

# PHÂN TÍCH HÓA LỎNG ĐẬP VẬT LIỆU ĐỊA PHƯƠNG DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG ĐỘNG

Nguyễn Quang Hùng  
Trường Đại học Thủy lợi

**Tóm tắt:** Hiện tượng hóa lỏng thường xảy ra đối với vật liệu rời là hiện tượng mà sức chịu tải của vật liệu bị giảm nhỏ cùng với sự gia tăng đột ngột áp lực nước lỗ rỗng do tác dụng của tải trọng động và đặc biệt là tải trọng do động đất gây ra với thời gian xảy ra rất nhanh. Hiện tượng này là một trong những hiện tượng phá hoại nguy hiểm nhất đối với đập vật liệu địa phương khi chịu tác động của tải trọng động. Bài báo này trình bày các cơ sở lý thuyết động lực học cũng như cách giải bài toán phi tuyến động lực đối với đập vật liệu địa phương nhằm xác định điều kiện hóa lỏng của đập vật liệu địa phương trên nền không phải là đá.

**Từ khóa:** Đập vật liệu địa phương, ứng suất chính, áp lực nước lỗ rỗng, hóa lỏng

**Summary:** Liquefaction phenomenon often occurs for loose materials is the phenomenon that the load capacity of the material is reduced with the sudden increase in pore water pressure due to the effect of dynamic loads and especially loads gravity caused by earthquakes with very fast time. This phenomenon is one of the most dangerous destructive phenomena for local dams when subjected to dynamic loads. This paper presents the dynamical theory bases as well as how to solve dynamic nonlinear problems for local material dams to determine the liquefaction conditions of local material dams on non-rock ground.

**Keywords:** Embankment dam, Main stresses, Pore water pressure, Liquefaction

## 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Đối với nền cũng như công trình vật liệu địa phương có đặc tính vật liệu rời chịu tác động của tải trọng động trong điều kiện không thoát nước làm cho áp lực nước lỗ rỗng ra tăng dần tới giảm nhỏ ứng suất hiệu quả. Điều này dẫn tới modul kháng cắt cũng như cường độ kháng cắt của vật liệu giảm nhỏ, nếu quá trình này phát triển tới hạn áp lực nước lỗ rỗng phát triển bằng ứng suất tổng, ứng suất hiệu quả của vật liệu  $\sigma' = 0$  sẽ làm cho các hạt vật liệu không còn liên kết với các hạt xung quanh, lúc này vật liệu hoàn toàn không còn khả năng chịu lực dẫn tới hư hỏng nền cũng như công trình. Hiện tượng này được gọi là hóa lỏng. [1-2] Từ đó có thể thấy rằng việc nâng cao ứng suất hiệu quả trong vật liệu địa phương đồng nghĩa với việc giảm

thiểu khả năng xảy ra hóa lỏng. Một số hư hỏng đập vật liệu địa phương do hiện tượng hóa lỏng nền và đập có thể kể đến như đập Sheffield xảy ra năm 1925 với gia tốc nền 0.15g.[3]. Nội dung bài báo này trình bày các cơ sở lý thuyết động lực học cũng như cách giải bài toán phi tuyến động lực đối với đập vật liệu địa phương nhằm xác định điều kiện hóa lỏng của đập vật liệu địa phương trên nền không phải là đá.

## 2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

### 2.1. Phương trình cân bằng động và phương pháp giải

(a) Thiết lập phương trình cân bằng động

Đối với vấn đề tính toán động, ngoài việc xem xét tác động của trọng lực đối với cốt đất, áp lực nước lỗ rỗng cũng như các loại tải trọng ngoài

