích và các thí nghiệm kiểm chứng, nhóm nghiên cứu đã chỉ ra sự giảm tần số dao động tỷ lệ thuận với sự giảm độ cứng của thân trụ và móng trụ. L.S. Hogan và cộng sự. [7] đã xác định các ảnh hưởng của tương tác giữa kết cấu và đất nền thông qua các thí nghiệm dao động. Ảnh hưởng của độ cứng đàn hồi của đất và độ cứng của kết cấu được nghiên cứu chi tiết.

Với các vấn đề như đã nêu trên rất cần có những nghiên cứu mới để xác định các tham số ngày càng sát với thực tế cho kết cấu. Bài báo tập trung giới thiệu cơ sở lý thuyết và phương pháp xác định tham số độ cứng của nền móng, độ cứng gối cầu và độ cứng của thân trụ trên cơ sở kết quả đo dao động và thuật toán di truyền.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT

Theo Rayleigh [8], tần số dao động của kết cấu có thể biểu diễn dưới dạng:

$$\omega = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} \quad (1)$$

Trong đó: k^* - Độ cứng suy rộng (tổng quát) và m^* - Khối lượng suy rộng phụ thuộc vào kết cấu và hàm dạng lựa chọn trong hệ tọa độ suy rộng.

$$m^* = \int_0^L m(x) [\psi(x)]^2 dx + \sum m_i [\psi(x_i)]^2 + \sum J_i [\psi'(x_i)]^2 \quad (2)$$

$$k^* = \int_0^L k(x) [\psi(x)]^2 dx + \int_0^L EI(x) [\psi''(x)]^2 dx + \sum k_i [\psi(x_i)]^2 \quad (3)$$

Trong đó:

$\psi(x)$ - Hàm dạng có thể chọn dạng $\frac{x}{L} \left[3 - 4 \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right]$; $x \leq L/2$ hoặc dạng $\sin \left(\frac{\pi x}{L} \right)$; hoặc hàm dạng tự xây dựng.

$m(x)$ - Khối lượng trên một đơn vị chiều dài;

m_i - Các khối lượng chất thêm tại vị trí x_i ;

J_i - Các mô-men quán tính khối lượng chất thêm tại vị trí x_i ;

$k(x)$ - Độ cứng nền đàn hồi trên một đơn vị chiều dài;

$EI(x)$ - Độ cứng chống uốn của dầm;

k_i - Độ cứng gối đàn hồi tại vị trí x_i ;

x_i - Vị trí khối lượng chất thêm, mô-men quán tính khối lượng chất thêm (gối đàn hồi);

$\psi(x)$ - Đạo hàm bậc hai theo biến x của hàm dạng.

Từ phương trình trên, nếu coi khối lượng kết cấu không thay đổi trong quá trình dao động, không xét đến ảnh hưởng của nền đàn hồi với thân trụ $k(x)$, ảnh hưởng của nền đất và của gối cầu theo hướng dao động là k_i , khi đó viết lại phương trình độ cứng như sau:

$$k^* = \int_0^L k(x) [\psi(x)]^2 dx + \int_0^L EI(x) [\psi''(x)]^2 dx + \sum k_i [\psi(x_i)]^2 = EI(x) \int_0^L [\psi''(x)]^2 dx + \sum k_i [\psi(x_i)]^2 = a_1 X_1 + a_2 X_2 + a_3 X_3 \quad (4)$$

Trong đó:

$$a_1 = \int_0^L [\psi''(x)]^2 dx; X_1 = EI; a_2 = [\psi(x_1)]^2; X_2 = k_i;$$

$$a_3 = [\psi(x_n)]^2; X_3 = k_2 \quad (5)$$

k_1 - Độ cứng nền móng ảnh hưởng đến thân trụ theo phương dọc cầu (ngang cầu);

x_1 - Vị trí hàm dạng tại chân trụ;

x_n - Vị trí hàm dạng tại đỉnh trụ;

k_2 - Độ cứng gối cầu ảnh hưởng đến thân trụ theo phương dọc cầu (ngang cầu).

$$\omega_j^{m*} = \sqrt{\frac{a_{1j}X_1 + a_{2j}X_2 + a_{3j}X_3}{m_j^*}} \quad (6)$$

Chỉ số j thể hiện tương ứng với dạng mode dao động thứ j .

Thay giá trị ω_j^{m*} vào phương trình trên thu được hàm mục tiêu có ba biến là X_1, X_2 và X_3 .

