

Phương pháp phân tích đặc trưng dao động của kết cấu trong theo dõi xói mòn của trụ cầu

Vũ Chí Công^{1*}

¹ Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

TỪ KHOẢ

Xói mòn
Đặc trưng dao động
Tương tác đất-kết cấu
Mô phỏng số

TÓM TẮT

Xói mòn cục bộ xung quanh móng cầu, trụ cầu là một trong những nguyên nhân chính gây ra hư hại của cầu và có thể dẫn đến sập cầu nếu không được phát hiện sớm. Phương pháp theo dõi biến thiên của phổ dao động nhận được rất nhiều sự quan tâm nhờ khả năng theo dõi thường xuyên với chi phí thấp và độ tin cậy tương đối tốt. Bài báo này đề xuất một mô hình số nhằm dự báo tình trạng xói mòn thông qua việc nghiên cứu tương quan giữa biến động của độ cứng nền móng và biến động của tần số dao động riêng. Mô hình số được kiểm chứng bằng một thí nghiệm hiện trường cho thấy kết quả dự báo rất khả quan. Từ những nghiên cứu đầu tiên này, một phương pháp theo dõi xói mòn thường xuyên liên tục bằng phương pháp phân tích đặc tính dao động của cầu được đề xuất và có nhiều tiềm năng để khai thác.

KEYWORDS

Scouring effect
Vibration-based
Soil-structure interaction
Numerical modeling

ABSTRACT

Localized scour around bridge foundations and piers is one of the main causes of bridge damage and may lead to bridge collapse if not detected early. The method of monitoring the variation of the vibration-based structure has received numerous interests thanks to its ability to monitor frequently at low cost and with relatively good reliability. In this research, a numerical model is developed to forecast the scour level by evaluating the correlation between the variations in foundation stiffness and variations in natural frequency. The numerical model shows a considerable agreement between the prediction results and the experimental observations. From these preliminary studies, an approach for continuous scour monitoring by analyzing the vibration characteristics of the bridge has been proposed and has potential for further development.

1. Đặt vấn đề

Hiện tượng xói mòn thủy lực là quá trình loại bỏ trầm tích xung quanh đáy của vật cản đối với dòng nước [1]. Xói mòn cục bộ xung quanh móng cầu được coi là một trong những nguyên nhân chính gây ra hư hại của cầu, một nghiên cứu trên 500 vụ sập cầu ở Hoa Kỳ chỉ ra rằng 53 % số vụ có nguyên nhân liên quan đến xói mòn [2]. Tại Việt Nam, do tác động của biến đổi khí hậu ngày càng gia tăng và cơ sở hạ tầng phát triển nhanh chóng, kết hợp với lưu lượng dòng chảy lớn, hàng nghìn cây cầu bắc qua sông có nguy cơ bị xói mòn, làm giảm độ ổn định và có thể xảy ra sập. Điều này dẫn tới nhu cầu cấp thiết về một phương pháp theo dõi xói mòn thường xuyên và nhất quán. Phương pháp đơn giản và trực quan nhất để theo dõi quá trình xói mòn là đo kiểm trực tiếp bởi con người, bằng vòng trượt từ tính [3] hay bằng những công nghệ tiên tiến hơn như quét sonar [4]. Tuy nhiên, những kỹ thuật này tốn kém và chỉ cung cấp thông tin nhất thời, nên chủ yếu chỉ được sử dụng trong các tình huống cụ thể.

Một phương pháp khác là sử dụng các công thức thực nghiệm dựa trên các thí nghiệm và quan sát thực địa để dự đoán độ sâu xói theo các yếu tố khác nhau như loại đất, hình dạng nền móng, tốc độ dòng chảy hoặc điều kiện lòng sông [1,5]. Điểm bất lợi của phương

pháp này là có quá nhiều yếu tố biến thiên ảnh hưởng trực tiếp tới tính chính xác của các mô hình toán học. Để khắc phục điều này, một vài thuật toán máy học được thêm vào nhằm tăng độ chính xác và khả năng dự báo cho mô hình [6,7]. Tuy nhiên, các mô hình AI (Artificial Intelligence) kết hợp thực nghiệm này đòi hỏi một cơ sở dữ liệu khổng lồ về các cây cầu hiện có và độ nhạy của các thuật toán tối ưu hóa. Cách tiếp cận mới này đòi hỏi nhiều thời gian và công sức.

