

**XÁC ĐỊNH THỜI ĐIỂM TÍNH TOÁN TRONG GIẢI BÀI TOÁN KHÁNG CHẤN  
BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH LỊCH SỬ THỜI GIAN  
Nguyễn Quang Cường**

**Tóm tắt:**

*Giải bài toán kháng chấn bằng phương pháp phân tích lịch sử thời gian cho phép mô tả đầy đủ ứng xử của kết cấu trong suốt thời gian động đất, tuy nhiên nó cũng đưa ra một khối lượng số liệu kết quả rất lớn, trong khi chỉ cần quan tâm đến một số thời điểm bất lợi nhất của kết cấu. Để giảm bớt khối lượng tính toán, cần xác định các thời điểm bất lợi đó để phân tích, tính toán. Bài báo giới thiệu một số nghiên cứu về việc xác định thời điểm tính toán trong giải bài toán kháng chấn bằng phương pháp phân tích lịch sử thời gian.*

**Từ khóa:** Động đất, Đập vòm.

**I. MỞ ĐẦU**

Khi công trình chịu tác dụng của lực động đất, công trình sẽ bị chuyển động kéo theo một cách hỗn loạn, trạng thái chịu lực của kết cấu công trình cũng diễn biến rất phức tạp trong suốt thời gian động đất.

Phân tích phản ứng của kết cấu công trình dưới tải trọng động đất bằng phương pháp phân tích lịch sử thời gian cho phép mô tả đầy đủ các phản ứng của kết cấu trong suốt thời gian động đất. Tuy nhiên việc thể hiện toàn bộ diễn biến trạng thái của kết cấu trên toàn bộ lịch sử thời gian sẽ là một khối lượng số liệu kết quả rất lớn và khó theo dõi, trong khi chỉ cần quan tâm đến một số thời điểm nguy hiểm đối với kết cấu để có giải pháp khắc phục. Vì vậy việc xác định được những thời điểm nguy hiểm đó của kết cấu để tính toán và phân tích là vấn đề có ý nghĩa lớn trong giải bài toán kháng chấn bằng phương pháp phân tích lịch sử thời gian.

**II. CƠ SỞ LÝ THUYẾT**

Phương pháp chồng dạng dao động (Mode superposition) là biến đổi các phương trình chuyển động về dạng phụ thuộc vào các véc tơ riêng, hay các dao động riêng. Phương trình chuyển động cho từng dạng dao động riêng của kết cấu có dạng:

$$\ddot{y}(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{y}(t) + \omega_i^2 y(t) = \frac{P^*(t)}{M^*(t)} \quad (2-1)$$

Với:

- $\xi_i$  - hệ số cản nhớt dạng dao động thứ  $i$ ;
- $\omega(i)$  - tần số dao động tự do dạng thứ  $i$ ;
- $P(t)$  - tải trọng động đất;
- $M(t)$  - ma trận khối lượng.

Giải phương trình (2-1) sẽ thu được kết quả là véc tơ  $\{y(t)\}_i$  ứng với dạng dao động thứ  $i$ . Giải bài toán với toàn bộ các dạng dao động riêng của kết cấu sẽ thu được kết quả là ma trận  $[Y]$ , được tạo thành từ các véc tơ  $\{y(t)\}_i$ .

Tổng chuyển vị của toàn bộ kết cấu trong hệ tọa độ tổng thể sẽ là tổng của các chuyển vị theo các dạng dao động riêng, được thể hiện dưới dạng:

$$[R]=[X] [Y] \quad (2-2)$$

Với  $[X]$  là ma trận các dạng dao động riêng của kết cấu

Ưu điểm của phương pháp chồng dạng dao động so với phương pháp tích phân trực tiếp là giảm đáng kể khối lượng tính toán do có thể hạn chế số lượng các dạng dao động cần xét, chỉ xét các dạng dao động quan trọng.

Khi xem xét phản ứng của kết cấu trên toàn bộ thời gian động đất (phương pháp phân tích lịch sử thời gian) thì tải trọng động đất được đưa vào dưới dạng gia tốc ký mô tả chuyển dịch của đất nền.

Biên độ dao động của kết cấu công trình sẽ phụ thuộc vào giá trị của ngoại lực tác dụng, đó là gia tốc của động đất. Do đó thời điểm kết cấu đạt chuyển vị lớn nhất có thể sẽ trùng với thời điểm gia tốc động đất đạt giá trị cực đại.

