

# SỐ LƯỢNG DẠNG DAO ĐỘNG RIÊNG CẦN THIẾT TRONG GIẢI BÀI TOÁN ỨNG SUẤT – BIẾN DẠNG KẾT CẤU VỚI TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

Nguyễn Quang Cường

**Tóm tắt:** Số lượng dao động riêng cần xét trong bài toán kháng chấn quyết định độ chính xác của kết quả và khối lượng cần tính toán. Việc xác định số lượng dạng dao động riêng hợp lý để đảm bảo độ chính xác của kết quả và làm giảm khối lượng tính toán là vấn đề có ý nghĩa quan trọng. Bài báo giới thiệu một số nghiên cứu xác định số lượng dạng dao động riêng cần thiết đối với một số kết cấu.

**Từ khóa:** Động đất, Dao động riêng, Chu kỳ.

## I. MỞ ĐẦU

Tác dụng của động đất lên công trình xây dựng được hiểu là sự chuyển động kéo theo của công trình khi mặt đất chuyển động hỗn loạn theo thời gian. Khi công trình bị chuyển động kéo theo sẽ xuất hiện các lực quán tính, hay còn gọi là lực động đất. Khi có lực động đất tác dụng, công trình sẽ xuất hiện các phản ứng động lực (chuyển vị, vận tốc, gia tốc, ứng suất, biến dạng ...), gọi tắt là “phản ứng”.

Các phương pháp xác định tải trọng động đất tác dụng lên công trình hiện nay có 2 nhóm chính: phương pháp tĩnh lực tương đương và phương pháp động lực. Phương pháp động lực mô tả được đầy đủ hơn các tính chất động học của công trình nên ngày nay thường được sử dụng.

Nội dung cơ bản của phương pháp động lực trong bài toán kháng chấn là coi công trình như một hệ cơ học đàn hồi có  $n$  hay vô hạn bậc tự do bị di chuyển theo nền đất. Sau khi mô hình hóa các kết cấu công trình chịu tải trọng động đất sẽ thu được hệ phương trình vi phân toán học mô phỏng phản ứng của kết cấu. Để giải phương trình này, hiện nay thường dùng phương pháp chồng dạng dao động (Mode Superposition Method). Theo phương pháp này, trước hết phân tích phản ứng của công trình chịu tải trọng động đất theo các dạng dao động riêng, sau đó tổ hợp phản ứng của các dạng dao động riêng theo một nguyên tắc nào đó sẽ thu được phản ứng toàn phần của công trình.

Như vậy, phương pháp động lực mô tả được đầy đủ hơn các tính chất động học của công

trình, cho thấy ảnh hưởng của các tính chất biến dạng đến phản ứng của công trình đối với lực động đất.

Lực động đất tổng cộng tác dụng vào công trình sẽ được tổ hợp từ lực động đất theo các dạng dao động riêng. Vì vậy, về mặt lý thuyết, cần xét đến tất cả các dạng dao động riêng của kết cấu.

Tuy nhiên, việc xác định được tất cả các dạng dao động riêng của công trình, đặc biệt là các công trình có kết cấu phức tạp, là một việc làm khó khăn.

Thực tế các tiêu chuẩn kháng chấn thường quy định số lượng dạng dao động cần thiết tham gia vào phản ứng động đất toàn phần phản ứng với mỗi dạng công trình khác nhau, tuy nhiên đối với đập thì quy định này không thống nhất.

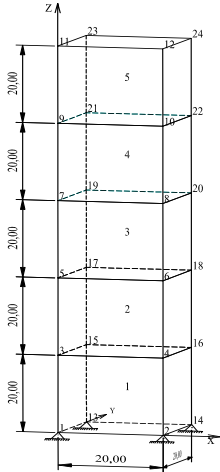
Theo tiêu chuẩn Nga СНиП-II-7-81: Số dạng dao động được sử dụng trong tính toán không được nhỏ hơn 3 dạng đối với sơ đồ 1 chiều (conson), không ít hơn 10 dạng với đập bê tông và không ít hơn 15 dạng với đập vật liệu địa phương [1].