Trong những năm gần đây, một phương pháp gián tiếp để phát hiện xói mòn bằng cách theo dõi biến thiên của phổ dao động đã nhận được rất nhiều sự quan tâm của cộng đồng khoa học. Phương pháp này dựa trên sự tương quan giữa những thay đổi trong điều kiện biên do tăng độ sâu xói mòn và những thay đổi về đặc tính dao động của cầu thu được từ cảm biến gắn vào kết cấu [8,9]. Phương pháp này cho phép giám sát liên tục [10] cũng như giám sát tức thời [11,12]. Phương pháp này còn trở nên hiệu quả hơn khi sử dụng các cảm biến đủ nhạy và phối hợp chúng một cách hợp lý.

Yếu tố then chốt của phương pháp dao động là đánh giá sự thay đổi các đặc tính động học theo sự thay đổi độ sâu xói mòn. Prendergast và cộng sự [10] nghiên cứu một mô phỏng số nhằm khảo sát ảnh hưởng của xói mòn xung quanh trụ trung tâm của cầu liên hai nhịp toàn khối. Các tác giả đã phát hiện ra sự liên kết giữa độ sâu xói mòn với mức độ

*Liên hệ tác giả: congvc@huce.edu.vn

Nhận ngày 02/04/2024, sửa xong ngày 23/04/2024, chấp nhận đăng ngày 25/04/2024

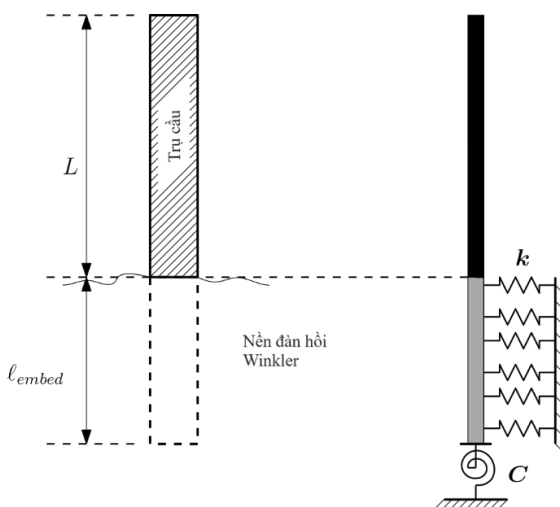
Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.02.2024.687>

thay đổi tần số riêng đầu tiên của cầu. Một số nghiên cứu khác [4,12] đánh giá riêng trụ cầu, thân cầu được coi là một khối thống nhất và tương tác đất – kết cấu được tinh chỉnh bằng cách hiệu chỉnh mô phỏng số với kết quả thực nghiệm. Hầu hết các nghiên cứu đều cho thấy sự nhất trí chung rằng những thay đổi về tần số dao động riêng mang lại nhiều thông tin hữu ích trong việc theo dõi xói mòn từ xa. Tuy nhiên, những nghiên cứu này mô tả cụ thể xói mòn như sự thay đổi chiều dài phần ngầm trong đất của trụ cầu. Phương pháp này có thể làm giảm độ chính xác của nó trong trường hợp nền móng nông hoặc trong các tình huống mà xói mòn đất chỉ biểu hiện một phần chứ không phải toàn bộ xung quanh trụ.

Nghiên cứu này nhằm mục đích phát triển một phương pháp mới nhằm định lượng mối tương quan giữa sự phát triển của xói mòn với sự thay đổi của các tần số dao động riêng. Trong mô hình đề xuất này, sự thay đổi độ sâu xói mòn được coi như là sự giảm độ cứng tổng thể của móng. Một mô hình toán học được đề xuất xét đến tương tác giữa đất và kết cấu để mô tả sự thay đổi tần số dao động riêng theo sự thay đổi độ cứng của móng. Tính phù hợp và hiệu quả của mô hình đề xuất được kiểm tra thông qua kết quả về phổ dao động của một thí nghiệm hiện trường.

2. Biến thiên đặc tính dao động riêng của cột trong nền đất đồng nhất khi độ cứng nền thay đổi

Trong phần này, một mô hình giải tích được phát triển để so sánh sự suy giảm độ cứng của móng với sự thay đổi tần số riêng của cột ngầm vào nền đất đồng nhất. Xét một cột tự do ở một đầu và được ngầm một phần vào nền đất dạng Winkler như hình 1. Phản lực của đất lên mặt biên của cột được mô phỏng bằng tập hợp các lò xo tịnh tiến với độ cứng k và phản lực lên đầu dưới của cột bằng lò xo xoay với độ cứng C .



Hình 1. Cột đồng nhất trong nền đất Winkler được mô phỏng bởi hệ lò xo tịnh tiến và lò xo xoay.