Từ công thức (2-2) cho thấy, chuyển vị của kết cấu là tổng hợp chuyển vị theo từng dạng dao động riêng biệt, mà các dạng dao động riêng đó có thể không đạt giá trị cực đại cùng thời điểm, và vai trò của từng dạng dao động riêng tham gia vào dao động của kết cấu cũng khác nhau. Vì vậy, để xác định thời điểm đạt chuyển vị cực đại của kết cấu

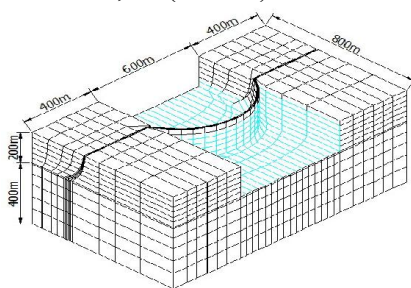
cần phải xét các thời điểm đạt cực đại của từng dạng dao động riêng khác nhau.

Từ phân tích trên cho thấy thời điểm bất lợi nhất của kết cấu công trình có thể là thời điểm gia tốc động đất đạt cực đại hoặc thời điểm mà chuyển vị theo các dạng dao động riêng đạt cực đại.

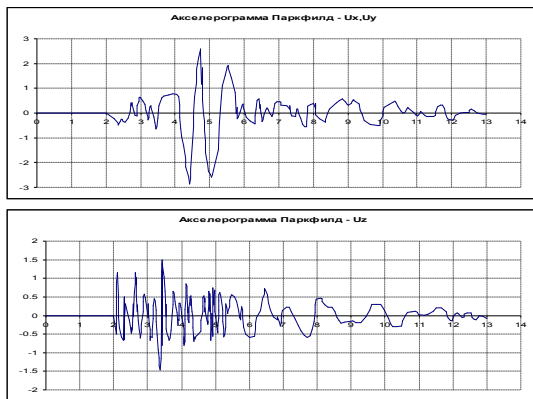
### III. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

Tiến hành phân tích phản ứng của kết cấu với tải trọng động đất để xác định thời điểm bất lợi nhất của kết cấu trong thời gian động đất. Sơ đồ tính toán được lựa chọn là một đập vòm bê tông có chiều cao 200m, bề rộng đỉnh đập 5m, có xét đến sự làm việc của nền. Modul đàn hồi của bê tông đập  $E_d=2.10^5 \text{kg/cm}^2$  và của nền  $E_n=5.10^5 \text{kg/cm}^2$ .

Tải trọng động đất được sử dụng là *Accelegram Parkfield* có thời gian 14s và thời điểm gia tốc theo phương ngang đạt cực đại trong khoảng từ  $t=4,3\text{s}$  đến  $t=5,5\text{s}$ , theo phương đứng đạt cực đại trong khoảng từ  $t=2\text{s}$  đến  $t=3,5\text{s}$ . (Hình 2)



Hình 1. Sơ đồ tính toán



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

Giải bài toán ứng suất biến dạng của đập với tải trọng động đất bằng phương pháp chồng dạng dao động, xét với 30 dạng dao động riêng đầu tiên. Theo phương pháp chồng dạng dao động thì chuyển vị của kết cấu là tổng chuyển vị theo từng dạng dao động riêng. Bảng 1 thể hiện thời điểm chuyển vị của cực đại theo từng dạng dao động riêng kết cấu.

Qua kết quả tại bảng 1 cho thấy các thời điểm đạt cực đại của chuyển vị theo các dạng dao động khác nhau là khác nhau, tuy nhiên chúng đều nằm trong khoảng thời gian mà gia tốc động đất đạt cực đại. Các dạng dao động riêng từ 1-7 có thời điểm đạt cực đại trùng với khoảng thời gian đạt cực đại của gia tốc động đất theo phương ngang, còn các dạng dao động riêng từ 8-11 trùng với khoảng thời gian đạt cực đại của gia tốc động đất theo phương đứng.

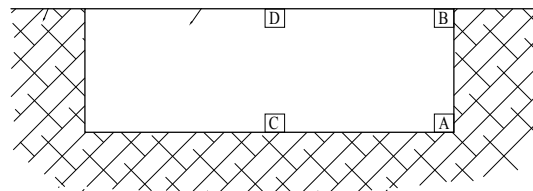
Điều này cũng phù hợp với các kết quả nghiên cứu trước đây, đó là các dạng dao động cơ bản (có tần số dao động thấp hơn) của đập vòm thường là các dao động theo phương ngang [1].

