

PHÂN TÍCH DAO ĐỘNG RIÊNG CỦA CẦU VÒM ỚNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG CÓ THANH KÉO VÀ ĐƯỜNG XE CHẠY DƯỚI

Lê Văn Nam⁽¹⁾, Nguyễn Ngọc Long⁽²⁾

(1) Trường Đại Học Bách Khoa, ĐHQG-HCM

(2) Sở Giao Thông Vận Tải tỉnh Hậu Giang

(Bài nhận ngày 27 tháng 07 năm 2006)

TÓM TẮT: Trong phân tích dao động riêng, kết quả phụ thuộc vào việc mô phỏng chính xác đặc điểm cấu tạo của kết cấu. Việc mô phỏng kết cấu càng sát với thực tế thì kết quả tính toán càng chính xác, tuy nhiên sẽ làm cho bài toán phát sinh thêm nhiều phân tử và việc xử lý trên máy tính trở nên rất chậm chạp. Vậy việc qui đổi bản mặt cầu và dầm dọc phụ thành tĩnh tải đặt lên dầm ngang sẽ làm cho bài toán bớt đi nhiều phân tử, việc xử lý trên máy tính được nhanh hơn mà kết quả về nội lực trong sườn vòm vẫn không thay đổi, tuy nhiên sẽ làm giảm độ cứng của hệ mặt cầu. Nội dung bài báo sẽ phân tích dao động riêng của cầu vòm ống thép nhồi bê tông với hai trường hợp không xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu và có xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu.

1. GIỚI THIỆU

Qua nhiều nghiên cứu đã cho thấy, cầu vòm ống thép nhồi bê tông có thanh kéo và đường xe chạy dưới có ưu điểm phối hợp và phát huy tối đa hiệu quả chịu lực của các bộ phận kết cấu, khiến cho kích thước mặt cắt ngang của các bộ phận được giảm nhỏ, nhờ đó mà kết cấu có hình dáng thanh mảnh, tiết kiệm vật liệu, kiến trúc đẹp. Tuy nhiên do kích thước kết cấu thanh mảnh, tải trọng bản thân nhẹ nên có đặc điểm nhạy cảm với trạng thái dao động, ảnh hưởng do các tác dụng động lực thường có mức độ bất lợi lớn hơn so với các dạng kết cấu thông thường. Vì lý do trên, trong bài toán thiết kế, bên cạnh các tính toán theo mô hình bài toán tĩnh thường phải kết hợp phân tích kết cấu theo mô hình bài toán động để đảm bảo an toàn và độ tin cậy của công trình. Trong phạm vi bài báo sẽ nghiên cứu dao động riêng của kết cấu theo mô hình bài toán không gian với 2 trường hợp:

(1) Không xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ;

(2) Có xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ.

Mỗi trường hợp được nghiên cứu với 4 chiều dài nhịp thường gặp (97.6m; 87.2m; 76.8m; 66.4m) ứng với mỗi chiều dài nhịp nghiên cứu với 4 đường kính vòm (1.8m; 1.6m; 1.4m; 1m).

2. THÀNH LẬP PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN DAO ĐỘNG RIÊNG CỦA HỆ:

Có nhiều phương pháp xác định tần số dao động riêng của kết cấu. Trong phạm vi bài toán này sử dụng phương pháp dựa trên nghiệm của phương trình vi phân chuyển động, cách giải theo định thức.

- Phương trình chuyển động của hệ số có n bậc tự do dao động tự do trong môi trường không có lực cản được viết dưới dạng ma trận: [3]

$$M\ddot{V} + KV = 0 \quad (1)$$

Trong đó:

M: Ma trận khối lượng hay ma trận quán tính.

K: Ma trận độ cứng các phần tử

V: Ma trận chuyển vị (ma trận cột)

\vec{V} : Ma trận gia tốc

Khi dao động ở dạng dao động thứ j, các khối lượng trong kết cấu đều dao động đồng bộ, điều hòa, cùng chu kỳ và cùng pha.

Nghiệm của phương trình trên có dạng : $V = V_j^* \sin(\omega_j t + \Phi_j)$

Trong đó:

- V_j^* : biên độ của dạng dao động j, $V_j^* = \{V_1^* V_2^* \dots V_n^*\}$

- ω_j : tần số vòng.