Quan điểm khác cho rằng không thể qui định cụ thể được số dạng dao động tự do cần thiết trong phân tích phổ, bởi nó phụ thuộc vào đặc trưng kết cấu. Cần tiến hành thử dần cho đến khi việc thêm các dạng dao động riêng vào không làm ảnh hưởng đến kết quả của bài toán [2].

Như vậy ảnh hưởng của số lượng dạng dao động đến phản ứng của công trình chịu tải trọng động đất hiện nay còn nhiều vấn đề chưa thống nhất và cần nghiên cứu.

## II. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

Để nghiên cứu về ảnh hưởng của số lượng dạng dao động riêng cần xét đối với kết quả tính toán, tiến hành tính toán trên sơ đồ thử nghiệm đơn giản là một cột bê tông có chiều cao 100m, được chia 5 phần tử không gian 8 điểm nút (Hình 1).



Hình 1: Sơ đồ tính toán

$$E=2000 \text{ KN/cm}^2;$$

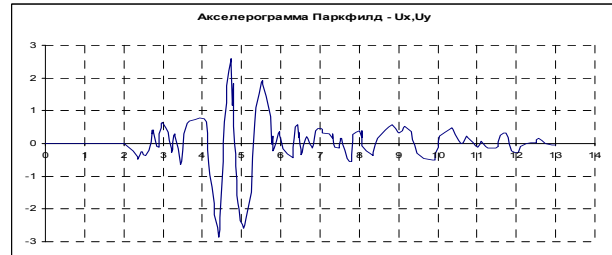
$$\gamma=2\text{T/m}^3; \mu=0,2$$

Kết quả tính toán dao động riêng được trình bày trong Bảng 1. Qua kết quả nhận thấy 6 dạng dao động đầu tiên của kết cấu có chu kỳ dao động lớn hơn hẳn các dạng còn lại. Dạng 1 và 2 có chu kỳ giống nhau và lớn nhất, tương ứng với các dao động uốn của cột quanh trục x và trục y. Dạng 3 là dao động xoay quanh trục z, dạng 6 là dao động thẳng đứng theo phương z.

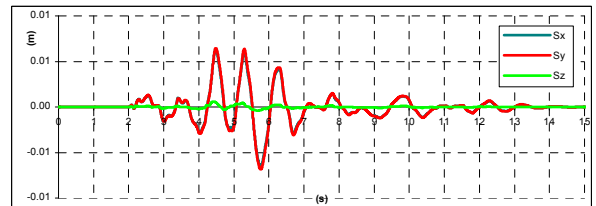
Bảng 1: Tần số dao động riêng của kết cấu

| Dạng dao động | Chu kỳ $T_c$ | Dạng dao động | Chu kỳ $T_c$ | Dạng dao động | Chu kỳ $T_c$ |
|---------------|--------------|---------------|--------------|---------------|--------------|
| 1             | 0,8261       | 21            | 0,0151       | 41            | 0,0098       |
| 2             | 0,8261       | 22            | 0,0150       | 42            | 0,0098       |
| 3             | 0,1952       | 23            | 0,0150       | 43            | 0,0098       |
| 4             | 0,1449       | 24            | 0,0147       | 44            | 0,0097       |
| 5             | 0,1449       | 25            | 0,0132       | 45            | 0,0095       |
| 6             | 0,1251       | 26            | 0,0131       | 46            | 0,0092       |
| 7             | 0,0630       | 27            | 0,0131       | 47            | 0,0092       |
| 8             | 0,0560       | 28            | 0,0129       | 48            | 0,0092       |
| 9             | 0,0560       | 29            | 0,0125       | 49            | 0,0091       |
| 10            | 0,0403       | 30            | 0,0124       | 50            | 0,0091       |
| 11            | 0,0355       | 31            | 0,0123       | 51            | 0,0089       |
| 12            | 0,0307       | 32            | 0,0118       | 52            | 0,0089       |
| 13            | 0,0307       | 33            | 0,0117       | 53            | 0,0089       |
| 14            | 0,0237       | 34            | 0,0117       | 54            | 0,0089       |
| 15            | 0,0227       | 35            | 0,0113       | 55            | 0,0086       |
| 16            | 0,0208       | 36            | 0,0111       | 56            | 0,0085       |
| 17            | 0,0208       | 37            | 0,0111       | 57            | 0,0085       |
| 18            | 0,0184       | 38            | 0,0111       | 58            | 0,0083       |
| 19            | 0,0169       | 39            | 0,0105       | 59            | 0,0083       |
| 20            | 0,0169       | 40            | 0,0104       | 60            | 0,0083       |