Ngày nhận bài: 08/4/2019  
Ngày thông qua phản biện: 28/5/2019

Ngày duyệt đăng: 10/6/2019

khác, vấn đề hết sức quan trọng cần được xem xét đến là lực quán tính và lực cản. Khi sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) để giải bài toán động, có thể từ điều kiện cân bằng nút để thiết lập nên hệ phương trình cân bằng của toàn hệ từ véc tơ gia tốc động đất theo hai phương trọng lực và phương ngang  $\{v_g''(t)\} = \{u_g''(t), w_g''(t)\}$ , khi đó véc tơ chuyển vị của chất điểm được định nghĩa  $\{u(t), w(t)\}$ , vận tốc và gia tốc được định nghĩa:  $\{u'(t), w'(t)\}, \{u''(t), w''(t)\}$ . Khi đó véc tơ chuyển vị, vận tốc và gia tốc được định nghĩa là  $\{\delta(t)\}, \{\delta'(t)\}, \{\delta''(t)\}$  Khi đó phương trình cân bằng được thể hiện như sau: [4]

$$[M]\{\delta''(t)\} + [C]\{\delta'(t)\} + [K]\{\delta(t)\} = -[M][G]\{v_g''(t)\} \quad (1)$$

Trong đó:

[M]-ma trận khối lượng ;

[C]-Ma trận cản tổng thể

[K]-Ma trận cứng tổng thể. Trong đó:  $E = 2(1 + \nu)G$ , G là phi tuyến phụ thuộc vào biến dạng  $\gamma$

[G]-Ma trận chuyển trí,  $[G] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ \dots & \dots & \dots \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$

(b) Giải phương trình cân bằng động

Giả thiết trong khoảng thời gian  $[(t - \Delta t), t]$  gia tốc biến đổi theo quy luật tuyến tính. Khi đó ta có:

$$\{\delta''\}_t = \{\delta''\}_{t-\Delta t} + (\{\delta''\}_t - \{\delta''\}_{t-\Delta t}) \frac{\tau}{\Delta t} \quad (2)$$

$(0 \leq \tau \leq \Delta t)$

Tích phân công thức (1) thu được vận tốc và chuyển vị tại thời điểm t như sau

$$\{\delta'\}_t = \{\delta'\}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t}{2} \{\delta''\}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t}{2} \{\delta''\}_t \quad (3)$$

$$\{\delta\}_t = \{\delta\}_{t-\Delta t} + \{\delta'\}_{t-\Delta t} \cdot \Delta t + \frac{1}{3} \{\delta''\}_{t-\Delta t} \cdot \Delta t^2 + \frac{1}{6} \{\delta''\}_{t-\Delta t} \cdot \Delta t^2 \quad (4)$$

Từ hai công thức (3) và (4). Sau khi biến đổi thu được: gia tốc tại thời điểm t::

$$\{\delta''\}_t = \frac{6}{\Delta t^2} \{\delta\}_t - \{A\}_{t-\Delta t} \quad (5)$$

Trong đó:

$$\{A\}_{t-\Delta t} = \frac{6}{\Delta t^2} \{\delta\}_{t-\Delta t} + \frac{6}{\Delta t} \{\delta'\}_{t-\Delta t} + 2\{\delta''\}_{t-\Delta t} \quad (5a)$$

Thay công thức (5) vào công thức (3) thu được:

$$\{\delta'\}_t = \frac{3}{\Delta t} \{\delta\}_t - \{B\}_{t-\Delta t} \quad (6)$$

Trong đó:

$$\{B\}_{t-\Delta t} = \frac{3}{\Delta t} \{\delta\}_{t-\Delta t} + 2\{\delta'\}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t}{2} \{\delta''\}_{t-\Delta t} \quad (6a)$$

Thay công thức (5) và (6) vào công thức (1) thu được phương trình cân bằng:

$$\{\bar{K}\} \{\delta\}_t = \{\bar{R}\}_t \quad (7)$$

Trong đó:

$$\{\bar{K}\} = [K] + \frac{3}{\Delta t} [C] + \frac{6}{\Delta t^2} [M] \quad (7a)$$

$$\{\bar{R}\}_t = \{R\}_t + [C]\{B\}_{t-\Delta t} + [M]\{A\}_{t-\Delta t} \quad (7b)$$

Nếu như tại thời điểm  $t - \Delta t$ , các tham số đều đã biết, có thể sử dụng công thức (5a),(6a) thay vào công thức (7b) tìm được  $\{\bar{R}\}_t$ , từ đó dựa vào công thức (7) tìm ra được  $\{\delta\}_t$  tại thời điểm tính toán t.

