

## **BAN TỔ CHỨC**

---

- |                            |                |
|----------------------------|----------------|
| 1. PGS.TS. DƯƠNG HỒNG THẨM | TRƯỞNG BAN     |
| 2. TS. TRẦN TUẤN ANH       | PHÓ TRƯỞNG BAN |
| 3. ThS. TRẦN TRUNG DŨNG    | THƯ KÝ         |
| 4. ThS. LÊ THANH CƯỜNG     | ỦY VIÊN        |

## **BAN BIÊN TẬP**

---

1. ThS. LÊ THANH CƯỜNG
2. ThS. TRẦN TRUNG DŨNG

## **BAN THƯ KÝ**

---

1. TRẦN TRUNG DŨNG
2. NGUYỄN THỊ NGỌC LOAN

## ***Mục lục***

<b>Trần Tuấn Anh, Nguyễn Thiện Huỳnh, KS. Nguyễn Quang Khả</b>	
Ảnh hưởng của quá trình thi công hồ đào 6 tầng hầm, công trình vincom tower lên hệ móng cọc lân cận	3
<b>Trần Tuấn Anh, Nguyễn Việt Tuấn</b>	
Nghiên cứu sức chịu tải cọc khoan nhồi trên cơ sở thí nghiệm nén tĩnh theo tiêu chuẩn cơ sở 01:2011/sl và tiêu chuẩn eurocode 7	14
<b>Trần Tuấn Anh, Nguyễn Tấn</b>	
Tiếp cận một trường hợp đặc biệt trong bài toán sức chịu tải bằng một phương pháp số mới	24
<b>Lê Thanh Cường, Nguyễn Trọng Phước, Lê Văn Bình</b>	
Phân tích tác động va đập của kết cấu liên kê chịu động đất và hiệu quả giảm va đập của hệ cản lưu biến từ	41
<b>Trần Thanh Danh</b>	
Hiện tượng từ biến của đất sét lưu vực Paris dưới tác động của tải trọng thủy lực lặp	52
<b>Tran Trung Dung, Le Van Canh</b>	
Limit analysis for 3-D structures using second-order cone programming	62
<b>Bùi Anh Kiệt</b>	
Mô phỏng trường nhiệt độ và ứng suất trong đập bê tông trọng lực theo tiến độ thi công	71
<b>Nguyễn Công Minh, Trần Vĩnh Lộc, Thái Hữu Tài, Nguyễn Xuân Hùng</b>	
Phân tích dao động tự do và ổn định tấm composite nhiều lớp dùng phương pháp phần tử hữu hạn đẳng hình học kết hợp lý thuyết biến dạng cắt bậc cao bốn biến	84
<b>Nguyễn Hoài Nam, Nguyễn Văn Hiếu</b>	
Sửa đồ án và học nhóm trực tuyến bằng chương trình Groove	95
<b>Nguyễn Trọng Nghĩa, Kyung-Ho Park</b>	
2D and 3D seismic damage analysis of concrete gravity dam	103
<b>Dương Hồng Thắm, Nguyễn Đăng Khoa</b>	
Nghiên cứu ảnh hưởng động do thi công đào hầm metro đến độ lún công trình xung quanh có xét đến sự không chắc chắn về số liệu.	126
<b>Nguyễn Minh Thọ, Lê Anh Linh, Hồ Hữu Vịnh, Võ Phán, Nguyễn Thời Trung</b>	
Đánh giá độ tin cậy bài toán thiết kế móng cọc chịu ảnh hưởng ma sát âm	143
<b>Nguyễn Thời Trung, Hồ Hữu Vịnh, Lê Anh Linh, Liêu Xuân Quý, Nguyễn Thời Mỹ Hạnh</b>	
Phân tích độ tin cậy trong xây dựng: tổng quan, thách thức và triển vọng	153

## **ẢNH HƯỞNG CỦA QUÁ TRÌNH THI CÔNG HỐ ĐÀO 6 TẦNG HẦM, CÔNG TRÌNH VINCOM TOWER LÊN HỆ MÓNG CỌC LÂN CẬN**

**TS. Trần Tuấn Anh.**

*Phó Trưởng Khoa Xây Dựng – Điện, Đại Học Mở - TP.HCM.  
97 Võ Văn Tần, Phường 6, Quận 3, Tp. Hồ Chí Minh, Phòng 312  
Điện thoại: 0942.555.333 Email: ttanh.hcm@gmail.com*

**KS. Nguyễn Thiện Huỳnh, KS. Nguyễn Quang Khả**

*Khoa KT.Xây Dựng, Đại Học Bách Khoa TP.HCM.*

**Tóm tắt:** Bài báo này nghiên cứu ảnh hưởng của quá trình thi công hố đào 6 tầng hầm với tường vây dày 1.2m thuộc công trình VinCom Tower lên hệ móng 1 cọc, 4 cọc không đài và có đài thuộc công trình lân cận tường vây, bằng phần mềm plaxis 2D cách tường vây 5m, sử dụng mô hình Hardening Soil. Kết quả cho thấy nhóm cọc không đài làm giảm chuyển vị ngang so với 1 cọc riêng lẻ khoảng 50% cho cọc ngắn, nhưng đối với cọc dài, mang tải trọng lớn, thì nhóm cọc này chuyển vị ngang lớn hơn cọc đơn 300%. Cả moment và chuyển vị ngang đầu cọc đều chịu ảnh hưởng của 2 hiệu ứng liên kết nhóm-chia sẻ tải trọng ngang- và hiệu ứng chông chát ứng suất. Tỷ trọng ảnh hưởng này tương ứng 1:4. Liên kết đài cọc giúp giảm chuyển vị đầu cọc đáng kể (4-16 lần), tuy nhiên mômen trong cọc lại tăng lên đáng kể.

### **1. Đặt vấn đề.**

Công tác thi công hố đào sâu cho nhà cao tầng, đòi hỏi nhiều biện pháp kỹ thuật như hạ mực nước ngầm, thi công tường vây, lắp đặt hệ thống thanh chống, thi công sàn tầng hầm theo phương pháp Top-Down... làm thay đổi áp lực đất lên tường vây rất lớn, điều này tạo nên sự dịch chuyển ngang và dọc của đất nền khu vực xung quanh, ảnh hưởng trực tiếp lên sức chịu tải và chuyển vị của hệ móng cọc lân cận.

### **Điểm qua một vài nghiên cứu liên quan.**

Sự hiện diện của hố đào sâu kế bên công trình gây ra sự thay đổi các thông số áp lực, phụ tải trong đất.(M.Ufuk Ergun, Deep Excavations, 2008). Sự thay đổi trên trực tiếp ảnh hưởng lên sức chịu tải của móng cọc. (Michael Tomlinson and John Woodward, 2007), các kết quả chỉ mang tính chất phân tích ảnh hưởng, chưa có định lượng cụ thể.

Poulos and Chen (1996), đề nghị một công thức bán thực nghiệm như là một giải pháp đánh giá ảnh hưởng biến dạng đất nền xung quanh lên cọc hoặc hệ cọc hiện hữu công trình lân cận dựa trên kiến thức bán thực nghiệm, tuy nhiên việc chọn thông số để tính toán trong phương pháp rất khó khăn, điển hình là thông số nền  $N_c$  có vẻ rất khác so với thực tế, kết quả lại phụ thuộc rất nhiều vào giá trị chọn này.

Dimitrios Iliadelis (2006) phát hiện chuyển vị ngang và mômen của 1 cọc giảm mạnh khi khoảng cách đến hố đào tăng, đường kính cọc hiện hữu hầu như không ảnh hưởng lên chuyển vị ngang của cọc, cọc có độ nhạy KR càng lớn thì khả năng tác động của chuyển vị ngang đất nền lên cọc nằm gần bên càng nhỏ và hầu hết đều không gây nguy hiểm cho cọc cho một công trình có địa chất điển hình ở Singapore, khó có một áp dụng chính xác cho điều kiện địa chất nước ta.

Nhận thấy sự cần thiết cần đưa ra 1 nghiên cứu bổ sung cho các kết quả trên, nghiên cứu cho 1 công trình có hố đào sâu và địa chất điển hình ở TP.HCM cần được quan tâm thực hiện.

## 2. Phương pháp nghiên cứu.

Chọn địa chất điển hình của 1 công trình 6 tầng (VinCom Tower), Quận 1. Mô phỏng 1 cọc , nhóm 4 cọc , và nhóm 4 cọc có đài cọc liên kết , lân cận hố đào 5 m.

Chọn 2 chiều dài cọc là 14m và 40 m. Tải Trọng lên 1 cọc là như nhau( 200 KN trên 1 cọc 14m , 2 000 KN trên 1 cọc 40 m) Khảo sát độ lún và chuyển vị ngang đầu cọc . Đồng thời xem xét mô men trong cọc.

**Dự đoán:** Nếu xem chuyển vị của đất nền xung quanh cọc do thi công hệ tường vây là tải ngoài thì nhóm cọc sẽ gánh đỡ tốt hơn, tuy nhiên do có hiệu ứng nhóm (vùng chùng chất ứng suất do tải trọng cọc gánh đỡ có sẵn gây ra) sẽ lún và chuyển vị ngang nhiều hơn 1 cọc riêng lẻ.

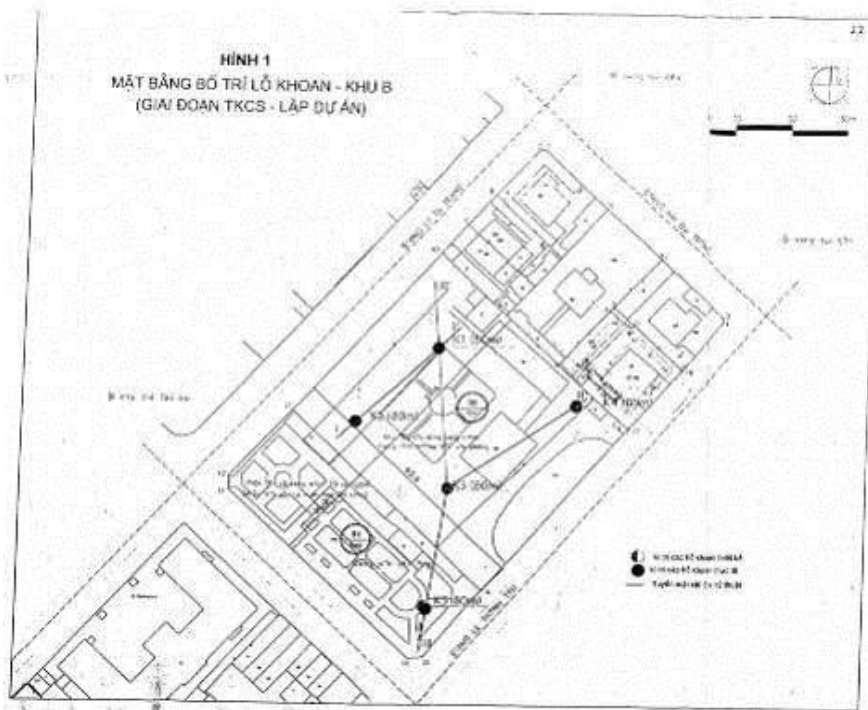
## 3. Mô phỏng bài toán.

Địa tầng ở khu vực công trình Vincom này nhìn chung bao gồm lớp sét sạn sỏi, màu nâu đỏ và có trạng thái nửa cứng (N30=19) nằm bên trên lớp sét pha dẻo cứng có bề dày trung bình 4.5m.

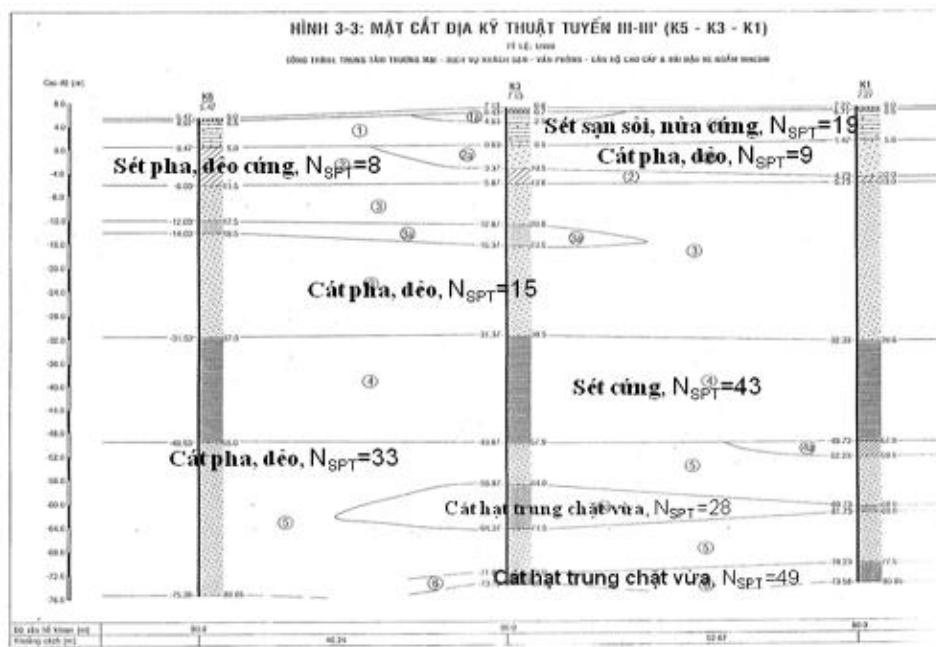
Bên dưới lớp sét này, bắt gặp trong 5 hố khoan là lớp cát dày (trung bình là 24.5m) với giá trị SPT nằm trong khoảng từ 15 đến 20. Phân bố bên dưới lớp cát này lại là lớp sét có bề dày trung bình 17.4m, trạng thái cứng, rất thích hợp cho đặt mũi cọc hay tường vây trong lớp đất này (N30>40).

Ngoài ra, địa tầng ở các lớp khu vực này còn bắt gặp lớp cát dưới sâu, phân bố chủ yếu từ độ sâu 60m đến 80m.

Mặt bằng và mặt cắt ngang địa chất của công trình như thể hiện ở hình 1 và hình 2.



Hình 1. Mặt bằng hồ khoan địa chất công trình Vincom.



Hình 2. Mặt cắt ngang địa chất công trình Vincom (tuyến K5 – K3 – K1)

**Thông số mô hình.**

Bảng 1: Thông số địa chất cho bài toán mô phỏng trong phần mềm.

	Lớp sét 1	Lớp sét 2	Lớp cát 3a	Lớp cát 3b	Lớp cát 3a'	Lớp sét 4	Lớp sét 4a	Lớp cát 5	
Mô hình	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS	
Loại	U	U	U	U	U	U	U	U	
$\gamma_{\text{unsat}}$	18.3	18.7	18.8	18.6	18.7	18.3	18.3	18.5	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{\text{sat}}$	19.8	19.2	19.3	19.4	19.3	19.6	19.2	19.4	kN/m <sup>3</sup>
$k_x$	8.64E-04	1.21E+02	1.17E+02	1.17E+02	1.17E+02	4.32E+01	4.32E+01	1.17E+02	m/day
$k_y$	4.32E-03	2.42E+01	2.34E+02	2.34E+02	2.34E+02	8.64E+01	8.64E+01	2.34E+02	m/day
$E_{50}^{\text{ref}}$	27,000	14,000	22,000	40,000	48,000	89,000	74,000	83,000	kN/m <sup>2</sup>
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	27,000	14,000	22,000	40,000	48,000	89,000	74,000	83,000	kN/m <sup>2</sup>
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	405,000	210,000	330,000	600,000	720,000	1,335,000	1,110,000	1,245,000	kN/m <sup>2</sup>
$m$	0.75	0.75	0.5	0.5	0.5	0.62	0.61	0.5	-
$\nu_{\text{ur}}$	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	-
$K_0^{\text{nc}}$	0.577	0.555	0.506	0.624	0.506	0.597	0.603	0.557	-
$c'$	10	16.5	9.7	12.2	9.7	54.9	38.6	9.9	kN/m <sup>2</sup>
$\phi'$	25	26.45	29.6	22.1	29.6	23.78	23.4	26.3	°
$\psi$	0	0	0	0	0	0	0	0	°

Thông số của các lớp interface lấy giống với các lớp đất, Mục nước ngầm ổn định theo quan trắc tại thời điểm bắt đầu đào tầng hầm nằm ở độ sâu 4m dưới mặt đất.

Giá trị của  $E_{ur}^{ref}$  được đề xuất lấy giá trị bằng  $15E_{50}^{ref}$ .

### Trình tự các phase đào.

Phase 1: Thi công tường vây và dầm mũ.

Phase 2: Đào xuống cao độ -5.95 bên dưới mặt đất.

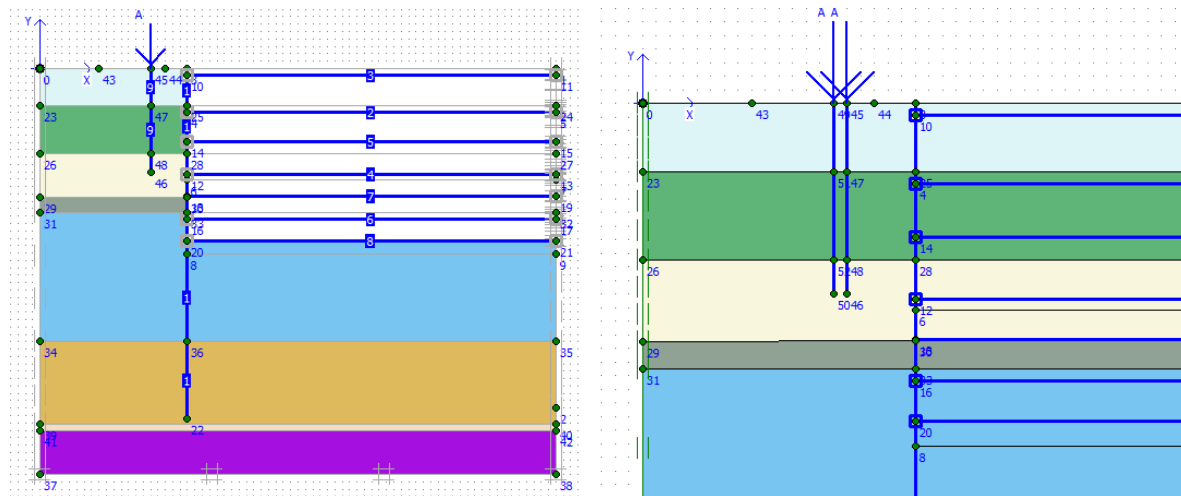
Phase 3: Thi công sàn hầm F1, B1 tại cao độ -0.85 và -5.35, sau đó đào xuống cao độ -15.15 bên dưới mặt đất.

Phase 4: Thi công sàn hầm B3 tại cao độ -14.35, sau đó đào xuống cao độ -21.15 bên dưới mặt đất

Phase 5: Thi công sàn hầm B2, B5 tại cao độ -9.85 và -20.35, sau đó đào xuống cao độ maximum -25.15

Phase 6: Thi công sàn hầm B4, B6 tại cao độ -17.35 và -23.35

Phase 7: Giai đoạn lâu dài



Hình 3. Mô Phỏng bài toán 1 cọc và 4 cọc lân cận.

### Thông số cọc.

- Giả sử khoảng cách giữa các cọc là 6m. Ta quy đổi cọc 3D về cọc 2D biến dạng phẳng.

Cọc chủ yếu chịu nén. Qui đổi : $d_{td} \times 1(m) \times 6(m) = A$ .

Tải trọng lên đầu 1 cọc 14 m là 200 KN, cọc 40 m là 2000KN.

- Để tiện cho việc so sánh kết quả giữa nhóm cọc có điều kiện liên kết và nhóm cọc không dài, dài cọc được sử dụng với độ cứng rất lớn tương đương tầng hầm base 6.

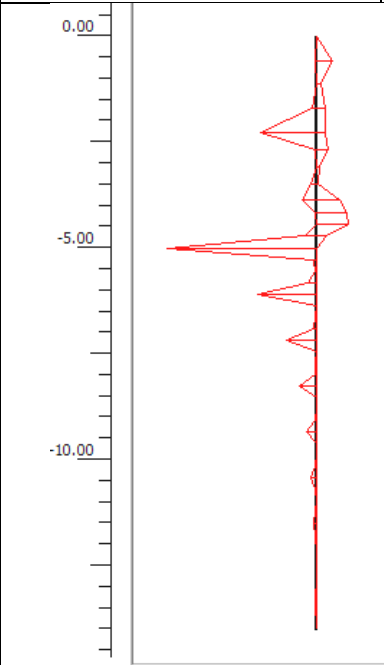
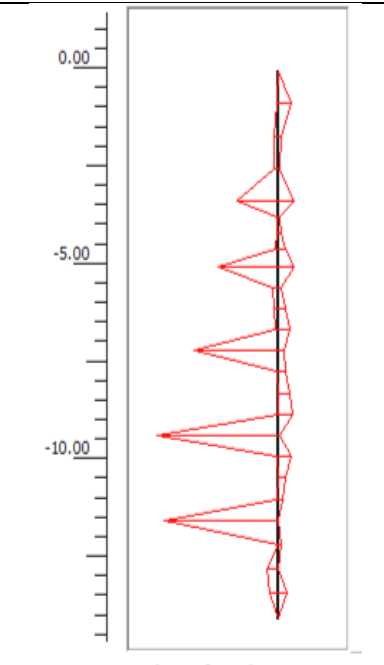
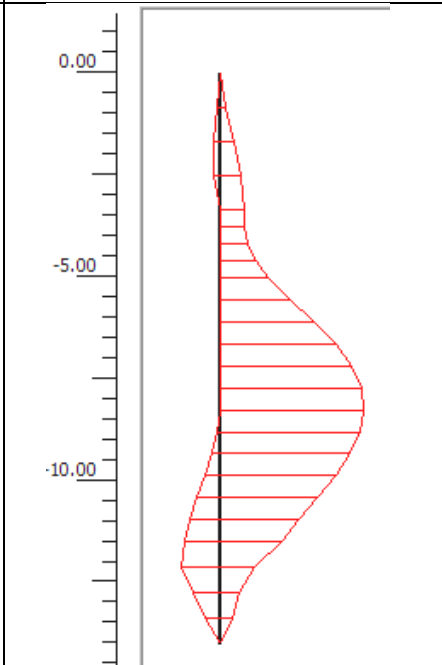
### Thông số các sàn tầng hầm:

- Các sàn tầng hầm 1 đến 5 (B1 đến B5) có bề dày 0.6 m, sàn tầng hầm đáy có chiều dày 2.3 m (Base 6).
- Đây là công trình thi công theo dạng top-down do đó tải trọng sẽ tăng khi đào sâu do có các tầng trên được thi công. Các tải trọng của sàn tầng hầm và các sàn đã thi công bên trên sẽ truyền vào hệ king-post. Ở đây, vấn đề được quan tâm là chuyển vị của hệ tường vây ảnh hưởng lên hệ móng cọc lân cận do đó, hệ king-post và trọng lượng các sàn được chúng ta bỏ qua trong mô-phỏng quá trình thi công hệ tường vây và 6 tầng hầm mà không làm mất đi độ chính xác của kết quả bài toán. Điều này đã đã được kiểm nghiệm bằng nghiên cứu và quan trắc hiện trường chuyển vị ngang tường vây trong Luận văn thạc sỹ Dương Minh Trí(2010), *Ứng xử của tường vây khi thi công hố đào sâu*, Thư Viện Đại Học Bách Khoa TP.HCM. (Trang 184-106).

#### 4. Kết quả.

##### 4.1 Biểu đồ mômen 1 cọc.

Biểu đồ mômen xét ở giai đoạn lớn nhất Phase 6, có thể kết luận bằng cách nhận xét chế độ Animation.

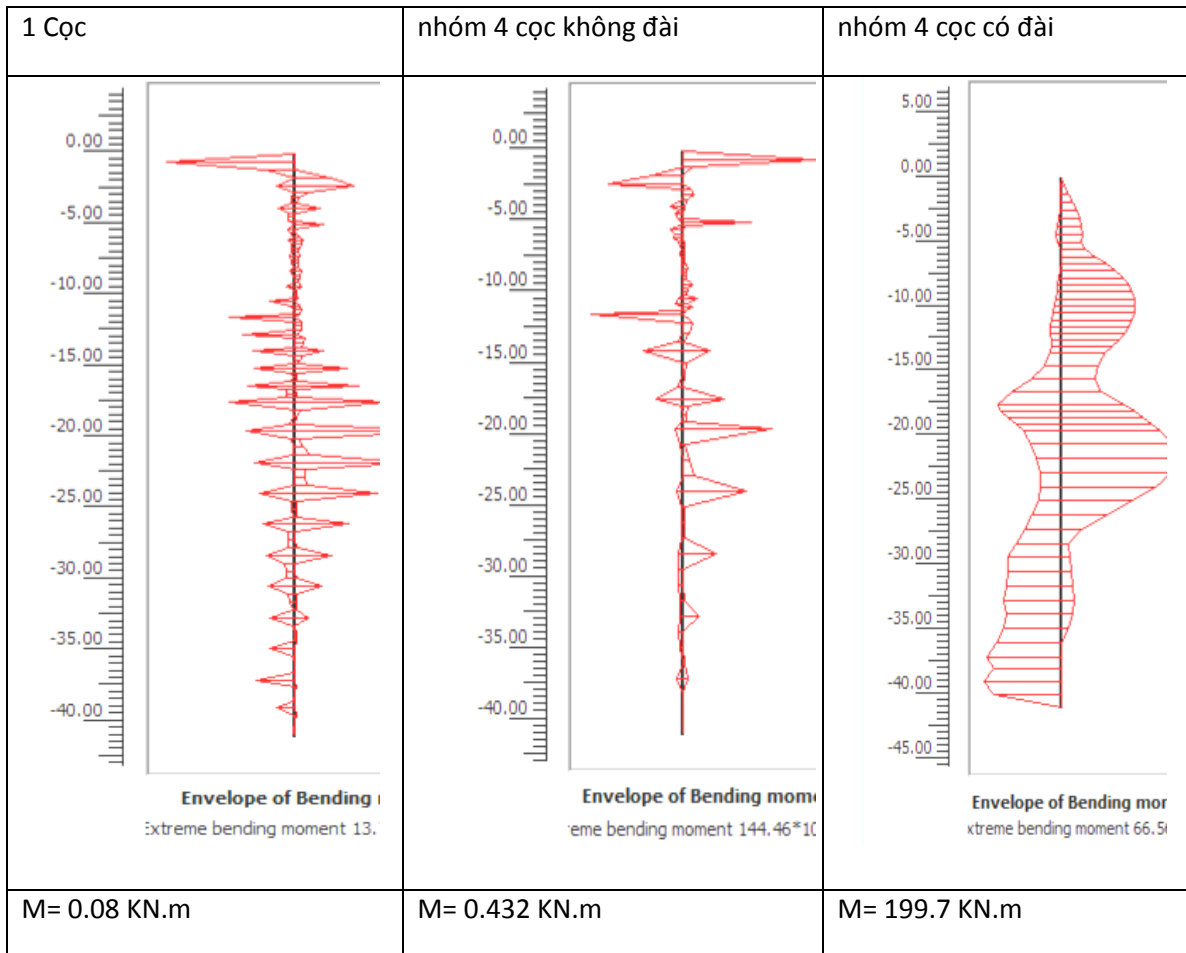
1 cọc	nhóm 4 cọc không dài	nhóm 4 cọc có dài
 <p>Envelope of Bending moment treme bending moment <math>688.50 \cdot 10^{-3}</math></p>	 <p>velope of Bending moment e bending moment <math>32.66 \cdot 10^{-3}</math></p>	 <p>Envelope of Bending mom treme bending moment 42.63</p>
M= 4.12 KN.m	M= 0.096 KN.m	M= 127.9 KN.m



Hình 4. Kết quả biểu đồ bao momen trong cọc dài 14 m.

Nhận Xét: Mômen của 1 cọc lớn gấp 43 lần mômen max xuất hiện trong nhóm 4 cọc. Như vậy nếu qui chuyển vị ngang của đất do tường vây biến dạng ngang thành tải ngoài P thì nhóm cọc có tác dụng chịu tải hỗ trợ lẫn nhau- tức là chia đều tải cho các cọc. Tuy nhiên điều kiện này chỉ đúng khi các cọc cùng điều kiện biên, tức là cùng đầu tự do. Khi nhóm 4 cọc được liên kết vào đài có độ cứng lớn thì do có điều kiện hạn chế chuyển vị đầu cọc nên momen tăng lên 32 lần so với momen max cọc tự do, giá trị momen max đạt tại vị trí -8m.

Biểu đồ mômen 1 cọc có chiều dài 40m.

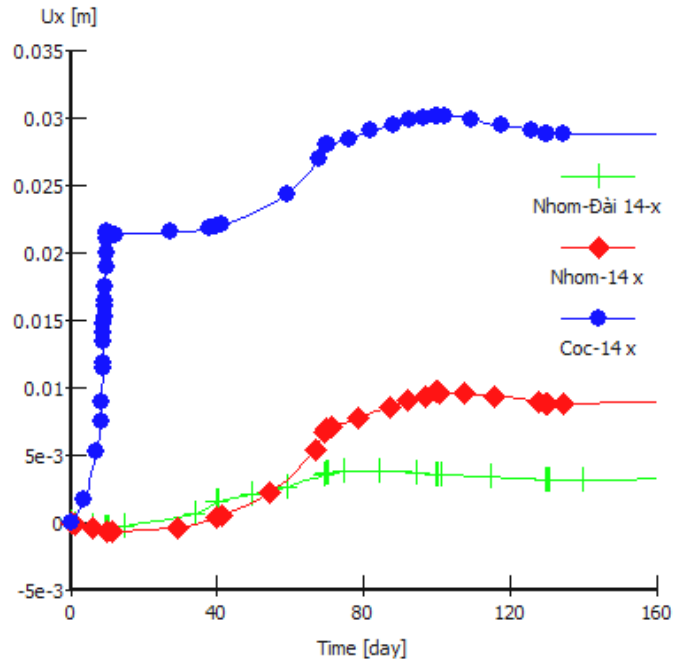


Hình 5. Kết quả biểu đồ momen trong cọc dài 40 m.

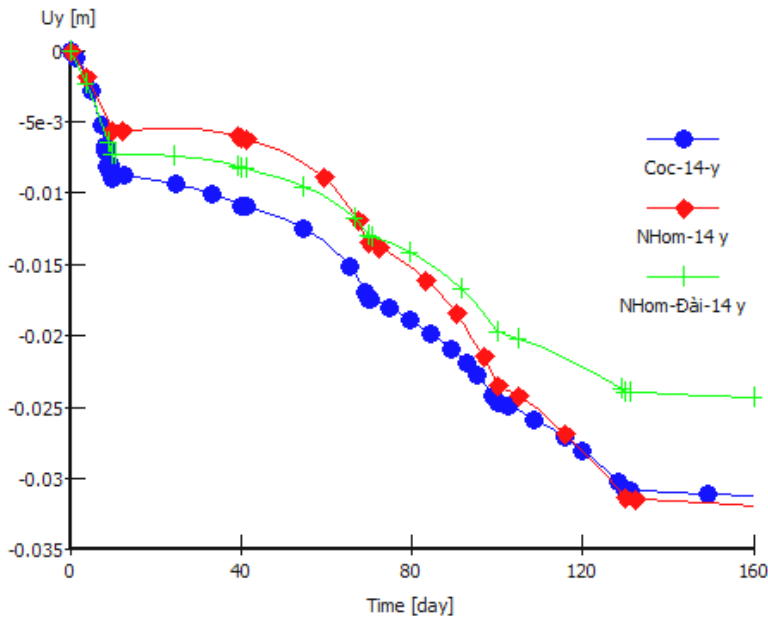
Nhận xét: Mômen max của 1 cọc tự do lại nhỏ hơn 5.4 lần so với momen nhóm 4 cọc tự do. Điều này có thể giải thích do lúc này tải trọng lớn ( 2000KN so với 200KN cọc 14 m) nên gây ra hiệu ứng P-delta, lực dọc trục lệch khỏi phương thẳng đứng cọc, cộng với hiệu ứng chùng chất ứng suất cọc này lên cọc kia làm nhóm cọc chuyển vị lớn hơn gây ra mômen lớn. (Cùng điều kiện biên mà biến dạng lớn hơn ắt hẳn momen lớn hơn). Có thể tham khảo thêm phần Độ Lún và Chuyển vị ngang để hiểu rõ hơn kết quả này.

Tương tự như nhóm cọc dài 14m, nhóm cọc dài 40 m khi có liên kết đầu cọc độ cứng lớn, điều kiện ràng buộc hạn chế chuyển vị đầu cọc, làm mômen trong cọc rất lớn –gấp 475 lần so với nhóm cọc có đầu cọc tự do.

#### 4.2 Độ lún và chuyển vị ngang đầu cọc



Hình 6: Chuyển vị ngang đầu cọc (dài 14m).