Như đã phân tích ở trên, xét tới sự khó khăn trong việc xác định dạng mode thực tế của kết cấu, trong bài báo này, hàm mục tiêu được xây dựng dựa trên biểu thức sau đây:

$$F = \sum_{j=1}^{nm} \left| \frac{\omega_j^{m*} - \omega_j^{ex}}{\omega_j^{ex}} \right| + 100 \quad (7)$$

Trong đó: $nm = 3$ để cập đến số lượng mode dao động được xem xét, chỉ số trên ga để cập đến kết quả mô hình phần tử hữu hạn sử dụng thuật toán di truyền, chỉ số trên ex chỉ ra kết quả thử nghiệm, ω_j^{m*} và ω_j^{ex} là tần số tự nhiên của mô hình phần tử hữu hạn và thực nghiệm tương ứng.

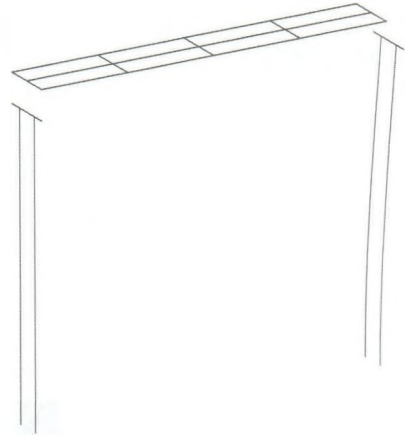
Quá trình giải ba biến X_1, X_2 và X_3 sẽ được thực hiện bởi thuật toán thuật toán GA.

3. KẾT QUẢ PHÂN TÍCH

Kết cấu được lựa chọn đưa vào phân tích ở đây có các thông số như sau: cầu dầm giản đơn, mặt cắt ngang cầu được cấu tạo bởi ba dầm chữ I dài 33 m đặt cách nhau 2,4 m; một đầu dầm bố trí gối cố định, một đầu dầm bố trí gối di động. Trụ có cấu tạo là trụ 2 thân cột BTCT, đường kính 1 m, đặt cách nhau 2,4 m; xà mũ có kích thước mặt cắt ngang là 1,5x1 m.

3.1. Phân tích dao động

Căn cứ vào kết quả phân tích 50 dạng dao động của kết cấu trên cho thấy các (mode) dạng dao động 1, 3, 9, 10, 23, 30 sẽ tham gia việc xác định độ cứng EI theo phương dọc của thân trụ và độ cứng k_1, k_2 theo phương dọc của nền móng và gối cầu.



MIDAS/Civil 1
POST-PROCESSOR
VIBRATION NODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
0.824710

NATURAL PERIOD
(SEC)
1.201244

MEM(%)
DX= 16.577245
DY= 0.000000
DZ= 0.000105
RX= 0.000000
RY= 0.011464
RZ= 0.000000

MODE 3
MAX : 90
MIN : 1
FILE: BT1_133_DAO ĐỘNG
UNIT: mm, m
DATE: 12/13/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.493
Y: -0.337
Z: 0.259



MIDAS/Civil 1
POST-PROCESSOR
VIBRATION NODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
4.509512

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.221753

MEM(%)
DX= 4.485552
DY= 0.000000
DZ= 0.033959
RX= 0.000000
RY= 3.813078
RZ= 0.000000

MODE 9
MAX : 47
MIN : 1
FILE: BT1_133_DAO ĐỘNG
UNIT: mm, m
DATE: 12/13/2019
VIEW-DIRECTION
X: -0.493
Y: -0.337
Z: 0.259



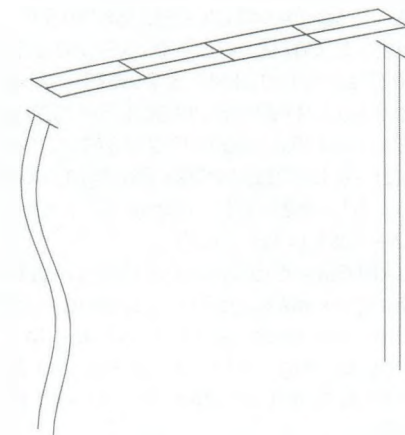
MIDAS/Civil 1
POST-PROCESSOR
VIBRATION NODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
1.765974