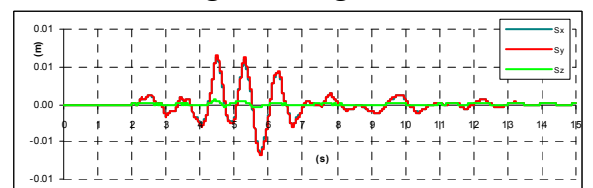
Bài toán sử dụng accelegram của California (Parkfield) (hình 2). Tiến hành phân tích chuyển vị của kết cấu dưới tác dụng của động đất với trường hợp thứ 1 là xét 6 dạng dao động đầu tiên và trường hợp thứ 2 là xét 30 dạng dao động đầu tiên. Kết quả chuyển vị của nút số 4 trong trường hợp xét 6 dạng dao động đầu tiên thể hiện trong hình 3, kết quả khi xét 30 dạng dao động đầu tiên được thể hiện trong hình số 4.



Hình 2: Accelegram Parkphild ( $U_x, U_y, U_z$ )



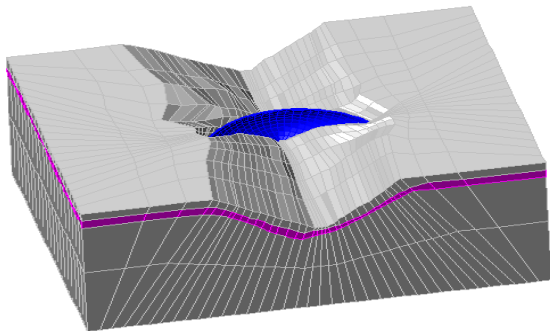
Hình 3: Chuyển vị của điểm nút số 4 khi xét đến 6 dạng dao động đầu tiên



Hình 4: Chuyển vị của điểm nút số 4 khi xét đến 30 dạng dao động đầu tiên

Từ biểu đồ chuyển vị trên cho thấy chuyển vị của điểm nút theo phương thẳng đứng nhỏ hơn nhiều so với phương ngang. Dạng biểu đồ dao động của điểm nút theo phương ngang gần giống với biểu đồ tải trọng động đất theo phương ngang, tuy nhiên thời điểm đạt cực đại của chuyển vị nút và tải trọng động đất không trùng nhau.

Từ kết quả trên có thể thấy điểm nút số 4 trong 2 trường hợp tính toán trên có chuyển vị hoàn toàn giống nhau. Như vậy trong trường hợp này chỉ cần xét 6 dạng dao động đầu tiên là đảm bảo độ chính xác. Các dạng dao động bậc cao hơn hầu như không có ảnh hưởng đến phản ứng của kết cấu với tải trọng động.



Hình 5. Sơ đồ tính toán đập vòm

Tiếp tục tính toán với đập vòm bê tông chiều cao lớn nhất 50m (hình 5) với các chỉ tiêu cơ lý của đập và nền trong bảng 2.