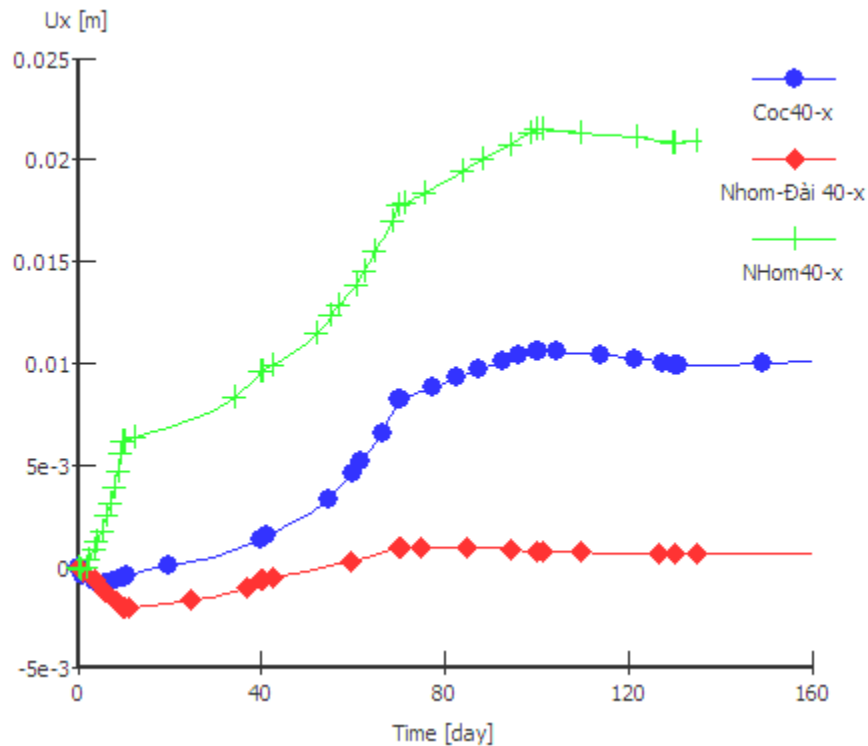


Hình 7: Độ Lún đầu cọc(dài 14m).

- Nhận Xét: Chuyển Vị ngang 1 cọc (3 cm) gấp 3 lần nhóm 4 cọc (1 cm), nhóm cọc có đài chỉ đạt 0.4 cm. Điều này có thể giải thích do sự ảnh hưởng của nhóm cọc lân cận nhau, vùng đất xung quanh cọc ít dịch chuyển hơn. Tương Tự Nhóm cọc có đài sẽ được liên kết chặt hơn.

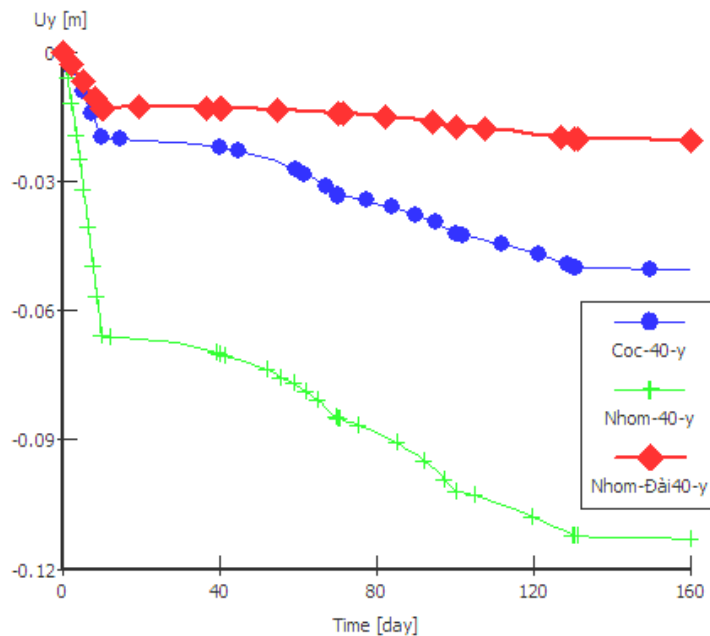
- Về độ lún :thì Nhóm 4 cọc tự do lún ( 3.3 cm) gần như 1 cọc ( 3.2 cm). Còn nhóm có đài cọc lún ít hơn do được liên kết( 2.5 cm).

- Độ Lún và chuyển vị ngang đầu cọc, của cọc 40 m.



Hình 8: Chuyển vị ngang đầu cọc (dài 40m).

Chuyển vị ngang nhóm 4 cọc tự do(2.3 cm) lớn gấp đôi cọc riêng lẻ (1 cm) , và nhóm 4 cọc có đài thì không lún đáng kể (0.1 cm) . Có thể giải thích do tải lớn , ảnh hưởng của vùng chông chất ứng suất lớn hơn ảnh hưởng đất nền ít chuyển vị do có nhiều cọc lân cận.



Hình 9: Độ Lún đầu cọc (dài 40m)

Độ lún đầu cọc nhóm 4 cọc tự do (11 cm) lớn gấp đôi độ lún 1 cọc (5 cm), cho thấy ảnh hưởng lớn của hiện tượng chùng chất ứng suất. Nhóm có đài lún 1.5 cm.

**Phân Tích:** gọi (1) hệ số ảnh hưởng liên kết nhóm: x

(2) hệ số ảnh hưởng do chùng chất ứng suất: y

(3) hệ số ảnh hưởng do thay đổi chiều dài cọc và tải trọng lên 1 cọc :K

➤ Ta có được: mối quan hệ **mômen max** giữa 1 cọc và nhóm 4 cọc tự do:

$$\begin{cases} 4.12(4x + y) = 0.096 \\ 0.08\left(\frac{4x}{K} + \frac{10y}{K}\right) = 0.432 \end{cases}$$

Trong đó: K tính bằng trung bình sự thay đổi của mome max và chuyển vị ngang max.

$$K = \left(\frac{4.12}{0.08} + \frac{3}{1}\right) / 2 = 27$$

Giải ra được:

$$\begin{cases} x = -4 \\ y = 16.2 \end{cases}, \text{ vậy } \frac{y}{x} = 4.1, \text{ hay } x \text{ ảnh hưởng } 20\%, y \text{ ảnh hưởng } 80\%. \quad (4)$$

➤ Tương tự: mối quan hệ **chuyển vị ngang max** giữa 1 cọc và nhóm 4 cọc tự do:

$$\begin{cases} 3(4x + y) = 1 \\ 1 \times \left(\frac{4x}{K} + \frac{10y}{K}\right) = 2.3 \end{cases}$$

Giải ra được.

$$\begin{cases} x = -1.63 \\ y = 6.87 \end{cases}, \text{ vậy } \frac{y}{x} = 4.2, \text{ hay } x \text{ ảnh hưởng } 20\%, y \text{ ảnh hưởng } 80\%. \quad (5)$$

## 5. Kết Luận

Moment và chuyển vị ngang của cọc và nhóm cọc do ảnh hưởng của quá trình thi công tường vây, có thể thấy ảnh hưởng bởi 2 nhân tố: hiệu ứng chùng chất ứng suất do tải bản thân (80%) và hiệu ứng liên kết nhóm (20%) khi đất chuyển vị ngang. Tùy vào tải trọng trên đầu cọc và số lượng cọc mà nhân tố nào sẽ quyết định, cụ thể khi tải nhỏ hiệu ứng liên kết nhóm sẽ quyết định, khi tải lớn thì hiệu ứng chùng chất ứng suất sẽ chiếm ưu thế. Tuy nhiên, tỉ trọng ảnh hưởng vẫn không đổi (20%-80%).

Khi nhóm cọc được liên kết vào đài cọc có độ cứng rất lớn sẽ hạn chế chuyển vị ngang (15,2 lần) và độ lún (4.3 lần), do đó mômen max tăng lên rất lớn (890 lần) so với nhóm cọc không đài.

### Tài liệu tham khảo.

- [1] Plaxis PV, *Reference manual and Meterial-Model manual*
- [2] Châu Ngọc Ân (2012), *Cơ Học Đất*, Đại Học Quốc Gia TP.HCM.
- [3] Luận văn thạc sỹ Dương Minh Trí(2010), *Ứng xử của tường vây khi thi công hố đào sâu*, Thư Viện Đại Học Bách Khoa TP.HCM.
- [4] Michael Tomlinson and John Woodward (2007), *Pile Foudation*, Taylor & Francis, UK.
- [5] Chang-yuou(2006), *Deep Excavation*, Taylor & Francis, UK.
- [6] Dimitrios Iliadelis(2006), *Effect of Deep Excavation on an Adjacent pile Foundation*, MIT.

## **Nghiên cứu sức chịu tải cọc khoan nhồi trên cơ sở thí nghiệm nén tĩnh theo tiêu chuẩn cơ sở 01:2011/sl và tiêu chuẩn eurocode 7**

### **TS. Trần Tuấn Anh.**

*Phó Trưởng Khoa Xây Dựng – Điện, Đại Học Mở - TP.HCM.*

*97 Võ Văn Tần, Phường 6, Quận 3, Tp. Hồ Chí Minh, Phòng 312*

*Điện thoại: 0942.555.333,*

*Email: [ttanh.hcm@gmail.com](mailto:ttanh.hcm@gmail.com)*

### **ThS. Nguyễn Việt Tuấn**

*Hội Cầu Đường Cảng Thành phố Hồ Chí Minh*

*272 Cô Bắc, Quận 1, Tp. Hồ Chí Minh*

*Điện thoại: 0989040850,*

*Email: [Viettuan\\_geotech@yahoo.com](mailto:Viettuan_geotech@yahoo.com)*

**Tóm tắt:** Bài báo trình bày hai phương pháp nghiên cứu xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi dựa trên Cơ sở phương pháp thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục theo TCCS 01:2011/SL và Tiêu chuẩn Eurocode 7 - Geotechnical Design. Dựa trên kết quả từ thí nghiệm hiện trường và các biểu đồ quan hệ tải trọng - chuyển vị - thời gian của đầu cọc để phân tích, tính toán và so sánh kết quả giữa hai phương pháp tính toán. Phương pháp đề nghị này đã được áp dụng cho các công trình cụ thể như: Cao ốc Pacific - Quận 1 - Tp. HCM, Khu công nghệ cao - Quận 9 - Tp. HCM, Cùm cao ốc Belleza - Quận 7 - Tp. HCM, Trung tâm Thông tin KH & CN Khu vực Phía Nam - Quận 11 - Tp. HCM, Khu tái định cư bán đảo Thủ Thiêm - Quận 2- Tp. HCM v.v...

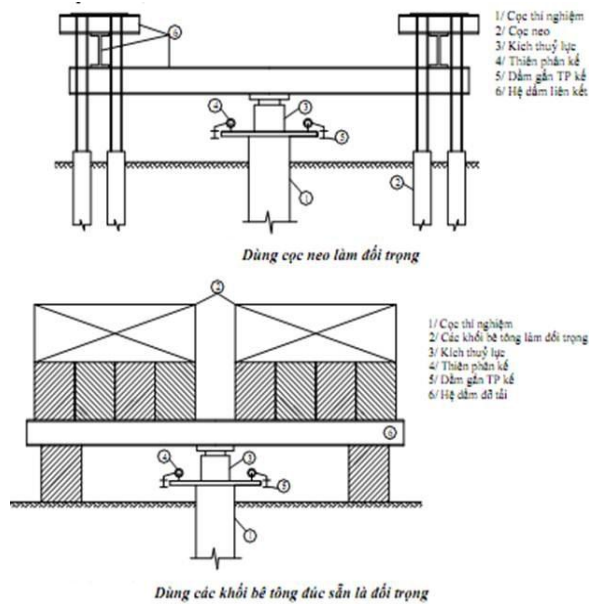
**Từ khóa:** Từ biến – 5 biểu đồ logarit – Chuẩn ổn định – Chuẩn cường độ – Cọc dài.

### **1. Đặt vấn đề:**

Trong thực nghiệm, việc xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi dựa trên cơ sở Phương pháp thí nghiệm nén tĩnh hiện trường là một trong những phương pháp được đánh giá là có độ tin cậy cao nhất được áp dụng trong phạm vi cho các loại cọc bê tông cốt thép thi công (đóng, ép, khoan thả, khoan dẫn, khoan nhồi...) so với các phương pháp khác được sử dụng cho đến hiện nay.

Hiện tại đã có nhiều phương pháp để xác định Sức chịu tải giới hạn (Limit Load) của cọc đơn dựa trên kết quả từ thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục và các biểu đồ quan hệ tải trọng - chuyển vị - thời gian của đầu cọc khác nhau chẳng hạn như một số phương pháp: Sức chịu tải giới hạn của cọc ứng với chuyển vị giới hạn quy ước, Phương pháp Davisson (1972), Phương pháp De Beer và Wallays (1972), Phương pháp Canada Foundation, Tiêu chuẩn 80% và 90% của Brinchhansen (1963), Phương pháp Fuller và Hoy (1977),... đã được đề cập trong TCVN 9393:2012: Cọc - Phương pháp thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục.

Do đó, bài báo chỉ tập trung nghiên cứu, phân tích, tính toán và so sánh kết quả Sức chịu tải cọc khoan nhồi trên cơ sở thí nghiệm nén tĩnh hiện trường theo 2 Tiêu chuẩn TCCS 01:2011/SL và Tiêu chuẩn Eurocode 7-Geotechnical Design, là 2 tiêu chuẩn mới dựa trên 2 hệ thống tiêu chuẩn lớn của Mỹ và Châu Âu .



Hình 1. Sơ đồ Thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục.

Lý thuyết nghiên cứu thứ nhất có cơ sở khoa học là sự kết nối nguyên lý tính toán thuộc Trạng thái giới hạn 1 & 2 của kết cấu công trình do GS – Viện sĩ Stréleski đề xướng với nguồn gốc của hai nhóm trạng thái giới hạn trong kết cấu công trình và hai mô hình của từ biến ứng dụng được triển khai từ lý thuyết từ biến của Aruchiunhan:

1/. Mô hình từ biến phá hoại, sơ đồ của Trạng thái giới hạn thứ 1, bao gồm chuẩn ổn định thuộc giai đoạn 1 và chuẩn cường độ thuộc giai đoạn 3 của hàm từ biến  $C(t, \tau)$  (thể hiện qua các điểm gãy trên đồ thị quan hệ Logarit của TCVN 9393: 2012).

2/. Mô hình từ biến ổn định của ARUCHIUNHAN, sơ đồ của Trạng thái giới hạn thứ 2 là cơ sở đạt kỳ vọng của tuổi thọ công trình thuộc giai đoạn 2 của hàm từ biến  $C(t, \tau)$ .

Lý thuyết nghiên cứu thứ hai có cơ sở khoa học dựa trên Hệ thống Tiêu chuẩn Eurocode mà Ủy Ban Kỹ Thuật Châu Âu về cọc (ETC3) của Hiệp Hội Cơ Đất và Địa Kỹ Thuật Quốc Tế (ISSMGE) đã đề nghị một phương pháp về cách thức thi công và qui trình thí nghiệm thử tải tĩnh dọc trục cọc bao gồm việc xác định sức chịu tải cọc và triết lý thiết kế theo Eurocode 7 (De Cock et al., 2003).

## 2. Cơ sở lý thuyết:

### 2.1. Phương pháp nghiên cứu dựa trên TCCS 01:2011/SL:

#### 2.1.1. Về đặc trưng $P_{gh}(S)$ – khả năng chịu lực giới hạn của cọc xét theo chuẩn ổn định (Limit load under stabilization standard of Limit State):

Ghi nhận diễn biến của  $\frac{\Delta S}{h}$  qua mỗi cấp tải  $P_i$  để xác định  $P_{gh}(S)$ . Từ đây lập đồ thị  $\left( P, \frac{\Delta S}{h} \right)$  thể hiện các đặc điểm sau đây:

a) Khi P chưa đủ lớn thì giá trị  $\frac{\Delta S}{h}$  bé, xê dịch tăng giảm do tính biến động của địa chất, khi P gần với  $P_{\max}$  thì  $\frac{\Delta S}{h}$  tăng và vượt chuẩn  $\left[ \frac{\Delta S}{h} \right] \approx 0,50 \text{ mm/h}$  (chuẩn thống kê của TCCS 01:2011/SL) có độ tin cậy cao. Sau đó  $\frac{\Delta S}{h}$  chỉ có tăng và tăng vọt (khi thang tải không đổi).

Từ điểm vượt chuẩn đó trên đồ thị  $\left( P, \frac{\Delta S}{h} \right)$  ta có  $P_{gh}(S)$  – khả năng chịu lực giới hạn của nền cọc xét theo chuẩn ổn định thuộc trạng thái giới hạn 2. Đây là đặc trưng có ý nghĩa lớn trong công tác khảo sát.

Nếu trong dải từ  $P_{TK}$  đến  $2P_{TK}$ ,  $\frac{\Delta S}{h}$  luôn luôn bé hơn đáng kể so với chuẩn tức NỀN CỌC CÓ TRẠNG THÁI BÌNH THƯỜNG. Hay nói cách khác, trạng thái nền cọc được xem là bình thường chất lượng đàn hồi của nền cọc không quá thấp khi hiện tượng mất ổn định xuất hiện MUỘN, tức sau  $2P_{TK}$ .  $P_{gh}(S)$  xuất hiện rất muộn, tức chậm mất ổn định.

Khi  $\frac{\Delta S}{h} < \text{chuẩn} \left[ \frac{\Delta S}{h} \right] \rightarrow \text{constant}$ , đó là điều kiện tiên quyết để đảm bảo cho công trình về lâu dài được ổn định trong tuổi thọ (điều kiện đảm bảo cho công trình làm việc bình thường). Ngược lại, tuổi thọ công trình sẽ bị suy giảm.

Song, phải kiến tạo cho  $\frac{\Delta S}{h} < \text{chuẩn} \left[ \frac{\Delta S}{h} \right]$  để ở giai đoạn 2 đạt được chế độ ổn định để từ đó tạo ra tiền đề cho tuổi thọ lâu dài của công trình.

Đặc trưng kiểm tra của giai đoạn ổn định này là  $\frac{S}{P} < \text{chuẩn} \left[ \frac{S}{P} \right] \rightarrow \text{const} \rightarrow \text{trạng thái ổn định}$ .

b) Với những vị trí nào trong dải có  $\frac{\Delta S}{h} > \text{chuẩn} \left[ \frac{\Delta S}{h} \right]$  thì với cấp tải đó xảy ra trạng thái mất ổn định. Hay nói cách khác, đó là TRẠNG THÁI DỊ THƯỜNG, cần phải xem xét, điều chỉnh các đặc trưng giả thiết về cọc.  $P_{gh}(S)$  xuất hiện khá sớm. Trường hợp này được xem là hiện tượng mất ổn định xuất hiện sớm.

Đặc trưng  $P_{gh}(S)$  có nội dung đặc biệt quan trọng như đã ghi ở Phụ lục 1, 3 và 4 có liên quan đến  $P_{gh}$ , chiều dài hợp lý của cọc, có hay không thuộc hiện tượng “dài” của cọc. Mặc dù từ lâu nhiều nước trong đó có Việt Nam đã sử dụng khái niệm  $\frac{\Delta S}{h}$ , song chưa trọn vẹn nên đã chưa vận dụng vào những mục đích quan trọng, hữu ích.

**Chuẩn ổn định 1:**  $\left[ \frac{\Delta S}{h} \right] = 0,50 \text{ mm/h}$  (theo TCCS 01:2011/SL).

**Chuẩn ổn định 2:**  $\left[ \frac{S}{P} \right] \approx (0,18 - 0,24) \text{ mm/Tấn}$  (theo TCCS 01:2011/SL).



$$\text{Và } \left[ \frac{S}{P} \right] = 0,254 \text{ mm/T (theo BS-8004),}$$

**Trong đó:**  $\frac{\Delta S}{h}$  – Chênh lệch lún giữa 2 cấp gia tải liên tục của thí nghiệm nén tĩnh hiện trường trong 1h lưu tải đầu tiên của mỗi cấp tải tương ứng.

$$\frac{S}{P} \text{ – Suất lún trên 1 tấn.}$$

**2.1.2. Về đặc trưng  $P_{gh}(R)$  – khả năng chịu lực giới hạn của cọc xét theo chuẩn cường độ (Limit load under bearing capacity standard or Resistance):**

Khi  $\frac{\Delta S}{h}$  tiến gần đến và vượt qua giá trị của chuẩn  $\left[ \frac{\Delta S}{h} \right]$  thì giai đoạn 2 tất yếu sẽ xuất hiện. Đây

là nhận xét quan trọng của TCCS 01:2011/SL. Còn giai đoạn 2 là đặc trưng của trạng thái cường độ của nền cọc được giải mã nhờ cách thiết lập các quan hệ loga như TCVN 9393:2012 E.2 đã được chuyển dịch từ QP Hoa Kỳ.

Đặc trưng này được xác định bởi các đồ thị loga tiêu biểu như đề cập của TCCS 01:2011/SL trên nền tảng của TCVN 9393:2012.

$$\left( P, \frac{S}{P} \right), (lgP, S), (lgP, lgS), (lgt, S), \left( P, \frac{S}{lgt} \right).$$

Trong TCVN 9393:2012 phụ lục E.2 như đã ghi, trong các quan hệ trên, đồ thị nào cũng chứa S. Vì vậy công tác thu thập S có tầm quan trọng đáng được lưu ý, song chưa đủ nếu không xử lý tiếp.

Nếu  $P_{gh}(S)$  là đặc trưng tiêu biểu về ổn định của giai đoạn 1 của của trạng thái giới hạn thứ 2, thì  $P_{gh}(R)$  là đặc trưng tiêu biểu về cường độ, biểu thị tại giai đoạn 2 của trạng thái giới hạn thứ 1.

Nguyên tắc xác định  $P_{gh}(R)$  là xét theo nguyên tắc chuyển vị ngẫu nhiên của đầu cọc nên mang tính khách quan cao. Các đồ thị này sẽ cho các điểm gãy ngẫu nhiên của chuyển vị đầu cọc S có chứa trong tất cả các quan hệ đó. Mỗi điểm gãy nguy hiểm là 1 “một yếu tố” cần xem xét của  $P_{gh}(R)$  cần tìm.

Cơ sở của trạng thái giới hạn thứ 1 là ở giai đoạn này xuất hiện ngắn ngủi và có đặc thù riêng theo từng điều kiện địa chất riêng biệt.

Đây cũng chính là nguyên tắc xét theo điểm gãy ngẫu nhiên của các đồ thị loga vừa nói ở trên. Vì vậy  $P_{gh}(R)$  có giá trị tin cậy rất cao.

**2.1.3. Về đặc trưng  $P_{gh}$  – khả năng chịu lực giới hạn của cọc (Selection of Limit Load):**

Chọn  $P_{gh}$  – Selection of Limit load: cho phép xác định giá trị  $P_{gh}$  hợp lý, tin cậy thỏa mãn cả hai chuẩn đó là chuẩn cường độ  $P_{gh}(R)$  và chuẩn ổn định  $P_{gh}(S)$  (R – Resistance, S – Stabilisation):

Cần xem kỹ phụ lục 1 của TCCS 01:2011/SL.

Có ba trường hợp xảy ra, tùy giá trị tương quan giữa  $P_{gh}(S)$  và  $P_{gh}(R)$ :

**1/. Trường hợp 1:**  $P_{gh}(S) \approx P_{gh}(R) \rightarrow$  bình thường  $\rightarrow P_{gh} = \text{Min} \{P_{gh}(S); P_{gh}(R)\}$ .

**2/. Trường hợp 2:**  $P_{gh}(S) = P_{gh}(R) \rightarrow$  Trường hợp thuận lợi  $\rightarrow$  cơ hội để điều chỉnh giảm chiều dài cọc L(m)  $\rightarrow$  Trở về trường hợp 1/. bình thường  $\rightarrow$  ý nghĩa về kinh tế.

**3/. Trường hợp 3:**  $P_{gh}(S) \ll P_{gh}(R) \rightarrow$  Trường hợp dị thường ở nền cọc  $\rightarrow$  phát hiện cọc dài  $\rightarrow$  đề xuất giải pháp xử lý thích hợp  $\rightarrow$  phục hồi trở lại trường hợp bình thường.

Từ đó xác định giá trị  $S_{gh}$  qua đồ thị  $\{(P, S, t) \text{ và } P_{gh}\} \rightarrow$  Xác định:  $\{P_{TK}, [S]\}$ .

Nếu không xử lý, buộc phải lấy  $P_{gh} = P_{gh}(S)$  sẽ gây tổn kém rất lớn vì làm tăng số lượng tim cọc nếu không gia cường nền cọc. Khuyến cáo nên thí nghiệm khi đang thiết kế móng cọc như vẫn làm với những công trình có qui mô lớn.

Nếu muốn nâng  $P_{gh}(S)$  phải dùng các giải pháp kỹ thuật như bơm xi măng vào nền cọc, thay đổi sơ đồ kết cấu cọc bằng cách tăng kích thước đài cọc hoặc thổi rửa đáy cọc nhồi v.v... hoặc cũng có thể điều chỉnh lại các đặc trưng của cọc giả thiết ( $D, L, P$ ), song sẽ rất tốn kém.

Về hệ số an toàn của  $P_{TK}$ , Giá trị:  $\{F_s = \frac{P_{gh}}{P_{TK}} \geq 2\}$  này phải nằm trong HÀNH LANG AN TOÀN có bề

rộng dải từ  $P_{TK}$  đến  $P_{gh}$ . Trong hành lang này, hai giá trị:  $\frac{\Delta S}{h} < \text{chuẩn} \left[ \frac{\Delta S}{h} \right]$  và  $\frac{S}{P} < \text{chuẩn} \left[ \frac{S}{P} \right]$  phải thỏa mãn.

## 2.2. Phương pháp đánh giá sức chịu tải cọc theo Tiêu chuẩn Eurocode 7:

Cách chọn sức chịu tải cọc từ kết quả thí nghiệm thử tải tĩnh từ những cọc có chiều dài khác nhau và sức chịu tải cực hạn khác nhau như sau: (*Tham khảo từ ví dụ 13.3 của Decoding Eurocode 7, Andrew Bond & Andrew Harris, 2008*).

1. Ghi nhận các kết quả đo được từ thí nghiệm thử tải tĩnh cọc, bao gồm: chiều dài cọc, tải nén lên mỗi cọc và độ lún tương ứng với từng cọc tại những vị trí khác nhau trên công trường. Trường hợp này thường sử dụng trong giai đoạn thử cọc thăm dò, nghĩa là chưa biết kích thước cọc thiết kế (chiều dài và đường kính cọc) và tải thiết kế cọc; phần lớn chỉ dựa vào độ lún giới hạn cho phép để xác định tải cực hạn của cọc.

Bước này vẫn sử dụng cho giai đoạn thử cọc kiểm tra, nghĩa là đã chọn được loại cọc, kích thước cọc (chiều dài và đường kính cọc) và sức chịu tải cọc thiết kế.

2. Dựa vào các kết quả sơ bộ bên trên, chọn kích thước cọc (chiều dài cọc và đường kính cọc).

3. Dựa vào điều kiện địa chất cụ thể, người thiết kế có thể giả định chiều dày lớp đất có thể xảy ra ma sát âm hoặc bỏ qua ma sát âm.

4. Đánh giá sức chịu tải cọc từ kết quả sức chịu tải bên trên, để rút ra sức chịu tải của những cọc cần sử dụng để tính toán theo Eurocode. Sử dụng công thức sau để đánh giá sức chịu tải của từng cọc:

Trong đó:

$$R_m = P_m \times \frac{D \times (L - L_0)}{D_m \times (L_m - L_0)}$$

$R_m$ : là sức chịu tải chuẩn hóa cho từng cọc;

$P_m$ : là tải nén lên từng cọc, xác định ở bước 1;

$D_m, L_m$ : lần lượt là đường kính và chiều dài của từng cọc ở bước 1;

$D, L$ : lần lượt là đường kính và chiều dài cọc chọn ở bước 2;

$L_0$ : là chiều dày lớp đất có thể xảy ra ma sát âm được xác định ở bước 3.

Cần loại trừ những giá trị  $R_m$  xác định ở bước 4 khi chiều dài cọc chọn  $L$  lớn hơn chiều dài cọc thực  $L_m$ .

5. Xác định số lượng cọc còn lại ( $n$ ) sau khi đã loại trừ một số loại cọc ở bước 4 (nếu có).

6. Sức chịu tải chuẩn hóa trung bình của cọc được xác định như sau:

$$R_{m,mean} = \frac{\sum R_m}{n}$$

Trong đó:

$R_{m,i}$ : là sức chịu tải chuẩn hóa của cọc thứ  $i$ , xác định ở bước 4;

$n$ : là tổng số cọc, xác định ở bước 5.

7. Sức chịu tải chuẩn hóa nhỏ nhất của cọc được xác định như sau:

$$R_{m,min} = \min (R_{m,1}, R_{m,2}, R_{m,3}, \dots, R_{m,n}).$$

8. Xác định các hệ số tương quan  $\xi_1, \xi_2$  phụ thuộc vào số lượng cọc thử theo bảng sau:

Số lượng cọc thử $n =$	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

9. Nếu kết cấu đài cọc đủ cứng để có thể truyền tải trọng từ cọc yếu hơn sang cọc cứng hơn, thì cần hiệu chỉnh các giá trị  $\xi$  như sau:

$$\xi'_1 = \max\left(\frac{\xi_1}{1,1}; 1,0\right)$$

$$\xi'_2 = \frac{\xi_2}{1,1}$$

Ngược lại nếu kết cấu đài cọc không đủ cứng để đảm bảo truyền tải từ cọc yếu hơn sang cọc cứng hơn, hay để đảm bảo độ an toàn hơn trong thiết kế, người thiết kế có thể bỏ qua bước này, nghĩa là không giảm hệ số tương quan  $\xi$  xuống 1,1 lần.

10. Sức chịu tải chuẩn hóa sau khi hiệu chỉnh hệ số tương quan  $\xi$  như sau:

- Sức chịu tải chuẩn hóa trung bình hiệu chỉnh:  $R_{m,mean} / \xi'_1$ ;
- Sức chịu tải chuẩn hóa nhỏ nhất hiệu chỉnh:  $R_{m,min} / \xi'_2$ .

11. Sức chịu tải đặc trưng được xác định như sau:

$$R_{ck} = \min \left\{ \frac{(R_m)_{mean}}{\xi_1}, \frac{(R_m)_{min}}{\xi_2} \right\}$$

12. Xác định hệ số riêng cho Sức chịu tải: Các hệ số sức chịu tải riêng cho cọc khoan nhồi được tóm tắt như sau:

Sức chịu tải	Ký hiệu	Loại			
		R1	R2	R3	R4
Mũi cọc	$\gamma_b$	1,25	1,1	1,0	1,6
Thân cọc (chịu nén)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Tổng (thân + mũi cọc) (chịu nén)	$\gamma_t$	1,15	1,1	1,0	1,5
Tổng thân cọc chịu kéo	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Do kết quả thử tải bằng nén tĩnh chỉ thu được sức chịu tải tổng (gồm cả mũi cọc và thân cọc), nên ta chỉ sử dụng hệ số sức chịu tải riêng  $\gamma_t$ .

Tùy theo từng phương pháp thiết kế (DA), mà có thể sử dụng các hệ số riêng cho sức chịu tải khác nhau.

13. Xác định sức chịu tải thiết kế của cọc như sau:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t}$$

Đây là sức chịu tải cọc theo thiết kế, được sử dụng để xác định số lượng cọc trên một móng và số lượng móng cho toàn bộ công trình.

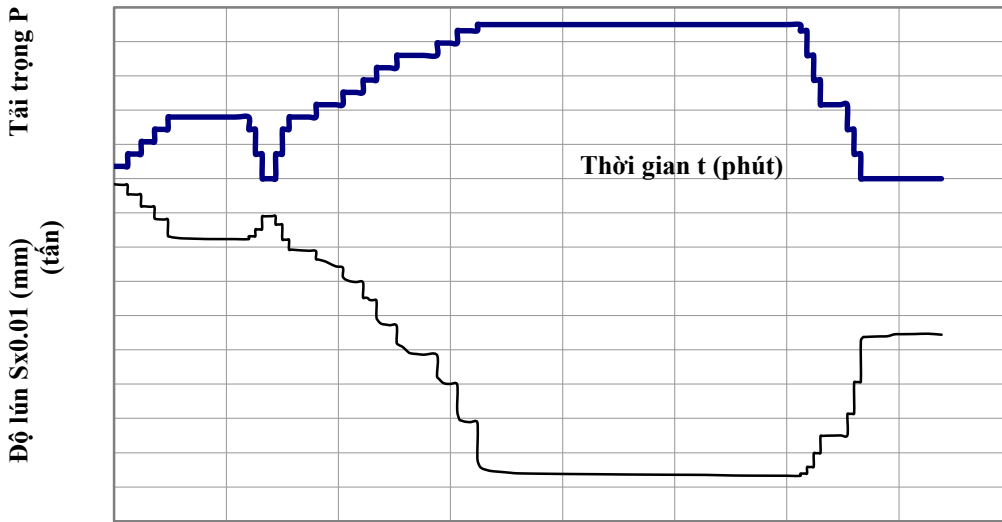
### 3. Số liệu thí nghiệm nén tĩnh và kết quả tính toán:

Quy mô công trình nghiên cứu:

1/. Công trình **CHUNG CƯ CAO TẦNG HIỆP TÂN (57 Tô Hiệu, Phường Hiệp Tân, Quận Tân Phú, Tp. HCM)**

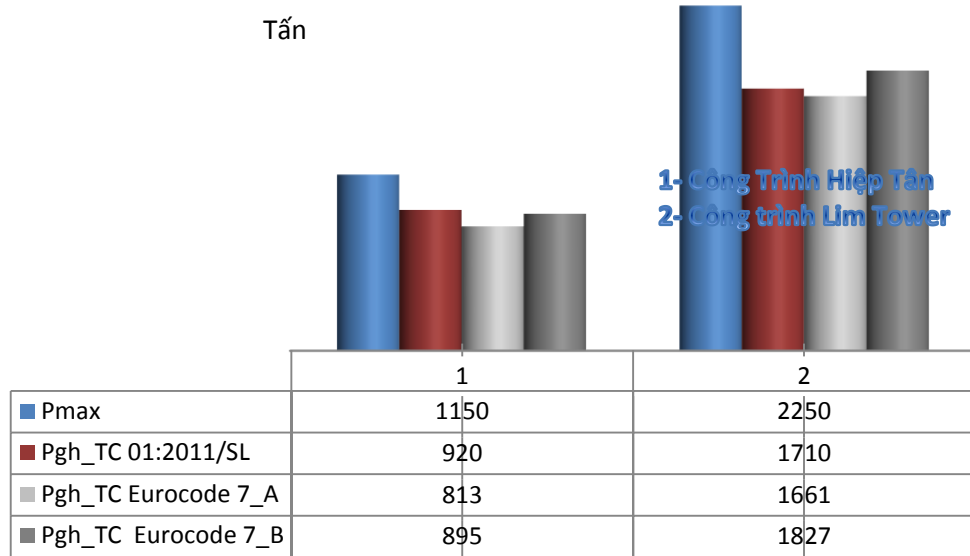
2/. Công trình **LIM TOWER (9-11 Lê Thánh Tôn, Quận 1, Tp. HCM).**

**BIỂU ĐỒ QUAN HỆ  
TẢI TRỌNG - ĐỘ LÚN - THỜI GIAN.**



Hình 2. Biểu đồ quan hệ đặc trưng giữa 3 đại lượng (P, S, t) trong thí nghiệm nén tĩnh.