2.2 Ma trận khối lượng, ma trận cản và ma trận cứng tổng thể

(a) Ma trận khối lượng

Ma trận khối lượng (Lumped Mass Matrix) được xây dựng trên nguyên tắc coi gia tốc trong mỗi phần tử là như nhau, từ khối lượng phần tử được phân phối về các điểm nút, ma trận tập

hợp khối lượng các điểm nút này được gọi là ma trận khối lượng [M].

Ma trận khối lượng [M] được cho rằng có cùng quy luật phân phối với chuyển vị trong phần tử về các điểm nút. Chính vì vậy nên cách xây dựng ma trận khối lượng tổng thể [M] từ các ma trận khối lượng phần tử [m]<sub>e</sub> tương tự như đối với ma trận cứng tổng thể.

(b) Ma trận cản [C].

Giả thiết lực cản cùng phương nhưng ngược chiều với chuyển động, khi đó ma trận cản phần tử được xác định như sau: [c]<sub>e</sub>=α[m]<sub>e</sub>. Với quan niệm là lực cản do nội ma sát sinh ra thì

lực cản và tốc độ tiến dạng là tỷ lệ thuận với nhau, khi đó [c]<sup>e</sup> = β[k]<sup>e</sup>. Kết hợp cả hai điều

này sẽ thu được : [c]<sup>e</sup> = α[m]<sup>e</sup> + β[k]<sup>e</sup>,

$\alpha = \lambda\omega, \beta = \frac{\lambda}{\omega}$ . λ lực cản đơn vị phần tử, λ không chỉ phụ thuộc vào đặc tính vật liệu của phần tử mà còn phụ thuộc vào ứng suất cắt của phần tử và có thể được xác định từ đường cong

thực nghiệm  $\frac{\lambda}{\lambda_{max}} \sim \gamma$ . Để có thể xác định được giá trị λ<sub>max</sub>, có thể sử dụng công thức kinh nghiệm của hardin và cộng sự như sau: [5]

**Bảng 1: Công thức kinh nghiệm xác định λ<sub>max</sub>**

Loại đất	λ <sub>max</sub> (%)
Cát khô	λ <sub>max</sub> = 33 - 1.5lgN
Cát bão hòa	λ <sub>max</sub> = 28 - 1.5lgN
Đất phù sa bão hòa	λ <sub>max</sub> = 29 - 4(σ' <sub>m</sub> ) <sup>0.5</sup> + 0.7f <sup>0.5</sup> - 1.5lg N
Các loại đất có tính dính bão hòa	λ <sub>max</sub> = 31 - (3 + 0.03f)(σ' <sub>m</sub> ) <sup>0.5</sup> + 1.5f <sup>0.5</sup> - 1.5lg N

N-Số chu kỳ thử nghiệm tải trọng động, đối với mặt cắt đáy đập có thể lựa chọn số lượng dao động tương ứng với gia tốc trung bình theo phương pháp lịch sử thời gian.

f - tần số dao động tuần hoàn, đối với mặt cắt đáy đập có thể sử dụng tần số dao động trung bình tại vị trí xây dựng đập.

σ'<sub>m</sub> - Ứng suất hiệu quả trung bình (105Pa)

, Đối với nền đập  $\sigma'_m = \left(\frac{1+2K_0}{3}\right)\sigma'_z$ , Đối

với thân đập  $\sigma'_m = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$ .

Trong quá trình tính toán, biến dạng cắt (tiếp tuyến) thay đổi dẫn tới lực cản cũng thay đổi

theo, có thể sử dụng phương pháp lặp để tìm cực cản này.

(c) Ma trận cứng tổng thể

Ma trận cứng tổng thể trong bài toán động về hình thức tương tự như ma trận cứng tổng thể trong bài toán tĩnh, tuy nhiên giá trị modul E được thay thế bởi 2(1+ν)G, trong đó G là giá trị phi tuyến tính. Khi sử dụng mô hình Hardin và Drnevich [5] có thể biểu diễn G dưới dạng sau:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} [1 + a \exp(-b \frac{\gamma}{\gamma_r})]} \quad (8)$$