- Φ_j : pha của dao động.

Từ hai phương trình trên và đạo hàm bậc hai của V, ta có:

$$-\omega_j^2 M V_j^* \sin(\omega_j t + \Phi_j) + K V_j^* \sin(\omega_j t + \Phi_j) = 0$$

Phương trình này phải thỏa mãn tại mọi thời điểm, có thể đơn giản hóa bằng cách chia cho $\sin(\omega_j t + \Phi_j)$, ta được:

$$(K - \omega_j^2 M) V_j^* = 0 \quad (2)$$

Nhân phương trình trên với tỷ số $\frac{F}{\omega_j^2}$, trong đó F là ma trận độ mềm các phần tử, ta được:

$$\left(\frac{F}{\omega_j^2}\right)(K - \omega_j^2 M) V_j^* = \left(\frac{F}{\omega_j^2}\right) V_j^*$$

$$\left[\left(\frac{FK}{\omega_j^2}\right) - FM\right] V_j^* = 0$$

Với: $FK = E$ (E: Ma trận đơn vị), ta có:

$$\left[\left(\frac{E}{\omega_j^2}\right) - FM\right] V_j^* = 0 \quad (3)$$

- Trong các phương trình (2), (3) điều kiện để chuyển vị V_j^* khác không là định thức các hệ số chưa biết phải bằng không:

$$\det|K - \omega_j^2 M| = 0$$

$$\det\left|\left(\frac{E}{\omega_j^2}\right) - FM\right| = 0$$

Các phương trình trên được gọi là phương trình đặc trưng của hệ, phương trình thứ nhất thiết lập trên cơ sở ma trận độ cứng, phương trình thứ hai trên cơ sở ma trận độ mềm.

Khai triển một trong hai ma trận trên sẽ dẫn tới một hệ phương trình đại số tuyến tính có n ẩn là ω^2 . Nghiệm của phương trình ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) đặc trưng cho tần số của n dạng dao động, trong đó $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$.

Chu kỳ dao động T_j ($j = 1, 2, \dots, n$) được xác định theo : $T_j = \frac{2\pi}{\omega_j}$

Trong đó : ω_1 và T_1 được gọi là tần số cơ bản và chu kỳ dao động cơ bản của hệ, các $\omega_j > \omega_1$ và $T_j > T_1$ gọi là tần số và chu kỳ dao động hạng cao.

Ứng với mỗi tần số dao động riêng ω_j , công trình sẽ có một dạng dao động riêng gọi là dao động chính thứ j. Một kết cấu có n bậc tự do, sẽ có n tần số dao động riêng và tương ứng có n dạng dao động chính, trong đó dạng dao động thứ nhất và thứ hai thường dễ xảy ra và cần quan tâm hơn cả.

Để xác định được dạng dao động chính thứ j ta thay ω_j vào một trong các phương trình trên, sẽ tìm được V_j^* là biên độ dao động của dạng thứ j.

3. PHÂN TÍCH DAO ĐỘNG RIÊNG CỦA HỆ VỚI CHƯƠNG TRÌNH MIDAS:

3.1. Mô tả kết cấu trong MIDAS: [4]

- **Không xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ:** kết cấu được mô phỏng với bài toán không gian, bản mặt cầu và dầm dọc phụ được qui đổi ra tĩnh tải đặt trên dầm ngang. Cáp treo sử dụng phần tử cáp (cable), thanh căng được mô tả bằng phần tử dự ứng lực căng ngoài (External), dầm dọc, dầm ngang và sườn vòm khai báo với phần tử dầm (beam) trong đó tiết diện của phần tử vòm là tiết diện liên hợp (SRC).

- **Có xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ:** giống như trên nhưng dầm dọc phụ được mô tả bằng các phần tử dầm (beam), bản mặt cầu được mô tả bằng phần tử tấm (plate) và dùng tính năng liên kết các nút phần tử (link) để liên kết các nút trên phần tử tấm với các nút trên phần tử dầm dọc và dầm ngang lại với nhau.