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.173702

MEM(%)
DX= 4.411545
DY= 0.000000
DZ= 0.000075
RX= 0.000000
RY= 3.413716
RZ= 0.000000

MODE 10
MAX : 47
MIN : 1
FILE: BT1_133_DAO ĐỘNG
UNIT: mm, m
DATE: 12/13/2019
VIEW-DIRECTION
X: -0.493
Y: -0.337
Z: 0.259



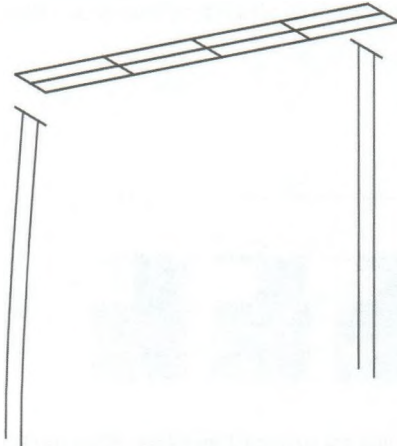
MIDAS/Civil 1
POST-PROCESSOR
VIBRATION NODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
13.918917

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.071845

MEM(%)
DX= 1.336483
DY= 0.000000
DZ= 0.183654
RX= 0.000000
RY= 1.658784
RZ= 0.000000

MODE 23
MAX : 31
MIN : 1
FILE: BT1_133_DAO ĐỘNG
UNIT: mm, m
DATE: 12/13/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.493
Y: -0.337
Z: 0.259



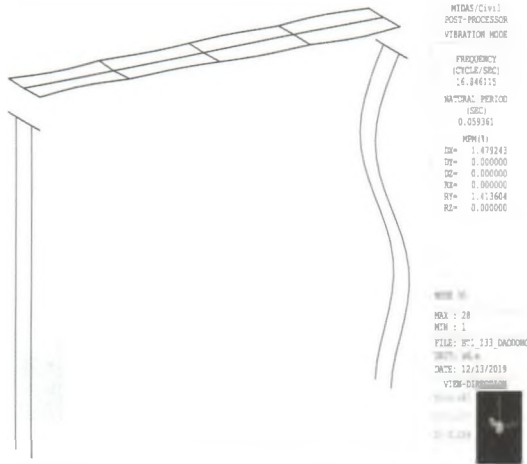
MIDAS/Civil 1
POST-PROCESSOR
VIBRATION NODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
7.282655

NATURAL PERIOD
(SEC)
3.538514

MEM(%)
DX= 66.342787
DY= 0.000000
DZ= 0.000000
RX= 0.000000
RY= 4.333902
RZ= 0.000000

MODE 1
MAX : 158
MIN : 1
FILE: BT1_133_DAO ĐỘNG
UNIT: mm, m
DATE: 12/13/2019
VIEW-DIRECTION
X: -0.493
Y: -0.337
Z: 0.259



Hình 3.1: Các dạng mode dao động điển hình theo phương dọc cầu

Căn cứ vào dạng mode trên chọn mode 1, 9, 23 tham gia vào công thức xác định điều kiện làm việc cho trụ có gối cố định. Khi đó, tần số đưa vào hàm mục tiêu là:

$$\omega_j^{g0} = \sqrt{\frac{a_{1j}X_1 + a_{2j}X_2 + a_{3j}X_3}{m_j^*}}; j = 1, 9, 23 \quad (8)$$

Sử dụng dạng mode 3, 10 và 30 đưa vào công thức xác định điều kiện làm việc cho trụ có gối di động.

$$\omega_j^{g0} = \sqrt{\frac{a_{1j}X_1 + a_{2j}X_2 + a_{3j}X_3}{m_j^*}}; j = 3, 10, 30 \quad (9)$$

3.2. Kết quả xác định tham số

Trong trường hợp với các số liệu giả thiết như trên, các giá trị được tính như sau:

$$a_1 = \int_0^L [\psi''(x)]^2 dx = 4,94127E - 05;$$

$$a_2 = [\psi(x_1)]^2 = 1,443299488;$$

$$a_3 = [\psi(x_n)]^2 = 0,000710169;$$

$$m_1^* = 56,1225;$$

$$\omega_3 = 2\pi * 0,2845 = 1,7879$$

Tương tự tính các hệ số của các tần số ứng với hai mode dao động tiếp theo thu được ba hàm tương ứng với ba mode dao động đưa vào tính toán. Để thuận tiện trong việc giải các ẩn số X_1, X_2, X_3 được chuẩn hóa bằng cách chia cho giá trị giả thiết ban đầu. Khi đó, các đoạn hàm mục tiêu ứng với các mode được thể hiện ví dụ như sau:

$$h1 = (1.7879 - \sqrt{(4.94127E-05 * 2466739.52 * x(1) + 1.443299488 * 30 * x(2) + 0.000710169 * 20000 * x(3)) / 56.1225})^2;$$