Trong hệ tọa độ vuông góc với trục z hướng theo phương chiều dài cột, đặt $\underline{u} = \underline{u}(x, y, z)e^{i\omega t}$ là vectơ chuyển vị của cột tại mode ω với t là biến thời gian và i là số phức ($i^2 = -1$). Nguyên lý tác dụng tối thiểu của hệ ở trạng thái tĩnh trong khoảng thời gian $[t_1, t_2]$ được diễn giải theo phương trình (1) như sau:

$$\int_{\Gamma} \int_{t_1}^{t_2} \rho A \frac{\partial^2 \underline{u}}{\partial t^2} dt d\Gamma + \int_{\Gamma} \int_{t_1}^{t_2} EI \frac{\partial^4 \underline{u}}{\partial l^4} dt d\Gamma = 0 \quad (1)$$

Trong đó: ρ, E là khối lượng riêng và mô đun đàn hồi của vật liệu; A, I lần lượt là diện tích và mô men quán tính của tiết diện cột; l là biến chiều dài và Γ là không gian vectơ chuyển vị khả dĩ. Từ định nghĩa của vector \underline{u} , phương trình (1) được biến đổi như sau:

$$\rho A \frac{\partial^2 \underline{u}}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 \underline{u}}{\partial l^4} = 0 \quad (2)$$

$$\Leftrightarrow -\omega^2 \rho A \underline{u} e^{i\omega t} + EI \frac{\partial^4 \underline{u}}{\partial l^4} e^{i\omega t} = 0 \quad (3)$$

$$\Leftrightarrow \frac{\partial^4 \underline{u}}{\partial l^4} = \omega^2 \frac{\rho A}{EI} \underline{u} \Leftrightarrow \underline{u}^{(4)} = \lambda \underline{u} \quad (4)$$

Với $\lambda = \omega^2 \frac{\rho A}{EI}$ là đại lượng vô hướng, đặc trưng cho mode dao động của cột.

Điều kiện biên của cột đang xét với chiều dài L chôn trong nền đất đàn hồi Winkler với độ sâu L_{embed} ($0 \leq y \leq L_{embed}$) được phát biểu như sau:

$$\underline{u}^{(2)}(0) = \frac{C}{EI} \underline{u}^{(1)}(0) = \alpha_c \underline{u}^{(1)} \quad (5)$$

$$\underline{u}^{(3)}(y) = -\frac{k}{EI} \underline{u}(y) = \alpha_k \underline{u}(y) \quad \forall 0 \leq y \leq l_{embed} \quad (6)$$

Xét một vectơ chuyển vị khả dĩ $\underline{v}(x, y, z)$ bất kỳ trong không gian Γ , nhân hai vế của phương trình (4) với \underline{v} và lấy tích phân trên toàn miền Γ kết hợp với các điều kiện biên, phương trình (4) được viết lại như sau:

$$\alpha_c [\underline{u}^{(1)}(0) \cdot \underline{v}^{(1)}(0)] + \alpha_k [\underline{u}(y) \cdot \underline{v}(y)]_{\Gamma} + \int_{\Gamma} \underline{u}^{(2)} \cdot \underline{v}^{(2)} d\Gamma = \lambda \int_{\Gamma} \underline{u} \cdot \underline{v} d\Gamma \quad (7)$$

Phương trình (7) liên kết biến động nhỏ của độ cứng nền móng ($\Delta \alpha_k \ll \alpha_k, \Delta \alpha_c \ll \alpha_c$) với biến động của mode dao động ($\Delta \lambda$). Sử dụng tính chất giao hoán của không gian Γ , tương quan giữa độ cứng nền và đặc trưng dao động của cột có thể được biểu diễn bằng phương trình vi phân dưới đây:

$$\frac{1}{\lambda} \left[\frac{\Delta \alpha_c}{\alpha_c} \alpha_c (\underline{u}^{(1)}(0))^2 + \frac{\Delta \alpha_k}{\alpha_k} \sum_0^{l_{embed}} \alpha_k \underline{u}(y)^2 \right] = \frac{\Delta \lambda}{\lambda} \quad (7)$$

Trong đó: $\bar{\alpha}_k$ là giá trị trung bình phổ quát của độ cứng nền (giá trị trung bình độ cứng của các lò xo chuyển vị α_k)