3.2. Kết quả nghiên cứu dao động riêng của hệ:

Mỗi trường hợp được nghiên cứu với 4 chiều dài nhịp (97.6m; 87.2m; 76.8m; 66.4m) ứng với mỗi chiều dài nhịp nghiên cứu với 4 đường kính vòm (1.8m; 1.6m; 1.4m; 1m). Tương ứng với mỗi chiều dài nhịp và đường kính vòm của từng trường hợp thì có 10 mode dao động riêng. Tuy nhiên trong từng trường hợp có xét đến ảnh hưởng hay không xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ thì 10 mode dao động đó giống nhau, mặc dù thứ tự của các mode có thể khác nhau. Các dạng dao động trong trường hợp có xem xét và không xem xét ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ được thể hiện ở (Hình 1).

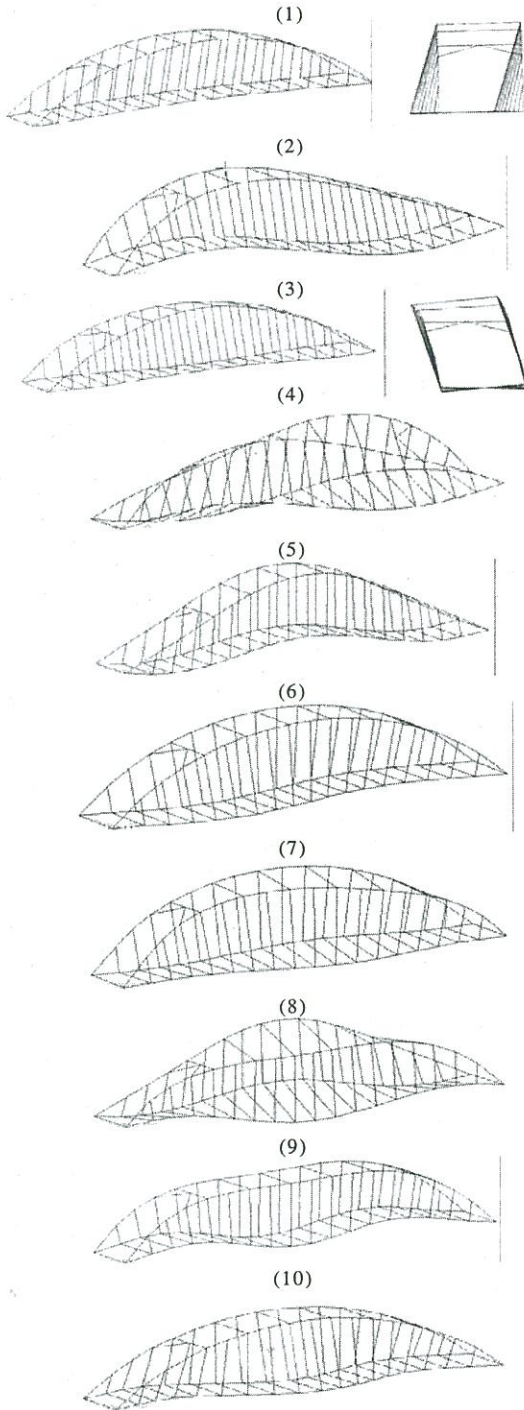
Do 2 mode dao động đầu tiên có xác suất xảy ra là nhiều nhất, nên cần phải nghiên cứu chu kỳ dao động của chúng để tránh xảy ra cộng hưởng.

Trong trường hợp không xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ: ứng với nhịp 87.2m, 76.8m, 66.4m thì mode 1 là dao động lắc ngang của hệ mặt cầu và mode 2 là dao động thẳng đứng của toàn kết cấu cầu; Ứng với nhịp 97.6m thì mode 1 là dao động thẳng đứng của toàn kết cấu cầu và mode 2 là dao động lắc ngang của hệ mặt cầu (Hình 2 và Hình 3).