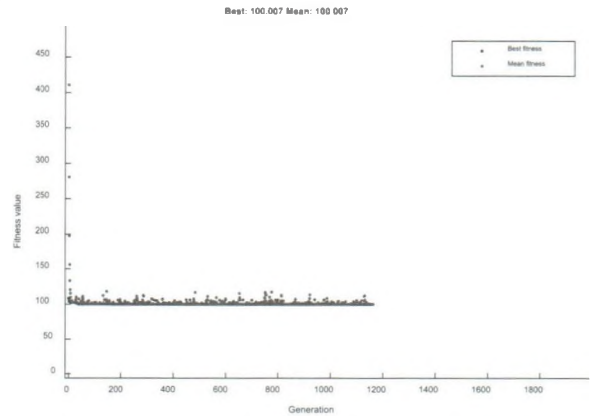
$$h2 = (20.6033 - \sqrt{(0.001844975 * 2466739.52 * x(1) + 0.175421082 * 30 * x(2) + 0.201197103 * 20000 * x(3)) / 20.2130})^2;$$

$$h3 = (48.9747 - \sqrt{(0.001809903 * 2466739.52 * x(1) + 0.016949176 * 30 * x(2) + 0.160585334 * 20000 * x(3)) / 3.2006})^2;$$

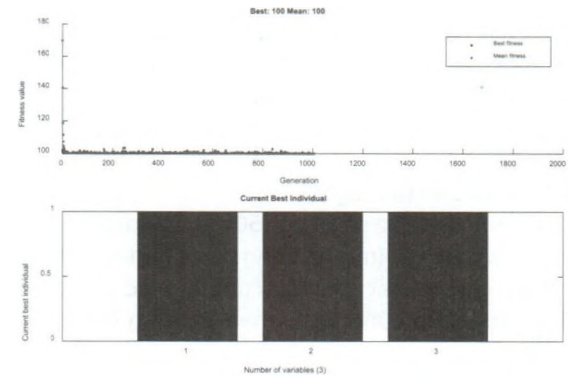
$$\text{hàm mục tiêu} = h1 + h2 + h3 + 100; (= h1 + h2 + 100); (= h1 + 100); (= h2 + 100); (= h3 + 100);$$

Các giá trị sau khi được chuẩn hóa sẽ cho giá trị bằng 1 khi các tham số đúng với giả thiết. Trong trường hợp phân tích với kết cấu chưa biết tham số sẽ cho chúng ta thông tin về kết cấu. Trong trường hợp tham số kết cấu đã biết kết quả tính toán giúp định tính được sự làm việc thực tế của kết cấu.

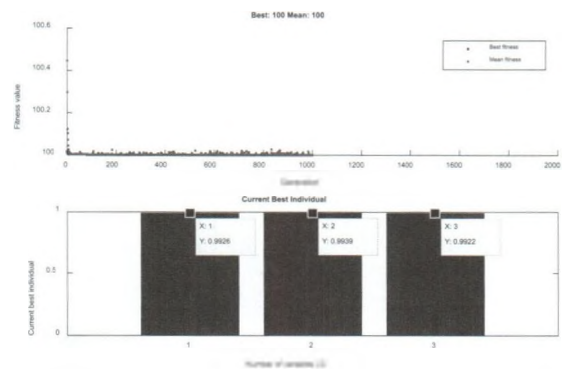
Kết quả chạy với các trường hợp: Sử dụng 3 kết quả dao động, sử dụng 2 kết quả dao động và chỉ sử dụng một kết quả dao động.