**Biểu đồ so sánh kết quả giữa TC 01:2011/SL & Eurocode 7**



Hình 3. Bảng tổng hợp phân tích và so sánh kết quả tính toán.

Thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi		$P_{gh}/P_{max}$ (Tỉ lệ %)		
		TCCS 01:2011/SL	TC Eurocode 7_A	TC Eurocode 7_B
1/.	Công trình chung cư Hiệp Tân	80%	71%	78%
2/.	Công trình Lim Tower	76%	73,82%	81,20%

**Ghi chú:**

- Tiêu chuẩn Eurocode 7\_A : Tính toán với giả thiết đài cọc không đủ cứng để truyền tải từ cọc yếu hơn sang cọc cứng hơn.

- Tiêu chuẩn Eurocode 7\_B : Tính toán với giả thiết đài cọc đủ cứng để truyền tải từ cọc yếu hơn sang cọc cứng hơn.

**4. Bảng: Danh sách đại biểu:**

Họ tên	Cơ quan	Địa chỉ
ThS. Nguyễn Việt Tuấn	Hội Cầu Đường Cảng Thành phố Hồ Chí Minh	272 Cô Bắc, Quận 1, Tp. Hồ Chí Minh
TS. Trần Tuấn Anh	Khoa Xây Dựng – Điện, Đại Học Mở - TP.HCM	97 Võ Văn Tần, Phường 6, Quận 3, Tp. Hồ Chí Minh, Phòng 312

**5. Kết luận:**

Giá trị  $P_{gh}$  được xác định theo hai phương pháp trên không chênh lệch nhiều, khi sử dụng phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn Eurocode 7 thì trường hợp đài cọc đủ cứng cho giá trị  $P_{gh}$  cao hơn so với trường hợp đài cọc không đủ cứng.

Hai phương pháp xác định giá trị sức chịu tải giới hạn của cọc đơn theo TCCS 01:2011/SL và tiêu chuẩn Eurocode 7 trên đây là 2 trong số những phương pháp kiến nghị có độ tin cậy cao xét trên lý giải về lý thuyết riêng của mỗi tiêu chuẩn thuộc 2 hệ thống tiêu chuẩn lớn Châu Mỹ và Châu Âu.

Thông qua bài báo, kết quả tính toán theo hai phương pháp được đề nghị có giá trị tham khảo cho cơ quan thiết kế và giúp cho các kỹ sư sử dụng để tính toán giá trị sức chịu tải giới hạn  $P_{gh}$  là thông số quan trọng nhất trong Báo cáo kết quả thí nghiệm nén tĩnh hiện trường./.

## 6. Sự Ghi Nhận:

Các tác giả xin gửi lời tri ân chân thành nhất đến GS.TS. NGUYỄN VĂN ĐẠT đã tận tình góp ý và chia sẻ những kinh nghiệm quý báu trong suốt quá trình thực hiện bài báo này./.

## Tài liệu tham khảo

- [1] TCVN 9393: 2012. *Cọc - Phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*. Nhà xuất bản Xây Dựng, Hà Nội, 2012.
- [2] ASTM D1143-81(1994) *Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load (Withdrawn 2006)*.
- [3] GS. TS. Nguyễn Văn Đạt. (2007). *Tiền lực và ứng xử*. Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật.
- [4] Andrew Bond, Andrew Harris. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis.
- [5] Bauduin C. Besix. “Design of axially loaded compression piles according to Eurocode 7”.
- [6] CEN (2004), *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*. European standard, EN 1997-1 : 2004 (E). European Committee for Standardization: Brussels.
- [7] M.J Tomlinson, (1994). *Pile Design and Construction Practice*, 4<sup>th</sup> edition E & FN Spon.
- [8] PGS. TS. Châu Ngọc Ẩn. (2013). *Nền Móng*. Nhà xuất bản Đại Học Quốc Gia TP. Hồ Chí Minh.
- [9] R. Frank. Workshop. (18-20 February 2008). “Eurocodes: background and applications”. Brussels.

## TIẾP CẬN MỘT TRƯỜNG HỢP ĐẶC BIỆT TRONG BÀI TOÁN SỨC CHỊU TẢI BẰNG MỘT PHƯƠNG PHÁP SỐ MỚI

TS. Trần Tuấn Anh

Phó khoa Kỹ Thuật Xây Dựng –, Trường Đại học Mở TP.HCM

97 Võ Văn Tần, Phường 6, Quận 3, TP.HCM

Điện thoại: 0942.555.333 Email: [ttanh.hcm@gmail.com](mailto:ttanh.hcm@gmail.com)

ThS. Nguyễn Tấn

Bộ môn Kết Cấu Công Trình, Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng, Trường Đại học Giao Thông Vận Tải TP.HCM

Số 2, đường D3, Phường 25, Quận Bình Thạnh, TP.HCM

Điện thoại: 0937.864.816 Email: [tannquyen.civil@gmail.com](mailto:tannquyen.civil@gmail.com)

**Tóm tắt.** Bài báo tiếp cận một trường hợp đặc biệt trong bài toán sức chịu tải của móng nông-Móng băng trên lỗ rỗng- sử dụng phương pháp phân tích giới hạn trên nền tảng phương pháp số phân tích đẳng hình học và các giải thuật tối ưu toán học. Công thức lời giải phân tích giới hạn đi từ cận trên dựa trên tiêu chuẩn phá hoại Mohr-Coulomb và luật chảy dẻo kết hợp. Trường biến dạng được xấp xỉ dùng phương pháp số đẳng hình học (IGA). Bài toán phân tích giới hạn từ lời giải cận trên được đưa về bài toán tối ưu với ràng buộc hình nón bậc hai (SOCP). Giá trị tính toán được so sánh với lời giải Baus and Wang (1983), kết quả so sánh là rất tương đồng.

**Từ khóa:** phân tích giới hạn cận trên – móng băng trên lỗ rỗng – phân tích đẳng tham số-SOCP

### 1. Đặt vấn đề

Trong sự phát triển của lý thuyết tính toán sức chịu tải của bài toán móng nông, sức chịu tải cực hạn của một móng đơn nằm trên một nền đất đồng nhất có chiều sâu xem như vô hạn đã được nghiên cứu và cho ra những lời giải giải tích được các kỹ sư nền móng chấp nhận và sử dụng rộng rãi. Tiêu biểu là lời giải giải tích của Terzaghi(1943)[12] được diễn tả như sau:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (1)$$

Tuy nhiên trong thực tiễn xây dựng, trong một số trường hợp đặc biệt của nền đất dưới móng băng, nền đất chứa các lỗ rỗng không mong muốn như thi công các công trình ngầm, thi công các công trình khai khoáng, sự hòa tan của nền đá ở mặt tiếp xúc với đất nền và tạo ra lỗ rỗng, hay có thể là các túi bùn chảy lỏng trong nền. Do đó việc lượng hóa mức độ ảnh hưởng của các lỗ rỗng đến sức chịu tải của nền là hết sức quan trọng. Đến thời điểm hiện tại có rất ít các tác giả công bố kết quả nghiên cứu về bài toán này, tiêu biểu có Baus and Wang (1983)[2] dùng phương pháp thực nghiệm và sau đó cũng chính hai tác giả trên dùng phương pháp phân tích phần tử hữu hạn để kiểm chứng các kết quả thực nghiệm.

Do đó trong phạm vi bài báo này chúng tôi dùng phương pháp phân tích giới hạn cận trên dựa trên phương pháp số phân tích đẳng hình học và thuật toán tối ưu hình nón để chỉ ra sức chịu tải của nhiều móng băng trên lỗ rỗng và không có tải bề mặt, đất nền được xem như vật liệu đàn dẻo lý tưởng tuân theo luật chảy dẻo kết hợp.

Thật vậy, với những vật liệu đàn-dẻo lý tưởng với luật chảy dẻo kết hợp Drucker and Prager. (1952)[11] đã phát triển định lý cận trên và cận dưới có thể được dùng để chỉ ra tải trọng cực hạn thực từ hai giá trị



cận trên và cận dưới. Nhìn chung lời giải cận trên được sử dụng phổ biến hơn lời giải cận dưới. Bởi vì lời giải đi từ cận trên là dễ dàng hơn để xây dựng hiệu quả một trường khả dĩ động cho cơ chế trượt của nền.

Định lý cận trên chỉ ra rằng, năng lượng được tiêu tán bởi một trường vận tốc khả dĩ động được cân bằng với năng lượng tiêu tán của tải ngoài tác động vào nền đất để đưa ra một tải trọng cực hạn dựa trên lời giải phân tích giới hạn cận trên. Hai thành phần chính của tất cả các bài toán phân tích giới hạn công cụ rời rạc hóa miền phân tích và thuật toán tối ưu. Trường vận tốc khả dĩ động với sự tương thích với qui tắc dòng chảy dẻo và điều kiện biên chuyển vị, có thể được xấp xỉ với rất nhiều phương pháp tính toán khác nhau. Trong bài báo này chúng tôi chọn phương pháp số đẳng hình học (IsoGeometric Analysis\_IGA).

Phương pháp phân tích đẳng hình học là một hướng tiếp cận mới nhất trong các công cụ để rời rạc hóa phần tử và là thành tựu quan trọng bậc nhất trong quá trình phát triển của CAD (computer aid design) do đó sự hiện diện của CAD được hiểu như là phân tích đẳng hình học (IGA) và nó được giới thiệu trong Hughes et al (2005)[4].

Sau khi trường vận tốc khả dĩ động được xấp xỉ bằng phương pháp số đẳng hình học, bước tiếp theo là thiết lập bài toán tối ưu và kỹ thuật lập trình toán học được sử dụng. Khi trường ứng suất và chuyển vị được xấp xỉ và định đề cận trên và dưới của lý thuyết dẻo được áp dụng thì bài toán phân tích giới hạn liên quan đến chương trình phi tuyến hoặc tuyến tính. Và có rất nhiều những chương trình thương mại được viết ra để giải quyết những bài toán tối ưu trên. Trong bài báo này chúng tôi sử dụng chương trình hình nón bậc hai (second-order cone programming SOCP) để giải quyết bài toán tối ưu.

### 3. Thể thức nghiên cứu

#### 3.1. Lý thuyết phân tích giới hạn từ định lý cận trên.

Ta xem vật thể cứng-dẻo thuyết đối trong miền  $\Omega \in R^2$  với biên  $\Gamma$ , với lực thể tích  $g$  và lực trên biên  $t$ . Điều kiện ràng buộc về chuyển vị  $\Gamma_u$  được thiết lập,  $\Gamma_u \cup \Gamma_t = \Gamma, \Gamma_u \cap \Gamma_t = \emptyset$ . Theo lý thuyết cận trên, kết cấu bị sụp đổ khi và chỉ khi tồn tại trường khả dĩ động  $u \in U$ , sao cho:

$$\int_{\Omega} \sum_{i,j} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}(u) d\Omega < W_{ext}(u) \quad (1)$$

Hay:

$$D_p(\varepsilon(u)) < W_{ext}(u) \quad (2)$$

Với:

$$D_p(\varepsilon(u)) = \int_{\Omega} d_p(\varepsilon) d\Omega \quad (3)$$

$$W_{ext}(u) = \int_{\Omega} g^T u d\Omega + \int_{F_t} t^T u d\Gamma_t \quad (4)$$

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \nabla u \quad \text{trong đó} \quad \nabla = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (5)$$

Gọi  $\lambda$  là hệ số tải trọng sụp đổ của lực thể tích  $g$  và lực biên  $t$  gây ra, khi đó trường chuyển vị khả dĩ động  $u \in U$

$$D_p(\varepsilon(u)) < \lambda W_{ext}(u) + W_{ext}^0(u) \quad (6)$$

Với  $W_{ext}^0(u)$  là công của lực thể tích  $g_0$  và lực trên biên  $t_0$  không nhân với hệ số tải trọng (tĩnh tải). Do vậy cận trên có thể tìm được thông qua bài toán tối ưu:

$$\lambda^+ = \min D_p(\varepsilon(u)) - W_{ext}^0(u) \quad (7)$$

Với những ràng buộc:

$$\begin{cases} \dot{u} = 0, & u \in \Gamma_u \\ F(\dot{u}) = 1 \end{cases} \quad (8)$$

### 3.2. Phương pháp phân tích đẳng hình học (isogeometric analysis).

Phân tích đẳng hình học (IGA) là một dạng của phân tích phần tử hữu hạn (FEA). Cả IGA và FEA đều sử dụng khái niệm đẳng tham số có nghĩa là sử dụng chung những hàm cơ bản cho xây dựng hình học cũng như phân tích bài toán. Tuy nhiên có một sự khác nhau cơ bản giữa IGA và FEA là, trong khi FEA sử dụng đa thức Lagrange cho việc xấp xỉ hình học và chuyển vị thì B-spline, NURBS hay T-spline sử dụng những hàm cơ bản có thể đại diện chính xác hình học cũng như xấp xỉ các đại lượng chưa biết như chuyển vị... trong bài báo này chúng tôi sử dụng B-spline cho việc tính toán của mình.

#### 3.2.1. Tóm lược về B-spline.

- **Vector nút (Knot Vector)**

Vector nút trong mỗi phương là một bộ các tọa độ không giảm và có quan hệ tỷ lệ với nhau theo biên vật thể mà vector nút đại diện trong không gian tham số

Vector nút có dạng:

$$\Xi = \{ \xi_1, \xi_2, \dots, \xi_i, \dots, \xi_{n+p+1} \}$$

Chiều dài của Vector nút  $|\Xi| = n + p + 1$ . Ở đây  $\xi_i$  là nút thứ  $i$ ,  $i$  là chỉ số nút,  $n$  là số lượng hàm cơ bản (*basis functions*) và  $p$  là bậc của đa thức.

- Hàm cơ bản (Basic function)

Khi một knot vector được chọn thì các basic functions sẽ được xác định theo công thức đệ quy của Cox-de Boor

Với  $p = 0$ :

$$N_{i,0}(\xi) = \begin{cases} 1 & \text{khi } \xi_i \leq \xi < \xi_{i+1} \\ 0 & \text{trường hợp khác} \end{cases} \quad (9)$$

Với  $p = 1, 2, 3, \dots$

$$N_{i,p}(\xi) = \frac{\xi - \xi_i}{\xi_{i+p} - \xi_i} N_{i,p-1}(\xi) + \frac{\xi_{i+p+1} - \xi}{\xi_{i+p+1} - \xi_{i+1}} N_{i+1,p-1}(\xi) \quad (10)$$

Chú ý rằng mỗi hàm cơ bản có đa thức bậc  $p$  phụ thuộc vào hàm cơ bản có đa thức bậc  $p - 1$  trước đó.

Đạo hàm đầu tiên của hàm cơ bản B-Spline là:

$$\frac{d}{d\xi} N_{i,p}(\xi) = \frac{p}{\xi_{i+p} - \xi_i} N_{i,p-1}(\xi) - \frac{p}{\xi_{i+p+1} - \xi_{i+1}} N_{i+1,p-1}(\xi) \quad (11)$$

Nhận xét: Ta thấy rằng vai trò của hàm cơ bản trong quá trình giải bài toán với IGA và hàm dạng trong FEA là tương đồng với nhau. Điểm khác biệt cơ bản là hàm dạng làm việc trên các nút của phần tử (Nodals) trong khi hàm cơ bản lại làm việc trên các điểm kiểm soát (nằm ngoài miền vật thể) do đó hàm cơ bản thường không nội suy.

- Điểm kiểm soát (control points) cách xây dựng đường và mặt B-spline.

Điểm kiểm soát thành tố chính để xây dựng hình học cho vật thể, và chúng chính là bậc tự do trong bài toán phân tích đẳng hình học (IGA).

Cách thức xây dựng miền hình học cho bài toán IGA với các điểm kiểm soát và các hàm dạng tương ứng như sau:

- Đường B-spline:

$$C(\xi) = \sum_{i=1}^n N_{i,p}(\xi) B_i \quad (12)$$

- Mặt B-spline:

$$S(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m N_{i,p}(\xi) M_{j,q}(\eta) B_{i,j} \quad (13)$$

Trong đó:  $\{B_{i,j}\}, i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m$  Lưới các điểm kiểm soát

$N_{i,p}(\xi), M_{j,q}(\eta)$  Các hàm cơ bản bậc p, q tương ứng và các Vector nút  $\Xi = \{\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_i, \dots, \xi_{n+p+1}\},$

$H = \{\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_i, \dots, \xi_{m+q+1}\}$  tương ứng.

### 3.2.2. Phân tích phần tử hữu hạn với B-spline.

- **Rời rạc hóa không gian hàm số.**

Như đã đề cập ở trên thì Nguồn gốc ý tưởng cho việc phân tích đẳng hình học (Isogeometric analysis) là dùng hàm cơ bản để mô hình chính xác hình học của vật thể sau đó để xấp xỉ các đại lượng chưa biết trong miền vật thể. (geometric  $\Rightarrow$  fields).

Vậy ta có:

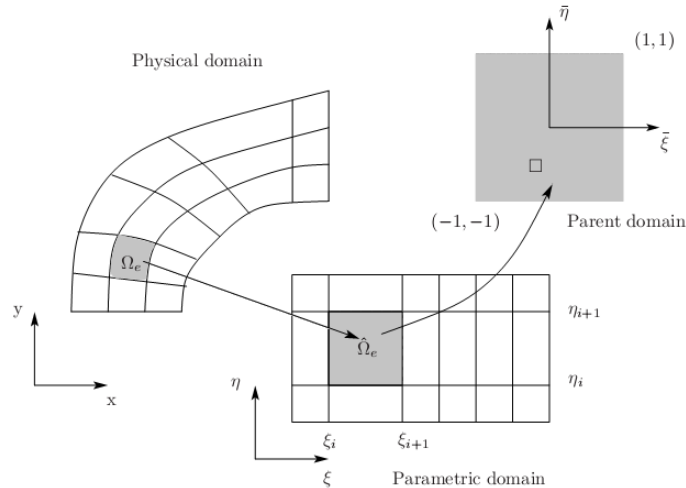
$$\begin{cases} x = \sum_{I=1}^n \Phi_I(\xi) P_I \\ u(x) = \sum_{I=1}^n \Phi_I(\xi) u_I \end{cases} \quad (14)$$

Ở đây:  $\Phi(\xi)$  là hàm cơ bản (hàm dạng trong FEA), n là số điểm kiểm soát,  $\xi$  là tọa độ trong không gian hàm số,

- **Tích phân số.**

Tích phân trên toàn miền hình học (miền vật thể  $\Omega$ ) được chia thành nhiều tích phân trên miền phần tử  $\Omega_e$ , những tích phân này được chuyển đến những miền phần tử trong không gian tham số  $\bar{\Omega}_e$ , cuối cùng những tích phân trên phần tử tham số được chuyển đến miền mẹ (parent domain)  $\square$  ở đó tồn tại qui tắc tích phân.

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} f(x, y) d\Omega &= \sum_{e=1}^n \int_{\Omega_e} f(x, y) d\Omega_e \\ &= \sum_{e=1}^n \int_{\Omega_e} f(x(\xi), y(\eta)) |J_{\xi}| d\Omega_e \\ &= \sum_{e=1}^n \int_{\square} f(\bar{\xi}, \bar{\eta}) |J_{\xi}| |J_{\bar{\xi}}| d\square \end{aligned} \quad (15)$$



**Hình 1** Các không gian để tích phân trong IGA

Tích phân cuối được thực hiện bởi tích phân cầu phương Gauss-Legendre chuẩn. đặc biệt , một  $(p+1) \times (q+1)$  điểm Gauss là phù hợp cho những phần tử hai phương với bậc của hàm cơ bản tương ứng cho mỗi phương là  $p, q$ .

Hình thức chuyển từ miền mẹ (parent domain)  $\square$  sang miền tham số  $[\xi_i, \xi_{i+1}] \times [\eta_i, \eta_{i+1}]$  được cho bởi

$$\begin{aligned}\xi &= \frac{1}{2} \left[ (\xi_{i+1} - \xi_i) \bar{\xi} + (\xi_{i+1} + \xi_i) \right] \\ \eta &= \frac{1}{2} \left[ (\eta_{i+1} - \eta_i) \bar{\eta} + (\eta_{i+1} + \eta_i) \right]\end{aligned}\quad (16)$$

Do đó ta có ma trận chuyển Jacobian có dạng sau:

$$\left| J_{\bar{\xi}} \right| = \frac{1}{4} (\xi_{i+1} - \xi_i) (\eta_{i+1} - \eta_i) \quad (17)$$

### 3.2.3. Xây dựng trường khả dĩ động cho bài toán phân tích giới hạn sử dụng IGA.

Trong phạm vi bài báo chúng tôi sử dụng hàm cơ bản có bậc 1 cho cả hai phương.

Ma trận tính biến dạng được cho bởi:

$$B = \begin{bmatrix} \Phi_{I,x} & 0 \\ 0 & \Phi_{I,y} \\ \Phi_{I,y} & \Phi_{I,x} \end{bmatrix} \quad (18)$$

Chúng ta xét bài toán hai chiều như hình bên:

Hai vector nút cho hai phương tương ứng:

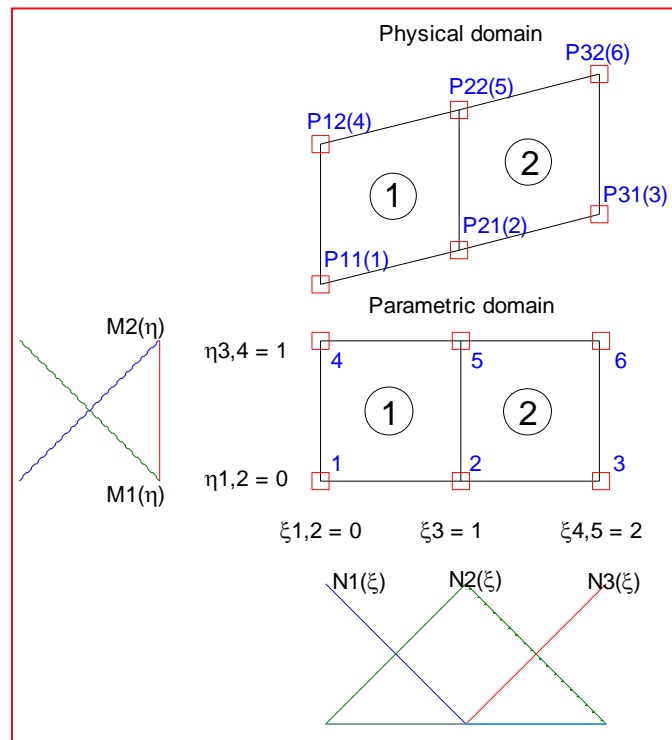
$\Xi = [0,0,1,2,2]$  and  $H = [0,0,1,1]$ , bậc của hàm cơ bản là bằng một cho cả hai phương.

Miền và các hàm cơ bản khác không của phần tử 1 được cho trong bảng sau:

Direction	Range	Non zero basis
$\xi$	$[\xi_2, \xi_3]$	$N_1, N_2$
$\eta$	$[\eta_2, \eta_3]$	$M_1, M_2$

Do đó có bốn hàm cơ bản khác không cho phần tử một tương ứng với bốn điểm kiểm soát của phần tử chúng được sắp xếp trong một vector R như sau

$$R_1 = [N_1M_1, N_2M_1, N_1M_2, N_2M_2] \quad (19)$$



**Hình 2 Bài toán IGA bậc 1 hai phương, 2 phần tử**

Bốn hàm cơ bản được liên kết với bốn chỉ số tổng thể như sau:

$$\text{element}(1, :) = [1, 2, 4, 5]$$

Tương tự cho phần tử hai, ta có vector các hàm dạng như sau:

$$R_1 = [N_2M_1, N_3M_1, N_2M_2, N_3M_2] \quad (20)$$

element(2, :) = [2,3,5,6]

Các điểm kiểm soát được chứa trong một ma trận hai chiều có kích thước  $n \times 2$  ( $n$  là số lượng các điểm kiểm soát trong lưới) chỉ số tổng thể ( dữ liệu liên kết) được chứa trong ma trận hai chiều có kích thước  $n_{el} \times (p + 1) \times (q + 1)$  với  $n_{el}$  là số lượng phần tử.

$$controlPts = \begin{bmatrix} P_{11} \\ P_{21} \\ P_{31} \\ P_{12} \\ P_{22} \\ P_{32} \end{bmatrix}, element = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 4 & 5 \\ 2 & 3 & 5 & 6 \end{bmatrix} \quad (21)$$

Để thiết lập ma trận tính biến dạng cho bài toán ta cần lần lượt lấy đạo hàm của các hàm dạng theo hai phương

$$R_{i,x} = [R_{i1,x} \quad R_{i2,x} \quad R_{i3,x} \quad R_{i4,x}]^T, i = 1, 2 \quad (22)$$

Từ đó ta có ma trận tính biến dạng cho phần tử  $B_e$

$$B_e = \begin{bmatrix} R_{i1,x} & R_{i2,x} & \dots & R_{i4,x} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & R_{i1,y} & \dots & R_{i4,y} \\ R_{i1,y} & R_{i2,y} & \dots & R_{i4,y} & R_{i1,x} & \dots & R_{i4,x} \end{bmatrix}, i = 1, 2 \quad (23)$$

Vector chuyển vị của các điểm kiểm soát được sắp xếp theo các thứ tự sau:

$$u = [u_{1x} \quad u_{1x} \quad \dots \quad u_{nx} \quad u_{1y} \quad u_{2y} \quad \dots \quad u_{ny}]^T \quad (24)$$

Để có thể đưa các giá trị biến dạng từ bài toán phân tích đẳng hình học vào bài toán phân tích giới hạn chung ta cần đưa trường biến dạng của mỗi phần tử về trường biến dạng trung bình thông qua biến đổi ma trận tính biến dạng  $B_e$  như sau:

$$B_e = \frac{B_e}{\Omega_e} \quad (25)$$

Trong đó

$$\begin{cases} B_e = \int_{\Omega_e} B d\Omega_e = \int_{\Omega_e} B |J_{\xi}| d\Omega_e = \int_{\square} B(\bar{\xi}, \bar{\eta}) |J_{\xi}| |J_{\bar{\xi}}| d\xi \\ \Omega_e = \int_{\Omega_e} d\Omega_e = \int_{\Omega_e} |J_{\xi}| d\Omega_e = \int_{\square} |J_{\xi}| |J_{\bar{\xi}}| d\xi \end{cases} \quad (26)$$

### 3.3. Thiết lập bài toán tối ưu khi sử dụng phương pháp phân tích đẳng hình học

Trong nghiên cứu này chúng tôi sử dụng tiêu chuẩn như Morh-Coulumb.

$$\psi(\sigma) = \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + 4\tau_{xy}^2} + (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \quad (27)$$

ở đây  $c$  là lực dính,  $\varphi$  là góc ma sát trong của đất.

Biến dạng dẻo được giả định là tuân theo qui luật chuẩn tắc.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\mu} \frac{\partial \psi}{\partial \sigma} \quad (28)$$

Với  $\dot{\mu}$  là hệ số nhân không âm.

Do đó, năng lượng tiêu tán dẻo có thể được thiết lập như là hàm của độ gia tăng của hàm biến dạng trên mỗi miền.

$$D(\dot{\epsilon}) = A_1 c \cos \varphi \sqrt{(\dot{\epsilon}_{xx}^2 - \dot{\epsilon}_{yy}^2) + \gamma_{xy}^2} \leq A_1 c \cos \varphi t_i \quad (29)$$

Ở đây:

$$\sqrt{(\dot{\epsilon}_{xx}^2 - \dot{\epsilon}_{yy}^2) + \gamma_{xy}^2} \leq t_i \quad (30)$$

Sử dụng phương pháp xấp xỉ của chuyển vị và dụng biến dạng tuyến tính, phương pháp phân tích giới hạn cận trên cho bài toán phẳng được thiết lập như sau:

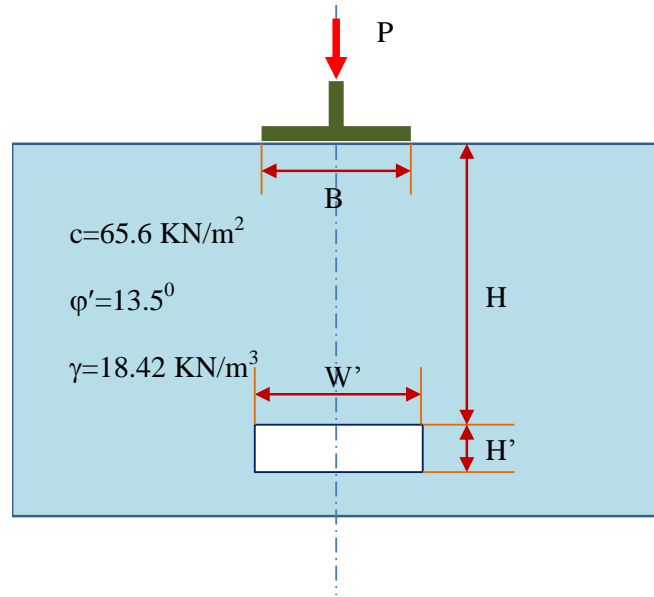
$$\lambda^+ = \min \sum_{i=1}^{nel} c A_i t_i \cos \varphi - W_{ext}^0 \quad (31)$$

$$s.t \begin{cases} W_{ext}(\dot{u}^h) = 1 \\ u = 0 \text{ on } \Gamma_u \\ \sqrt{(\dot{\epsilon}_{xx}^2 - \dot{\epsilon}_{yy}^2) + \gamma_{xy}^2} \leq t_i \end{cases} \quad i = 1, 2, \dots, nel \quad (32)$$

## 4. Kết quả nghiên cứu

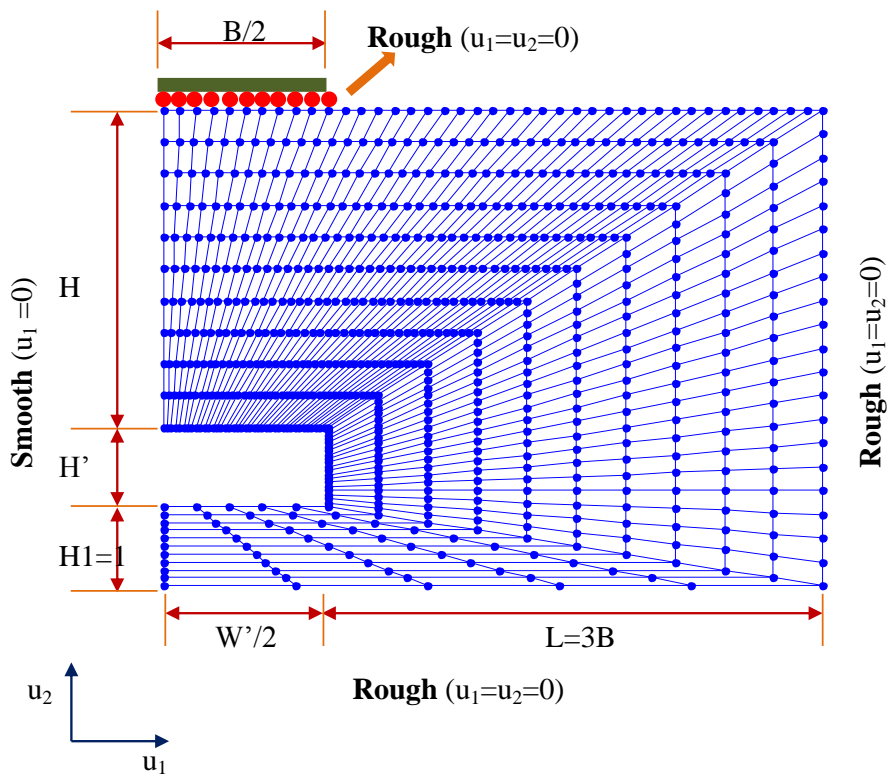
Mô hình được mô phỏng dựa trên mô hình thí nghiệm của Baus and Wang (1983). Các thông số đất nền được cho như Hình 3.