Bảng 1. Thời điểm đạt cực đại chuyển vị của kết cấu theo các dạng dao động riêng

Dạng	t(s)	Dạng	t(s)	Dạng	t(s)
1	5.305	11	3.730	21	3.540
2	5.300	12	4.715	22	4.465
3	5.220	13	4.715	23	4.460
4	5.150	14	4.715	24	3.520
5	4.765	15	4.710	25	3.520
6	4.740	16	3.555	26	4.455
7	4.735	17	3.550	27	4.450
8	3.575	18	3.550	28	3.520
9	3.570	19	3.530	29	4.450
10	3.730	20	3.540	30	4.450

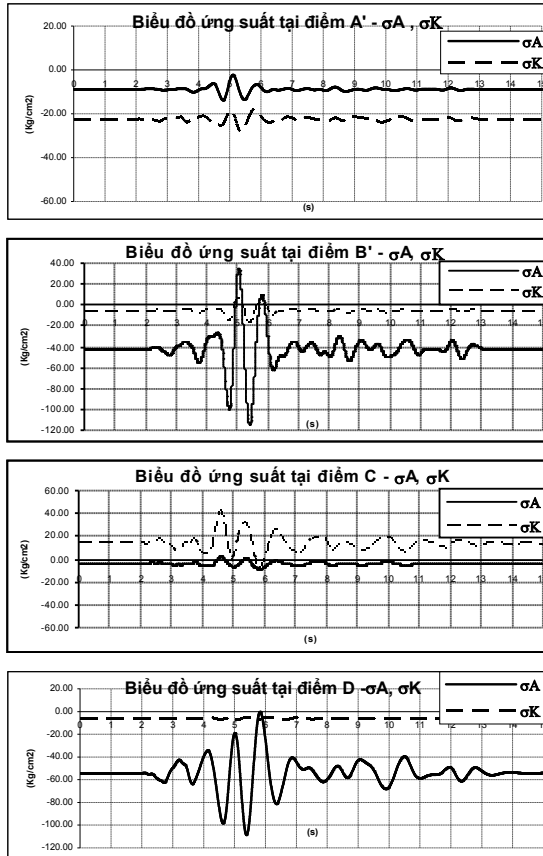
Tuy nhiên, do ta chưa thể xác định được dạng dao động riêng nào đóng vai trò chủ yếu trong chuyển vị của cả kết cấu, nên với những kết quả trên cũng chưa thể xác định chính xác được thời điểm mà chuyển vị tổng thể của kết cấu sẽ đạt giá trị cực đại. Để đánh giá chính xác thời điểm chuyển vị đạt cực đại của kết cấu cần phải tiến hành thêm các phân tích khác.

Trên thân đập có một số vị trí đặc biệt, ví dụ như giữa đỉnh đập, phần vai đập, phần tiếp giáp giữa đập và nền .... Các vị trí trên có thể là điểm xuất hiện ứng suất lớn nhất trong thân đập. Thông qua việc phân tích diễn biến ứng suất tại các điểm đặc biệt trên có thể xác định được các thời điểm bất lợi nhất của kết cấu trong thời gian động đất. Các vị trí trên được thể hiện trên hình 3.



Hình 3. Vị trí các điểm quan sát trên đập (A,B,C,D nằm trên mặt thượng lưu đập. A', B', C', D' tương ứng trên mặt hạ lưu)

Phân tích ứng suất tại các điểm quan sát trên thân đập trong thời gian động đất cho kết quả trong hình 4.



Hình 4. Biểu đồ ứng suất  $\sigma_A$  và  $\sigma_K$   
( $\sigma_A$ : ứng suất theo phương cung vòm;  
 $\sigma_K$ : ứng suất theo phương conson.)

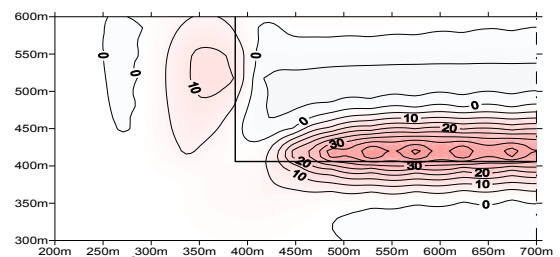
Bảng 2. Ứng suất lớn nhất tại các điểm

Điểm	t(s)	Ứng suất lớn nhất (kgf/cm <sup>2</sup> )	Điểm	t(s)	Ứng suất lớn nhất (kgf/cm <sup>2</sup> )
A	6.08	2.39	A	5.39	-13.20
A'	6.09	0.67	A'	5.26	-28.89
B	5.78	23.44	B	5.35	-45.42
B'	5.75	15.45	B'	5.32	-101.17
C	4.59	44.44	C	5.85	-12.44
C'	5.20	0.00	C'	4.58	-93.87
D	5.82	1.41	D	5.39	-108.68
D'	5.80	9.04	D'	5.37	-128.12