**Bảng 2: Hệ số a,b**

Loại đất	Modul cản tiếp tuyến (modul cắt)	a	b
Cát khô	$G_{eq}$	-0.5	0.16
	$\lambda_{eq}$	$0.60(N^{-1/6} - 1)$	$1 - N^{-1/12}$
Cát bão hòa	$G_{eq}$	$-0.20 \lg N$	0.16
	$\lambda_{eq}$	$0.54(N^{-1/6} - 0.90)$	$0.65(1 - N^{-1/12})$
Đất dính bão hòa	$G_{eq}$	$1 + 0.25 \lg N$	0.13
	$\lambda_{eq}$	$1 + 0.20 f^{0.5}$	$0.2 f \exp(-\sigma'_m) + 2.25 \sigma'_m + 0.3 \lg N$

$\gamma$  - Biến dạng cắt động.  $\gamma_r$  - Biến dạng cắt

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}} \cdot G_{\max} - G_{\max} = K_{2,\max} (\sigma'_m)^{0.5} \text{ hoặc}$$

$$G_{\max} = \frac{326(2.97 - e)^2}{1 + e} (OCR)^\alpha (\sigma'_m)^{0.5} \quad (10^5 \text{Pa})$$

, e là độ rỗng, OCR là độ cố kết,  $\alpha$  là chỉ số dẻo,  $I_p$  là tham số.

**Bảng 3: Quan hệ  $\alpha$  và  $I_p$**

$I_p$	0	20	40	60	80	$\geq 100$
$\alpha$	0	0.18	0.30	0.41	0.48	0.50

$K_{2,\max}$  - được xác định bằng thí nghiệm trong phòng đối với bài toán biến dạng nhỏ.

$\sigma'_m$  - Ứng suất hiệu quả trung bình trạng thái tĩnh. Đối với bài toán đập, giá trị này là ứng suất trung hiệu quả trung bình của phần tử tại trạng thái tĩnh.

(d) Các nguyên nhân ảnh hưởng tới modul cắt G

Khi thiết lập ma trận độ cứng phần tử, việc lựa chọn giá trị G cần phải chú ý một số điểm sau:

- Đối với đất có độ rỗng nhỏ và có hàm lượng sét cao, dưới tác động của tải trọng đồng áp lực nước lỗ rỗng không phát triển nhiều ( $\sigma'_m$  không thay đổi) nên dẫn tới giá trị  $G_{\max}$  là hằng số. Do vậy nên G chỉ phụ thuộc vào biến dạng cắt  $\gamma$  mà thôi.

- Đối với đất xốp không đủ độ chặt hoặc cát bão hòa không đủ độ chặt: Trong quá trình chịu tác động của tải trọng đồng, áp lực nước lỗ rỗng phát triển mạnh mẽ làm giảm sức chịu tải của cốt đất dẫn tới giá trị G giảm nhỏ, lúc này ngoài sự phụ thuộc vào biến dạng cắt  $\gamma$  mà G còn phụ thuộc vào sự thay đổi của  $\sigma'_m$ .

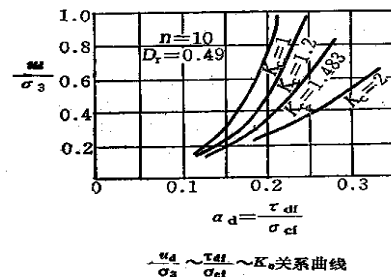
### 2.3. Phương pháp tính toán áp lực nước lỗ rỗng chịu tác dụng của tải trọng động

(a) Phương pháp đường cong thực nghiệm

Sự thay đổi ứng suất động (hoặc gia tốc động đất), số chu kỳ dao động, và độ cố  $K_c$  đều là những nguyên nhân quan trọng gây ra sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình chịu tải trọng động. Thông qua thí nghiệm rung động, dựa vào số chu kỳ dao động n đã thiết lập được

quan hệ ( $\alpha_d (= \frac{\tau_{df}}{\sigma_{cf}}) \sim K_c (= \frac{\sigma_1}{\sigma_3}) \sim \frac{u_d}{\sigma_3}$ ) được

thể hiện trên hình 1.