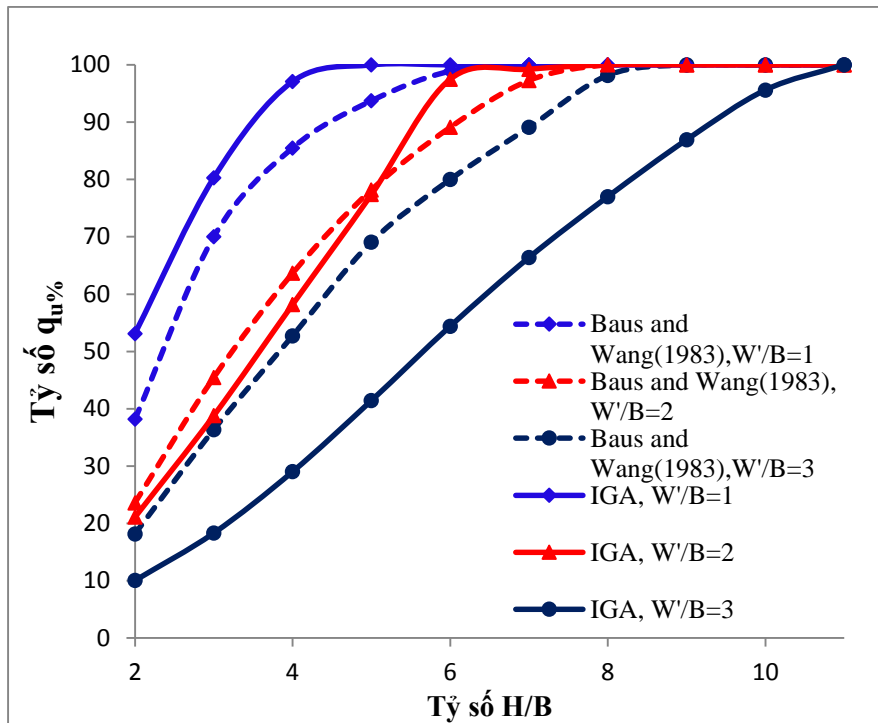
Hình 3 Móng băng trên lỗ rỗng

Do tính chất đối xứng, một nửa mô hình được mô phỏng với các kích thước hình học cho như Hình 4.

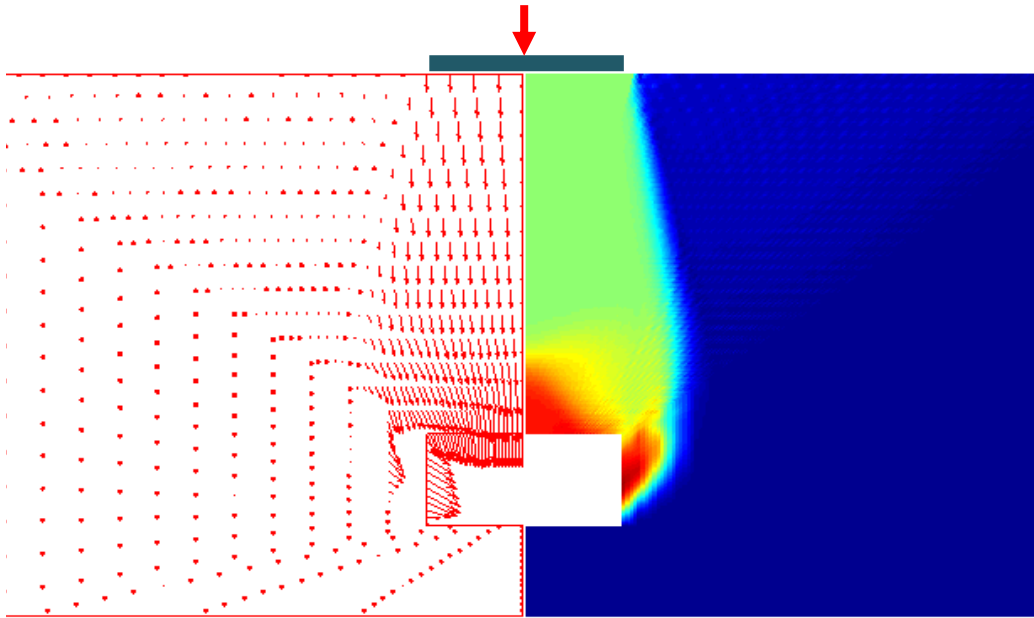


Hình 4 Chia hệ lưới phần tử IGA và điều kiện biên chuyển vị cho bài toán

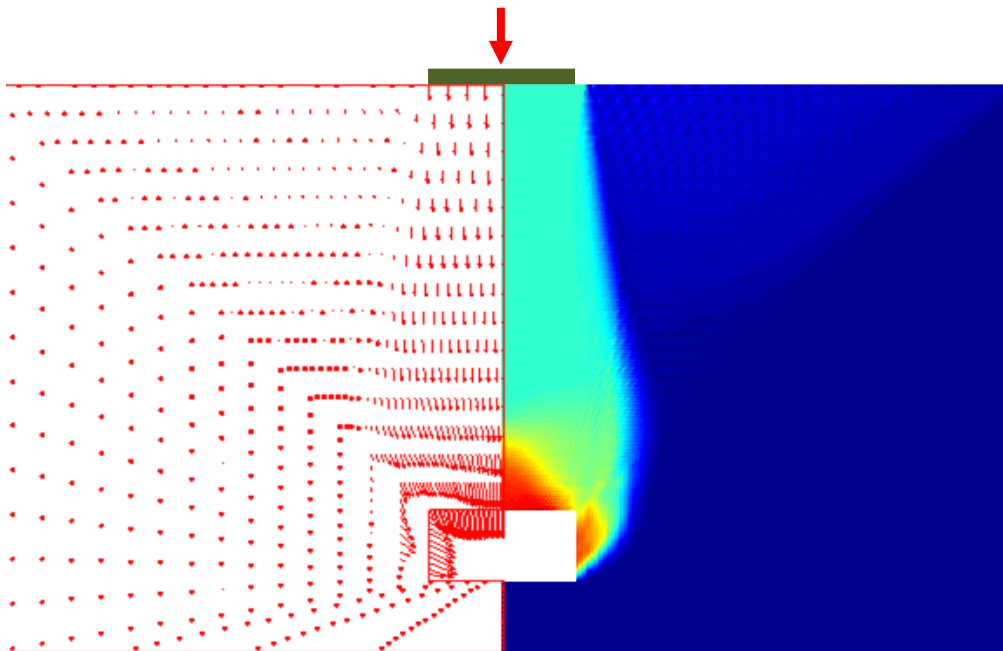
H/B \ W'/B	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	403.45	609.82	737.26	742.86	759.32	759.32	759.32	759.32	759.32	759.32
2	160.17	294.67	441.89	587.62	740.42	753.56	759.32	759.32	759.32	759.32
3	76.30	139.16	220.41	314.63	413.11	504.10	584.71	660.01	725.94	759.32



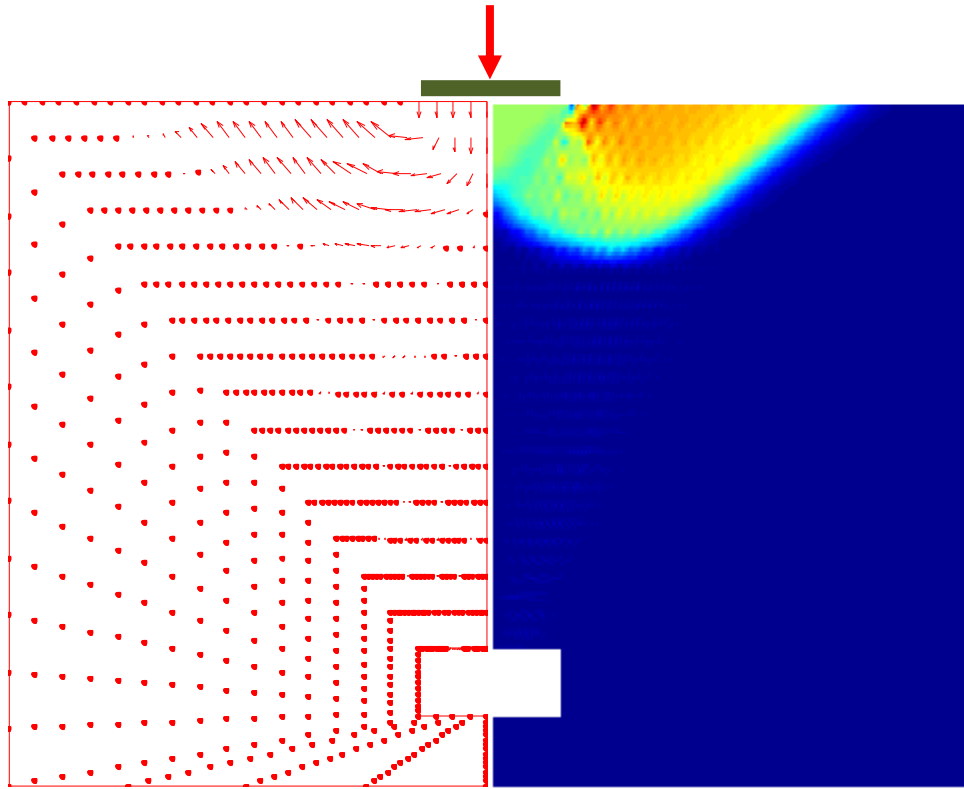
Hình 5 Đồ thị so sánh sự thay đổi tỷ số  $\frac{q_u^{void}}{q_u}$  theo tỷ số  $\frac{W'}{B}$ ,  $\frac{H}{B}$  giữa phương pháp



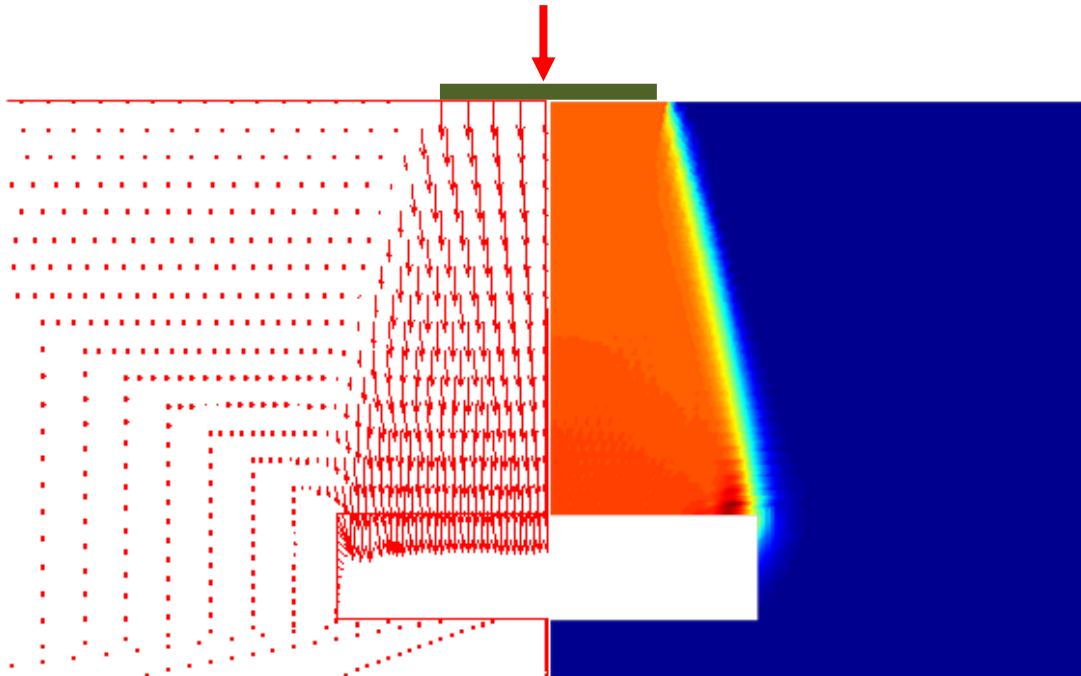
Hình 6 Trường năng lượng thao tán dẻo của móng băng trên lỗ rỗng với  $W/B=1$ ,  $H/B=2$



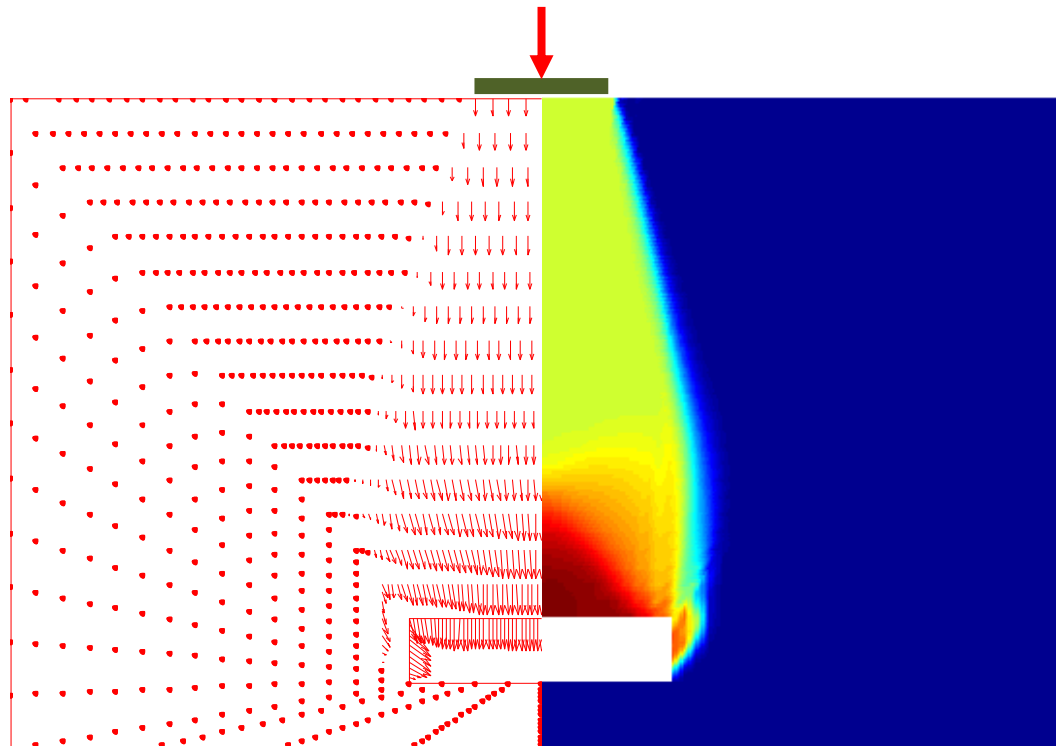
Hình 7 Trường năng lượng thao tán dẻo của móng băng trên lỗ rỗng với  $W/B=1$ ,  $H/B=3$



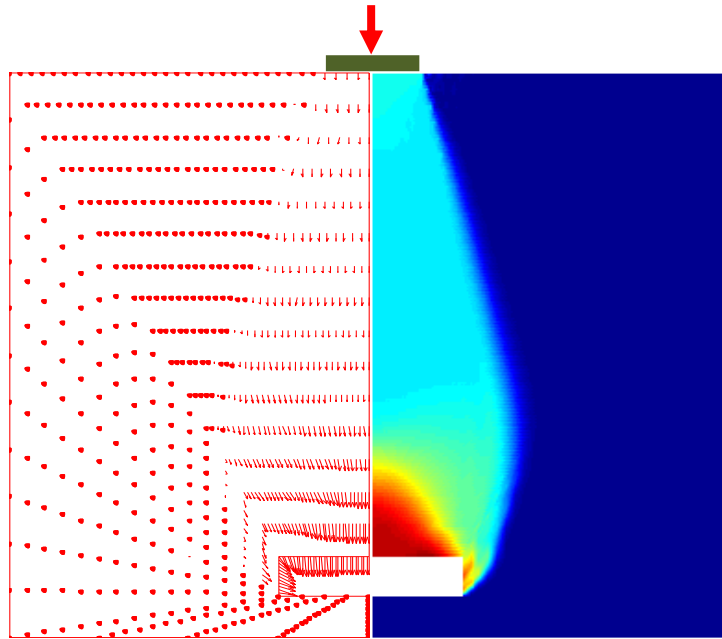
Hình 8 Trường năng lượng thao tán dẻo của móng băng trên lỗ rỗng với  $W/B=1$ ,  $H/B=4$



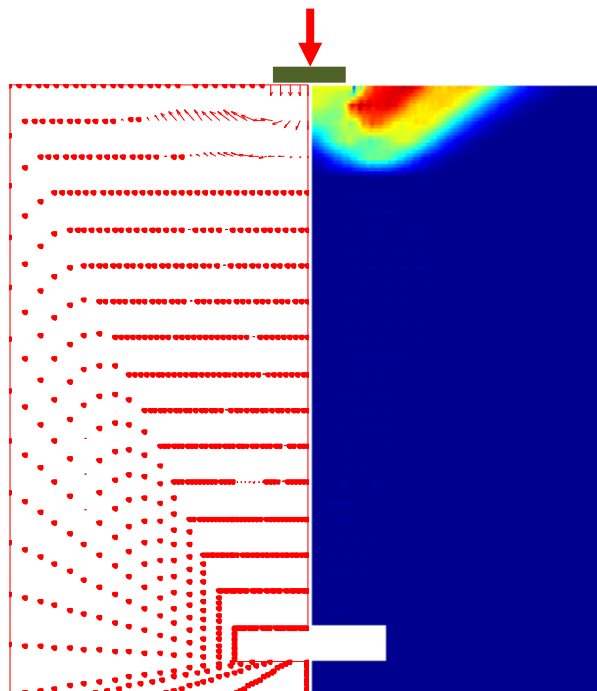
Hình 9 Trường năng lượng thao tán dẻo của móng băng trên lỗ rỗng với  $W/B=2$ ,  $H/B=2$



Hình 10 Trường năng lượng thao tán dẻo của móng băng trên lỗ rỗng với  $W/B=2$ ,  $H/B=4$



Hình 11 Trường năng lượng thao tán dẻo của móng băng trên lỗ rỗng với  $W/B=2$ ,  $H/B=6$



Hình 12 Trường năng lượng thao tán dẻo của móng băng trên lỗ rỗng với  $W/B=2$ ,  $H/B=8$

## 5. Thảo luận

Với mỗi tỷ số  $H/B$  không đổi, giá trị sức chịu tải cực hạn giảm rất lớn khi tăng giá trị bề rộng lỗ rỗng  $W'$ .

Với mỗi tỷ số  $W'/B$  không đổi, giá trị sức chịu tải tăng dần khi tăng tỷ số  $H/B$  và khi lỗ rỗng cách đáy móng một độ sâu nhất định thì sự hiện diện của lỗ rỗng không còn ảnh hưởng đến giá trị sức chịu tải.

Khi so sánh kết quả thu được từ lời giải IGA và kết quả thực nghiệm của Baus and Wang(1983), học viên thấy rằng kết quả giữa hai phương pháp là khá tương đồng khi tỷ số  $W'/B$  nhỏ. Và có sự khác biệt lớn khi tỷ số  $W'/B$  lớn.

## 6. Kết luận

Một trường hợp đặc biệt trong bài toán sức chịu tải của móng nông được tiếp cận bằng một phương pháp số mới phân tích giới hạn cận trên được tích hợp công cụ rời rạc số IGA và chương trình tối ưu hóa SOCP. Kết quả thu được là rất tương đồng với lời giải thực nghiệm của Baus and Wang(1983). Qua đó thấy được độ tin cậy cao của lời giải phân tích giới hạn trên nền tảng IGA.

## 7. Lời cảm ơn

Chúng tôi gửi lời cảm ơn sâu sắc đến ThS. Nguyễn Chánh Hoàng và ThS. Nguyễn Minh Toãn những người đã cho chúng tôi những ý kiến trao đổi thẳng thắn và sâu sắc về phương pháp số phân tích giới hạn cận trên và công cụ rời rạc số IGA. Từ đó chúng tôi có thể hoàn thành tốt nghiên cứu của mình.

## Tài liệu tham khảo

- [1] Trần Tuấn Anh, Bài giảng môn học Cơ Học Đất “Chương 4: Bài toán sức chịu tải của móng nông” Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng, Đại Học Bách Khoa TP. Hồ Chí Minh, 4/2012.
- [2] Baus, R.L. and Wang, M.C., “Bearing capacity of strip footing above void” *J. Geotech. Eng., ASCE*, 109(GT1): 1-14, 1983.
- [3] Phân Tích Giới Hạn Nền Sử Dụng Phương Pháp Phần Tử Hữu Hạn Tron Dựa Trên Cận Và Tối Ưu Toán Học. Luận Văn Thạc Sĩ Nguyễn Chánh Hoàng, 2012.
- [4] T.J.R. Hughes, J.A. Cottrell, and Y. Bazilevs. Isogeometric analysis: CAD, finite elements, NURBS, exact geometry, and mesh refinement. *Computer Methods and Applied Mechanics and Engineering*, 194: 4135-4195. 2005.
- [5] J.A.Cottrell, T. J. Hughes, and Y. Bazilevs *Isogeometric Analysis: Towards Intergration of CAD and FEA*, John Wiley & Sons, Chichester, 2009.
- [6] Thanh Ngan Nguyen: Isogeometric Finite Element Analysis based on Bézier Extraction of NURBS and T-Splines, Master Thesis, Norwegian University of Science and Technology, Norway, 2011.

- [7] Vinh Phu Nguyen, Robert N. Simpson, Stéphane P.A. Bordas, Timon Rabczuk: An introduction to Isogeometric Analysis with Matlab<sup>®</sup> implementation: FEM and XFEM formulations, arXiv:1205.2129v1 [cs.NA] 10 May 2012.
- [8] L. A. Piegl, W. Tiller, The NURBS Book, Springer, 1996.
- [9] A. Makrodimopoulos and C. M. Martin. Upper bound limit analysis using simplex strain elements and second-order cone programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31:835{865}, 2006.
- [10] L. Prandtl. Ueber die haerte plastischer koerper. *Nachrichtex der Akademie der Wissenschaften in Gottingen. II. Mathematisch-Physikalische Klasse II*, 12:74{85}, 1920.
- [11] D.C. Drucker, and W .Prager, soil mechanic and plastic analysis of limit design. *Q. Appl. Math.*, 10: 157-165, 1952.
- [12] Terzaghi, K. *Theoretical soil mechanics*.NewYork: Wiley. 1943.



## Phân tích tác động và đập của kết cấu liền kề chịu động đất và hiệu quả giảm va đập của hệ cản lưu biến từ

Lê Thanh Cường<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Khoa Xây dựng và Điện, Trường Đại học Mở TP HCM, Email: [lthanhcuong@yahoo.com](mailto:lthanhcuong@yahoo.com)

Nguyễn Trọng Phước<sup>2</sup>

<sup>2</sup>Bộ môn Sức bền Kết cấu, Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa TP HCM  
Email: [ntphuc@hcmut.edu.vn](mailto:ntphuc@hcmut.edu.vn)

Lê Văn Bình<sup>3</sup>

<sup>3</sup>Phòng Đầu tư – Xây dựng, Trường Đại học Mở TP HCM, Email: [polytechmaster@yahoo.com](mailto:polytechmaster@yahoo.com)

### Tóm tắt

Bài báo phân tích tác hại của hiện tượng va đập của các kết cấu liền kề chịu tải động đất nếu khoảng cách giữa chúng quá gần và đề ra biện pháp giảm va đập cho các kết cấu dạng này bằng cách sử dụng hệ cản lưu biến từ (Magneto-Rheological, MR) nối giữa hai kết cấu. Mô hình va chạm đàn hồi và nhớt tuyến tính được sử dụng để mô phỏng lực va đập giữa các kết cấu khi chịu tác dụng động đất. Thiết bị cản MR được mô phỏng bởi các lò xo và cản nhớt, với lực sinh ra là một hàm phụ thuộc vào điện thế và những thông số đặc trưng của nó. Phương trình chuyển động của cả hệ gồm hai kết cấu liền kề, hệ cản MR nối giữa các tầng, mô hình va đập được thiết lập. Hiệu quả giảm va đập và giảm chấn của hệ cản được kiểm tra bằng cách phân tích số trong một số trường hợp khác nhau. Kết quả số từ phản ứng động gồm có lực cắt, gia tốc và năng lượng tiêu tán cho thấy tác hại của va đập kết cấu và sự cần thiết của việc bố trí các hệ cản.

*Từ khóa: Lưu biến từ, động đất, va đập, kết cấu liền kề*

### 1. Đặt vấn đề

Hiện nay tại các thành phố lớn trên thế giới, các công trình thường được xây gần nhau hơn hoặc liên kết với nhau thành một khối. Khi động đất xảy ra, nếu khoảng cách giữa hai công trình quá gần hoặc liền kề nhau sẽ gây nên hiện tượng va đập gây phá hoại kết cấu như đã từng xảy ra trong các trận động đất



Hình 1. Đứt gãy kết cấu do vập – Trận động đất L'Aquila vào tháng 4/2009 tại Ý

L'Aquila earthquake tại Italy năm 2009 như trên hình 1 và Mexico City năm 1986 và trong một số trận động đất khác. Theo (Anagnostopoulos, 1998) thì tác hại của va đập là nguyên nhân chính gây phá hoại và sụp đổ khoảng 20% đến 30% công trình khi chịu động đất. Nguyên nhân chính gây ra hiện tượng va đập là do sự khác nhau về khối lượng và độ cứng của các kết cấu từ đó dẫn đến sự khác nhau về đặc trưng động lực học của chúng, khi chịu tải động đất sẽ phát sinh sự chênh lệch chuyển vị giữa các tầng trong từng kết cấu và hiện tượng va đập xảy ra nếu khoảng cách giữa hai kết cấu đủ gần. Sử dụng các thiết bị giảm chấn kết nối các công trình liền kề có tác dụng giảm chuyển vị của kết cấu, do đó giảm được hiện tượng va đập nếu các thiết bị giảm chấn được bố trí hợp lý. Nhiều

nghiên cứu của các tác giả khác nhau (Lê, 2012 và Ok, 2008 và Xu, 1999) đã cho thấy hiệu quả giảm chấn khi liên kết các công trình với nhau bằng các thiết bị giảm chấn.

Hệ cản MR là thiết bị tiêu tán năng lượng thông minh sử dụng chất lưu MR (viết tắt của thuật ngữ Magneto-Rheological, tạm dịch là lưu biến từ). Chất lưu MR ra đời năm 1948 tại cục tiêu chuẩn Hoa Kỳ, có dạng là các hạt sắt trôi lơ lửng trong dung môi đặc biệt, và có thể chuyển từ lỏng sang rắn khi có lực từ đi qua từ đó sinh ra giới hạn đàn hồi cho chất lưu, giá trị này phụ thuộc vào độ từ hóa các hạt trong chất lưu (San-Wan Cho, 2004 và Spencer, 1997).

Dựa vào ý tưởng này, bài báo tập trung phân tích hại của hiện tượng va đập của các kết cấu liền kề và trình bày giải pháp giảm chấn khi chịu va đập bằng cách nối các kết cấu với nhau bởi các hệ cản lưu biến từ MR tại vị trí cao trình sàn. Trong đó, các biểu đồ lực cắt, gia tốc lực va đập được phân tích và so sánh giữa hai trường hợp có và không có hệ cản. Phương trình chuyển động của cả hệ khi chịu gia tốc nền của động đất được thiết lập. Bài toán động lực học được giải bằng phương pháp tích phân số trong từng bước thời gian và lặp trong mỗi bước thời gian; với khối lượng tính toán rất lớn và tốn nhiều tài nguyên bộ nhớ. Gia tốc nền cũng được lựa chọn những trận động đất với phổ tần số tương đối gần với tần số riêng của kết cấu. Điều khác biệt trong bài báo này là tác động bất lợi do va đập hai kết cấu dưới tác dụng của tải trọng động đất được phân tích rõ ràng. Sự hiệu quả của hệ cản trong bài báo được đánh giá thông qua đáp ứng lực cắt và gia tốc của kết cấu.

## 2. Cơ sở lý thuyết

### 2.1. Mô hình kết cấu chịu va đập

Xét hai kết cấu nhà có số tầng khác nhau, được mô hình với số bậc tự do động lực học khác nhau, được thể hiện như trên Hình 2. Các dầm được xem như cứng tuyệt đối và chỉ có chuyển vị theo phương ngang được xem xét. Các thông số khác như khối lượng, độ cứng, cản của từng kết cấu cũng được thể hiện chi tiết như trên hình 1.

#### 2.1.1 Mô phỏng lực va đập

Mô hình đàn hồi nhớt tuyến tính do (Anagnostopoulos, 1998) đề xuất được sử dụng để tính lực va đập được trình bày như sau

$$f_p(t) = \begin{cases} k_p \delta(t) + c_p \dot{\delta}(t), & F_p(t) > 0 \\ 0 & F_p(t) \leq 0 \end{cases} \quad (1)$$

Trong đó,  $\delta(t)$  là chênh lệch biến dạng của các thành phần kết cấu;  $\dot{\delta}(t)$  là vận tốc chuyển dịch của chúng;  $k_p$  mô phỏng độ cứng tại điểm va đập;  $c_p$  mô phỏng hệ số cản tại điểm va đập được tính theo công thức sau

$$c_p = 2\xi \sqrt{k \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (2)$$

$$\xi = \frac{-\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}} \quad (3)$$



$$K_1 = \begin{bmatrix} k_{11} + k_{21} & -k_{21} & & & & \\ -k_{21} & k_{21} + k_{31} & -k_{31} & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & -k_{n+m-1,1} & k_{n+m-1,1} + k_{n+m,1} & -k_{n+m,1} \\ & & & & -k_{n+m,1} & k_{n+m,1} \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$C_1 = \begin{bmatrix} c_{11} + c_{21} & -c_{21} & & & & \\ -c_{21} & c_{21} + c_{31} & -c_{31} & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & -c_{n+m-1,1} & c_{n+m-1,1} + c_{n+m,1} & -c_{n+m,1} \\ & & & & -c_{n+m,1} & c_{n+m,1} \end{bmatrix} \quad (8)$$

và tương tự cho kết cấu thứ 2.

## 2.2. Hệ cản MR

Mô hình hiệu chỉnh của hệ cản lưu biến từ được Bounc-Wendo (*Spencer, 1997*) đề xuất sử dụng để tính lực hệ cản MR. Lực do hệ cản MR sinh ra được tính theo công thức sau

$$f_{mr} = c_1 \dot{y} + k_1 (x - x_0) \quad (9)$$

Với biến tiến hóa z được định nghĩa bởi

$$\dot{z} = -\gamma |x - y| (z) |z|^{n-1} - \beta \left( \dot{x} - \dot{y} \right) |z|^n + A_m \left( \dot{x} - \dot{y} \right) \quad (10)$$

và

$$\dot{y} = \frac{1}{(c_0 + c_1)} \left\{ \alpha z + c_0 \dot{x} + k_0 (x - y) \right\} \quad (11)$$

Trong đó,  $k_1$  là độ cứng của bộ phận khí nén (accumulator);  $k_0$  là độ cứng ứng với vận tốc lớn;  $c_1$  và  $c_0$  là hệ số cản ứng với vận tốc nhỏ và lớn;  $x_0$  là chuyển dịch ban đầu của lò xo  $k_1$ ; các thông số  $\gamma$   $\beta$   $n$   $A_m$  là các thông số hình dạng của chu trình trễ được hiệu chỉnh từ thực nghiệm; Các thông số  $c_0$   $c_1$   $\alpha_0$  là các thông số phụ thuộc vào điện áp ra lệnh được xác định như sau:  $c_0 = c_{0a} + c_{0b}U$ ;  $c_1 = c_{1a} + c_{1b}U$ ;  $\alpha_0 = \alpha_{0a} + \alpha_{0b}U$ . Với điện áp cung cấp cho bộ điều khiển được tính thông qua bộ lọc bậc một như sau

$$\dot{U} = \eta(U - V) \quad (12)$$

Với V là điện áp cung cấp cho hệ cản,  $c_0$  là hệ số xác định tính chính xác của mô hình so với giá trị thực nghiệm.

## 2.3. Mô hình kết cấu với hệ cản MR

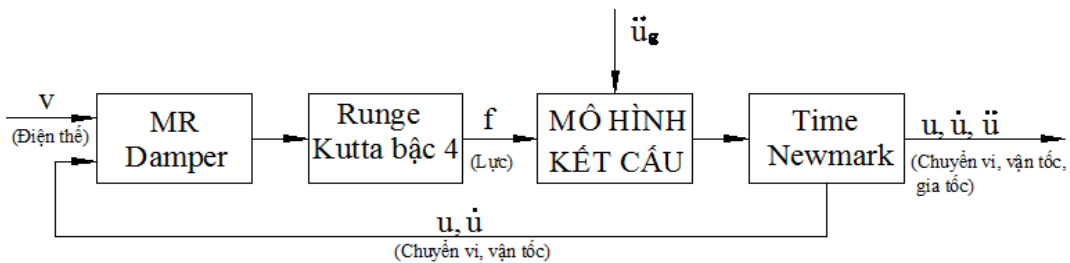
Để giảm chấn do hiện tượng va đập, thiết bị cản MR được sử dụng liên kết hai kết cấu tại vị trí xuất hiện lực va đập và bố trí như Hình 3. Phương trình chuyển động tổng hợp cả hệ có dạng như sau

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -Mr\ddot{u}_g + Df_{mr} \quad (13)$$

trong đ   $M, C, K$  lần lượt là các ma trận khối lượng, cản, độ cứng của kết cấu;  $D$  là ma trận thể hiện vị trí điểm đặt;  $f_{mr} = [f_1, f_2, \dots, f_{n-1}, f_n]$  là véc tơ lực do hệ cản MR sinh ra;  $r = [1, 1, \dots, 1]^T$  là véc tơ đơn vị;  $\ddot{u}_g$  là gia tốc nền của động đất theo thời gian. Các ma trận  $M, C, K$  được định nghĩa và có kích thước như mục 2.1.1.