Phương trình (8) được tổng quát cho n mode dao động như sau:

$$\left[\frac{\alpha_c}{\lambda_i} (\underline{u}_i^{(1)}(0))^2 + \frac{1}{\lambda_i} \sum_{l=0}^{l_{embed}} \alpha_k \underline{u}_{i,l}(y)^2 \right]_{0 \leq i \leq n} \times \begin{bmatrix} \frac{\Delta \alpha_c}{\alpha_c} \\ \frac{\Delta \alpha_k}{\alpha_k} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\Delta \lambda}{\lambda_i} \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\Leftrightarrow A_{n \times 2} \times \begin{bmatrix} \frac{\Delta \alpha_c}{\alpha_c} \\ \frac{\Delta \alpha_k}{\alpha_k} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\Delta \lambda_i}{\lambda_i} \end{bmatrix}_{1 \times n} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \frac{\Delta \alpha_c}{\alpha_c} \\ \frac{\Delta \alpha_k}{\alpha_k} \end{bmatrix} = A^+ \otimes \begin{bmatrix} \frac{\Delta \lambda_i}{\lambda_i} \end{bmatrix}_{1 \times n} \quad (9)$$

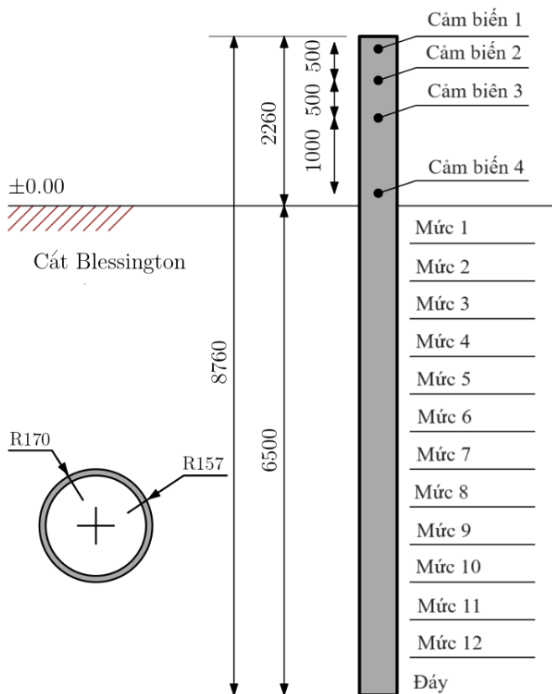
Trong đó: $A = \left[\frac{\alpha_c}{\lambda_i} (\underline{u}_i^{(1)}(0))^2 + \frac{1}{\lambda_i} \sum_{l=0}^{l_{embed}} \alpha_k \underline{u}_{i,l}(y)^2 \right]_{0 \leq i \leq n}$ và A^+ là ma trận giả nghịch đảo (pseudo-inverse) của ma trận A [13].

Có thể thấy rằng sự thay đổi tần số riêng được liên kết với sự thay đổi độ cứng của móng theo bình phương chuyển vị và góc quay của phần cột trong đất. Ma trận A được gọi là “ma trận cảm ứng” được

xây dựng khi có phổ dao động cụ thể ($\lambda_{l=0,n}$), Ma trận này có thể cung cấp nhiều thông tin sâu sắc hơn về tác động của sự thay đổi độ cứng của móng tới từng mode dao động và ngược lại.

3. Kiểm chứng mô hình

Trong phần này, sự phù hợp của mô hình đề xuất ở trên được đánh giá thông qua so sánh với các kết quả của thí nghiệm hiện trường của Prendergast và cộng sự giới thiệu trong [14]. Trong thí nghiệm này, một cọc thép rỗng tiết diện tròn, bán kính ngoài $R = 170 \text{ mm}$ được lắp đặt trên nền cát. Tổng chiều dài cọc là 8,76 m và ở trạng thái ban đầu cọc được chôn sâu 6,5 m trong đất (chiều dài tự do 2,26 m). Dao động của cọc được tạo bằng búa dao động và gia tốc tức thời của dao động được ghi lại bằng bốn gia tốc kế được lắp đặt dọc theo phần chiều dài tự do ban đầu. Các tác giả trong [14] đã thực hiện đo đạc trên 13 cấp độ xói mòn bao gồm trạng thái ban đầu, mỗi cấp cách nhau 0,5 m (xem Hình 2).

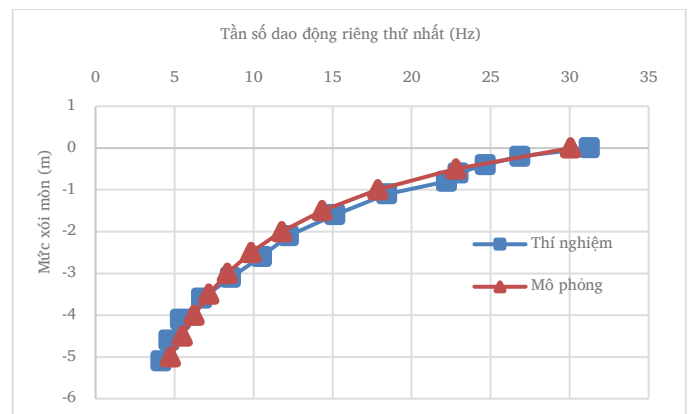


Hình 2. Mô hình cọc thí nghiệm hiện trường (kích thước tính bằng mm) (tham khảo [14]).