Hình 1: Đường cong thực nghiệm xác định áp lực nước lỗ rỗng

**Bảng 4: Quan hệ số chu kỳ và thời gian dao động**

Cấp động	$n_{eq}$	$t$
5.5~6	5	8
6.5	8	14
7.0	12	20
7.5	20	40
8.0	30	60

Nếu gọi  $t$  là thời gian chịu tác dụng tải trọng động của công trình,  $n_{eq}$  là số dao động thì  $n_{eq}$  sẽ được xác định theo bảng 4.

Chia nhỏ thời gian chịu tác động của tải trọng động thành các thời đoạn nhỏ  $\Delta T(1 \sim 2s)$ , số

lần dao động của thời đoạn này là  $\Delta n = \frac{n_{eq}}{t} \Delta T$ , như vậy số lần dao động được tính tích lũy từ các thời đoạn dao động  $n = \sum_1^i \Delta n$  và thông

thường trong tính toán, đối với mỗi thời đoạn dao động lại được chia nhỏ thành khoảng 100 bước thời gian tính toán nhỏ với độ lớn  $\Delta t = 0.01 \sim 0.02s$ . Do vậy trong một thời đoạn tính toán giải ra được ứng suất cắt tiếp tuyến tại các phần tử  $\alpha_d$ . Dựa vào số dao động

$n$  tiến hành tra quan hệ  $\alpha_d \sim K_c \sim \frac{u_d}{\sigma_3}$  để tìm ra

$\frac{u_d}{\sigma_3}$ , từ đó tính ra được  $u_d = \sigma_3 \frac{u_d}{\sigma_3}$ ,

$\sigma'_m = \frac{1}{2}(\sigma_y + \sigma_z) - u_d$ . Sử dụng biến dạng

cắt trung bình  $\gamma_m$  đã biết của thời đoạn trước cũng như giá trị  $\sigma'_m$  của thời đoạn đang xét để tính toán được các giá trị modul G của phần tử và thiết lập ma trận cứng phần tử mới. Dựa vào bước thời gian  $\Delta t$  tiến hành tính toán phản ứng động trong thời đoạn này để tìm ra biến dạng cắt trung bình  $\gamma_m$  và tính toán lại modul G. Tiến hành lặp lại quá trình này từ 2 đến 3 lần sẽ đạt được độ chính xác theo yêu cầu. Cuối cùng sử dụng các giá trị ứng suất cắt động và các

thực nghiệm tìm được ở thời đoạn đang xét tiến hành tính toán tiếp cho thời đoạn tiếp theo.

(b) Phương pháp công thức kinh nghiệm

Phương pháp này cũng tương tự như phương pháp đường cong thực nghiệm, chia nhỏ thời gian chịu tác động của tải trọng động thành các thời đoạn  $\Delta T$  với số lần dao động trong thời đoạn là  $\Delta n$ . Khi đó áp lực nước lỗ rỗng tăng thêm trong thời đoạn  $\Delta T$  được xác định theo công thức sau:

$$\Delta u_d = \frac{\sigma'_0(1-m\alpha)}{\pi\theta n_1 \sqrt{1-(n/n_1)^{\frac{1}{\theta}}}} (n/n_1)^{\frac{1}{2\theta}-1} \Delta n \quad (9)$$

$\sigma'_0$  - Ứng suất pháp cố kết động được xác định bằng thí nghiệm một trục hoặc ứng suất pháp cố kết động được xác định bằng thí nghiệm 3 trục khi  $K_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 1$ .

$n_1$  - Số lượng dao động cần thiết để hóa lỏng. Dựa vào tỷ lệ ứng suất cắt động của từng phần tử, dựa vào điều kiện tỷ lệ  $K_c = 1$  để tra ra số lượng dao động cần thiết để hóa lỏng ;

$n$  - Thời gian tính toán động được chia thành các thời đoạn  $\Delta n$ ,  $\Delta n = \frac{n_{eq}}{t} \Delta T$  ;

$\alpha$  - Tỷ lệ giữa ứng suất tiếp và ứng suất pháp.

$m$  - Tỷ lệ giảm áp lực nước lỗ rỗng được tra đường cong kinh nghiệm phụ thuộc vào  $\alpha$  (đối với cát  $m=1.1 \sim 1.3$ ).

$\theta$  - Hệ số xác định theo thực nghiệm, thông thường đối với đất cát thường lựa chọn là 0.7.