#### 2.4. Phương pháp giải và thuật toán

Phương trình chuyển động của cả hệ thống bao gồm hai kết cấu có xét lực va đập được thiết lập chi tiết và giải bằng phương pháp Newmark trong từng bước thời gian của gia tốc nền trên toàn miền thời gian và thực hiện tương tự trong trường hợp khi kết cấu có xét hệ cản MR. Sơ đồ khối trong bài toán có xét hệ cản được trình bày trên Hình 4, lực sinh ra từ hệ cản MR được tính theo phương trình (9), các phương trình (10), (11) và (12) được giải bằng phương pháp Runge Kutta bậc 4.



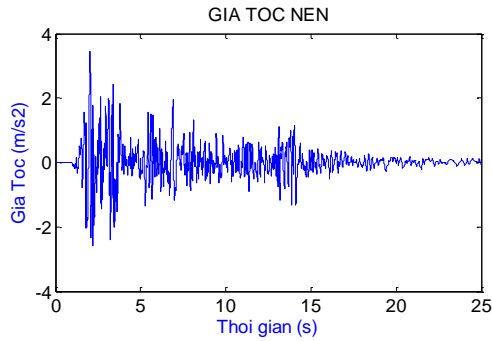
Hình 4. Sơ đồ khối phân tích hệ

Dựa trên thuật toán được thiết lập trên hình 4 cho bài toán phân tích động lực học, một chương trình máy tính được viết dựa trên ngôn ngữ lập trình MATLAB để giải bài toán đặt ra. Chương trình này tốn rất nhiều tài nguyên do phải mô tả lặp trong mỗi bước thời gian của bài toán động và giải trên toàn miền thời gian. Trong mỗi bước thời gian dùng phương pháp Runge Kutta bậc 4 để mô tả đáp ứng của hệ MR điều này khác với các mô tả trước đó dùng mô đun phân tích mô phỏng theo thư viện MATLAB. Nên nghiệm thu được từ chương trình này hoàn toàn dưới dạng tường minh của kết quả.

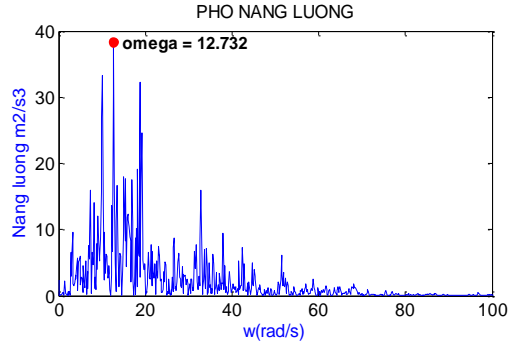
### 3. Kết quả số

Khảo sát hai kết cấu 16 tầng và 8 tầng khối lượng mỗi tầng như nhau, độ cứng, chiều cao mỗi tầng là như nhau với giá trị của khối lượng là  $m_i = 1.6 \times 10^5$  kg và độ cứng  $k_i = 3 \times 10^8$  N/m. Tần số riêng thấp nhất của kết cấu 16 tầng là 0,6558 Hz và của kết cấu 8 tầng là 1,2718 Hz. Gia tốc nền được chọn là Elcentro như trên hình 5 có các tần số xấp xỉ sau khi phân tích phổ Fourier là 2,027 Hz và các đỉnh khác xấp xỉ 1,8 Hz đến 2,6 Hz như trên Hình 6. Khảo sát số được thực hiện trong 3 trường hợp như sau.

- Kết cấu tách rời - không lắp hệ cản (Uncontrol)
- Kết cấu tách rời - xét tương tác do va đập (Pounding)
- Kết cấu có lắp hệ cản MRD (MRD)



Hình 5. Gia tốc nền Elcentro



Hình 6. Phân tích phổ Elcentro

Tỉ số cản đối với các dạng 1, 2 là  $\zeta_1 = \zeta_2 = 5\%$ , đối với các dạng dao động cao hơn tỉ số cản được tính theo phương pháp Rayleigh. Các thông số mô phỏng được lấy như sau.

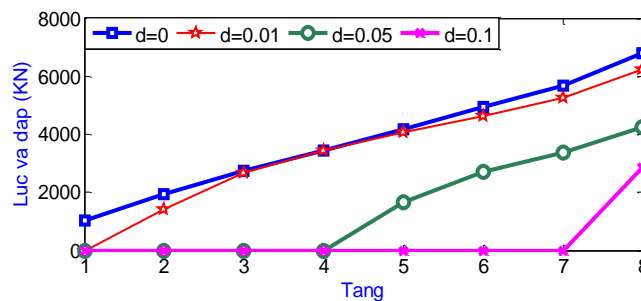
Thông số MR Damper (Lê, 2012):  $\eta = 195 \text{ s}^{-1}$ ,  $c_{1a} = 8106.2 \text{ kNs/m}$ ,  $c_{1b} = 7807.9 \text{ kNs/m/V}$ ,  $c_{0a} = 50.3 \text{ kNs/m}$ ,  $c_{0b} = 48.7 \text{ kNs/m/V}$ ,  $\alpha_{0a} = 8.7 \text{ kN/m}$ ,  $\alpha_{0b} = 6.4 \text{ kN/m}$ ,  $\gamma = 496 \text{ m}^2$ ,  $\beta = 496 \text{ m}^2$ ,  $A_m = 810.5$ ,  $n=2$ ,  $k_0 = 0.0054 \text{ kN/m}$ ,  $x_0 = 0.18 \text{ m}$ ,  $k_1 = 0.0087 \text{ kN/m}$ .

Thông số VFD damper:  $\alpha = 1$ ,  $C_1 = 7 \times 10^6 \text{ kNs/m}$ ,  $C_2 = 1 \times 10^7 \text{ kNs/m}$ .

Thông số mô phỏng lực va đập:  $k_p = 1.4 \times 10^9 \text{ N/m}$ ,  $\xi = 0.14$ ,  $e = 0.65$

### 3.1. Ảnh hưởng va đập kết cấu

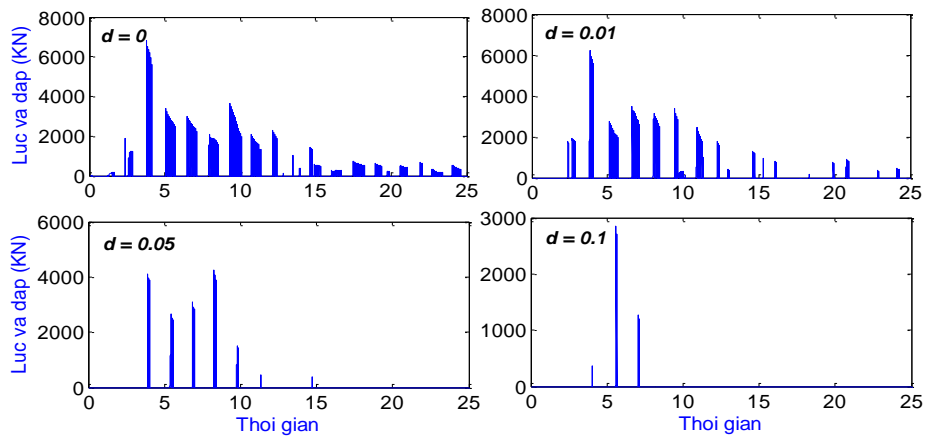
Để hiểu rõ ảnh hưởng va đập hai kết cấu với nhau dưới tải trọng động đất, quá trình phân tích được thực hiện với các khoảng cách giữa hai kết cấu thay đổi từ 0m đến 0.1m. Hình 7 và Hình 8 cho thấy độ lớn của lực va đập giảm khi tăng khoảng cách giữa hai kết cấu; với  $d = 0\text{m}$  thì  $f_{\max} = 6793 \text{ kN}$ , với  $d = 0.01\text{m}$  thì  $f_{\max} = 6220 \text{ kN}$ , với  $d = 0.05\text{m}$  thì  $f_{\max} = 4230 \text{ kN}$ , với  $d = 0.1\text{m}$  thì  $f_{\max} = 2850 \text{ kN}$ . Bảng 1 thể hiện giá trị lực va đập xuất hiện từ tầng 1 đến tầng 8 tương ứng với các khoảng cách khác nhau của hai kết cấu. Hình 9 so sánh gia tốc lớn nhất các tầng, ứng với  $d = 0.1\text{m}$  và đập xảy ra tại tầng 8,  $d = 0.05\text{m}$  và đập xảy ra từ tầng 5 đến 8,  $d = 0.01\text{m}$  và đập xảy ra từ tầng 2 đến tầng 8 và  $d = 0\text{m}$  và đập xảy ra tại tầng tất cả các tầng. Do đó với các kết cấu liền kề phải cách nhau một khoảng cách thích hợp để tránh hiện tượng va đập.



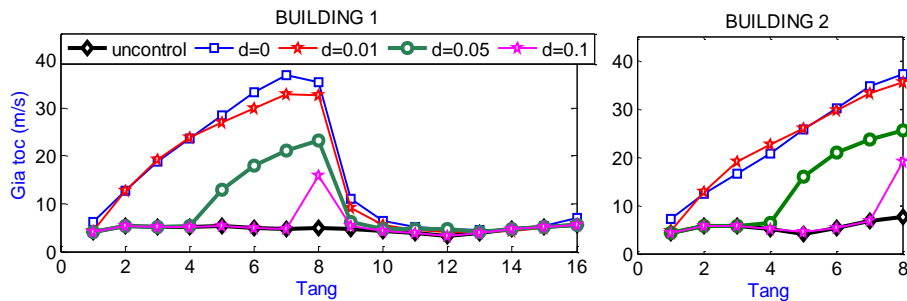
Hình . Lực va theo tầng

Bảng 1. Giá trị lực va đập theo tầng

Tầng	Lực va đập (KN)			
	d=0 (m)	d=0.01 (m)	d=0.05 (m)	d=0.1 (m)
1	1.02E+03	0	0	0
4	3.45E+03	3.45E+03	0	0
6	4.93E+03	4.64E+03	2.70E+03	0
8	6.79E+03	6.22E+03	4.23E+03	2.85E+03



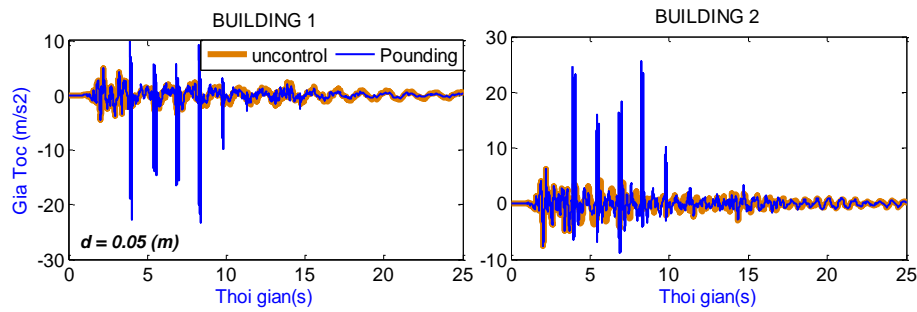
Hình 8. Lực va đập tầng 8 theo thời gian



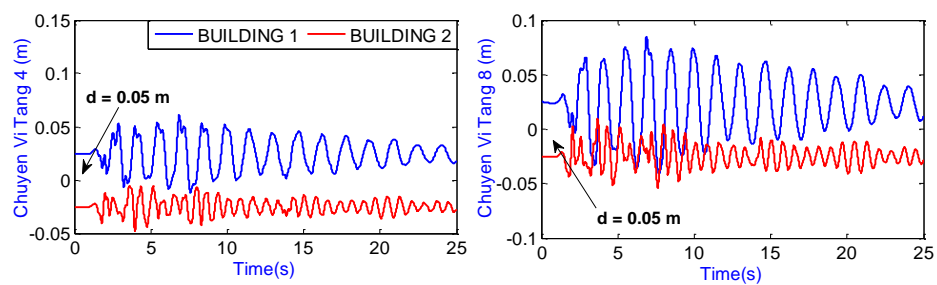
Hình 9. Gia tốc lớn nhất của kết cấu chịu va đập

Hình 10 so sánh đáp ứng gia tốc của hai kết cấu theo thời gian, cho thấy gia tốc tại những điểm va đập tăng đột ngột và đạt giá trị lớn gấp từ 5 đến 22 lần so với khi không có hiện tượng va đập. Hình 11 thể hiện đáp ứng chuyển vị tầng 4 và tầng 8 của hai kết cấu trong trường hợp khoảng cách  $d = 0.05m$ , tại tầng 4 va đập kết cấu hầu như không ảnh hưởng tuy nhiên tại tầng 8 ảnh hưởng va đập kết cấu rõ ràng hơn. Hình 12 và Hình 13 so sánh giá trị lớn nhất của lực cắt theo tầng tương ứng với các khoảng cách

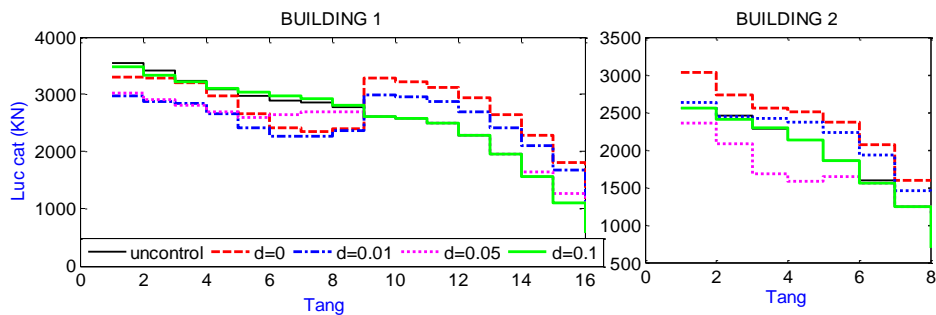
giữa hai kết cấu khác nhau, cho thấy rõ ràng vị trí gây phá hoại kết cấu khi khoảng cách giữa hai kết cấu đủ gần, cụ thể tại tầng 9 ứng với kết cấu 1 và tại tầng 1 ứng với kết cấu 2.



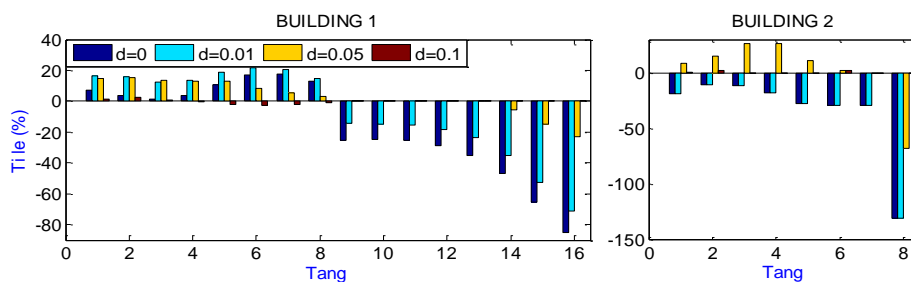
Hình 10. Đáp ứng gia tốc tầng 8 của kết cấu



Hình 11. Đáp ứng chuyển vị của kết cấu



Hình 12. Lực cắt lớn nhất theo tầng



Hình 13. Tỉ lệ lực cắt tương ứng với các khoảng cách giữa hai kết cấu

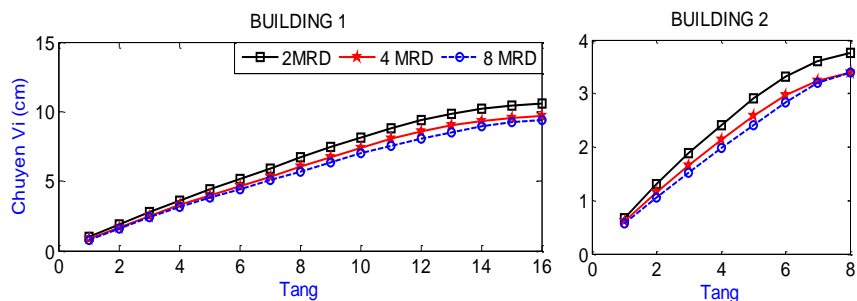
Vậy đối với các kết cấu liền kề cùng với việc bị phá hoại do tải trọng động đất còn chịu ảnh hưởng do sự va đập hai kết cấu với nhau khi rung lắc từ đó làm phát triển đột ngột lực cắt cũng như gia tốc



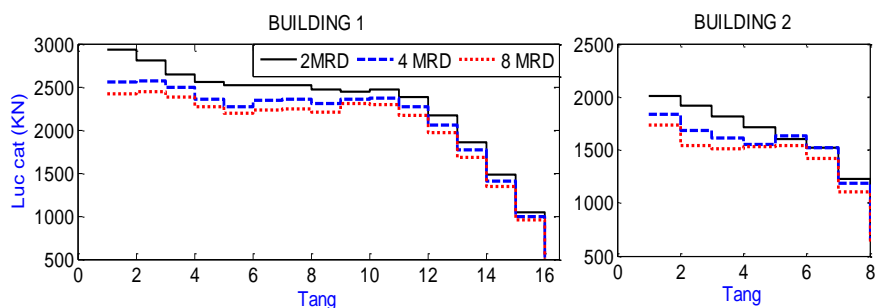
của kết cấu g y sụp đổ công trình nhanh chóng. Do vậy việc giảm va đập và giảm chấn cho các công trình dạng này bằng cách bố tr  các hệ cản thích hợp là cần thiết và đ c phân tích trong phần tiếp theo.

### 3.2. Đ p  ng kết cấu

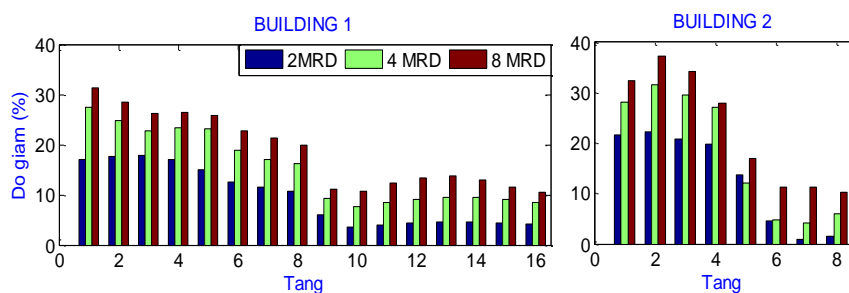
Thực hiện phân tích hiệu quả của các hệ cản tương  ng với ba trường hợp: Kết cấu c  lắp 2 MRD; Kết cấu c  lắp 4 MRD; Kết cấu c  lắp 8 MRD. Các hệ cản đ c bố trí từ t ng 8 trở xuống và các kết quả khảo sát cho thấy hiệu quả của chúng. Hình 14 cho thấy hiệu quả giảm chuyển vị trong các trường hợp bố trí hệ cản khác nhau. Hình 15 và Hình 16 so sánh hiệu quả giảm lực cắt của kết cấu khi c  hệ cản, lực cắt giảm nhiều nhất tại t ng 1 của hai kết cấu, tại t ng 9 của kết cấu 1 không c n hiện tượng gia tăng lực cắt đột ngột, điều này có nghĩa hệ cản MR đ  bảo vệ cho hệ kết cấu trước nh ng t c hại do hiện tượng va đập g y ra đồng thời c  tác dụng tiêu t n năng lượng do tải trọng động đất gây ra. Hình 17 và Hình 18 so sánh hiệu quả giảm gia tốc của kết cấu, độ giảm lớn nhất là tại t ng 16  ng với kết cấu 1 và t ng 4  ng với kết cấu 2 và hiện tượng gia tăng gia tốc đột ngột tại từ t ng 1 đến t ng 8 do hiện tượng va chạm kết cấu không c n xảy ra.



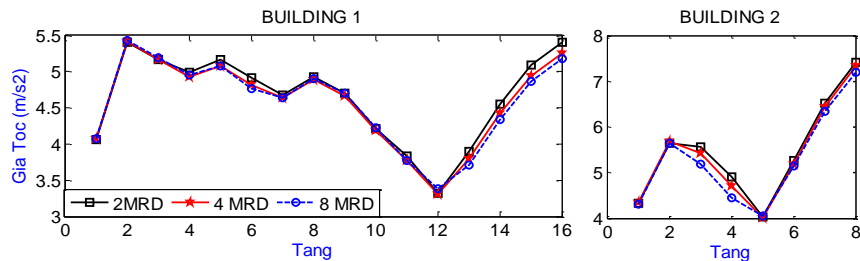
Hình 14. Chuyển vị lớn nhất theo t ng của kết cấu với hệ cản



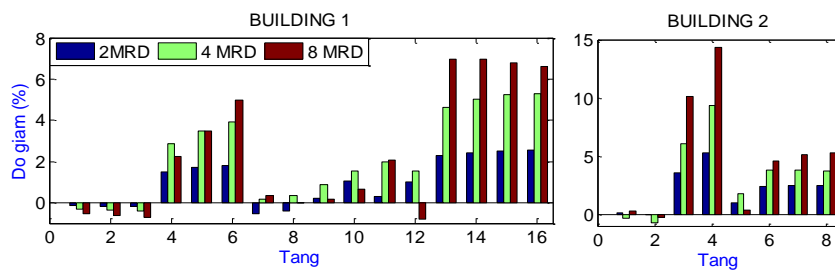
Hình 15. Lực cắt lớn nhất của kết cấu với hệ cản



Hình 16. Độ giảm lực cắt lớn nhất của kết cấu với hệ cản



Hình 17. Gia tốc lớn nhất của kết cấu với hệ cản



Hình 18. Độ giảm gia tốc lớn nhất của kết cấu với hệ cản

Các giá trị chuyển vị, vận tốc, gia tốc và lực cắt lớn nhất của hai kết cấu tương ứng với các trường hợp bố trí hệ cản được thể hiện trong Bảng 2 và Bảng 3. Trong trường hợp 8 MR hiệu quả giảm đáp ứng là tốt nhất: Đối với kết cấu 1, giảm 31.32% lực cắt, giảm 7.42% gia tốc, giảm 16.18% vận tốc, giảm 23.41% chuyển vị; Đối với kết cấu 2, giảm 32.3% lực cắt, giảm 5.34% gia tốc, giảm 21.6% vận tốc, giảm 27.87% chuyển vị; Hiệu quả giảm đáp ứng trong trường hợp 4 MR và 8 MR là tương đương.

Bảng 2. Hiệu quả giảm đáp ứng lớn nhất cho kết cấu 1

Trường hợp khảo sát	Chuyển vị		Vận tốc		Gia tốc		Lực cắt	
	Max (cm)	Độ giảm (%)	Max (cm/s)	Độ giảm (%)	Max (m/s <sup>2</sup> )	Độ giảm (%)	Max (KN)	Độ giảm (%)
Uncontrolled	12.27	0	54.1	0	5.6	0	3.54E+03	0
2 MR	10.67	13.04	45.68	15.56	5.41	3.41	2.94E+03	16.96
4 MR	9.69	21.00	45.16	16.52	5.26	6.09	2.57E+03	27.33
8 MR	9.40	23.41	45.35	16.18	5.18	7.42	2.43E+03	31.32

Bảng 3. Hiệu quả giảm đáp ứng lớn nhất cho kết cấu 2

Trường hợp khảo sát	Chuyển vị		Vận tốc		Gia tốc		Lực cắt	
	Max (cm)	Độ giảm (%)	Max (cm/s)	Độ giảm (%)	Max (m/s <sup>2</sup> )	Độ giảm (%)	Max (KN)	Độ giảm (%)
Uncontrolled	4.69	0	40.69	0	7.61	0	2.56E+03	0

---

2 MR	3.76	19.90	34.72	14.68	7.42	2.51	2.01E+03	21.64
4 MR	3.39	27.62	33.24	18.30	7.32	3.75	1.84E+03	28.18
8 MR	3.38	27.87	31.90	21.60	7.20	5.34	1.73E+03	32.30

---

#### 4. Kết luận

Từ các kết quả của bài báo này, các nhận xét được thể hiện như sau:

- Mô hình bài toán hai kết cấu nối với nhau bởi cản MR bố trí trong từng kết cấu chịu gia tốc nền của động đất đã được thiết lập, đặc biệt ứng xử và đập của kết cấu trong trường hợp không có hệ cản dưới tải trọng động đất cũng được phân tích rõ ràng. Từ đó cho thấy hiệu quả chống va đập kết cấu cũng như giảm chấn khi các kết cấu liền kề được bố trí hệ cản.
- Từ các kết quả số cho thấy: Khi hai kết cấu liền kề va đập với nhau thì sự đứt gãy trong kết cấu 1 tập trung tại điểm va đập cao nhất và tại tầng 1 tương ứng với kết cấu 2, giá trị gia tốc tại điểm va đập tăng đột biến; Khi bố trí hệ cản đã hấp thụ một phần những tác hại do hiện tượng va đập gây ra và có tác dụng tiêu tán năng lượng cũng như giảm chấn khi kết cấu chịu tải trọng động đất.
- Hiệu quả giảm đáp ứng khi bố trí hệ cản tại các tầng dưới là không đáng kể, do đó số lượng hệ cản sử dụng phải phù hợp để giảm kinh phí.

#### Tài liệu tham khảo

- Anagnostopoulos SA (1998). Pounding of buildings in series during earthquakes. *Earthquake Eng Struct Dyn* 16: pp. 443-56.
- Anagnostopoulos SA (1996). Building pounding re-examined: how serious a problem is it? Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 2108
- Chopra A. K. (2007). *Dynamics of Structures*. Pearson Prentice Hall.
- Đỗ Kiến Quốc, Nguyễn Trọng Phước (2010). Các phương pháp số trong động lực học kết cấu. Nhà xuất bản Đại Học Quốc Gia TP. HCM.
- Kim G. C., Kang J. W (2011). Seismic response control of adjection building by using hybrid control algorithm of MR Damper. *Procedia Engineering* 14, pp. 1013-1020.
- Lê Thanh Cường, Nguyễn Trọng Phước (2012). Phân tích sự hiệu quả giảm chấn của hệ cản MR nối giữa hai kết cấu. Tuyển tập công trình khoa học - Hội nghị cơ học toàn quốc lần thứ 9.
- San-Wan Cho (2004). Simple control algorithms for MR dampers and smart passive control system. Doctoral Thesis, Korea Advanced Institute of Science and Technology.
- Ok S. Y., Song J., Park K. S. (2008). Optimal design of hysteretic dampers connecting adjection structures using multi-objective genetic algorithm and stochastic linearization method. *Engineering Structures*, 30, pp. 1240-1249.
- Spencer J. B., Dyke S. J., Sain M. K., Carlson J. D. (1997). Phenomenological model for magnetorheological dampers. *J Eng Mech ASCE*: 123(3), pp. 230-238.

Xu Y. L., He Q., Ko J. M. (1999). Dynamic response of damper-connected adjacent building under earthquake excitation. Engineering Structures 21, pp. 135-148.

## Hiện tượng từ biến của đất sét lưu vực Paris dưới tác động của tải trọng thủy lực lặp

TS. Trần Thanh Danh

Khoa Xây Dựng và Điện, Trường Đại học Mở Tp Hồ Chí Minh

Email: [danh.tran@oude.edu.vn](mailto:danh.tran@oude.edu.vn)

**Tóm tắt.** Tại Pháp từ năm 1976, những thời kỳ hạn hán kéo dài xảy ra kèm theo tình trạng thiếu nước đáng kể đã làm nảy sinh hiện tượng dễ hư hại của các loại nhà thấp tầng có móng nông xây dựng trên nền đất sét. Sự co và nở của các loại đất sét dưới tác động của các vòng lặp thủy lực theo chu kỳ - làm khô/làm ẩm - chính là nguyên nhân gây ra những hư hại (như nứt tường, biến dạng khung cửa, gây bề đường ống thoát nước...) cho các loại hình nhà ở này. Bài báo này sẽ trình bày những nghiên cứu thực nghiệm về sự ảnh hưởng của vòng lặp làm khô/làm ẩm lên ứng xử co-nở của ba loại đất sét lưu vực Paris: Sét Dẻo Sparnaci (AP) không chứa cacbonat, so sánh với Đất Sét Xanh vùng Romainville (AVR) chứa ít cacbonat, và Đá marl Xanh lục vùng Argenteuil (MBA) rất giàu cacbonat đã được nghiên cứu trong các dự án và đề tài trước đây của nhóm nghiên cứu tại Trung tâm nghiên cứu khoa học trái đất - Trường Đại học Mở Paris.

**Từ khóa:** Tính co - Tính nở - Đất sét - Vòng lặp khô/ẩm - Sét Dẻo Sparnaci - Sét Xanh vùng Romainville - Đá Marl Xanh lục vùng Argenteuil.

### 1. Giới thiệu chung

Trong tự nhiên, đất sét không phải chỉ chịu tác động của các tải trọng thủy lực đơn lẻ mà là các vòng lặp thủy lực theo chu kỳ làm ẩm/làm khô lặp đi lặp lại. Chính những vòng lặp làm ẩm/làm khô trên là nguyên nhân gây hư hại cho các công trình nhà dân dụng có móng nông xây dựng trên loại nền sét này. Do đó, từ lâu đã có nhiều đề tài nghiên cứu được tiến hành nhất là các nghiên cứu thực nghiệm về tính co-nở theo chu kỳ của các loại sét. Tuy nhiên, các nghiên cứu này chủ yếu chỉ được thực hiện trên các mẫu đất sét chế bị và mẫu đất sét đầm nén. Mục đích của các nghiên cứu trên chủ yếu là phân tích tác động của tải trọng thủy lực lặp hoặc mô phỏng biến dạng đứng theo chu kỳ của nền sét gây ra bởi sự thay đổi độ ẩm đất (Subba Rao và Satyadas (1987), [9]; Day (1994), [4]; Al-Homoud et al., (1995), [2]; Tripathy et al., (2002), [10]). Các thí nghiệm co-nở theo chu kỳ nghiên cứu bởi các tác giả trên được thực hiện trong các điều kiện phòng thí nghiệm khác nhau. Các kết quả thí nghiệm trên đã chứng minh rằng biến dạng nở của sét phụ thuộc vào chu kỳ co-nở đầu tiên và có thể tăng hoặc giảm trong các chu kỳ sau.

Vì vậy, việc đánh giá về ứng xử của đất sét mà không tính đến các tác động thủy lực lặp theo chu kỳ sẽ dẫn đến việc có thể ước tính sai lệch về biến dạng co-nở của sét (Tripathy et al., (2002), [10]).

Trong bài báo này, tác động của tải trọng thủy lực lặp hay chu kỳ làm ẩm/làm khô lên ứng xử của Sét Dẻo Sparnaci trạng thái nguyên trạng sẽ được nghiên cứu và trình bày, trong đó có sự nghiên cứu đặc biệt về sự thay đổi theo chu kì co-nở của cấu trúc vi mô sét. Các kết quả thu được trong các thí nghiệm trên Sét Dẻo Sparnaci sau đó sẽ được so sánh với các kết quả thu được trên Sét Xanh vùng Romainville và Đá Marl Xanh lục vùng Argenteuil (Yigzaw, (2009), [11]).

## 2. Các loại đất và phương pháp nghiên cứu

### 2.1. Các loại đất nghiên cứu

Loại sét được nghiên cứu trong bài báo này là Sét dẻo Sparnaci (APM), được lấy mẫu ở Angervilliers (Essonne, Ile-de-France). Đặc điểm khoáng vật của loại sét này được trình bày trong Bảng 1 và được so sánh cùng với hai loại sét khác là Sét Xanh vùng Romainville (AVR) và Đá Marl Xanh lục vùng Argenteuil (MBA).

Bảng 1. Đặc điểm khoáng vật của APM, AVR và MBA

(+++ : Rất dồi dào, ++ : Dồi dào, + : Ít dồi dào, - : Không được phát hiện) (\*: Yigzaw, (2009), [11])

Thành phần khoáng	APM	E-AVR-0*	E-MBA-1*
Cacbonat (%)	0	10-18	20-62
Calcite	-	-	+++
Dolomite	-	++	-
Thạch anh (%)	34	30-40	10-23
Titan dioxit	+	-	-
Sắt oxit	+	-	-
Felspat (%)	-	<5	-
Khoáng sét (%)	61	30-50	20-45

Các loại khoáng sét (xác định trên thành phần <2 $\mu$ m)

Illit	+	+++	+++
Kaolinit	+++	++	+
Hợp thành Illit-Smectit hay Smectit	+	++	++

Cần lưu ý rằng, thành phần cacbonat của các loại sét trình bày trong bảng trên được xác định dựa vào thí nghiệm calcimeter Dietrich-Fruhling (Tiêu chuẩn NF P94-048, [1]). Các thành phần khoáng như calcite, dolomite, thạch anh, titan dioxit, sắt oxit, felspat và các khoáng sét được xác định nhờ vào phương pháp nhiễu xạ tia X hay tinh thể học tia X.