Mô phỏng phổ dao động được thực hiện bằng mô hình phần tử hữu hạn trên phần mềm *Code_Aster*. Cọc được mô phỏng bằng 36 phần tử dầm Euler-Bernoulli, trong đó, phần dầm trong đất được mô phỏng bởi 26 phần tử dầm có nút liên kết với 26 phần tử lò xo tịnh tiến và 1 phần tử lò xo xoay ở điểm cuối của cọc trong đất. Độ cứng của lò xo tịnh tiến được giả thiết tăng tuyến tính theo chiều sâu từ $2 \times 10^7 \text{ (} k_{min} \text{)}$ tới $12 \times 10^7 \text{ N.m}^{-1} \text{ (} k_{max} \text{)}$ dựa trên kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh của [14] và độ cứng của lò xo xoay được tính theo công thức đề xuất bởi [15] :

$$K_{\theta} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \approx 2.42 \times 10^6 \text{ (N.m)} \text{ với } G = 12 \times 10^7 \text{ (N.m}^{-1}\text{)} \text{ là môđun kháng cắt và } \nu = 0,35 \text{ là hệ số Poisson của nền tại điểm cuối cùng của cọc.}$$

Trước tiên, mô hình kết cấu được kiểm chứng với kết quả thí nghiệm thông qua phân tích dao động riêng ở 10 mức xói mòn: 0,0 m (trạng thái ban đầu); 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0 (thí nghiệm ở các mức xói mòn lớn hơn cho kết quả phân tích dao động riêng kém tin cậy). Giá trị độ cứng của các lò xo chuyển vị ngang nằm trên mức xói mòn tương ứng được đặt bằng 0, các lò xo còn lại giữ nguyên giá trị. Biến thiên của tần số dao động riêng đầu tiên f_1 tương ứng với mức độ xói mòn theo mô phỏng, được biểu diễn ở Hình 3 và Bảng 1 dưới đây.



Hình 3. Tần số dao động riêng của cọc với các mức xói mòn tương ứng thu được từ thí nghiệm và từ mô hình đề xuất.

Có thể thấy, giá trị cũng như mức độ biến thiên của tần số dao động riêng thứ nhất theo mức độ xói mòn phù hợp với kết quả thí nghiệm, sai số tăng ở các mức xói mòn cao (trên 4 m) do sự thiếu ổn định của cọc ở mức độ này, tuy nhiên sai số lớn nhất chỉ là 18,13 % đạt tại mức xói mòn 4,5 m. Do vậy, sơ đồ kết cấu lựa chọn cho mô phỏng là phù hợp và có thể sử dụng để xây dựng ma trận độ nhạy đặc trưng cho cọc.

Chuyển vị tại các điểm lò xo tịnh tiến trong dao động riêng đầu tiên và độ cứng tương ứng trong mô phỏng ở trạng thái ban đầu được liệt kê trong bảng dưới đây, trong đó: DX, DY, DZ là các chuyển vị thẳng theo phương X, Y, Z; DRX, DRY, DRZ là các chuyển vị xoay lần lượt theo trục X, Y, Z (các chuyển vị được chuẩn hóa với độ lớn của vector chuyển vị Lagrange lớn nhất).

Do tính đối xứng của cọc, chuyển vị theo phương X và góc xoay quanh trục X có thể xem là đủ để xây dựng ma trận cảm ứng:

$$A = \left[\frac{\alpha_C}{\lambda_1} \left(u_1^{(1)}(0) \right)^2 \quad \frac{1}{\lambda_1} \sum_{j=1}^{n_{sp}} \alpha_{k,j} u_{1,j}^2(y)^2 \right] \quad (10)$$

$$= \frac{1}{(2\pi f_1)^2 \frac{\rho A}{EI}} \left[K_{\theta} DRY_1^2 \quad \sum_{j=1}^{n_{sp}} k_j \cdot DX_j^2 \right] \quad (11)$$

$$A \approx [3,52 \times 10^{-8} \quad 0,2957] \Rightarrow A^+ \approx \begin{bmatrix} 0 \\ 3,382 \end{bmatrix}$$