Bảng 2: Chỉ tiêu cơ lý của đập và nền

| Vật liệu    | E (MPa) | $\nu$ | $\gamma$ (T/m <sup>3</sup> ) |
|-------------|---------|-------|------------------------------|
| Bê tông     | 30 000  | 0,18  | 2,40                         |
| Lớp nền IB  | 8 000   | 0,28  | 2,61                         |
| Lớp nền IIA | 18 000  | 0,26  | 2,67                         |
| Lớp nền IIB | 28 000  | 0,25  | 2,67                         |

Bảng 3: Chu kỳ dao động riêng của đập

| No | T(s)  | No | T(s)  | No | T(s)  | No | T(s)  |
|----|-------|----|-------|----|-------|----|-------|
| 1  | 0.236 | 2  | 0.101 | 5  | 0.080 | 76 | 0.074 |
|    | 0     | 6  | 6     | 1  | 2     |    | 6     |
| 2  | 0.212 | 2  | 0.101 | 5  | 0.079 |    | 0.073 |
|    | 8     | 7  | 0     | 2  | 7     | 77 | 7     |
| 3  | 0.210 | 2  | 0.098 | 5  | 0.079 |    | 0.072 |
|    | 5     | 8  | 7     | 3  | 6     | 78 | 9     |
| 4  | 0.191 | 2  | 0.098 | 5  | 0.079 |    | 0.072 |
|    | 8     | 9  | 7     | 4  | 4     | 79 | 6     |
| 5  | 0.184 | 3  | 0.098 | 5  | 0.079 |    | 0.072 |
|    | 3     | 0  | 3     | 5  | 2     | 80 | 4     |
| 6  | 0.183 | 3  | 0.097 | 5  | 0.079 |    | 0.072 |
|    | 0     | 1  | 1     | 6  | 1     | 81 | 4     |
| 7  | 0.164 | 3  | 0.096 | 5  | 0.078 |    | 0.072 |
|    | 4     | 2  | 8     | 7  | 8     | 82 | 2     |
| 8  | 0.163 | 3  | 0.093 | 5  | 0.078 | 83 | 0.072 |

| No | T(s)  | No | T(s)  | No | T(s)  | No | T(s)  |
|----|-------|----|-------|----|-------|----|-------|
|    | 0     | 3  | 1     | 8  | 6     |    | 1     |
|    | 0.157 | 3  | 0.092 | 5  | 0.078 |    | 0.072 |
| 9  | 3     | 4  | 4     | 9  | 2     | 84 | 1     |
| 1  | 0.147 | 3  | 0.090 | 6  | 0.077 |    | 0.071 |
| 0  | 3     | 5  | 4     | 0  | 7     | 85 | 9     |
| 1  | 0.142 | 3  | 0.089 | 6  | 0.077 |    | 0.071 |
| 1  | 1     | 6  | 5     | 1  | 5     | 86 | 8     |
| 1  | 0.141 | 3  | 0.088 | 6  | 0.077 |    | 0.071 |
| 2  | 1     | 7  | 5     | 2  | 3     | 87 | 1     |
| 1  | 0.139 | 3  | 0.087 | 6  | 0.077 |    | 0.070 |
| 3  | 1     | 8  | 9     | 3  | 1     | 88 | 5     |
| 1  | 0.137 | 3  | 0.085 | 6  | 0.076 |    | 0.070 |
| 4  | 3     | 9  | 3     | 4  | 8     | 89 | 5     |
| 1  | 0.132 | 4  | 0.085 | 6  | 0.076 |    | 0.070 |
| 5  | 0     | 0  | 3     | 5  | 6     | 90 | 5     |
| 1  | 0.128 | 4  | 0.085 | 6  | 0.076 |    | 0.069 |
| 6  | 2     | 1  | 2     | 6  | 4     | 91 | 8     |
| 1  | 0.123 | 4  | 0.084 | 6  | 0.076 |    | 0.069 |
| 7  | 6     | 2  | 9     | 7  | 1     | 92 | 7     |
| 1  | 0.122 | 4  | 0.084 | 6  | 0.075 |    | 0.069 |
| 8  | 3     | 3  | 8     | 8  | 9     | 93 | 4     |
| 1  | 0.119 | 4  | 0.084 | 6  | 0.075 |    | 0.069 |
| 9  | 8     | 4  | 5     | 9  | 8     | 94 | 4     |
| 2  | 0.112 | 4  | 0.084 | 7  | 0.075 |    | 0.069 |
| 0  | 9     | 5  | 4     | 0  | 7     | 95 | 1     |
| 2  | 0.107 | 4  | 0.083 | 7  | 0.075 |    | 0.069 |
| 1  | 2     | 6  | 6     | 1  | 6     | 96 | 1     |
| 2  | 0.107 | 4  | 0.082 | 7  | 0.075 |    | 0.069 |
| 2  | 0     | 7  | 1     | 2  | 2     | 97 | 0     |
| 2  | 0.104 | 4  | 0.080 | 7  | 0.075 |    | 0.069 |
| 3  | 2     | 8  | 6     | 3  | 1     | 98 | 0     |
| 2  | 0.102 | 4  | 0.079 | 7  | 0.074 |    | 0.069 |
| 4  | 1     | 9  | 8     | 4  | 6     | 99 | 0     |
| 2  | 0.101 | 5  | 0.079 | 7  | 0.074 | 10 | 0.068 |
| 5  | 8     | 0  | 1     | 5  | 6     | 0  | 9     |