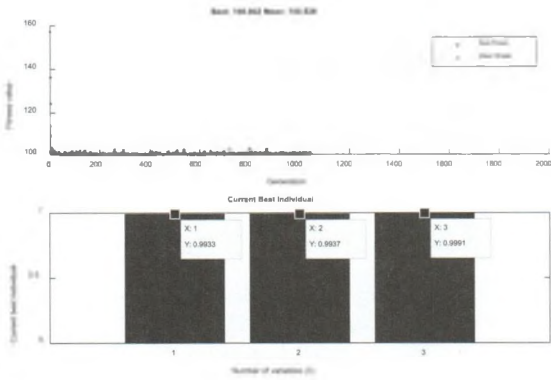
Hình 3.2: Kết quả tính toán khi sử dụng cả 3 mode dao động



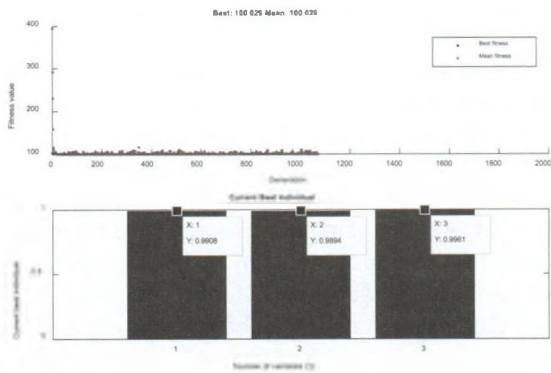
Hình 3.3: Kết quả phân tích khi sử dụng 2 mode dao động



Hình 3.4: Kết quả khi sử dụng 1 mode dao động thứ 3



Hình 3.5: Kết quả khi sử dụng 1 mode dao động thứ 10



Hình 3.6: Kết quả khi sử dụng 1 mode dao động thứ 30

Với các kết quả trên thì kết quả tính toán EI và độ cứng gối theo phương dọc cầu và độ cứng nền móng theo phương dọc cầu sai lệch so với giả thiết ban đầu là không đáng kể, cụ thể là kết quả chính xác 99,08%, 98,94% và 99,61%.

4. KẾT LUẬN

Bài báo đã phân tích được sự khác biệt của các dạng dao động với các độ cứng của nền với thân trụ và độ cứng của gối cầu khác nhau, qua đó lựa chọn các dạng mode dao động và các tần số dao động đưa vào đánh giá khả năng làm việc thực tế của kết cấu.

Kết quả của bài báo thông qua một số kịch bản giả định cho thấy độ chính xác cao cũng như độ tin cậy của phương pháp đề xuất. Kết quả này hy vọng bước đầu mở ra hướng nghiên cứu mới có thể đánh giá khả năng làm việc thực tế của kết cấu trụ cầu.

Lời cảm ơn: Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học GTVT trong Đề tài mã số T2022-PHII_CT-003.

Tài liệu tham khảo

[1]. Christiane Maierhofer, Hans-Wolf Reinhardt and Gerd Dobmann (2010), *Non-destructive evaluation of reinforced concrete structures*, © Woodhead Publishing Limited.
[2]. Larry D. Olson, P.E. (2005), *Dynamic Bridge Substructure Evaluation and Monitoring*, FHWA-RD-03-089, VA 22101.

[3]. Qiang Mao, Matteo Mazzotti, John DeVitis, John Braley, Charles Young, Kurt Sjoblom, Emin Aktan, Franklin Moon, Ivan Bartoli (2009), *Structural condition assessment of a bridge pier: A case study using experimental modal analysis and finite element model updating*, Struct Control Health Monit, 26: e2273.

[4]. Masahiro SHINODA, Hiroshi HAYA and Seiji MURATA. (2008), *Nondestructive evaluation of railway bridge substructures by percussion test*, Fourth International Conference on Scour and Erosion.

[5]. J.W. Zhan, H. Xia and N. Zhang (2013), *A damage evaluation method for bridge substructures using longitudinal impact dynamic responses*, Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation, © Taylor & Francis Group, London.

[6]. Yung-Yen Ko, Wei-Kuang Chang, Kuang-Yen Liu, Hsiao-Hui Hung and Kuo Chun Chang (2015), *Damage Evaluation for RC Bridge Piers Using Vibration Measurement*, Advances in Structural Engineering, vol.18, no.9.

[7]. L.S. Hogan, L. M. Wotherspoon, S. Beskhyroun & J.M. Ingham (2012), *Vibration Testing of an In-Situ Bridge Pier to Determine Soil-Structure Interaction Effects*, 15th World Conference of Earthquake Engineering Lisbon, Portugal.

[8]. R. W. Clough, J. Penzien (2003), *Dynamics of structures*, Computers & Structures, Inc., Berkeley, CA 94704.

Ngày nhận bài: 15/4/2022
Ngày chấp nhận đăng: 25/5/2022
Người phản biện: PGS. TS. Nguyễn Hữu Hưng
TS. Vũ Văn Toàn