Có thể thấy, ma trận cảm ứng có thành phần đặc trưng cho ảnh hưởng của lò xo xoay tiệm cận 0. Hệ số này phản ánh thực tế, đối với

cột chôn sâu, phản lực ngang của nền đất đóng vai trò quan trọng hơn nhiều so với các thành phần khác. Từ phương trình (12), mức độ xói mòn Δl được diễn dịch từ biến thiên độ cứng trung bình $\Delta\alpha/\alpha$ của nền đất như sau:

$$\begin{bmatrix} \frac{\Delta\alpha_c}{\alpha_c} \\ \frac{\Delta\alpha_k}{\alpha_k} \end{bmatrix} = A^+ \otimes \begin{bmatrix} \frac{\Delta\lambda_1}{\lambda_1} \end{bmatrix} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \frac{\Delta K_\theta}{K_\theta} \\ \frac{\Delta K}{K} \end{bmatrix} = A^+ \otimes \begin{bmatrix} \frac{\Delta f_1^2}{f_1^2} \end{bmatrix} \text{ và } \bar{K} = n_{sp} \left[\sum_{j=1}^{n_{sp}} \frac{1}{k_j} \right]^{-1} \quad (12)$$

$$\Delta l : F(\Delta l) = \frac{k_{\max} - k_{\min}}{2l_{embed}} \cdot \Delta l^2 + k_{\min} \cdot \Delta l - \Delta K = 0 \quad (13)$$

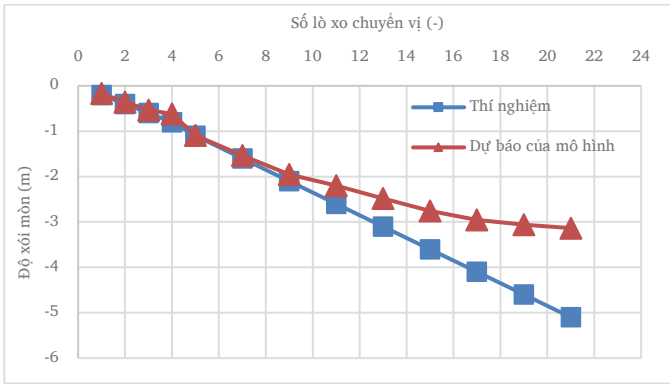
Trong đó: $l_{embed} = 6,5$ m là độ sâu phần ngầm trong đất của cột ở trạng thái ban đầu.

Bảng 1. Chuyển vị đã chuẩn hóa tại nút của các lò xo và độ cứng tương ứng.

Phần tử lò xo ngầm trong đất	Chuyển vị thẳng (m)			Chuyển vị xoay (rad)			Độ cứng của phần tử lò xo (N.m ⁻¹)
	DX	DY	DZ	DRX	DRY	DRZ	
N1	-2.24E-06	-2.91E-11	6.67E-22	-3.04E-09	2.33E-04	3.28E-19	1.20E+08
N2	5.82E-05	7.59E-10	1.70E-22	-3.35E-09	2.57E-04	2.84E-17	1.16E+08
N3	1.29E-04	1.68E-09	2.00E-21	-4.10E-09	3.14E-04	5.15E-17	1.12E+08
N4	2.17E-04	2.82E-09	5.65E-21	-5.05E-09	3.87E-04	6.70E-17	1.08E+08
N5	3.21E-04	4.19E-09	7.37E-21	-5.77E-09	4.42E-04	7.68E-17	1.04E+08
N6	4.32E-04	5.64E-09	6.20E-21	-5.62E-09	4.31E-04	7.74E-17	1.00E+08
N7	5.25E-04	6.85E-09	2.41E-21	-3.73E-09	2.86E-04	8.23E-17	9.60E+07
N8	5.58E-04	7.27E-09	-2.87E-21	9.40E-10	-7.21E-05	7.44E-17	9.20E+07
N9	4.64E-04	6.05E-09	-8.07E-21	9.55E-09	-7.33E-04	5.33E-17	8.80E+07
N10	1.59E-04	2.08E-09	-1.31E-20	2.31E-08	-1.78E-03	4.51E-17	8.40E+07
N11	-4.59E-04	-5.99E-09	-1.84E-20	4.23E-08	-3.25E-03	2.89E-17	8.00E+07
N12	-1.50E-03	-1.95E-08	-2.20E-20	6.68E-08	-5.13E-03	1.35E-17	7.60E+07
N13	-3.05E-03	-3.97E-08	-2.10E-20	9.50E-08	-7.28E-03	-7.29E-18	7.20E+07
N14	-5.14E-03	-6.70E-08	-1.26E-20	1.23E-07	-9.43E-03	-2.52E-17	6.80E+07
N15	-7.72E-03	-1.01E-07	5.67E-21	1.45E-07	-1.11E-02	-4.30E-17	6.40E+07
N16	-1.06E-02	-1.38E-07	3.65E-20	1.50E-07	-1.15E-02	-5.72E-17	6.00E+07
N17	-1.33E-02	-1.73E-07	8.27E-20	1.27E-07	-9.73E-03	-6.64E-17	5.60E+07
N18	-1.52E-02	-1.98E-07	1.48E-19	5.97E-08	-4.58E-03	-7.51E-17	5.20E+07
N19	-1.52E-02	-1.98E-07	2.28E-19	-6.88E-08	5.28E-03	-6.96E-17	4.80E+07
N20	-1.20E-02	-1.57E-07	3.19E-19	-2.76E-07	2.11E-02	-5.67E-17	4.40E+07
N21	-4.03E-03	-5.26E-08	4.09E-19	-5.75E-07	4.41E-02	-3.87E-17	4.00E+07
N22	1.07E-02	1.39E-07	4.72E-19	-9.74E-07	7.47E-02	-2.93E-17	3.60E+07
N23	3.39E-02	4.42E-07	4.52E-19	-1.47E-06	1.13E-01	-8.60E-18	3.20E+07
N24	6.75E-02	8.81E-07	2.25E-19	-2.05E-06	1.57E-01	6.30E-18	2.80E+07
N25	1.13E-01	1.47E-06	-4.96E-19	-2.67E-06	2.05E-01	2.04E-17	2.40E+07
N26	1.70E-01	2.22E-06	-2.40E-18	-3.30E-06	2.53E-01	2.88E-17	2.00E+07