Dựa vào công thức (9) sẽ tính toán được  $\Delta u_d$  tại thời đoạn  $j$ . Từ trường ứng suất tĩnh tổng ban đầu sau khi triệt tiêu áp lực nước lỗ rỗng  $\sum_1^j \Delta u_d$  thu được  $\sigma'_m$ . Dựa vào giá trị  $G_{max}$  tính toán được và  $G$  có thể thiết lập được ma trận cứng tổng thể và giải bài toán phản ứng động.

**2.4. Tiêu chuẩn hóa lỏng**

*(a) Tiêu chuẩn 1*

Đối với thí nghiệm chấn động ba trục:  $\frac{u_d}{\sigma_3} = 1$ :

xảy ra hiện tượng hóa lỏng

Đối với thí nghiệm cắt chấn động đơn:  $\frac{u_d}{\sigma_0} = 1$

: xảy ra hiện tượng hóa lỏng

Trong đó:  $u_d$  : áp lực lỗ rỗng động

$\sigma_3$  : áp lực cố kết xung quanh của thí nghiệm.

$\sigma_0$  : áp lực cố kết trục đứng của thí nghiệm.

*(b) Tiêu chuẩn 2*

Trong thí nghiệm cắt tuần hoàn, khi biến dạng dọc trục (thí nghiệm chấn động 3 trục) hoặc biến dạng cắt (thí nghiệm cắt 1 trục) đạt đến 5% hoặc 10% , có thể cho là hóa lỏng.

Dựa vào những định nghĩa trên đây về hóa lỏng, ở đây o không thể gọi là hóa lỏng mà đúng hơn phải gọi là phá hoại . Thí nghiệm đã chứng minh, khi  $K_c = \sigma_1/\sigma_3 \leq 1.5$ , hai tiêu chuẩn trên đây về cơ bản là tương đồng. Trước khi xảy ra chấn động, khi hiệu số ứng suất chính trong đất tương đối lớn (các ứng suất chính khác biệt tương đối lớn) thì áp lực lỗ rỗng không đạt được 100% độ hóa lỏng. Tại đường biên của đập vật liệu địa phương, mặt nghiêng của đập (mái đập) cũng thuộc vào tình trạng này hình thức phá hoại hóa lỏng của đất cát bão hòa dưới mặt đất là đất cát sủi nước (nước bị ép ra ngoài)

nhưng mái dốc hoặc nền đập không phải là hình thức này. Tuy nhiên mặt nền hoặc là than đập chỉ cần phát sinh 30~40% độ hóa lỏng, mái đập hoặc thân đập có thể phát sinh trượt ở quy mô lớn. Sở dĩ như vậy là vì khi đào mái đất nghiêng hoặc là thiết kế mái đập , nếu không xét đến áp lực lỗ rỗng chấn động, hệ số ổn định trong khoảng 1.3~1.4 thì khi phát sinh 30%-40% độ hóa lỏng, mái đập sẽ mất ổn định.

*(c) Tiêu chuẩn 3*

Lấy áp lực lỗ rỗng giới hạn của cân bằng cực hạn làm tiêu chuẩn, khi  $u_d$  đạt đến giá trị  $u_{cr}$  coi là hóa lỏng.

Giá trị  $u_{cr}$  được tính như sau:

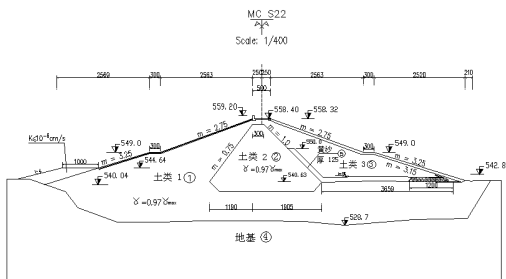
$$\begin{cases} \sigma_d \leq \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sin \phi'_d} \Rightarrow u_{cr} = \frac{\sin \phi'_d (\sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_d) - (\sigma_1 - \sigma_3 + \sigma_d)}{2 \sin \phi'_d} \\ \sigma_d > \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sin \phi'_d} \Rightarrow u_{cr} = \frac{\sin \phi'_d (\sigma_1 + \sigma_3 - \sigma_d) - (-\sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_d)}{2 \sin \phi'_d} \end{cases} \quad (10)$$

Trong đó:  $\phi'_d$  là góc ma sát động, các kí hiệu khác như đã giải thích ở trên.