## 2.2. Phương pháp nghiên cứu

Các thí nghiệm co-nở theo chu kỳ trong bài báo này được thực hiện trong các khuôn nén dạng oedometer hình trụ, bằng thủy tinh hữu cơ, theo tiêu chuẩn ASTM D 4546-96, [3] (Phương pháp A, thí nghiệm nở tự do). Đối với mỗi loại sét nghiên cứu, một loạt các mẫu đất (5 mẫu APM, 5 mẫu AVR và 4 mẫu MBA) được cắt ra bằng dao vòng từ cùng một khối đất nguyên trạng mỗi loại. Kích thước mỗi mẫu đất này có đường kính  $D = 70$  mm và chiều cao  $H = 20$  mm. Các thí nghiệm co-nở theo chu kỳ thực hiện trên các mẫu này được tiến hành đồng thời. Trong thí nghiệm co-nở theo chu kỳ, các mẫu đất sẽ luân phiên chịu các kỳ làm ẩm rồi sấy khô cho đến khi đạt sự ổn định về biến dạng thẳng đứng. Biến dạng này của các mẫu đất được ghi nhận tự động và liên tục bằng đồng hồ đo điện tử trong các giai đoạn của thí nghiệm: làm ẩm hay sấy khô. Chu kỳ thí nghiệm đầu tiên được bắt đầu với kỳ làm ẩm hay kỳ nở tự do từ độ ẩm ban đầu của mẫu đất nguyên trạng. Sau khi mẫu đất đạt được sự ổn định về biến dạng thẳng đứng cho mỗi kỳ nở tự do, các mẫu đất này sẽ được trải qua kỳ sấy khô trong một lò sấy có nhiệt độ ổn định ở  $45$  °C. Số lượng các chu kỳ làm ẩm/làm khô được thực hiện là 8 chu kỳ đối với APM, 9 chu kỳ đối với AVR và 7 chu kỳ đối với MBA. Cần lưu ý rằng chỉ có một mẫu đất của mỗi loại sét là sẽ trải qua số lượng tối đa các chu kỳ làm ẩm/làm khô trên. Các mẫu đất còn lại được lấy ra khỏi khuôn oedometer ở cuối các kỳ làm ẩm trung gian nhằm phục vụ cho việc nghiên cứu sự thay đổi cấu trúc vi mô sét theo các chu kỳ làm ẩm. Các thông số về độ ẩm, khối lượng riêng khô và hàm lượng cacbonat của các mẫu đất APM, AVR-E-0 và E-MBA-1 (những mẫu đã trải qua số lượng tối đa các chu kỳ co-nở) được trình bày trong Bảng 2.

Bảng 2. Các thông số thí nghiệm của mẫu APM, AVR, MBA

Chỉ số	APM	E-AVR-0*	E-MBA-1*
Độ ẩm ban đầu, $w$ (%)	22,20	23,80	23,40
Khối lượng riêng khô, $\rho_d$ (Mg/cm <sup>3</sup> )	1,68	1,66	1,69

Hàm lượng cacbonat (%)	0	14,4	60,5
------------------------	---	------	------

(\*: Yigzaw, (2009), [11])

Lưu ý rằng biến dạng nở hoặc biến dạng co ở chu kỳ  $i$  của các mẫu đất trình bày trong bài báo này được tính dựa trên tỷ lệ biến dạng trực  $\Delta H_i/H_0$ , với  $H_0$  là chiều cao của mẫu đất ban đầu.

Hai kỹ thuật sau đây được sử dụng để nghiên cứu cấu trúc vi mô của sét: thí nghiệm đo lỗ rỗng nhờ máy đo lỗ rỗng thông qua áp lực thủy ngân (Mercury porosimeter) và thí nghiệm quan sát qua kính hiển vi điện tử quét ảnh (SEM). Trong đó, phương pháp quan sát dưới kính hiển vi điện tử quét ảnh (SEM) là kỹ thuật giúp đưa ra hình ảnh của các hình thái đất như: hình ảnh về sự sắp xếp, phân bố của các hạt khoáng hay sét, hình ảnh về lỗ rỗng ở các cấp độ quy mô khác nhau. Phương pháp đo lỗ rỗng nhờ máy đo lỗ rỗng thông qua áp lực thủy ngân giúp đưa ra các đường cong phân phối lỗ rỗng được sử dụng để định lượng các thông số hình học lỗ rỗng của đất, ví dụ như: bán kính tính toán lỗ rỗng, thể tích lỗ rỗng. Kỹ thuật này được thực hiện dựa trên tính chất không thấm của thủy ngân. Để làm cho thủy ngân len lỏi vào trong các lỗ rỗng của đất, cần phải tạo một áp lực. Áp lực này càng lớn thì kích thước các lỗ rỗng mà thủy ngân len lỏi vào được càng nhỏ. Nếu giả sử rằng các lỗ rỗng trong đất có dạng ống với mặt cắt là hình tròn thì bán kính của lỗ rỗng xâm nhập bởi thủy ngân được tính dựa vào mối quan hệ Washburn sau:

$$r = \frac{2\gamma \cos \theta}{P} \quad (1)$$

Với  $P$  - áp suất xâm nhập của thủy ngân;  $\gamma$  : sức căng bề mặt của thủy ngân ( $484 \times 10^{-3}$  N/m);  $\theta$  : góc tiếp xúc giữa thủy ngân và vật liệu ( $140^\circ$ );  $r$ : bán kính tính toán lỗ rỗng.

Lưu ý rằng, các mẫu đất được sử dụng để nghiên cứu trong hai kỹ thuật thí nghiệm trên phải được chuẩn bị trước bằng phương pháp đông khô lạnh. Đây là phương pháp cho phép bảo quản được cấu trúc vi mô sét của mẫu đất trong quá trình đề hydrat hóa (loại nước ra khỏi đất) (Delage (1979), [5]).

Ngoài ra, trong bài báo này, các mô tả cấu trúc vi mô sét là dựa trên các mô tả của Parcevaux (1980), [7] về các cấp độ khác nhau của cấu trúc sét cùng các thuật ngữ sau:

- Hạt sét cơ sở: là tập hợp các lá sét chồng lên nhau - tập hợp đơn vị nhỏ nhất có thể quan sát được nhờ kỹ thuật SEM.

- Kết tập sét sơ cấp: là tập hợp của các hạt sét cơ sở cấu thành một đơn vị hình thái đồng nhất.

- Kết tập sét thứ cấp: là đơn vị hình thái tạo thành từ những thay đổi của kết tập sét sơ cấp, hoặc do sự chia cắt (trong trường hợp này kết tập sét thứ cấp có kích thước nhỏ hơn kết tập sét sơ cấp), hoặc do kết tụ (trong trường hợp này kết tập sét thứ cấp có kích thước lớn hơn kết tập sét sơ cấp).

Các loại lỗ r ng khác nhau trong bài báo này đ c ph n loại theo kích thước như sau:

- $0,001 \mu\text{m} < r < 0,0025 \mu\text{m}$ : lỗ r ng ở giữa c c l  s t b n trong hạt s t cơ s ;
- $0,0025 \mu\text{m} < r < 0,15 \mu\text{m}$ : lỗ r ng ở giữa các hạt s t cơ s  hay lỗ r ng b n trong kết tập s t;
- $r > 0,15 \mu\text{m}$ : lỗ r ng giữa các kết tập s t.

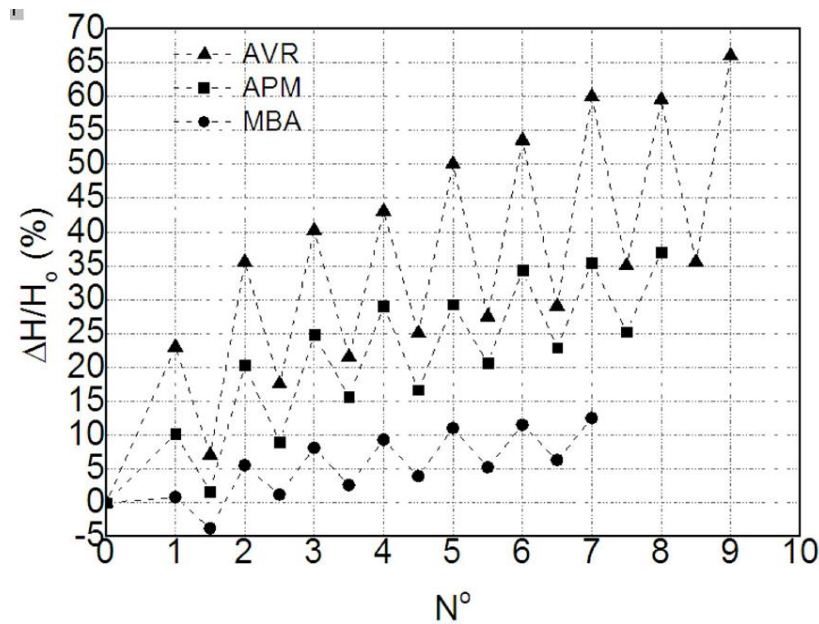
### 3. Kết quả thí nghiệm

#### 3.1. Biến dạng nở tự do của s t theo chu kỳ làm kh /làm  m

Hình 1 thể hiện biến dạng nở và biến dạng co của c c mẫu đất đ c nghiên cứu theo c c chu kỳ khác nhau của tải trọng thủy lực. Ở chu kỳ đầu tiên, biến dạng nở của c c mẫu đất này đ c kiểm soát bởi điều kiện ban đầu (độ  m và khối lượng riêng kh ). Kết quả cho thấy c c mẫu đất thí nghiệm của ba loại s t c  độ  m và khối lượng riêng kh  ban đầu rất gần nhau nhưng các biến dạng nở rất khác nhau, thay đổi từ 1% đối với MBA, cho tới 10% đối với APM và 23% đối với AVR. Điều này c  thể đ c giải thích bởi tính chất khác nhau của các loại khoáng chất và tỷ lệ của chúng trong đất bao gồm: Kaolinit - khoáng s t kh ng có tính nở, rất d i d o trong APM; Smectite hay hợp thành Illit-smectite - khoáng s t c  tính nở lớn, d i d o trong AVR và MBA; cacbonat - loại khoáng c  đặc tính làm giảm tính nở đất s t, rất d i d o trong MBA (Yigzaw, (2009), [11]).

Ngoài ra, c c kết quả thí nghiệm c n cho thấy biến dạng nở của tất cả các mẫu đất thí nghiệm của cả ba loại s t đều lớn hơn biến dạng co trong từng chu kỳ co-nở. Do đ , biến dạng nở do tích lũy tăng lên theo số chu kỳ tải trọng thủy lực. Tuy nhiên, biến dạng đo đ c cho mỗi chu kỳ là xấp xỉ không đổi kể từ chu kỳ thứ ba trở đi đối với cả ba loại s t. C c chu kỳ co-nở liên tiếp gây ra một sự tăng dần về thể tích dẫn đến sự gia tăng dần khả năng hấp thụ nước của mẫu s t: ví dụ đối với trường hợp APM, độ  m trung bình của mẫu thí nghiệm ban đầu ở trạng thái nguyên trạng là 22%; độ  m này tăng dần lên 25% ở cuối kỳ nở đầu tiên, sau đó là 35% ở cuối kỳ nở thứ hai, 36% ở cuối kỳ nở thứ tư và 41% ở cuối kỳ nở thứ sáu. Thêm nữa, biến dạng của c c mẫu đất của cả ba loại s t gây ra bởi c c chu kỳ co-nở là biến dạng không thuận nghịch (chiều cao của mẫu đất kh ng thể phục hồi về chiều cao ban đầu sau c c chu kỳ co-nở). Các kết quả này phù hợp với kết quả nghiên cứu của Songyu et al., (1998), [8]. Trong nghiên cứu của Songyu et al., (1998), [8], chiều cao của c c mẫu đất sét dẻo đ m chặt tăng lên c ng với số chu kỳ làm  m/làm kh . Đối với hiện tượng không thuận nghịch này của biến dạng mẫu đất, theo Haines (1923), [6], nếu việc sấy kh  đất mà không làm giảm độ  m của đất xuống dưới giới hạn co, thì c c kỳ làm  m và làm kh  tiếp theo sẽ diễn ra một cách thuận nghịch mà trong đ  thể tích đất trở lại trạng thái trước đó. Tuy nhiên, các biểu đồ kết quả trong bài báo này cho thấy rằng, hiện tượng tích lũy biến dạng của mẫu đất có vẻ có xu hướng hướng tới một sự ổn định từ sau chu kỳ thứ sáu (Hình 1).





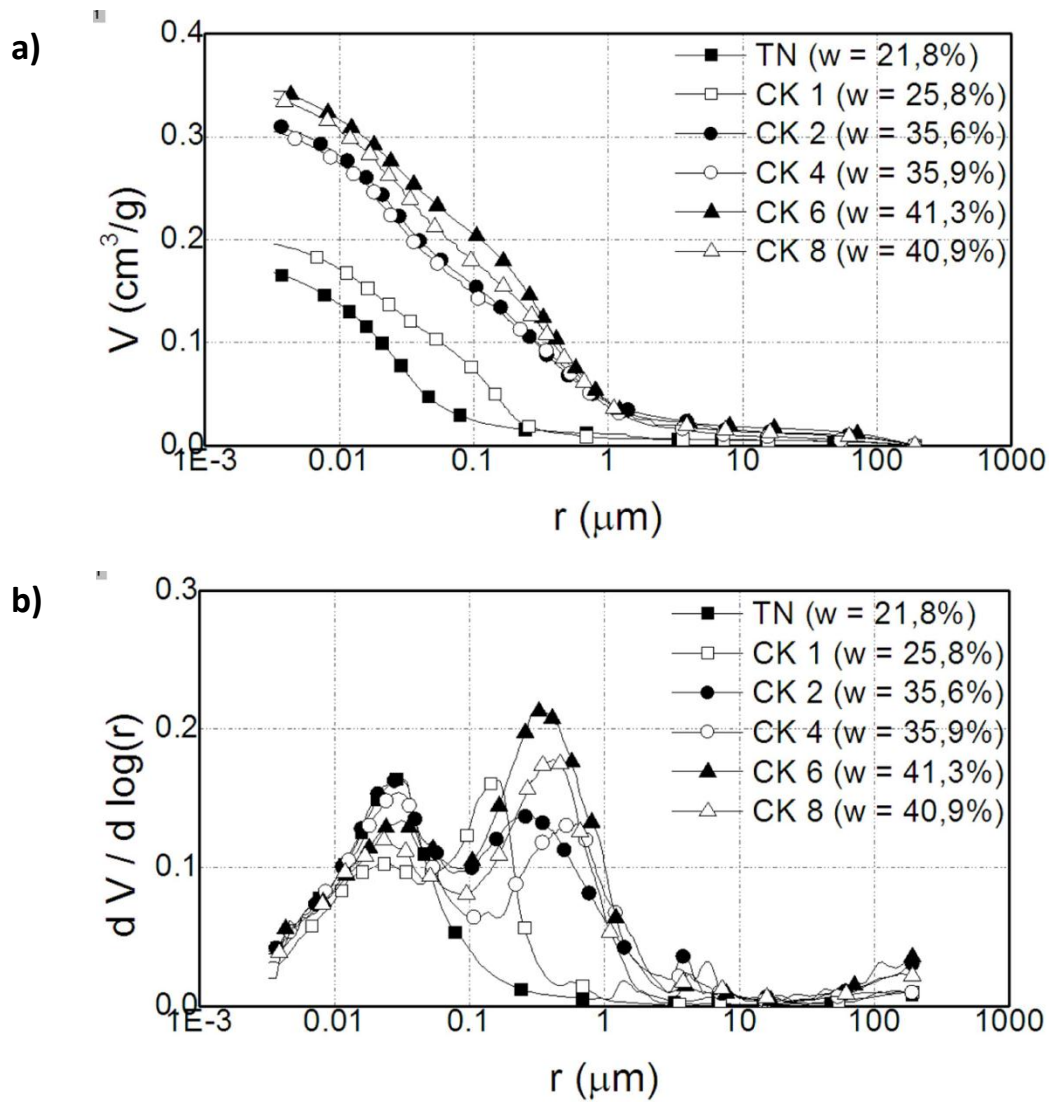
Hình 1. Biến dạng nở và biến dạng co của các mẫu đất AVR, APM, MBA dưới tác động xen kẽ của các kỳ làm ẩm/làm khô.

### 3.2. Sự thay đổi cấu trúc vi mô sét theo các chu kỳ tải trọng thủy lực

Trong phần này, chỉ có kết quả về sự thay đổi cấu trúc vi mô sét của APM dưới tác động của các vòng lặp thủy lực được trình bày.

Hình 2a thể hiện các đường cong thể tích lỗ rỗng lũy kế của các mẫu đất APM ở trạng thái nguyên trạng ban đầu và trạng thái sau 1, 2, 4, 6 và 8 chu kỳ co-nở. Những đường cong này cho thấy rằng thể tích lỗ rỗng (thể tích có thể thâm nhập bởi thủy ngân) của mẫu đất tăng theo số chu kỳ co-nở (ví dụ, thể tích lỗ rỗng tăng 25% sau chu kỳ đầu tiên, và tăng 120% sau chu kỳ thứ tám). Hình 2b thể hiện các đường cong phân bố bán kính lỗ rỗng tính toán của các mẫu đất APM sau những chu kỳ khác nhau. Ta thấy rằng dải phân phối lỗ rỗng giữa các kết tập sét không tồn tại trong mẫu đất ở trạng thái nguyên trạng ban đầu nhưng đã xuất hiện trong mẫu đất sau kỳ nở đầu tiên (với bán kính tính toán 0.15  $\mu\text{m}$ ). Dải phân phối bán kính lỗ rỗng này tăng dần kích thước theo các chu kỳ co-nở sau đó. Bán kính tính toán của dải phân phối lỗ rỗng này dịch chuyển tăng dần cho đến chu kỳ thứ tư, sau đó giảm nhẹ và dường như ổn định dần ở hai chu kỳ cuối. Cần lưu ý rằng từ chu kỳ thứ tư, sự nở của sét chỉ thúc đẩy sự đồng nhất hóa môi trường lỗ rỗng hơn là làm tăng bán kính tính toán lỗ rỗng (Yigzaw, (2009), [11]). Ngoài ra, không thấy sự thay đổi về kích thước hay bán kính tính toán dải phân phối lỗ rỗng bên trong kết tập sét theo các chu kỳ. Hiện tượng này chứng tỏ rằng dải phân phối lỗ rỗng bên trong kết tập sét không bị ảnh hưởng bởi các tải trọng thủy lực lặp.

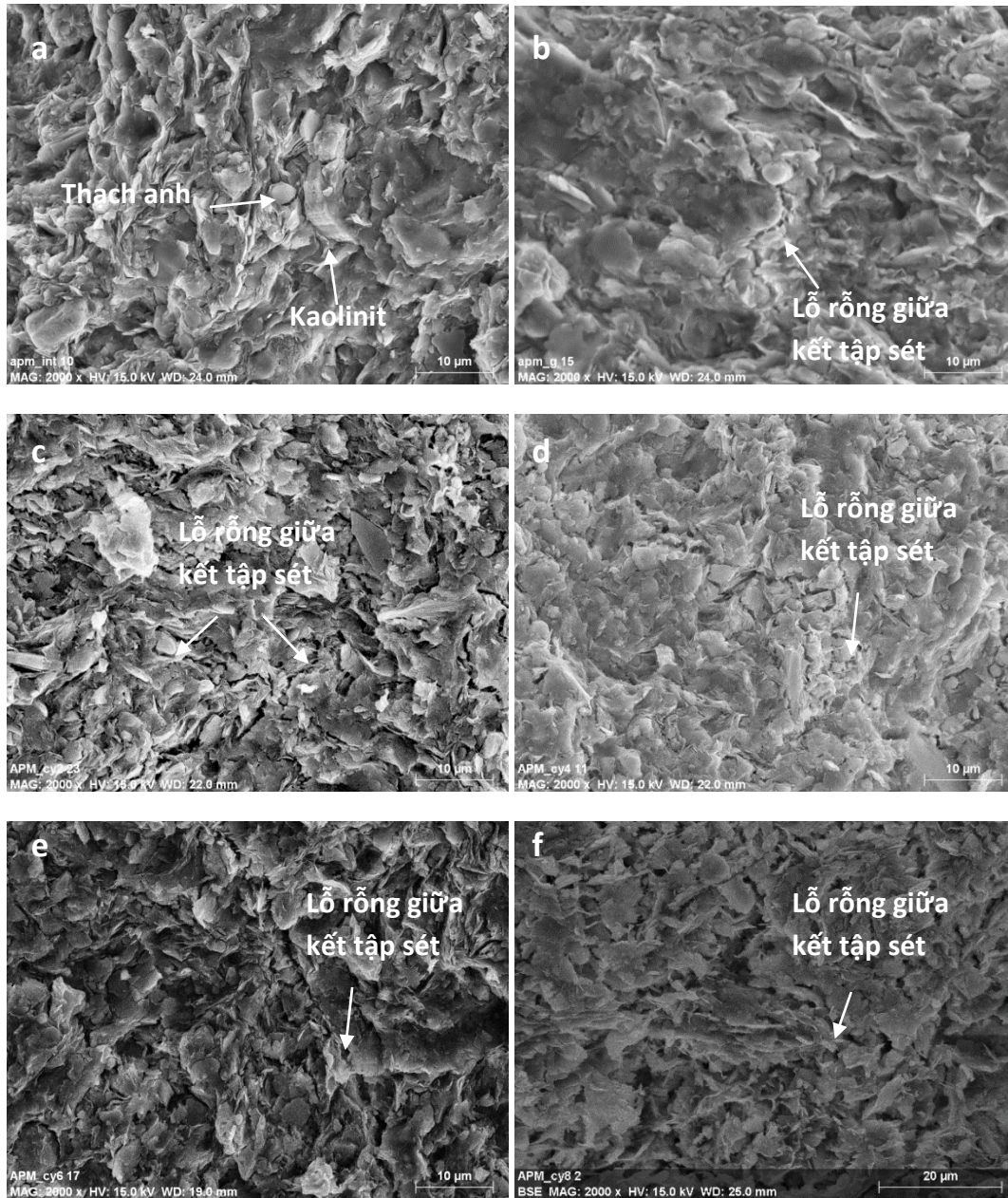
Do đó, sự nở tự do của sét dưới tác động của các vòng lặp làm ẩm/làm khô ở cấp độ vi mô cấu trúc là kết quả chủ yếu của sự tạo thành và sự tăng dần kích thước các lỗ rỗng giữa các kết tập sét (các lỗ rỗng này không tồn tại trong mẫu APM ở trạng thái nguyên trạng ban đầu).



Hình 2. Đường cong thể tích lỗ rỗng lũy kế (a) và đường cong phân phối bán kính tính toán lỗ rỗng (b) của mẫu APM nguyên trạng (trạng thái ban đầu) và của các mẫu trải qua 1, 2, 4, 6 và 8 kỳ co-nở.

Hình 3 thể hiện các ảnh chụp bằng kính hiển vi điện tử quét ảnh (SEM) của mẫu APM nguyên trạng và các mẫu APM sau 1, 2, 4, 6, 8 chu kỳ co-nở. Ở trạng thái nguyên trạng, mẫu đất APM được đặc trưng bởi một vi cấu trúc tương đối chặt mà trong đó các kết tập sét không được phân chia rõ ràng. Các kết tập sét này được hình thành từ các ma trận sét bao bọc bên trong là các hạt thạch anh phân tán (Hình 3a). Sau kỳ nở đầu tiên, cấu trúc vi mô của mẫu sét vẫn còn tương đối chặt, tuy nhiên một vài lỗ rỗng 2-D giữa các kết tập sét xuất hiện và được tìm thấy (Hình 3b). Các hình ảnh quan sát bằng SEM thực hiện trên mẫu APM sau 2, 4, 6 và 8 chu kỳ co-

n r (Hình 3c, d, e, f) cho thấy các vi cấu trúc hoàn toàn khác so với trạng thái ban đầu cùng với độ rỗng lớn hơn. Một mạng lưới dày đặc các lỗ rỗng 2-D giữa các kết tập sét được quan sát thấy trong các hình này. Các lỗ rỗng 2-D này chia nhỏ các kết tập sét thành các phần nhỏ hơn (một vài micron).



Hình 3. Hình ảnh chụp bằng SEM của các mẫu APM: a) trạng thái ban đầu; b) sau 1 chu kỳ co-n r; c) sau 2 chu kỳ co-n r; d) sau 4 chu kỳ co-n r; e) sau 6 chu kỳ co-n r; f) sau 8 chu kỳ co-n r;

#### 4. Kết luận

Các kết quả nghiên cứu sự nở tự do của ba loại đất nguyên trạng theo các chu kỳ co-nở bằng thí nghiệm oedometer cho thấy biến dạng thẳng đứng của các mẫu đất bắt đầu ổn định từ chu kỳ thứ ba. Tuy nhiên, thể tích của tất cả các mẫu đất thí nghiệm đều tăng dần theo số lượng chu kỳ co-nở do hiện tượng cộng dồn nở dư. Nghiên cứu này phản ánh sự không thuận nghịch của hiện tượng co/nở đất sét. Ngoài ra, các kết quả của nghiên cứu này còn khẳng định lại vai trò của các thành phần khoáng vật trong quá trình co-nở của đất sét: Smectite và các hợp thành illit-smectite là loại khoáng sét làm tăng tính nở của đất sét, trong khi kaolinit là loại khoáng sét không có tính nở. Ngoài ra, sự hiện diện của cacbonat đã làm hạn chế đi ảnh hưởng của các khoáng sét đến tính nở của loại đất này. Đối với sự thay đổi về cấu trúc vi mô theo chu kỳ của Sét Dẻo Sparnaci, một sự tăng độ rỗng của đất sét cả về kích thước lẫn thể tích được ghi nhận với việc tạo ra và mở rộng dần dần của một mạng lưới các lỗ rỗng giữa các kết tập sét và một sự chuyển đổi dần dần không thuận nghịch của vi cấu trúc theo các chu kỳ làm ẩm/làm khô liên tiếp. Việc tăng bán kính của dải phân phối lỗ rỗng giữa các kết tập sét cho đến chu kỳ thứ tư và sự xuất hiện của dải phân phối lỗ rỗng mới này là nguyên nhân của sự thay đổi cấu trúc vi mô sét trong các chu kỳ co-nở. Ngoài ra, không có sự thay đổi nào về kích thước của dải phân phối lỗ rỗng bên trong kết tập sét được tìm thấy trong các chu kỳ co-nở.

#### Tài liệu tham khảo

- [1] **AFNOR (1996)**. *Sols : Reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en carbonate. Méthode du calcimètre*. NF P 94-048.
- [2] **AL-HOMOUD A.S., BASMA A.A., MALKAWI A.I.H. (1995)**. “Cyclic swelling behaviour of clays”. *Jour. Geotech. Engineer*. 121 (7), 562-565.
- [3] **ASTM (1985)**. *Standard test methods for one dimensional swell or settlement potential of cohesive soils*. ASTM D 4546-96.
- [4] **DAY R.W. (1994)**. “Swell-shrink behavior of compacted clays”. *J. Geotechnical Eng., ASCE*, 120(3), 618-623.
- [5] **DELAGE. P. (1979)**. *Etude du milieu poreux et de la texture d'argiles sensible du Québec*. Thèse Doctorat, Université Paris VI, Ecole des Mines Paris.
- [6] **HAINES W.B. (1923)**. “The volume changes associated with variations of water content in soil”. *Journal of Agricultural Science*, 13, 296-310.
- [7] **PARCEVAUX. P. (1980)**. *Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux*. Thèse doctorat, Université Paris VI, Ecole Nationale Supérieure des mines de Paris.
- [8] **SONGYU L., HEYUAN L., PENG J., YANJUN D. (1998)**. “Approach to cyclic swelling behaviour of compacted clays”. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils, Beijing, China*, Vol. 2, 219-225.
- [9] **SUBBA RAO K.S., SATYADAS G.G. (1987)**. “Swelling potential with cycles of swelling and partial shrinkage”. *6th Inter. Conf. Expansive soils, New Delhi*, 137-142.
- [10] **TRIPATHY S., SUBBA RAO K.S., FREDLUND D. (2002)**. “Water content-void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils”. *Can. Geotech. J.*, 39, 938-959.
- [11] **YIGZAW Z.G. (2009)**. *Analyse des processus de retrait-gonflement des sols argileux en réponse à des sollicitations hydriques cycliques. Rôle de la microstructure*. Thèse doctorat, Mines ParisTech, 209 p.

**Abstract.** *“Rheological aging of clayey soils in the paris basin, subjected to repeated drying-wetting cycles”.*

*In France since 1976, periods of prolonged droughts, associated to significant water deficits, showed a high vulnerability of houses founded on clayey soils. The shrinkage and the swelling of clay soils subjected to repeated drying-wetting cycles are causing significant damage to this type of buildings. This article presents the effects of wetting-drying cycles on the behavior of three clayey formations of the Paris basin, sensitive to shrink-swell processes. Plastic Clays of Sparnacian age, non-carbonated, are compared to Green Clay of Romainville, slightly carbonated, and Blue Marls of Argenteuil that were previously studied by the research team.*

**Key words:** swelling, shrinkage, clayey soil, wetting-drying cycles, Plastic Clay, Green Clay of Romainville, Blue Marl of Argenteuil.

## Limit analysis for 3-D structures using second-order cone programming

**Tran Trung Dung**

Faculty of Construction & Electricity, HCMC Open University

Email: [dungbme@gmail.com](mailto:dungbme@gmail.com)

**Le Van Canh**

Department of Civil Engineering, International University

Email : [lvcanh@hcmiu.edu.vn](mailto:lvcanh@hcmiu.edu.vn)

**Abstract.** *This paper extends a numerical procedure for limit analysis of 3-d structures using node-based smoothed finite element method (ns-fem) in combination with second-order cone programming (socp). the obtained discretization formulation is then cast in a form which involves second-order cone constraints, ensuring that the underlying optimization problem can be solved by highly efficient primal-dual interior point algorithm. furthermore, in the ns-fem, the system stiffness matrix is computed using the smoothed strains over the smoothing domains associated with nodes. this ensures that the size of the resulting optimization problem is kept to a minimum. moreover, it can alleviate volumetric locking for 3-d problem effectively. the efficiency of the present approach is illustrated by examining a benchmark example.*

**Key words:** the node-based smoothed fem (ns-fem), second-order cone programming (socp).

### 1. Introduction

Limit state criteria have been used to design and assess the safety of many engineering components and structures, from simple metal forming problems to large-scale engineering structures and nuclear power plants. A complete elasto-plastic analysis is generally quite complicated due to the need to specify initial stress conditions and to then carry out an analysis in an iterative manner. Difficulties in elasto-plastic analysis and its applications have motivated the development of a simplified direct method, limit analysis, which can be used to identify the collapse load (also known as the limit load, or load carrying capacity, or maximum load intensity) of a structural problem in a simple and more direct manner.

Current research in the field of limit analysis is focussing on the development of numerical tools which are sufficiently efficient and robust to be of use to engineers working in practice. Various numerical procedures for limit and shakedown analysis problems have been developed for decades. One of the most robust and popular discretisation methods is the finite element method (FEM). However, there are still many aspects which are in need of improvement, for instance locking problems, mesh distortion and highly sensitive to the geometry of the original mesh...

Moreover, in limit analysis procedures one must solve optimisation problems involving either linear or non-linear programming. When a non-linear yield condition is used, the resulting optimisation problem is non-linear, which presents major difficulties in the solution process. A traditional way of addressing the drawback is to linearise non-linear convex yield criteria, so that the resulting optimisation problem reduces to a linear program. Although this classical linear program can be solved efficiently using Simplex [1, 2] or interior-point [3] algorithms, a large number of constraints generated in the linearisation process would be needed in order to provide accurate solutions (especially for three-dimensional problems), thereby increasing the computational cost. Attempts have also been made to solve problems involving exact convex yield function using non-linear programming packages. However, non-linear programming problems are often computationally expensive to solve, with the consequence that often only relatively small problems can be tackled.

To overcome these above shortcomings, the strain smoothing technique (the node-based SFEM) is used to to remove locking problems for 3D structures. Moreover the resulting optimization problem is cast in the form of a second-order cone programming problem so that a large-scale problem can be solved efficiently [4, 5].

## 2. Kinematic formulation of limit analysis

Consider a rigid-perfectly plastic solid subject to body forces  $\mathbf{F}$  in its volume  $\mathbf{V}$  and surface tractions  $\mathbf{f}$  on the free portion  $\Gamma_f$  of its boundary. The constrained boundary  $\Gamma_u$  is fixed. The basic values of external loads  $\mathbf{F}$  and  $\mathbf{f}$  are affected by a common multiplier  $\alpha$ , and the value  $\lambda^+$  of  $\alpha$  for which collapse is attained (collapse multiplier) is sought. Let the vectors

$$\boldsymbol{\sigma} = \{\sigma_x \quad \sigma_y \quad \tau_{xy} \quad \sigma_z \quad \tau_{xz} \quad \tau_{yz}\}^t \quad (33a)$$

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}} = \{\dot{\epsilon}_x \quad \dot{\epsilon}_y \quad \dot{\gamma}_{xy} \quad \dot{\epsilon}_z \quad \dot{\gamma}_{xz} \quad \dot{\gamma}_{yz}\} \quad (33b)$$

$$\dot{\mathbf{u}} = \{\dot{u}_x \quad \dot{u}_y \quad \dot{u}_z\} \quad (33c)$$

collect the stress, strain rate and velocity components, respectively (for shear strains the engineering definition is adopted). The fields (33b) and (33c) are related by compatibility, which is symbolically written as

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}} = \nabla_s \dot{\mathbf{u}} \quad \text{in } \mathbf{V}, \quad \dot{\mathbf{u}} = 0 \quad \text{on } \Gamma_u \quad (34a,b)$$

The rigid-perfectly plastic assumption for the material implies that stresses are confined within the convex domain  $f(\mathbf{s}) \leq 0$ . If von Mises' criterion is considered, one has

$$f(\mathbf{s}) = f(\mathbf{s}) - s_0 \quad (35a)$$

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = \frac{1}{\sqrt{2}} \left( (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right)^{1/2} \text{ for 3D} \quad (35b)$$

where  $s_0$  is the tensile yield stress. Deformations in the solid can only consist of plastic flow governed by the normality rule.