Dự báo độ xói mòn của mô hình được so sánh với độ sâu thực của hố trong Hình 3. Có thể thấy rằng mô hình dự báo tương đối tốt độ sâu xói mòn của cột đối với các mức độ xói mòn dưới 2,5 m (tương đương 38 % độ sâu l_{embed}) và kém chính xác hơn ở độ sâu lớn. Điều này được lý giải từ bản chất mô hình đề xuất: các phương trình vi phân sử dụng biến thiên nhỏ của độ cứng nền $\Delta\alpha$ cũng như biến thiên nhỏ của dao động riêng Δl dẫn đến việc thiếu chính xác ở những biến thiên

lớn của độ cứng nền. Tuy nhiên, khoảng dự báo tốt của mô hình là tương đối lớn. Tuy nhiên, hiện tại mô hình mới chỉ được xây dựng với 1 dạng dao động riêng đầu tiên trên kết cấu đối xứng, do đó những kiểm nghiệm khác trên các kết cấu bất đối xứng với nhiều dạng dao động riêng và các thông số thí nghiệm chi tiết hơn là cần thiết để kiểm chứng tính chính xác của mô hình đề xuất.



Hình 3. Dự báo của mô hình về độ xói mòn và độ xói mòn thực tế dùng trong thí nghiệm.

Mặc dù việc ước lượng mức giảm độ cứng của móng chỉ được thực hiện với tần số riêng đầu tiên, tuy nhiên, sự tương quan tốt giữa mô hình đề xuất và kết quả thực nghiệm nêu trên có thể gợi ý một phương pháp mới, hiệu quả để theo dõi xói mòn ở các trụ cầu.

Đối với một cây cầu có nguy cơ xói mòn, trước hết, thực hiện phân tích phổ dao động bằng cả mô phỏng và thực nghiệm để xác định ma trận cảm ứng, càng nhiều tần số và mode dao động riêng được phát hiện thì ma trận càng chính xác. Sau đó, lắp đặt cảm biến gia tốc tại một số vị trí thích hợp trên các trụ cầu và thân cầu. Dữ liệu thu được từ rung động xung quanh (do xe cộ, gió,...) có thể được sử dụng để theo dõi sự thay đổi tần số dao động riêng của cầu. Sự suy giảm độ cứng của móng do xói mòn có thể được định lượng dựa trên thuật toán đã đề xuất trong nghiên cứu và sau đó, độ xói mòn có thể được diễn dịch từ sự suy giảm độ cứng.

Phương pháp đề xuất là hữu hiệu cho việc giám sát liên tục và lâu dài tình trạng xói mòn của trụ cầu. Phương pháp này có thể thực hiện từ xa, giúp tiết kiệm chi phí và cung cấp nhiều thông tin hữu ích để ước tính mức độ tổn hại của cây cầu, giúp phát hiện sớm và ngăn chặn khả năng sụp đổ của cầu.

4. Kết luận

Bài báo đã trình bày một mô hình số được phát triển để theo dõi xói mòn bằng phương pháp phân tích phổ dao động. Trong mô hình đề xuất, hiện tượng xói mòn, biểu thị bằng sự giảm độ cứng tổng thể của nền móng, được liên kết với sự thay đổi tần số riêng của ma trận độ nhạy thông qua phân tích đặc trưng dao động của kết cấu dưới dạng tham số.