Kết quả tính toán với 100 dạng dao động riêng đầu tiên cho trong bảng 3.

Từ kết quả trên cho thấy chu kỳ của dạng dao động riêng cơ bản đầu tiên là 0,236s. Khác với kết quả tính toán với cột bê tông đơn giản ở trên, các dạng dao động riêng tiếp theo của đập vòm có sự khác biệt về chu kỳ không lớn. Dạng dao động riêng thứ 100 có chu kỳ nhỏ bằng 1/3 chu kỳ của dạng dao động riêng số 1.

### III. KẾT LUẬN

Qua các kết quả tính toán trên có thể rút ra các kết luận sau:

1. Đối với kết cấu cột bê tông đơn giản, 6 dạng dao động đầu tiên có chu kỳ lớn hơn hẳn so với các dạng dao động bậc cao hơn. Đó chính là các dao động cơ bản tham gia vào phản ứng của kết cấu với tải trọng động;

2. Kết quả tính chuyển vị của kết cấu cột bê tông nói trên với 6 dạng dao động đầu tiên cho

kết quả trùng khớp với trường hợp xét 30 dạng dao động đầu tiên. Điều đó cho thấy trong trường hợp này chỉ cần xét 6 dạng dao động đầu tiên là đảm bảo độ chính xác;

3. Khác với kết cấu cột bê tông đơn giản ở trên, đập vòm bê tông là kết cấu phức tạp, có số bậc tự do lớn hơn nên số lượng dạng dao động cần xét sẽ phải lớn hơn.

#### **TÀI LIỆU THAM KHẢO**

1. СНиП-II-7-81 (1981)
2. EM 1110-2-6050 Response spectra and seismic analysis of concrete hydraulic structure. U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC 20314-1000 30/6/1999.
3. А.Л. Голдин, Л.Н. Рассказов – Проектирование грунтовых плотин. Москва 2001
4. Vanish K., Earthquake Finite Element Analysis of structure - foundation system. J. of the Eng. Mech. Division, v.100, No EM6, Dec. 1974.

#### **Abstract:**

#### **DETERMINING A NECESSARY NUMBER OF NATURAL FREQUENCIES OF STRUCTURES IN A EARTHQUAKE LOAD-DEFORMATION STRUCTURAL PROBLEM**

*The number of natural frequencies determines the preciseness of the results and the amount of calculation work in an anti-earthquake design problem. Therefore, determining an appropriate number of natural frequencies is crucial in terms of assuring the preciseness of the results and reducing the amount of calculation work in this type of problems. This paper is about some studies on determining a necessary number of natural frequencies of several structures in anti-earthquake design problems.*

**Keywords:** Earthquake, natural frequencies, frequency.

---

Người phản biện: **TS. Nguyễn Ngọc Thắng**

BBT nhận bài: 26/12/2012

Phản biện xong: 02/01/2013