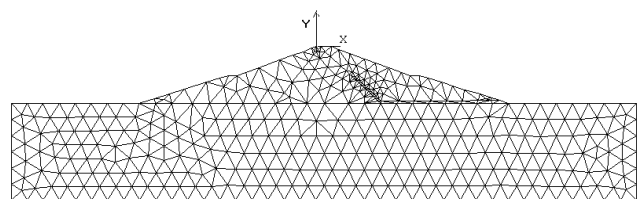
Trong các tiêu chuẩn đã trình bày ở trên , cường độ chống cắt  $\tau_N$  tính được từ tiêu chuẩn 3 nhỏ hơn rất nhiều so với tiêu chuẩn 1 và tiêu chuẩn 2. Có thể nói rằng : cùng với 1 giá trị  $\tau_N$  , dùng tiêu chuẩn 3 thu được số lần chấn động đạt đến mức độ phá hoại là nhỏ nhất. Do vậy, vì tiêu chuẩn hóa lỏng không thông nhất, việc các định chính xác  $\tau_N$  là hết sức không hợp lý.

**3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN**

**3.1. Số liệu đầu vào**



Hình 2: Mặt cắt đập vật liệu địa phương dùng trong nghiên cứu



Hình 3: lưới phân tử dùng trong tính toán

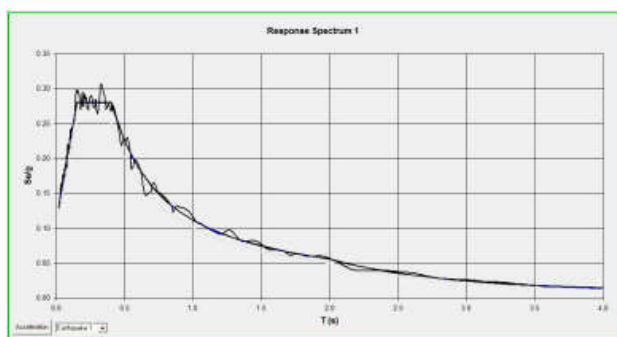
Ví dụ dùng để nghiên cứu ở đây là một đập vật liệu địa phương có mặt cắt ngang đập được cho ở hình 2 và các chỉ tiêu cơ lý của các loại vật

liệu đắp đập và nền được cho ở bảng 2. Động đất dùng trong nghiên cứu là động đất cấp 8.

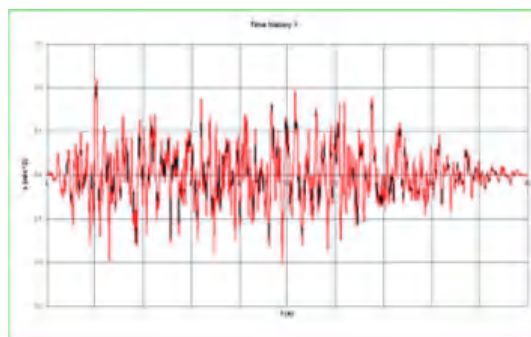
**Bảng 2: Chỉ tiêu cơ lý đập và nền**

TT	Loại đất	$E_x=E_y$ (Mpa)	$\mu_x=\mu_y$	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$k_x=k_y$ (10 <sup>-7</sup> m/s)
1	Loại I	30	0.25	19.1	3
2	Loại II	30	0.25	19.1	4.5
3	Loại III	30	0.25	21.0	1
4	Loại IV	30	0.25	21.0	1

Cấp động đất được xét đến trong nghiên cứu là cấp 8 theo phổ phản ứng ngang (hình 4) và phổ gia tốc nền (hình 5) như sau [13]:



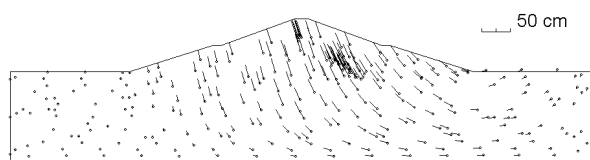
Hình 4: Phổ phản ứng dùng trong nghiên cứu