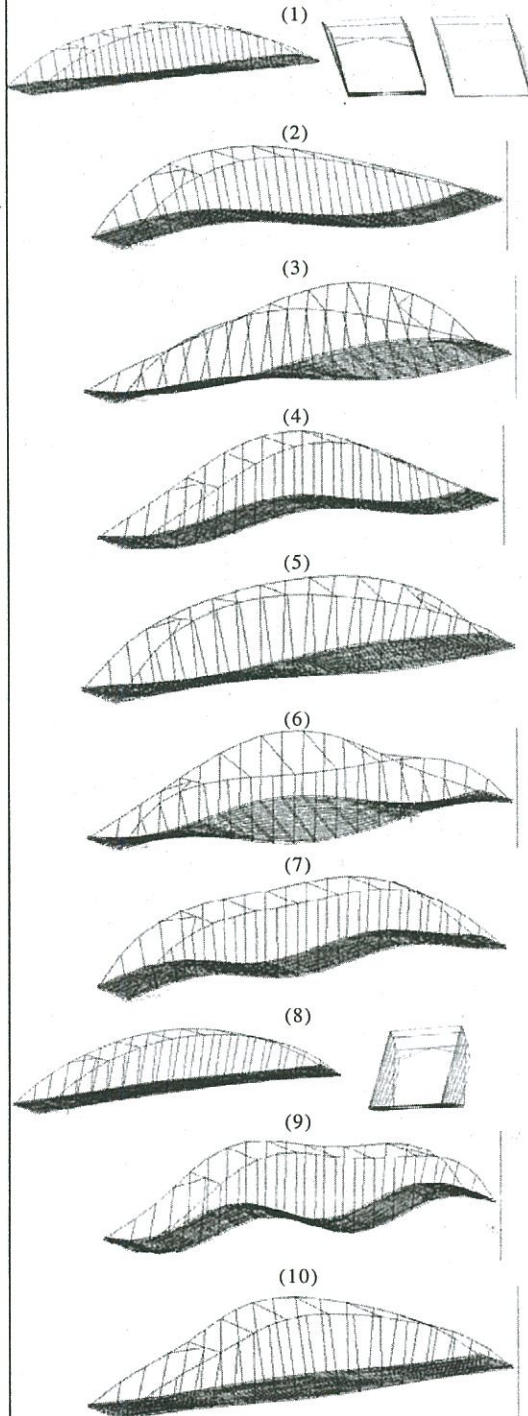
Bảng 1. Chu kỳ dao động riêng ứng với 2 dạng dao động ở Hình 2 & Hình 3 (khi không xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ)

	D=1.8m		D=1.6m		D=1.4m		D=1m	
	Hình 2	Hình 3	Hình 2	Hình 3	Hình 2	Hình 3	Hình 2	Hình 3
L=97.6m	<u>1.6</u>	1.6	1.6	1.9	1.6	2.1	1.6	2.8
L=87.2m	1.4	1.3	1.4	1.5	1.4	1.7	1.4	2.2
L=76.8m	1.2	1.0	1.2	1.1	1.2	1.3	1.2	1.7
L=66.4m	1.0	<u>0.7</u>	1.0	0.8	1.0	0.9	1.0	1.2

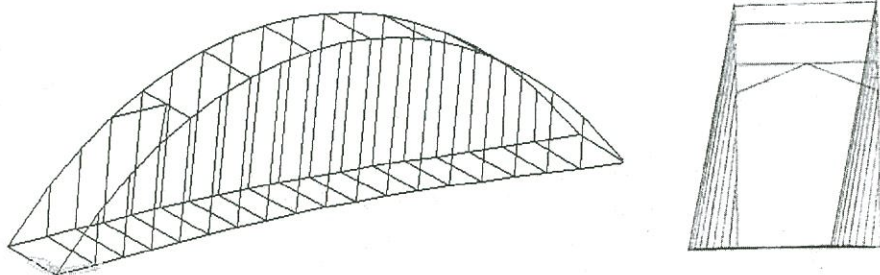
* Không xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ thì có các dạng như sau:



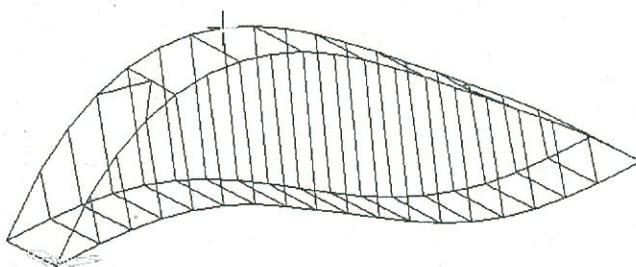
* Xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ thì có các dạng như sau:



Hình 1. Các dạng dao động trong trường hợp không xem xét và có xem xét ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ.