Mô hình này được kiểm chứng bằng một thí nghiệm về hiệu ứng xói mòn trên tần số riêng của cột thép rỗng chôn trong đất. Chỉ có sự thay đổi của tần số riêng đầu tiên được sử dụng để so sánh với ước lượng của mô hình, tuy nhiên, kết quả mô phỏng vẫn cho thấy khả năng ước lượng tương đối tốt của mô hình. Cần có những nghiên cứu thực nghiệm sâu hơn để hiệu chỉnh mô hình đề xuất, đặc biệt là phổ dao động của trụ cầu trong công trình thực.

Từ kết quả và sự phát triển của mô hình, một phương pháp tiên tiến để giám sát từ xa tình trạng xói của mồn trụ cầu đã được đề xuất. Phương pháp này rất hứa hẹn và có nhiều tiềm năng khai thác, tuy nhiên vẫn cần thêm những thí nghiệm hoàn chỉnh trên một số cây cầu cùng loại để có thể thực sự ứng dụng phương pháp này vào mô hình thực tế.

Tài liệu tham khảo

- [1]. B.W. Melville, S.E. Coleman, Bridge Scour, Water Resources Publications, 2000.
- [2]. Wardhana Kumalasari, Hadipriono Fabian C., Analysis of Recent Bridge Failures in the United States, J. Perform. Constr. Facil. 17 (2003) 144–150. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2003\)17:3\(144\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2003)17:3(144)).
- [3]. T. Cooper, H.-L. Chen, D. Lyn, A.R. Rao, A.G. Altschaeffli, A Field Study Of Scour-Monitoring Devices For Indiana Streams, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 2000, 2000.
- [4]. K.D. Kariyawasam, C.R. Middleton, G. Madabhushi, S.K. Haigh, J.P. Talbot, Assessment of bridge natural frequency as an indicator of scour using centrifuge modelling, J. Civ. Struct. Health Monit. 10 (2020) 861–881. <https://doi.org/10.1007/s13349-020-00420-5>.
- [5]. R. Ettema, B. Yoon, T. Nakato, M. Muste, A review of scour conditions and scour-estimation difficulties for bridge abutments, KSCE J. Civ. Eng. 8 (2004) 643–650. <https://doi.org/10.1007/BF02823555>.
- [6]. M. Zounemat-Kermani, A.-A. Beheshti, B. Ataie-Ashtiani, S.-R. Sabbagh-Yazdi, Estimation of current-induced scour depth around pile groups using neural network and adaptive neuro-fuzzy inference system, Appl. Soft Comput. 9 (2009) 746–755. <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2008.09.006>.
- [7]. Najafzadeh Mohammad, Azamathulla Hazi Mohammad, Neuro-Fuzzy GMDH to Predict the Scour Pile Groups due to Waves, J. Comput. Civ. Eng. 29 (2015) 04014068. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000376](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000376).
- [8]. H. Wenzel, D. Pichler, Ambient Vibration Monitoring, John Wiley & Sons, 2005.
- [9]. J.M.W. Brownjohn, A. De Stefano, Y.-L. Xu, H. Wenzel, A.E. Aktan, Vibration-based monitoring of civil infrastructure: challenges and successes, J. Civ. Struct. Health Monit. 1 (2011) 79–95. <https://doi.org/10.1007/s13349-011-0009-5>.
- [10]. L.J. Prendergast, D. Hester, K. Gavin, Determining the Presence of Scour around Bridge Foundations Using Vehicle-Induced Vibrations, J. Bridge Eng. 21 (2016) 04016065. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000931](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000931).
- [11]. M. Shinoda, Nondestructive Evaluation of Railway Bridge Substructures by Percussion Test, in: 2008.
- [12]. T. Bao, R. Andrew Swartz, S. Vitton, Y. Sun, C. Zhang, Z. Liu, Critical insights for advanced bridge scour detection using the natural frequency, J. Sound Vib. 386 (2017) 116–133. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2016.06.039>.
- [13]. G. Strang, Introduction to Linear Algebra, 5th ed., Wellesley-Cambridge Press, 2016.
- [14]. L.J. Prendergast, D. Hester, K. Gavin, J.J. O’Sullivan, An investigation of the changes in the natural frequency of a pile affected by scour, J. Sound Vib. 332 (2013) 6685–6702. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2013.08.020>.
- [15]. Veletsos Anestis S., Wei Yau T., Lateral and Rocking Vibration of Footings, J. Soil Mech. Found. Div. 97 (1971) 1227–1248. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001661>.