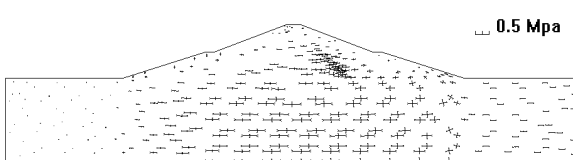
Hình 5: Phổ gia tốc nền theo phương ngang

Các kết quả phân tích chuyển vị và ứng suất tĩnh tại thời điểm trước khi xảy ra động đất được thể hiện trên hình 6 và hình 7.

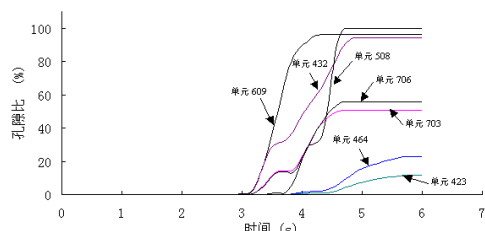
**3.2. Kết quả tính toán**



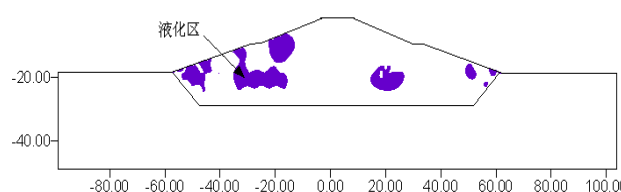
Hình 6: Véc tơ chuyển vị tĩnh trước khi chịu tác động của tải trọng động



Hình 7: Véc tơ ứng suất tĩnh trước khi chịu tác động của trọng động



Hình 8: Sự phát triển áp lực nước lỗ rỗng



Hình 9: Phân bố hóa lỏng trong

*tại một số phần tử**thân đập và nền*

Hình 8 và hình 9 thể hiện quá trình phát triển áp lực nước lỗ rỗng tại một số vị trí trong thân đập cũng như sự xuất hiện các vùng hóa lỏng trong thân đập và nền. Những kết quả này cũng thể hiện tình hình chịu lực của đập vật liệu địa phương dưới tác dụng của tải trọng động. Phân bố vùng hóa lỏng xảy ra trong thân đập dưới tác dụng của động đất cho thấy rõ trạng thái phá hoại của đập cũng như sự phát sinh những vùng nguy hiểm trong thân đập nghiên cứu khi chịu tác dụng của tải trọng động.

#### 4. KẾT LUẬN

Dựa trên phương trình cân bằng động, bài báo

đã xây dựng phương pháp giải cũng như cách xác định các thành phần ma trận cản, ma trận khối lượng, ma trận cứng tổng thể cũng như các bước giải bài toán dao động đối với đập vật liệu địa phương. Bên cạnh đó, nội dung nghiên cứu cũng đưa ra tiêu chuẩn về hóa lỏng là một trong những tiêu chuẩn phá hoại chưa được đề cập đến trong các hệ thống tiêu chuẩn kỹ thuật xây dựng đập ở Việt Nam. Thông qua một ví dụ tính toán minh chứng về đập vật liệu địa phương với chuẩn phá hoại hóa lỏng, kết quả nghiên cứu đã cho thấy một bức tranh tương đối rõ nét về về hoại đập vật liệu địa phương dưới tác dụng của tải trọng động.

#### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Kramer, S.L.. Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall. 1996
- [2] Robert D. Holtz, William D. Kovacs .An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice-Hall, 1981
- [3] Seed H B and Lee K L. Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading. Proc. ASCE. J. SMFD. 1966. 92(SM6): 105~134
- [4] Nguyen Quang Hung , Fu Shao Jun, Chen Sheng Hong. Study on adaptive time step of consolidation geotechnical problems by finite element method. China rock and soil mechanics. Vol 26/4. 591-595. 2005
- [5] Hardin và Drnevic. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. Geotechnical Special Publication 98(118) · January 1972
- [6] Nguyen Quang Hung. FEM of Geotechnical Structures. Wuhan University. 2004