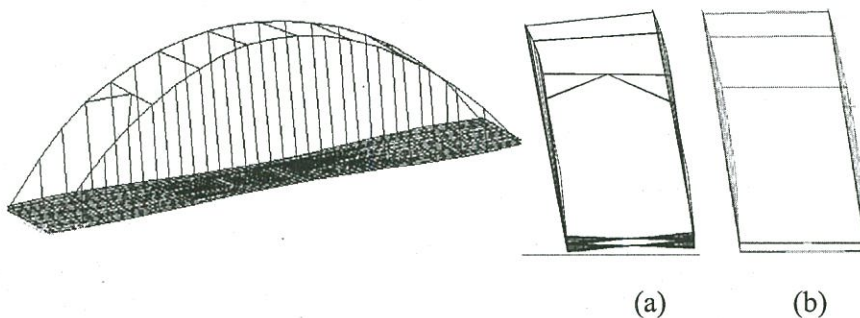


Hình 2. Dạng dao động lắc ngang của hệ mặt cầu khi không xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ



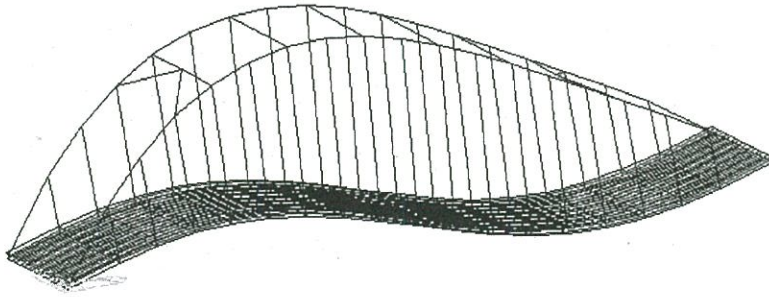
Hình 3. Dạng dao động thẳng đứng của toàn hệ khi không xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ

Trong trường hợp có xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ: ứng với nhịp 87.2m, 76.8m, 66.4m thì mode 1 là dao động lắc ngang của sườn vòm và mode 2 là dao động thẳng đứng của toàn kết cấu cầu; Ứng với nhịp 97.6m thì mode 1 là dao động thẳng đứng của toàn kết cấu cầu và mode 2 là dao động lắc ngang của sườn vòm kết hợp với uốn xoắn của hệ mặt cầu (Hình 4 và Hình 5).



Hình 4. Dạng dao động lắc ngang của sườn vòm khi có xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ

- (a) ứng với nhịp 97.6m (dao động lắc ngang của sườn vòm kết hợp với uốn xoắn của hệ mặt cầu)
- (b) ứng với nhịp 87.2m, 76.8m, 66.4m (dao động lắc ngang của sườn vòm)



Hình 5. Dạng dao động thẳng đứng của toàn hệ khi có xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ

Bảng 2: Chu kỳ dao động riêng ứng với 2 dạng dao động ở Hình 4 & Hình 5 (khi có xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ)

	D=1.8m		D=1.6m		D=1.4m		D=1m	
	Hình 4	Hình 5	Hình 4	Hình 5	Hình 4	Hình 5	Hình 4	Hình 5
L=97.6m	1.1	1.4	1.1	1.5	1.2	1.7	1.5	1.8
L=87.2m	1.5	1.1	1.6	1.2	1.8	1.3	2.3	1.5
L=76.8m	1.1	0.8	1.2	0.9	1.3	1.0	1.6	1.1
L=66.4m	0.8	<u>0.6</u>	0.9	<u>0.7</u>	1.0	<u>0.7</u>	1.2	0.8

4. CÁC NHẬN XÉT VỀ DAO ĐỘNG RIÊNG CỦA HỆ:

Qua kết quả nghiên cứu với 4 khẩu độ nhịp (97.6m; 87.2m; 76.8m; 66.4m) ứng với từng đường kính vòm (1.8m; 1.6m; 1.4m; 1m) theo 2 trường hợp không xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu và có xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu thấy rằng:

- Tương ứng với mỗi chiều dài nhịp và đường kính vòm của từng trường hợp thì có 10 mode dao động riêng. Tuy nhiên trong từng trường hợp không xét đến ảnh hưởng hay có xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu thì 10 mode dao động đó giống nhau, mặc dù thứ tự của các mode có thể khác nhau.