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}} = \mu \frac{\partial \phi}{\partial \boldsymbol{\sigma}}; \quad \mu \geq 0 \quad (36a,b)$$

The plastic multiplier  $\mu$  can be positive only if the current stress point lies on the limit surface ( $q=0$ ). For von Mises' materials, this establishes that the deformation process is *isochoric*, i.e. strain rates obey the condition

$$\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_y + \dot{\epsilon}_z = 0 \quad (37)$$

which can be written as

$$\boldsymbol{\chi}^t \dot{\boldsymbol{\epsilon}} = 0; \quad \boldsymbol{\chi} = \{1 \ 1 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0\}^t \quad (38)$$

Then the power of dissipation  $\hat{D}(\dot{\boldsymbol{\epsilon}})$  can be formulated as a function of strain rates as [6]

$$\hat{D} = \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} \left[ 2(\dot{\epsilon}_x^2 + \dot{\epsilon}_y^2 + \dot{\epsilon}_z^2) + \dot{\gamma}_{xy}^2 + \dot{\gamma}_{yz}^2 + \dot{\gamma}_{zx}^2 \right]^{1/2} \text{ for 3D} \quad (39a)$$

The kinematic theorem of limit analysis can now be cast in the well known format

$$\lambda^+ = \min_{\Omega} \int_{\Omega} \hat{D}(\dot{\boldsymbol{\epsilon}}) d\Omega \quad (40a)$$

subject to

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}} = \nabla_s \dot{\mathbf{u}} \quad \text{in } \mathbf{V}, \quad \dot{\mathbf{u}} = \mathbf{0} \text{ on } \Gamma_u \quad (40b)$$



$$\chi^t \boldsymbol{\varepsilon} = 0 \quad \text{in } \mathbf{V} \quad (40c)$$

$$\int_V \mathbf{F}^t \mathbf{u} dV + \int_{\Gamma_f} \mathbf{f}^t \mathbf{u} d\Gamma = 1 \quad (40d)$$

The problem (40) is a convenient basis for finite element computations. Its objective function (40a) is convex; the compatibility conditions are accounted for automatically by a displacement model; the incompressibility constraint (40c) is linear and can be eliminated, thus reducing the number of free variables; Eq (40d) is easily dealt with by introducing a single Lagrangean multiplier, so that the problem is brought to the search of the minimum of an unconstrained convex function.

### 3. A brief on the formulation of NS-FEM

In NS-FEM, using the mesh of elements we further discretize the problem domain into smoothing domains based on nodes of the elements such that  $\Omega \approx \sum_{k=1}^{N_n} \Omega^{(k)}$  and  $\Omega^{(i)} \cap \Omega^{(j)} = \emptyset$ ,  $i \neq j$ , in which  $N_n$  is the total number of nodes of all elements in the entire problem domain. Moreover, NS-FEM shape functions are identical to those in the FEM. However, instead of using compatible strains, the NS-FEM uses strains smoothed over local smoothing domains. These local smoothing domains are constructed based on nodes of elements as shown in Figure 1. A strain smoothing formulation is now defined by the following operation:

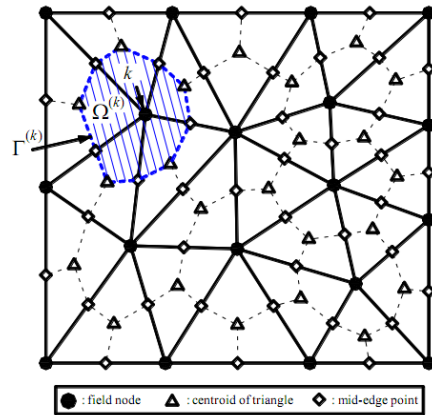


Figure 1. Three-node triangular mesh and smoothing domains

$$\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_k = \int_{\Omega^{(k)}} \boldsymbol{\varepsilon}^h(\mathbf{x}) \Phi_k(\mathbf{x}) d\Omega = \int_{\Omega^{(k)}} \nabla_s \mathbf{u}^h(\mathbf{x}) \Phi_k(\mathbf{x}) d\Omega \quad (41)$$

where  $\Phi(\mathbf{x})$  is a given smoothing function that satisfies at least unity property

$$\int_{\Omega^{(k)}} \Phi(\mathbf{x}) d\Omega = 1 \quad (42)$$

and in this work  $\Phi(\mathbf{x})$  is assumed to be a step function given by

$$\Phi(\mathbf{x}) = \begin{cases} 1/V^{(k)} & \mathbf{x} \in \Omega^{(k)} \\ 0 & \mathbf{x} \notin \Omega^{(k)} \end{cases} \quad (43)$$

where  $V^{(k)}$  is the ‘volume’ of the smoothing domain  $\Omega^{(k)}$  and is calculated by

$$V^{(k)} = \int_{\Omega^{(k)}} d\Omega = \frac{1}{4} \sum_{j=1}^{N_e^{(k)}} V_e^{(j)}$$

in which  $N_e^{(k)}$  is the number of elements connected to the node  $k$  and

$V_e^{(j)}$  is the volume of the  $j^{th}$  element around the node  $k$ .

In term of nodal displacement vectors  $\mathbf{d}_I$ , the smoothing strains  $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_k$  can be written as

$$\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_k = \sum_{I \in N_n^{(k)}} \bar{\mathbf{B}}_I(x_k) \mathbf{d}_I \quad (44)$$

where  $N_n^{(k)}$  is the number of nodes that are directly connected to node  $k$ , and  $\bar{\mathbf{B}}_I(x_k)$  is the smoothed strain-displacement matrix on  $\Omega^{(k)}$  the domain which is calculated numerically by an assembly process similarly as in the standard FEM

$$\bar{\mathbf{B}}_I(x_k) = \frac{1}{V^{(k)}} \sum_{j=1}^{N_e^{(k)}} \frac{1}{4} V_e^{(j)} \mathbf{B}_j^e \quad (45)$$

in which matrix  $\mathbf{B}_j^e = \sum_{I \in S_j^e} \mathbf{B}_I$  is the compatible strain-displacement matrix for the  $j^{th}$  element

around the node  $k$ . It is assembled from the compatible strain-displacement matrices  $\mathbf{B}_I(\mathbf{x})$  of nodes in the set  $S_j^e$  which contains  $nnel$  nodes of the  $j^{th}$  linear element. Since linear shape functions are used, the entries of  $\mathbf{B}_j^e$  are constants and therefore of  $\bar{\mathbf{B}}_I(x_k)$  are also constants.

The smoothed domain stiffness matrix is then calculated by

$$\bar{\mathbf{K}}^{(k)} = \int_{\Omega^{(k)}} \bar{\mathbf{B}}_I^T \mathbf{C} \bar{\mathbf{B}}_I d\Omega = V^{(k)} \bar{\mathbf{B}}_I^T \mathbf{C} \bar{\mathbf{B}}_I \quad (46)$$

where  $\mathbf{C}$  is the matrix of material constants, note that due to the smoothed strains  $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_k$  in Eq. (41) are constants, the stresses  $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_k = \mathbf{C} \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_k$  are also constants in the smoothing domain  $\Omega^{(k)}$ .

#### 4. Solution procedure with second order cone programming

If the von Mises failure criterion is employed, the plastic dissipation, i.e. the objective function can now be written in the form :

$$\lambda^+ = \sum_{k=1}^{N_n} V^{(k)} \sigma_0 \|\boldsymbol{\rho}_i^k\| \quad (47)$$

where  $\|\boldsymbol{\rho}_k\|$  are additional variables defined by

$$\boldsymbol{\rho}_k = \begin{bmatrix} \rho_1 \\ \rho_2 \\ \rho_3 \\ \rho_4 \\ \rho_5 \\ \rho_6 \end{bmatrix} = \frac{1}{\sqrt{3}} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_k \quad (48)$$

Introducing auxiliary variables  $t_1, t_2, \dots, t_{N_n}$ , the optimization problem becomes:

$$\min \quad \lambda^+ = \sum_{k=1}^{N_n} V^{(k)} \sigma_0 t_k \quad (49a)$$

$$(49b)$$

$$\text{s.t.} \quad \begin{cases} \dot{\mathbf{u}} = 0 & \text{on } \Gamma_{\mathbf{u}} \\ \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_k = \bar{\mathbf{B}}_k \dot{\mathbf{u}} & \forall k = 1, N^n, \end{cases} \quad (49c)$$

$$\mathbf{D}_v \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_k = 0 \quad (49d)$$

$$F(\dot{\mathbf{u}}) = 1 \quad (49e)$$

$$\|\boldsymbol{\rho}_k\| \leq t_k \quad k = 1, 2, \dots, N^n \quad (49f)$$

The third constraint, Eq.(49d), ensures that the incompressibility condition must be satisfied on all smoothing domains  $\Omega^{(k)}$  and  $\mathbf{D}_v$  has the form

$$\mathbf{D}_v = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_k \quad (50)$$

## 5. Numerical examples

In this section, the performance of the proposed solution procedure is illustrated via a benchmark problem in which analytical and other numerical solutions are available.

The example deals with a square plate with a central circular hole with constant modulus of elasticity and thickness under independently varying pressure loads  $p_1$  and  $p_2$  as in Figure 2(a). The limit load factor was obtained analytically by Gaydon and McCrum [7] using plane stress hypothesis and von Mises yield criterion. Numerical limit analyses were also investigated by some authors, e.g. Garcea et al. [8] for the case of  $D/L=0.2$  and Heitzer [9], Vu [10], for different ratios of  $D/L$  to evaluate the elastic–plastic behaviour of the structure. Moreover, H. Nguyen-Xuan [12] has applied the NS-FEM to limit analysis problems of 3D structures using Koiter’s theorem, in which fictitious elastic stresses are assumed. However, in this paper the NS-FEM is formulated associated with Markov’s kinematic theorem, and the resulting optimization problem is cast in the form of a second-order cone programming problem so that a large-scale problem can be solved efficiently [4]. Owing to its symmetry, only the upper-right quarter of the plate is modeled, see Figure 2(b). Symmetry conditions are enforced on the left and bottom edges.

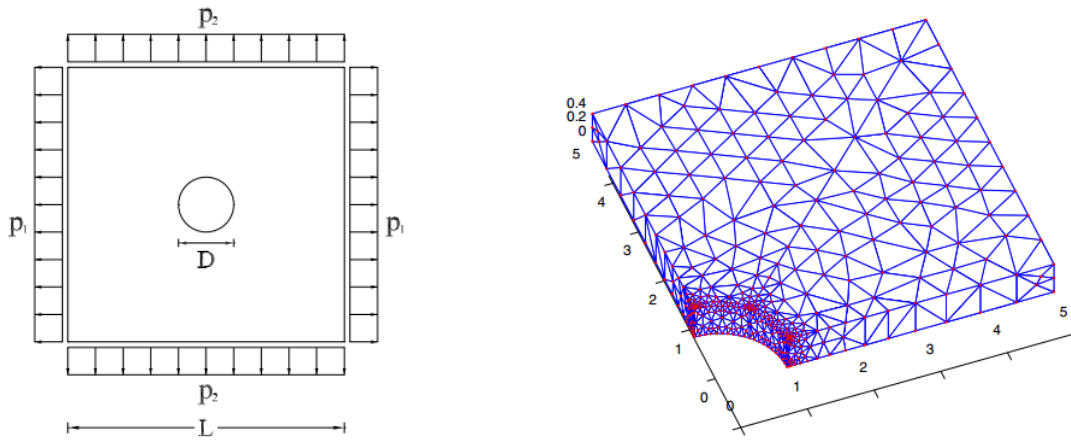


Figure 2. A square plate with a circular hole: (a) geometry and loading, (b) finite element mesh

The procedure is applied to the case of  $D/L=0.2$ . Table 1 compares the best solutions obtained using the present method with solutions obtained previously by different limit analysis approaches (kinematic or static) using other FEM and meshfree models for case. It can be seen that the NS-FEM solutions agree well with published ones. Specially, NS-FEM can effectively alleviate volumetric locking for 3D problem.

Table 1. Collapse load multiplier with different loading cases and compared with previously obtained solutions  $D/L=0.2$

Approach	Authors	Loading cases		
		$p_2 = p_1$	$p_2 = p_1/2$	$p_2 = 0$

Kinematic (upper bound)	da Silva and Antao [14]	0.899	0.915	0.807
	Le et al. [15]	0.895	0.911	0.801
	ES-FEM [11]	0.896	0.911	0.801
	NS-FEM-T3	0.894	0.911	0.802
	NS-FEM-T4	0.893	0.917	0.807
Mixed formulation	Zouain et al. [13]	0.894	0.911	0.803
Analytical solution	Gaydon and McCrum [7]	–	–	0.800
Static (lower bound)	Chen et al. [16]	0.874	0.899	0.798
	Gross-Weege [17]	0.882	0.891	0.782
	Belytschko [18]	–	–	0.780
	Nguyen-Dang and Palgen [19]	0.704	–	0.564

#### 4. Kết luận

In the paper, NS-FEM associated with second-order cone programming has been further investigated in efforts to provide more robust and efficient procedures and overcome drawbacks when applying to limit analysis. The extension of the NS-FEM formulation to the limit and of 3D problems is straightforward. It can alleviate volumetric locking for 3D problem effectively. In addition, limitation of large-scale problems in engineering practice can no longer difficult because of associating with the MOSEK software package.

#### References

- [1]. Anderheggen, E. & Knopfel, H. (1972) *Finite element limit analysis using linear programming*. International Journal of Solids and Structures 8, 1413–1431.
- [2]. Christiansen, E. (1981) *Computation of limit load*. International Journal for Numerical Methods in Engineering 17, 1547–1570.

- [3]. Andersen, K. D. & Christiansen, E. (1995) *Limit analysis with the dual affine scaling algorithm*. Journal of Computational and Applied Mathematics 59, 233–243.
- [4]. Le CV, Gilbert M, and Askes H.(2009) *Limit analysis of plates using the EFG method and second-order cone programming*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 78:1532–1552.
- [5]. Le CV, Askes H, and Gilbert M. (2012) *A locking-free stabilized kinematic EFG model for plane strain limit analysis*. Computers and Structures, 106-107:1–8.
- [6]. Riccardo Aceti, Antonio Capsoni, Leone Corradi.(2005) *A 3D finite element with planar symmetry for limit analysis computations*. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg 194, 1823–1838.
- [7]. Gaydon FA, McCrum AW. (2005) *A theoretical investigation of the yield point loading of a square plate with a central circular hole*. Journal of the Mechanics and Physics of Solids 1954; 2:156–169.
- [8]. Garcea G, Armentano G, Petrolo S, Casciaro R. (2005) *Finite element shakedown analysis of two-dimensional structures*. International Journal for Numerical Methods in Engineering; 63:1174–1202.
- [9]. Heitzer M. Traglast- und Einspielanalyse zur Bewertung der Sicherheit passiver Komponenten. (1999) *Berichte des Forschungszentrums Julich*, Jul-3704, Dissertation, RWTH Aachen, Germany
- [10]. Vu DK. (2001) *Dual limit and shakedown analysis of structures*. Dissertation, Universit' edeliège, Belgium.
- [11]. T. N. Tran, G. R. Liu, H. Nguyen-Xuan and T. Nguyen-Thoi (2010) *An edge-based smoothed finite element method for primal-dual shakedown analysis of structures*.International Journal for Numerical Methods in Engineering, 82:917–938.
- [12]. H. Nguyen-Xuan, T. Rabczuk, T. Nguyen-Thoi ,T.N.Tran and N. Nguyen-Thanh.(2012) *Computation of limit and shakedown loads using a node-based smoothed finite element method*. International journal for numerical methods in engineering.90:287–310
- [13]. N. Zouain, L. Borges, J. L. Silveira. (2002). *An algorithm for shakedown analysis with nonlinear yield functions*. Comput Methods Appl. Mech. Engrg. 191, 2463–2481
- [14]. M. Vicente da Silva and A. N. Antao. (2007) *A non-linear programming method approach for upper bound limit analysis*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 72:1192-1218.
- [15]. C. V. Le, H. Nguyen-Xuan, H. Askes, S. Bordas, T. Rabczuk and H. Nguyen-Vinh. (2010). *A cell-based smoothed finite element method for kinematic limit analysis*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 83:1651-1674
- [16]. S. Chen, Y. Liu, and Z. Cen. (2008) *Lower-bound limit analysis by using the EFG method and non-linear programming*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 74:391-415.
- [17]. J. Gross-Weege.(1997) *On the numerical assessment of the safety factor of elasto-plastic structures under variable loading*. International Journal of Mechanical Sciences,39:417-433.
- [18]. T. Belytschko.(1972) *Plane stress shakedown analysis by finite elements*. International Journal of Mechanical Sciences, 14:619-625.
- [19]. H. Nguyen-Dang and L. Palgen.(1979) *Shakedown analysis by displacement method and Equilibrium finite elements*. page L3/3. Proceedings of SMIRT-5, Berlin.

# MÔ PHỎNG TRƯỜNG NHIỆT ĐỘ VÀ ỨNG SUẤT TRONG ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC THEO TIẾN ĐỘ THI CÔNG

Th.S Bùi Anh Kiệt

Khoa Xây dựng và Điện – [kiet.bui@oude.edu.vn](mailto:kiet.bui@oude.edu.vn)

**Tóm tắt:** Quá trình xây dựng các công trình đập bê tông trọng lực thường xảy ra hiện tượng nứt do nhiệt, do đó việc mô phỏng sự phân bố trường nhiệt độ để từ đó xác định được sự phân bố ứng suất trong các khối đổ bê tông chồng lên nhau trong quá trình thi công là cần thiết nhằm kiểm soát loại vết nứt này. Do đó, bài báo được thực hiện với mục tiêu: Sử dụng phần mềm Ansys để thiết lập mô hình tính toán, xác định trường nhiệt độ và trường ứng suất bên trong các khối đổ đập bê tông trọng lực theo tiến độ thi công.

**Từ khóa:** Phân tích nhiệt – Bê tông đầm lăn – Nhiệt thủy hoá – Đối lưu – Ansys

**Abstract:** The process of building massive concrete dams often appear thermal crackings. So, modelling the distribution of thermal and stress in blocks by time is necessary to control the cracking this type. So that, the target of this paper is: Using Ansys software to establish the model, to calculate the thermal and stress field inside blocks by construction sequence in gravity concrete dam.

## 1. Đặt vấn đề

Đập dâng của các công trình hồ chứa nước hiện nay hầu hết được xây dựng bằng bê tông trọng lực, loại hình đập được thiết kế để chịu áp lực nước cao, do đó để đảm bảo đập hoạt động ổn định, an toàn thì không cho phép xuất hiện các vết nứt, vì chính các vết nứt này không những làm giảm khả năng làm việc mà còn gây ra hiện tượng xâm thực phá hoại công trình.

Để khắc phục tình trạng trên, về mặt thiết kế khi tính toán kết cấu người ta thường giới hạn không cho phép xuất hiện các vết nứt trong vùng chịu áp lực nước. Tuy nhiên trong thực tế xây dựng, hiện tượng xuất hiện các vết nứt là phổ biến. Nguyên nhân của hiện tượng này bao gồm nhiều yếu tố khác nhau, trong đó ứng suất nhiệt phát sinh do quá trình thủy hóa xi măng có ảnh hưởng đáng kể đến việc hình thành các vết nứt.

Trong phạm vi bài báo này, tác giả sẽ tiến hành phân tích trường nhiệt độ và trường ứng suất bằng phần mềm Ansys – chương trình cho phép mô phỏng sự phân bố trường nhiệt độ trong thân đập bê tông, trong đó kể đến hầu hết các yếu tố như sự truyền nhiệt bằng dẫn nhiệt trong môi trường vật rắn, truyền nhiệt bằng đối lưu, bức xạ nhiệt giữa bề mặt vật rắn với môi trường chất lỏng hay không khí, trong đó có kể cả yếu tố thời gian, phản ánh cụ thể sự biến thiên nhiệt độ trong thân đập.

## 2. Tình hình nghiên cứu trong và ngoài nước

### 2.1. Nghiên cứu trong nước

Ở nước ta, việc nghiên cứu diễn biến nhiệt độ, ứng suất nhiệt và thiết lập quy trình công nghệ thi công đập bê tông trọng lực còn khá mới mẻ. Hiện nay chúng ta đã có tiêu chuẩn TCXDVN 305-2004 - Bê tông khối lớn – Quy phạm thi công và nghiệm thu. Trong các tiêu chuẩn trên, chưa có quy trình hướng dẫn tính toán nhiệt cũng như phần mềm tính toán được phép

áp dụng. Trong quy phạm về thi công bê tông thủy công khối lớn mới chỉ ra nhiệt độ không chế khi đổ bê tông yêu cầu nên nhỏ hơn 25<sup>0</sup>C.

Đối với một số công trình đập bê tông trọng lực đã xây dựng ở nước ta trước đây, khi thiết kế đã quan tâm đến tính toán nhiệt trong bê tông nhưng chưa có điều kiện phân tích đầy đủ quá trình diễn biến trường nhiệt trong toàn kết cấu. Một số công trình đã có hướng dẫn quy trình công nghệ thi công riêng, trong đó đã có chỉ dẫn áp dụng một số biện pháp kỹ thuật nhằm giảm khả năng phát nhiệt của bê tông... Tuy nhiên cho đến nay vẫn chưa có sự tổng kết đúc rút kinh nghiệm nào mang tính hệ thống.

Dưới đây là một ứng dụng cụ thể tính toán nhiệt cho các công trình thủy điện tại Việt Nam:

EVN-PECC2 (2008), [3]: Công trình đập dâng RCC thủy điện Đồng Nai 3 với chiều cao của đập lớn và yêu cầu tiến độ thi công nhanh, vấn đề phát sinh ứng suất nhiệt trong thân đập do chênh lệch nhiệt độ giữa các phần bê tông trong thân đập là lớn có khả năng phát sinh các vết nứt nhiệt, do vậy việc tính toán sự ảnh hưởng của quá trình nhiệt thủy hóa xi măng trong khi thi công các khối đổ chồng liên tiếp nhau có ý nghĩa quan trọng đối với độ bền và khả năng chống thấm của đập. Việc tính toán trường nhiệt độ được mô phỏng bằng phần mềm Z-Soil.

## 2.2. Nghiên cứu ngoài nước

Tại các quốc gia phát triển, khi xây dựng các công trình bê tông khối lớn nói chung và đập bê tông trọng lực nói riêng, đều có các nghiên cứu sâu về quá trình diễn biến nhiệt ngay từ khâu thiết kế cũng như thi công thông qua các quy trình công nghệ thi công hợp lý với các biện pháp khống chế nhiệt độ đồng bộ. Trong quá trình thi công đã quan trắc các diễn biến nhiệt, ứng suất nhiệt để đối chiếu với tính toán và kịp thời điều chỉnh quy trình thi công, thường xuyên có tổng kết, hội thảo khoa học về lĩnh vực này. Dưới đây là một số nghiên cứu được trình bày tại các hội thảo và trên các tạp chí khoa học:

Jean – Luc Sarf và nnk (2003), [4]: Trong khuôn khổ của hội thảo lần thứ 7 được tổ chức tại Bucharest vào 10-2003 về phân tích số đập bê tông, tác giả đã mô phỏng ứng xử của nhiệt trong đập bê tông trọng lực RCC trong suốt quá trình thi công thông qua việc sử dụng mô hình phần tử hữu hạn 2D bằng phần mềm Z-Soil

Coyne et Bellier (2003), [5]: Tại hội thảo Benchmark lần thứ 7 được tổ chức tại Bucharest vào 10-2003, tác giả đã sử dụng phần mềm Theme B để dự đoán trường nhiệt độ và ứng suất trong thân đập bê tông trong suốt quá trình thi công công trình.

David Dollar và nnk (2005), [6]: Tại hội thảo “2005 Tri-Services Infrastructure Conference”, tác giả đã phân tích sự gia tăng phi tuyến ứng suất biến dạng nhiệt đối với đập Portugues. Mục đích chính của nghiên cứu là:

- + Đặc trưng nhiệt độ ổn định trong thời gian dài;
- + Vị trí và cách ứng xử của các khe nhiệt;
- + Khả năng gây nứt.

## 3. Ý nghĩa của kết quả nghiên cứu



Sự thay đổi nhiệt độ trong bê tông khối lớn khá phức tạp và có khả năng gây nứt cho bê tông. Tại các quốc gia có kỹ thuật xây dựng phát triển, công nghệ thi công bê tông khối lớn rất quan tâm đến việc tính toán khống chế nhiệt. Tại Việt Nam, vấn đề kiểm soát nhiệt trong quá trình thiết kế và thi công bê tông khối lớn dù đã được tiến hành nhưng do chưa có quy phạm chính thức mà phải vận dụng các tài liệu nước ngoài nên có thể còn nhiều bất cập trong điều kiện thực tế của nước ta. Do đó, việc nghiên cứu vấn đề kiểm soát ứng suất nhiệt trong quá trình thi công bê tông khối lớn ở nước ta là rất cần thiết, góp phần vào sự phát triển công nghệ thi công bê tông khối lớn, đồng thời góp phần làm hoàn thiện cơ sở lý thuyết, xây dựng các quy trình quy phạm về thiết kế, thi công bê tông ở Việt Nam.

#### 4. Cơ sở lý thuyết về nhiệt trong bê tông

##### 4.1. Phương trình vi phân dẫn nhiệt cho bê tông

Nền tảng của bài toán phân tích nhiệt là phương trình cân bằng nhiệt, phương trình này được thiết lập dựa trên định luật bảo toàn năng lượng. Phương trình cân bằng nhiệt trong hệ tọa độ Descartes được viết dưới dạng:

$$c\rho \frac{\partial T}{\partial t} = \left( \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) \right) + q$$

Với nguồn nhiệt của bê tông thay đổi theo thời gian:

$$R(t) = WQ_0(1 - e^{-mt})$$

Khi đó, tốc độ tỏa nhiệt trên một đơn vị thể tích:

$$q(t) = \frac{\partial R}{\partial t} = WQ_0 m e^{-mt}$$

##### 4.2. Điều kiện biên:

Các điều kiện biên sử dụng trong phân tích nhiệt gồm:

- Nhiệt độ tiêu chuẩn tác động lên bề mặt  $S_1$  (bề mặt tiếp xúc với mặt đất hoặc phạm vi giới hạn của nền):

$$T = T^*$$

- Dòng nhiệt tiêu chuẩn trên bề mặt  $S_2$  (là các bề mặt tiếp xúc với không khí)

$$k_x \frac{\partial T}{\partial x} + k_y \frac{\partial T}{\partial y} + k_z \frac{\partial T}{\partial z} = q^*$$

Trong đó:  $q^*$  là dòng nhiệt tiêu chuẩn

##### 4.3. Điều kiện thời gian

Cho biết sự phân bố nhiệt độ tại thời điểm ban đầu  $t = 0$ ,  $T = f(x, y, t_0)$  vì vậy điều kiện này còn gọi là *điều kiện ban đầu*.

#### 5. Mô phỏng trường nhiệt độ trong đập bê tông trọng lực

Chương trình sẽ mô phỏng trường nhiệt trong đập bê tông trọng lực với mặt cắt ngang đập dâng hồ chứa Công trình Thủy điện Đồng Nai 3

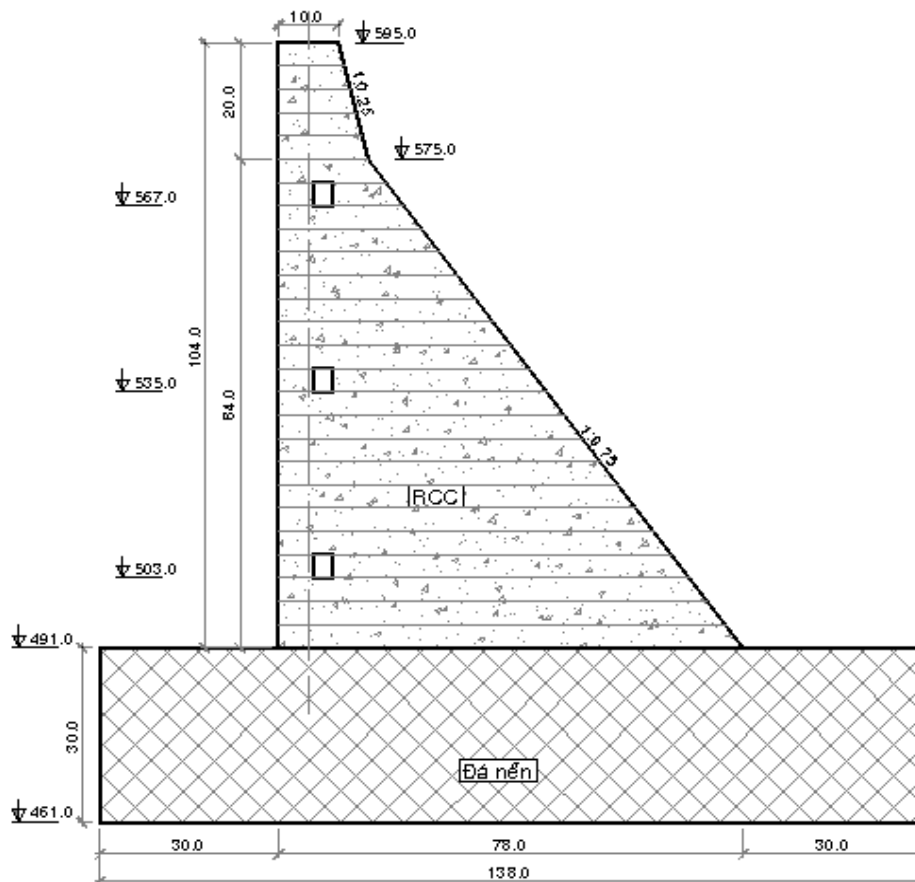
### 5.1. Giới thiệu sơ lược Công trình Thủy điện Đồng Nai 3

Công trình thủy điện Đồng Nai 3 trên sông Đồng Nai thuộc bậc thang khai thác tổng hợp năng lượng của sông Đồng Nai. Công trình thuộc địa phận hai tỉnh Lâm Đồng và Đắk Nông, cách thành phố Hồ Chí Minh 300 km về hướng Tây- Tây Bắc theo QL 14.