Kết quả trên hình 4 cho thấy hình dáng biểu đồ ứng suất của các điểm trên thân đập đều giống với hình dáng biểu đồ gia tốc động đất theo phương ngang. Các thời điểm ứng suất đạt cực đại cũng đều nằm trong khoảng từ 4,3s đến 5,5s, trùng với khoảng thời gian mà gia tốc động đất theo phương ngang đạt cực đại. Điều đó có thể khẳng định thêm kết luận rằng trong trường hợp này các dạng dao động theo phương ngang đóng vai trò chủ yếu trong dao động tổng thể của kết cấu.

Điểm A' tại vai đập tiếp giáp với nền, phía hạ lưu có biên độ biên độ ứng suất nhỏ. Điểm B' và điểm D nằm trên đỉnh đập

(điểm D ở giữa đỉnh đập, phía thượng lưu, điểm B' nằm bên vai, mặt hạ lưu đập) có biên độ thay đổi ứng suất theo phương cung vòm lớn, tuy nhiên ứng suất theo phương conson có thay đổi rất nhỏ. Điểm B' có ứng suất theo phương cung vòm thay đổi từ +35kgf/cm<sup>2</sup> đến -115kgf/cm<sup>2</sup>, điểm D từ 0 đến -110kgf/cm<sup>2</sup>. Ngược lại, tại điểm C nằm giữa đập phân tiếp giáp với nền, ứng suất theo phương cung vòm có giá trị rất nhỏ và biên độ ít trong khi ứng suất theo phương conson có biên độ thay đổi lớn. Giá trị ứng suất theo phương conson lớn nhất tại điểm C đạt 44,44kgf/cm<sup>2</sup> tại thời điểm t=4,59s (bảng 2). Tiến hành phân tích ứng suất của đập tại thời điểm t=4,59s thu được kết quả trong hình 5.



Hình 5. Ứng suất chính trên mặt thượng lưu đập và trong nền tại thời điểm t=4,59s

Kết quả tại hình 5 cho thấy tại thời điểm t=4,59s thì toàn bộ phần tiếp giáp giữa đập và nền phía thượng lưu đều chịu ứng suất kéo với giá trị trên 40kgf/cm<sup>2</sup>. Đây là thời điểm có khả năng gây nguy hiểm cho đập.

#### IV. KẾT LUẬN

1. Các dạng dao động riêng cơ bản (có tần số thấp) của đập vòm thường là dao động theo phương ngang. Do đó thành phần gia tốc động đất theo phương ngang có vai trò ảnh hưởng lớn hơn đến chuyển vị của đập;
2. Thời điểm đạt chuyển vị cực đại của đập vòm theo các dạng dao động riêng gần trùng khớp với điểm đạt cực đại của gia tốc động đất. Sự sai lệch nhỏ giữa các thời điểm trên là do ảnh hưởng lực quán tính của đập;
3. Để xác định được thời điểm bất lợi nhất của kết cấu trong thời gian động đất cần dựa vào phân tích nhiều yếu tố khác nhau, như ngoại lực động đất, chuyển vị theo các dạng dao động riêng, và diễn biến ứng suất tại các vị trí đặc biệt của kết cấu.

#### TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. д.т.н., проф. Рассказов Л. Н., Нгуен Куанг Кьонг – Собственные формы и собственные значения арочных плотин, «Вестник МГСУ», №2, 2006 – стр. 28 ÷ 42
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.

***DETERMINING THE CALCULATION TIME TO SOLVE THE EARTHQUAKE  
LOADING PROBLEMS BY ANALYZING THE TIME HISTORY***

**Abstract**

*Solving the earthquake loading problems by analyzing the time history allow us to illustrate the behavior of the structure during the earthquake, however, this method shows us a huge data in the results while we only need to observe some specific times that the structure being weakest. In order to reduce the calculations time we need to identify that specific moments. This article aims to show some researches that solve the earthquake loading problems by analyzing the time history.*

**Keywords:** *Earthquake, Arch dam.*