- Đối với các nhịp (87.2m; 76.8m; 66.4m) trong cả 2 trường hợp không xét đến ảnh hưởng hay có xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu thì dao động có xác suất xảy ra cao nhất là dao động lắc ngang ngang của sườn vòm, kể đến là dao động thẳng đứng của toàn hệ. Với chiều dài nhịp 97.6m khi không xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu thì xác suất xảy ra cao nhất là dao động thẳng đứng của toàn hệ, kể đến là dao động lắc ngang ngang của sườn vòm, khi có xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu thì xác suất xảy ra cao nhất cũng là dao động thẳng đứng của toàn hệ, kể đến là dao động lắc ngang ngang của sườn vòm kết hợp với uốn xoắn của hệ mặt cầu.

- Về chu kỳ dao động: khi không xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu thì có 1 trường hợp chu kỳ dao động thẳng đứng và 1 trường hợp chu kỳ dao động ngang nằm trong khoảng bất lợi đã được các nhà khoa học khuyến cáo (để tránh xảy ra cộng hưởng, chu kỳ dao động thẳng đứng không được nằm trong khoảng 0.3-0.7s và chu kỳ dao động ngang không được trùng hoặc bằng

bội số lần chu kỳ dao động thẳng đứng). Khi có xét đến ảnh hưởng của hệ mặt cầu thì có 3 trường hợp chu kỳ dao động thẳng đứng nằm trong khoảng bất lợi đã được các nhà khoa học khuyến cáo.

=> Từ các nhận xét trên cho thấy: Nếu chỉ nghiên cứu về hình dáng dao động riêng thì với nhịp ngắn khoảng 87.2m; 76.8m; 66.4m theo mô hình bài toán bỏ qua ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ được xem là phù hợp, đối với nhịp lớn tương đương 100m (97.6m) trong mô hình bài toán bỏ qua ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ sẽ cho kết quả không chính xác với thực tế. Còn khi nghiên cứu về tần số dao động riêng hay chu kỳ dao động riêng thì việc xem xét bài toán với mô hình không gian có xét đến ảnh hưởng của bản mặt cầu và dầm dọc phụ là cần thiết.

ANALYSING THE FREE VIBRATION OF THE CONCRETE FILLED STEEL TUBE ARCH BRIDGE WITH TIE ROD AND ROADWAY LOCATED UNDER ARCH RIB

Le Van Nam⁽¹⁾, Nguyen Ngoc Long⁽²⁾

(1)University of Technology, VNU-HCM

(2)The Transport Service of Hau Giang

***ABSTRACT:** In the free vibration analysis, the result depends on exact autotyping of the composition feature of structure. The nearer essence the autotyping is, the more exact the result is. However that generates many elements and the processing on computer becomes slow. So converting deck and stringer into load on diaphragm will get the problem lessening many elements, the processing on computer becomes quicker, but the result of the arch rib internal force is unchangeable. However the stiffness of deck system is lower. The article will analyse the free vibration of the concrete filled steel tube arch bridge in two cases: without considering affecting of deck system and considering affecting of deck system.*

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. A.I. Kikin, R. S. Sanzharovski, V. A. Trull, *Kết cấu ống thép nhồi bê tông*, NXB Xây dựng Hà Nội (1999).
- [2]. Đỗ Minh Dũng, *Tính toán cấu kiện thép nhồi bê tông dưới tác dụng của lực dọc trục và mô men uốn*, Thông tin Khảo sát Thiết kế - Số 3(2005).
- [3]. Clough R. W., Penzien, *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, 1993 (1975).
- [4]. Ngô Đăng Quang, Trần Ngọc Linh, Bùi Công Độ, Nguyễn Trọng Nghĩa, *Mô hình và phân tích kết cấu với MIDAS/Civil*, NXB Xây Dựng Hà Nội (2006).