Bảng 1. Các thông số cơ bản của hồ chứa CTTĐ Đồng Nai 3

1	Cấp công trình hồ chứa		I
2	Mực nước dâng bình thường (MNDBT)	m	590.0
3	Mực nước chết (MNC)	m	570.0
4	Dung tích hồ tại MNDBT – $W_{tb}$	$10^6 m^3$	1612.0
5	Dung tích hữu ích - $W_{hi}$	$10^6 m^3$	903.1
6	Diện tích hồ tại MNDBT	$km^2$	56.0

Đập dâng thủy điện Đồng Nai 3 có kết cấu bê tông trọng lực thi công theo công nghệ đầm lăn (RCC). Cao trình đỉnh đập được thiết kế tại CT.595.0m, chiều dài đỉnh đập là 570m bao gồm cả đập tràn, chiều cao lớn nhất của đập là 104m, bề rộng đỉnh được thiết kế 10 m, mái thượng lưu thẳng đứng, mái hạ lưu có độ dốc thay đổi  $m=0.75$



Hình 1. Mặt cắt ngang đập dâng và sơ đồ phân chia khối để tính toán

## 5.2. Thu thập các số liệu đầu vào

Số liệu đầu vào phục vụ tính toán nhiệt được trích dẫn từ hồ sơ Thuyết minh Thiết kế Kỹ thuật giai đoạn 2 – Công trình Thủy điện Đồng Nai 3 (2008), [3]

### a. Thông số tính toán nhiệt

Bảng 2. Nhiệt độ môi trường trong năm tại trạm quan trắc Đắc Nông

Tháng	NHIỆT ĐỘ (°C)		
	TB	Max	Min
I	20.2	33.5	7.6
II	21.4	35.7	7.8
III	23.1	36.4	9.5
IV	24.0	36.6	13.2
V	23.9	35.6	17
VI	23.3	33.5	16.6
VII	22.9	33	17.1
VIII	22.7	32	17
IX	22.7	32.4	16.4
X	22.5	31.9	8.5
XI	21.8	32.1	10.7
XII	20.5	32.8	8.3
<b>TB</b>	<b>22.4</b>	<b>33.8</b>	<b>12.4</b>

Bảng 3. Quan hệ giữa thời gian, nguồn nhiệt và tốc độ nhiệt thủy hóa

t (giờ)	R (KJ/m <sup>3</sup> )	Q (KJ/m <sup>3</sup> .giờ)
0.1	63.9	665.0
24	13799.9	493.0
48	24023.1	365.3
72	31596.6	270.6
96	37207.2	200.5
120	41363.7	148.5
168	46723.9	81.5
216	49665.7	44.7
264	51280.2	24.5
312	52166.2	13.5
408	52919.4	4.1
504	53146.2	1.2
672	53232.0	0.1

Bảng 4. Các thông số tính toán nhiệt cơ bản

STT	Các thông số tính toán	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị
<b>Bê tông RCC</b>				
1	Dung trọng	$\rho$	Kg/m <sup>3</sup>	<b>2400.0</b>
2	Nhiệt dung riêng của bê tông	C	KJ/kg °C	<b>1.00</b>
3	Tính dẫn nhiệt trong bê tông	k	KJ/m.h.°C	<b>7.2</b>
4	Nhiệt độ RCC khi đổ	t <sub>RCC</sub>	°C	<b>23.0</b>
5	Tỉ lệ truyền nhiệt tại bề mặt	$\beta_0$	KJ/m <sup>2</sup> .h.°C	<b>50.0</b>
6	Tỉ lệ truyền nhiệt tại bề mặt cốt pha thép	$\beta_0$	KJ/m <sup>2</sup> .h.°C	<b>50.0</b>
7	Vận tốc gió trung bình	v <sub>tb</sub>	m/s	<b>1.5</b>

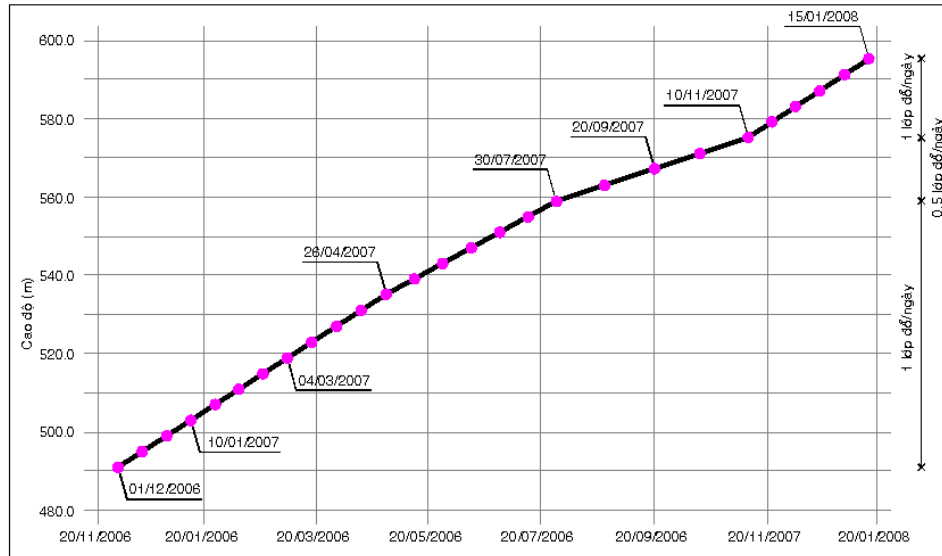
<b>Nền đá</b>				
1	Dung trọng	$\rho$	Kg/m <sup>3</sup>	<b>2700.0</b>
2	Nhiệt dung riêng	$C_{rock}$	KJ/kg °C	<b>0.85</b>
3	Tính dẫn nhiệt	$k_{rock}$	KJ/m.h.°C	<b>13.3</b>
4	Nhiệt độ nền đá	$t_{nền\ đá}$	°C	<b>22.4</b>
5	Môđun đàn hồi đá nền	E	GPa	<b>18.0</b>
6	Hệ số poisson đá nền	$\mu$		<b>0.25</b>

Bảng 5. Quan hệ Môđun đàn hồi của bê tông theo thời gian

<b>Thời gian</b>		<b>E<sub>x</sub>(MPa)</b>
(ngày)	(giờ)	
0 ÷ 3	0 ÷ 72	3500
3 ÷ 7	72 ÷ 168	5800
7 ÷ 28	168 ÷ 672	7800
28 ÷ 50	672 ÷ 1200	11800
50 ÷ 90	1200 ÷ 2160	14100
90 ÷ 160	2160 ÷ 3840	16800
160 ÷ 250	3840 ÷ 6000	20000
250 ÷ 365	6000 ÷ 8760	22800
> 365	> 8760	25600

### **b. Tiến độ đổ bê tông**

Trong mô hình nghiên cứu của này, việc đổ các khối bê tông tiếp theo tuân theo tiến độ được lập. Trong quá trình từ lúc bắt đầu thi công khối bê tông đầu tiên cho đến khi khối bê tông cuối cùng được hoàn thành (từ 0 giờ đến 12960 giờ), bước tải được chọn là 12h, thời gian tiếp theo bước tải được chọn là 24h.



Hình 2. Tiến độ thi công đập RCC Đồng Nai 3

### 5.3. Tạo mô hình tính toán quá trình thi công đập RCC Đồng Nai 3

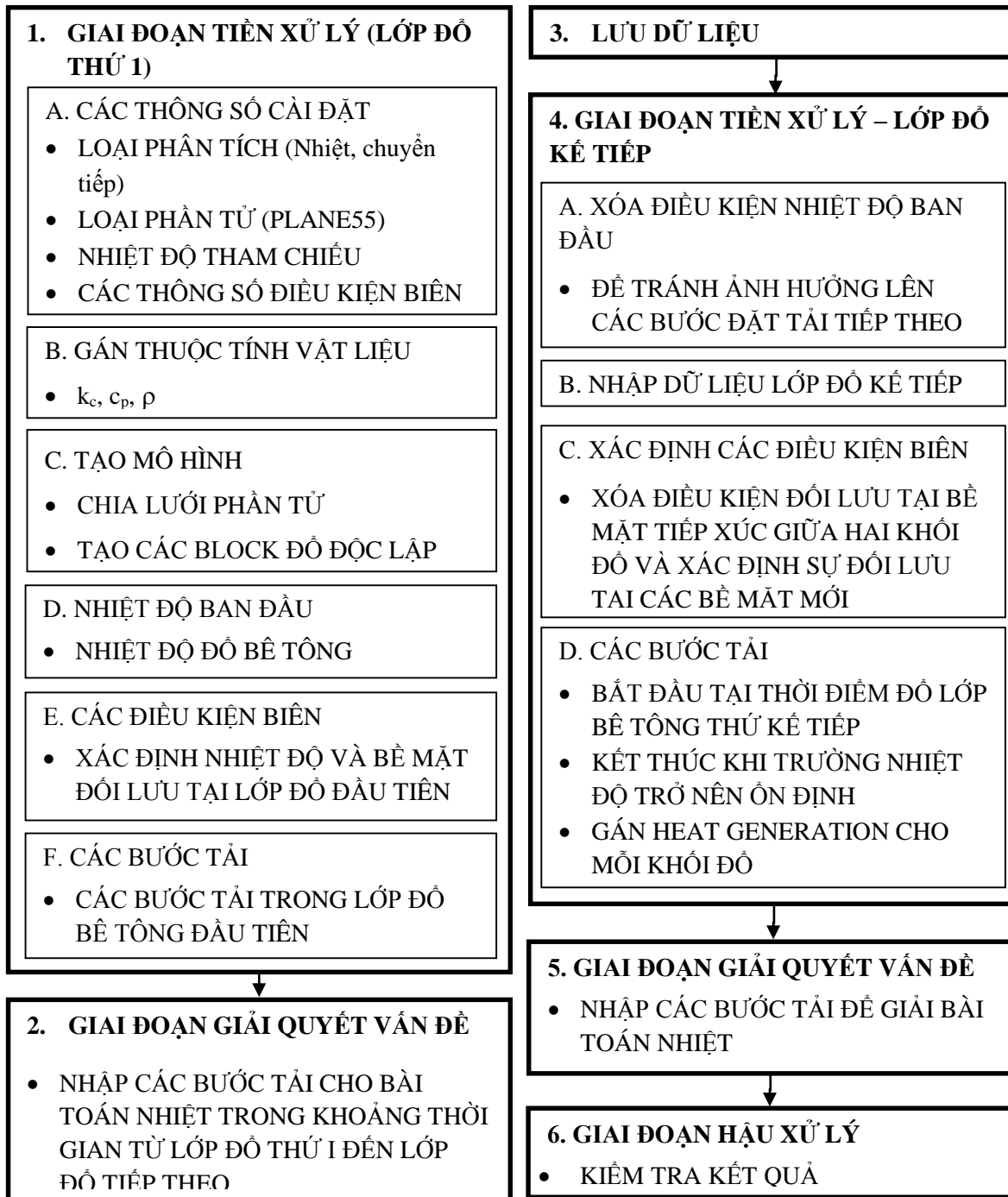
Mô hình gồm có 116 keypoint, các keypoint này chính là các đỉnh của các area trong mô hình.

Mô hình bao gồm 80 area, trong đó có 5 area được gán các thuộc tính của nền đập và 75 area được gán thuộc tính của bê tông đầm lăn (RCC). Các area này được phân chia tương ứng với 26 khối đổ trong quá trình thi công, mỗi khối đổ có chiều cao 4m.

Mô hình được chia lưới dạng tứ giác, gồm 3012 nút và 2850 phần tử.

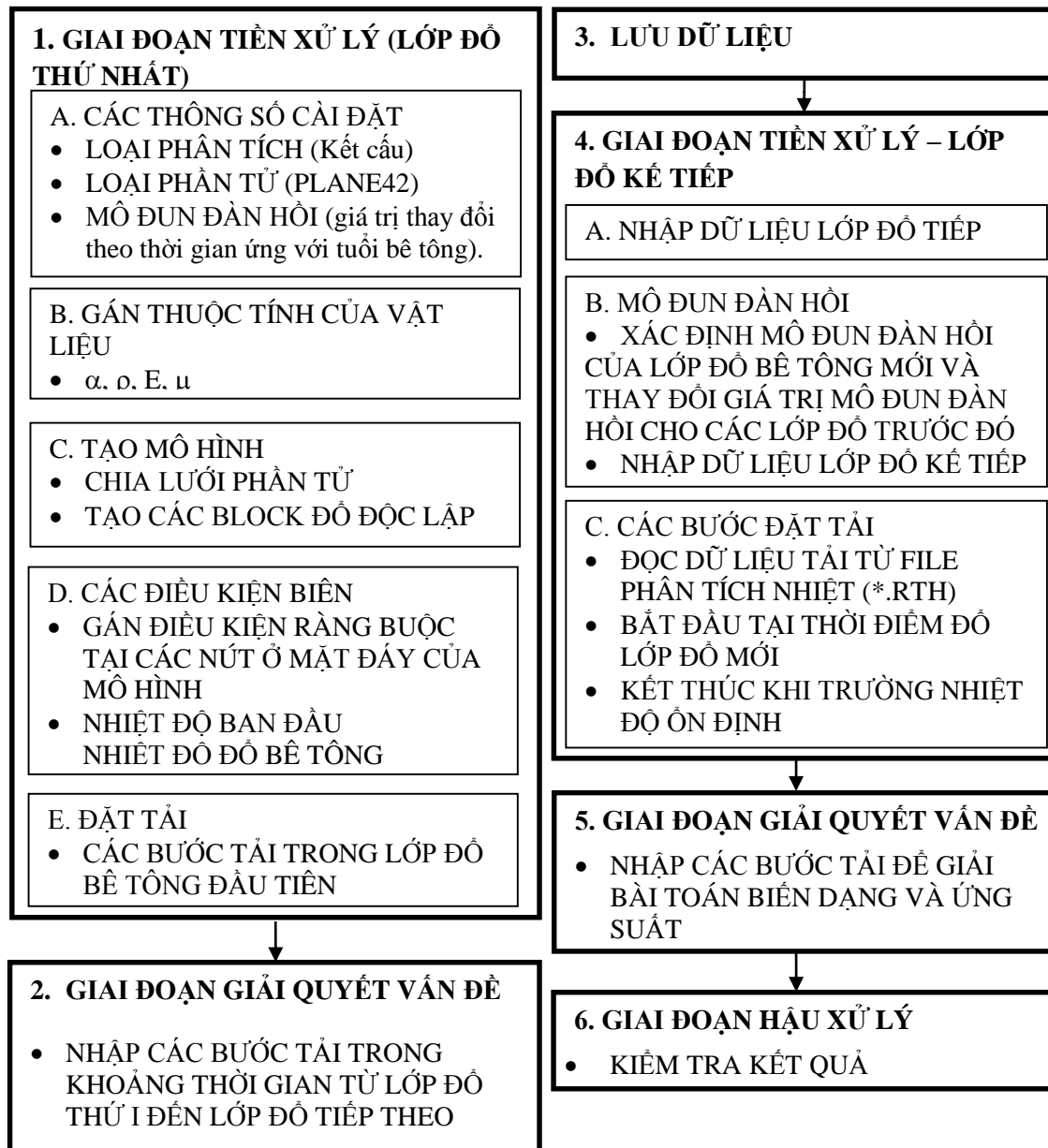
Mô phỏng hình học dựa theo kết cấu thực của mặt cắt đập tính toán. Độ sâu và bề rộng của nền đá được giới hạn cách mép đập 30m, tại biên giới hạn của nền này nhiệt độ được giả thiết là không phụ thuộc vào nhiệt thủy hóa RCC và được lấy bằng nhiệt độ trung bình năm của môi trường bên ngoài mô hình.

#### 5.4. Thiết lập thuật toán phân tích nhiệt



Hình 3. Sơ đồ thuật toán phân tích nhiệt

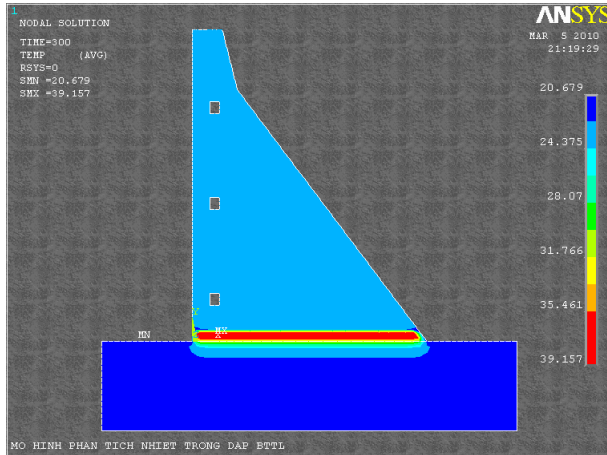
#### 5.5. Thiết lập thuật toán phân tích ứng suất nhiệt



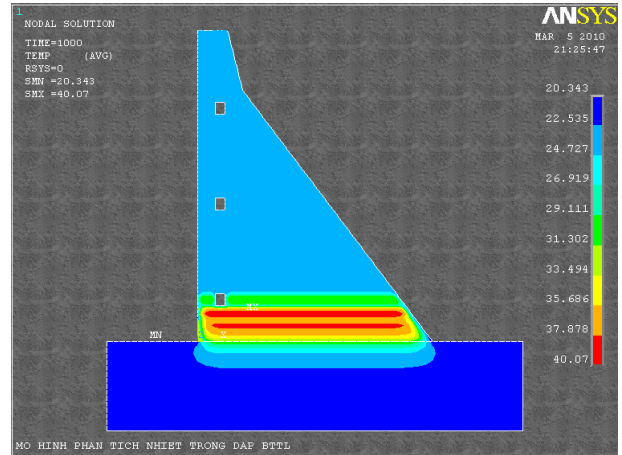
Hình 4. Sơ đồ thuật toán phân tích ứng suất nhiệt

## 6. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

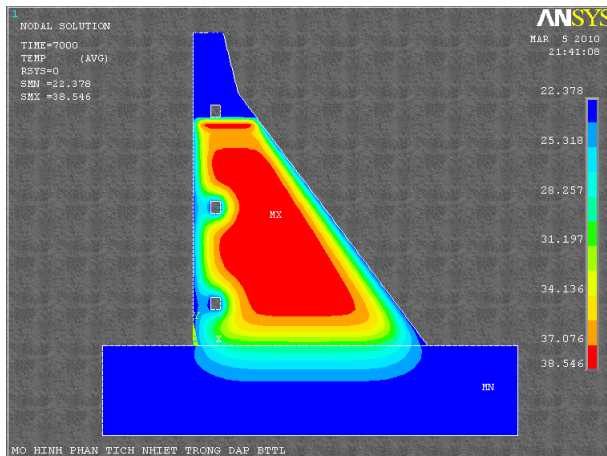
### 6.1. Trường nhiệt độ trong thân đập theo thời gian



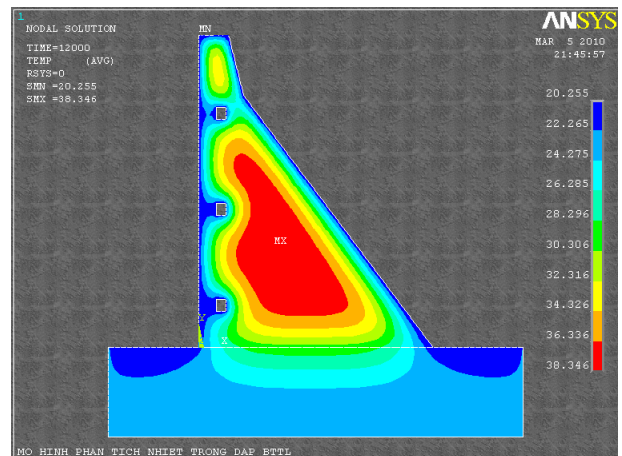
Hình 5. Thời điểm 300 giờ



Hình 6. Thời điểm 1.000 giờ

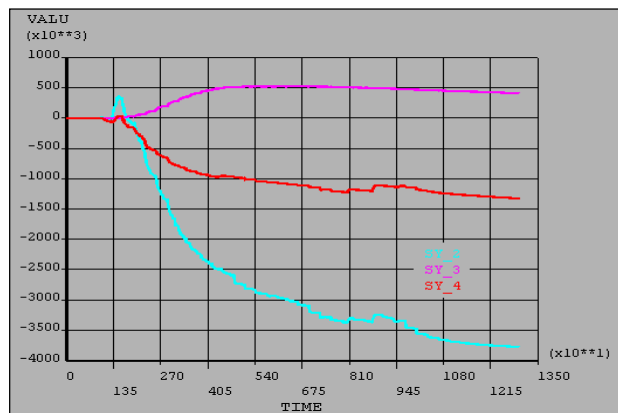
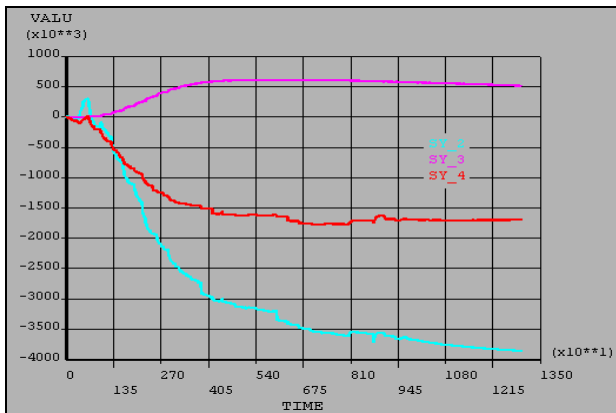


Hình 7. Thời điểm 7.000 giờ



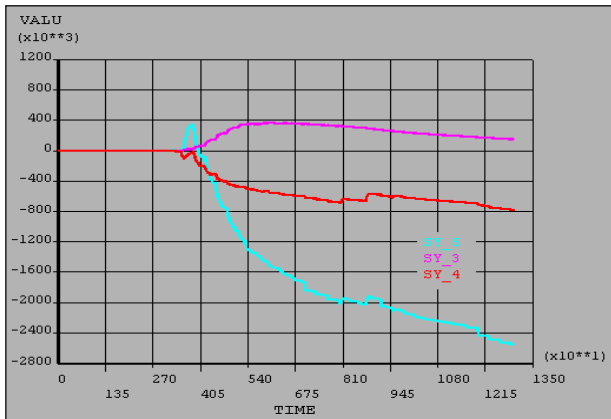
Hình 8. Thời điểm 12.000 giờ

### 6.2. Trường ứng suất nhiệt SY (N/m<sup>2</sup>) trong thân đập theo thời gian

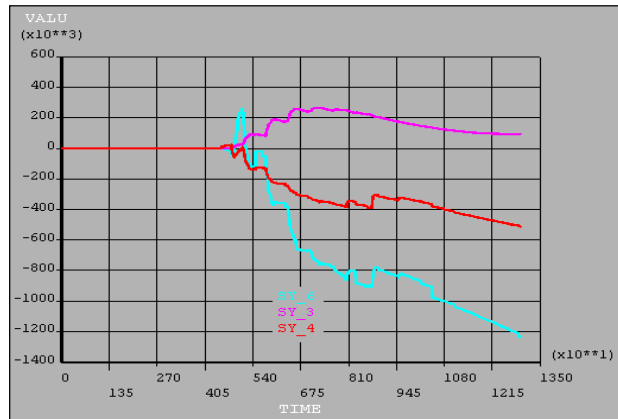




**Hình 9. Tại cao trình 495.0 (H=4m)**



**Hình 10. Cao trình 507.0 (H=16m)**

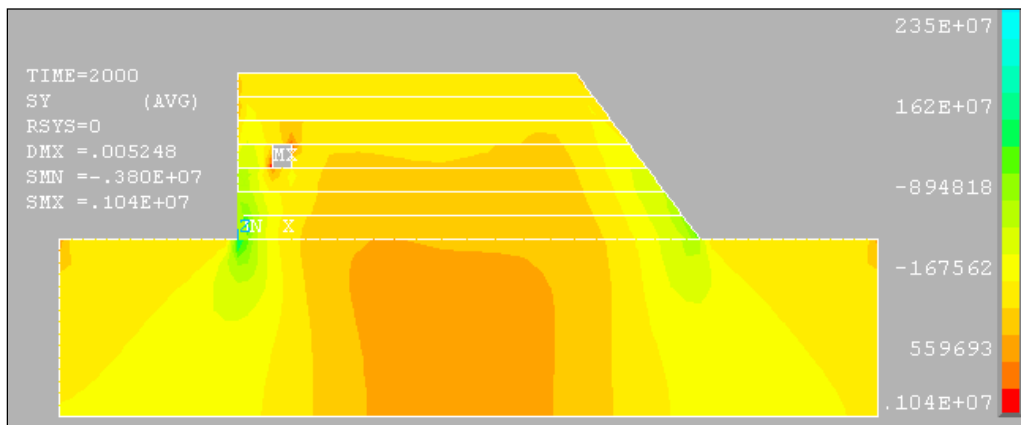


**Hình 11. Tại cao trình 535.0 (H=44m)**

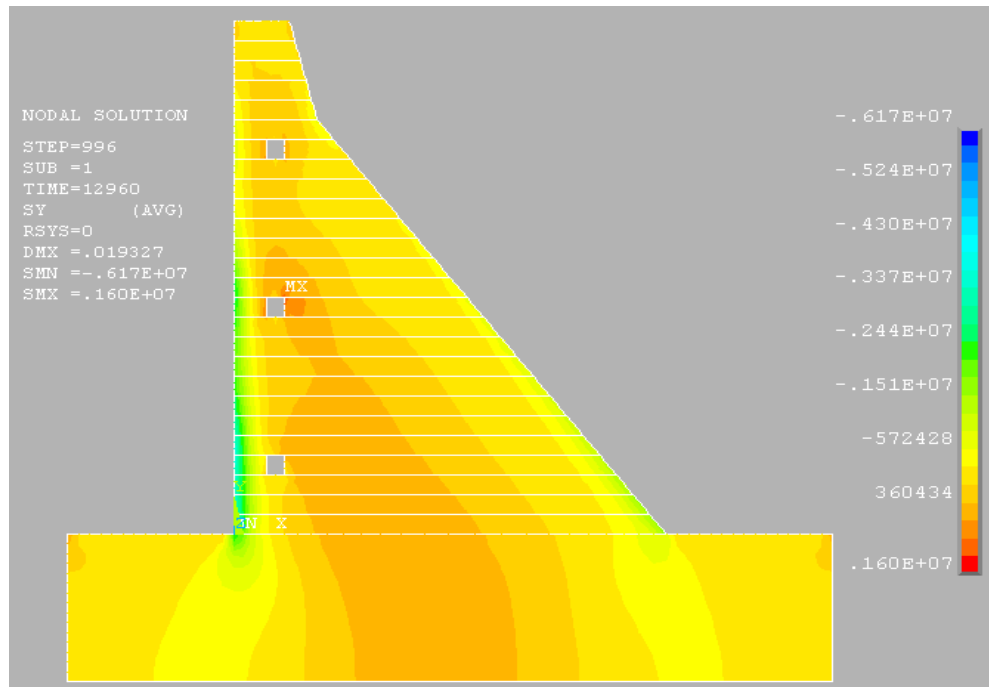
**Hình 12. Tại cao trình 551.0 (H=60m)**

❖ **Ghi chú:**

Cao trình	Nút thượng lưu	Nút giữa	Nút hạ lưu
495.0 & 507.0	SY_2	SY_3	SY_4
535.0	SY_5	SY_4	SY_3
551.0	SY_6	SY_3	SY_4



**Hình 13. Trường ứng suất SY (N/m2) tại thời điểm 2000 giờ**



Hình 14. Trường ứng suất SY (N/m<sup>2</sup>) tại thời điểm 12.960 giờ

**Nhận xét:** Qua các kết quả thu được từ sự phân bố nhiệt độ tại các cao trình khác nhau, ta nhận thấy rằng: ở khoảng thời gian ban đầu của khối đổ tại các cao trình đang xét, nhiệt độ lớn nhất phân bố trên phạm vi rộng hầu như toàn bộ khối đổ, thời gian càng kéo dài về sau thì phạm vi nhiệt độ lớn nhất chỉ xuất hiện ở lõi đập, càng ra xa lõi đập thì nhiệt độ giảm dần và tiến đến nhiệt độ môi trường, ngoài ra nhiệt độ tại các vị trí tương ứng cũng giảm dần theo thời gian.

## 7. KẾT LUẬN

Bài báo đã đề xuất và giải quyết một bài toán cụ thể về phân tích nhiệt trong bê tông khối lớn với việc sử dụng phần mềm Ansys để lập mô hình phân tích trường nhiệt độ và trường ứng suất phân bố trong thân đập bê tông trọng lực theo thời gian. Qua phân tích nhận thấy rằng, chương trình đã giải quyết tốt bài toán truyền nhiệt trong trường hợp các khối đổ liên tiếp chồng lên nhau trong quá trình thi công. Do đó việc ứng dụng chương trình này vào thực tiễn phân tích nhiệt trong bê tông khối lớn là rất hữu ích trong điều kiện xây dựng hiện nay tại Việt Nam.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] David V.Hutton (2004), *Fundamentals of Finite Element Analysis*, The McGraw-Hill Companies.
- [2] Saeed Moaveni (2003), *Finite Element Analysis-Theory and Application with Ansys*, Pearson Education.
- [3] EVN-PECC2 (2008), *Tính toán nhiệt bằng phần tử hữu hạn, Thuyết minh Thiết kế kỹ thuật giai đoạn 2-Công trình thủy điện Đồng Nai 3*.
- [4] Jean – Luc Sarf and etc, *Thermal Analysis an RCC Gravity Dam During Construction:Bi-dimentional Solution Proposed by Stucky-Comsa*, 7<sup>th</sup> Benchmark Workshop On Numerical Analysis of Dams in September 2003 - Bucharest, Romani.

[5] Coyne et Bellier, *Thermal Analysis of a RCC Dam Body During Construction*, 7<sup>th</sup> Benchmark Workshop On Numerical Analysis of Dams in September, 2003 - Bucharest, Romania.

[6] David Dollar and etc (2005), *Nonlinear Incremental Thermal Stress Strain Analysis Portugues Dam*, Tri-Services Infrastructure Conference.

[7] Sanda Radovanovic – Department of Mechanical and Industrial Engineering, University of Manitoba (1998), *Thermal and Structural Finite Element Analysis of Early age mass concrete*.

## Phân tích dao động tự do và ổn định tấm composite nhiều lớp dùng phương pháp phần tử hữu hạn đẳng hình học kết hợp lý thuyết biến dạng cắt bậc cao bốn biến

Nguyễn Công Minh<sup>1</sup>, Trần Vĩnh Lộc<sup>2</sup>, Thái Hữu Tài<sup>3</sup>, Nguyễn Xuân Hùng<sup>4</sup>

<sup>1</sup>Trường Đại học Mở Thành phố Hồ Chí Minh, Việt Nam,

<sup>2</sup>Trường Đại học Sejong, Seoul 143-747, Hàn Quốc,

<sup>3</sup>Trường Đại học New South Wales, Sydney, NSW 2052, Úc,

<sup>4</sup>Trường Đại học Việt Đức, Thành phố Mới Bình Dương, Việt Nam,

Email liên lạc: [congminh021984@yahoo.com](mailto:congminh021984@yahoo.com)

**Tóm tắt.** Trong bài báo này, phương pháp phần tử hữu hạn đẳng hình học (isogeometric analysis - IGA) kết hợp lý thuyết biến dạng cắt bậc cao bốn biến (four unknown higher-order shear deformation theory - HSDT-4unknown) sẽ được dùng để phân tích dao động tự do và ổn định cho tấm composite nhiều lớp. Biến dạng cắt của tấm được kể đến bởi HSDT-4unknown mà không cần dùng hệ số hiệu chỉnh cắt. Hàm NURBS (Non Uniform Rational B-Spline) được sử dụng trong phương pháp IGA cho phép đạt được sự liên tục của các đạo hàm bậc cao nên sẽ thỏa mãn yêu cầu liên tục  $C^1$  của chuyển vị ngoài mặt phẳng trong mô hình HSDT-4unknown. Một chương trình tính toán viết bằng MATLAB cũng được phát triển và độ chính xác của chương trình được xác minh thông qua các ví dụ số. Nghiên cứu tham số cũng được trình bày để khảo sát sự ảnh hưởng của biến dạng cắt, số lớp và góc vật liệu vào tần số dao động và lực gây mất ổn định của tấm.

**Từ khóa:** Isogeometric analysis - laminated composite plates - four unknown higher-order shear deformation theories - buckling - free vibration

### 1. Giới thiệu

Tấm composite nhiều lớp được sử dụng rộng rãi trong máy bay, ô tô, tàu biển, xây dựng và những ứng dụng khác cho kết cấu vì những đặc tính nổi trội như độ cứng, cường độ cao và trọng lượng nhẹ. Do vậy, việc phân tích ứng xử của tấm composite nhiều lớp là quan trọng và cần thiết. Đã có nhiều công bố về phân tích ứng xử tấm composite nhiều lớp trong thời gian qua. Những công bố này thường tập trung giải bài toán bằng phương pháp giải tích hoặc bằng phương pháp số.

Đã có nhiều lý thuyết tấm được phát triển, những lý thuyết này có thể được chia thành ba nhóm sau: 1) lý thuyết tấm cổ điển (classical plate theory); 2) lý thuyết biến dạng cắt bậc nhất (first-order shear deformation theory); 3) lý thuyết biến dạng cắt bậc cao (higher-order shear deformation theory). Trong lý thuyết tấm cổ điển [1], biến dạng cắt được bỏ qua nên chỉ phù hợp cho phân tích tấm mỏng. Trong khi đó, lý thuyết biến dạng cắt bậc nhất [2] phù hợp cho phân tích các kết cấu tấm dày, nhưng phải dùng hệ số biến dạng cắt để hiệu chỉnh sự khác biệt giữa ứng suất cắt thực tế và ứng suất cắt giả định. Hệ số biến dạng cắt rất khó xác định vì nó phụ thuộc vào nhiều yếu tố, nên việc sử dụng lý thuyết biến dạng cắt bậc nhất không thuận tiện. Vì vậy, lý thuyết biến dạng cắt bậc cao được phát triển để loại bỏ việc sử dụng hệ số biến dạng cắt. Có nhiều lý thuyết biến dạng cắt bậc cao đã được phát triển, có thể

kể đến như: lý thuyết biến dạng cắt bậc ba của Reddy [3], lý thuyết biến dạng cắt hình sin của Arya [4] và Touratier [5], lý thuyết biến dạng cắt hàm số mũ của Karama [6] và Aydogdu [7], lý thuyết biến dạng cắt hàm lượng giác của Soldatos [8] và lý thuyết HSDT-4unknown của Shimpi [9]. Trong những lý thuyết biến dạng cắt này, thì lý thuyết HSDT-4unknown của Shimpi là đơn giản và chỉ có bốn bậc tự do trên mỗi nút. Vì vậy, bài báo này sẽ sử dụng lý thuyết HSDT-4unknown thông qua giả thiết xấp xỉ trường chuyển vị của Soldatos [8] để phân tích dao động tự do và ổn định cho tấm composite nhiều lớp.

Tấm composite có thể được phân tích bằng phương pháp giải tích hoặc phương pháp số. Phương pháp giải tích cho kết quả chính xác nhưng chỉ áp dụng cho tấm có điều kiện biên và hình học đơn giản. Trong khi đó, phương pháp số cho kết quả gần đúng nhưng có thể áp dụng cho tấm với điều kiện biên và hình học bất kỳ. Để tính toán cho kết cấu tấm composite nhiều lớp sử dụng phương pháp giải tích, đòi hỏi một quá trình phân tích khá phức tạp, và thường chỉ được áp dụng cho những bài toán có biên hình học và các giả thuyết về điều kiện biên, điều kiện tải khá đơn giản nên chưa phù hợp đối với các bài toán phức tạp đa dạng trong thực tế. Có rất nhiều phương pháp số được phát triển để tính toán cho tấm composite nhiều lớp như: phương pháp phần tử hữu hạn (finite elements method - FEM) [10], phần tử biên (boundary elements method - BEM) [11], phần tử hữu hạn trơn (smoothed finite elements method - SFEM) [12], phương pháp không lưới (meshfree methods) [13]. Đặc biệt trong đó, Hughes và cộng sự đã kết nối thành công giữa mô hình hình học CAD (Computer Aided Design) và phân tích phần tử hữu hạn (Finite Element Analysis) thông qua hàm cơ sở chung gọi là NURBS và được đặt tên là phương pháp đẳng hình học (IGA) [14]. IGA ra đời cho phép: 1) duy trì hình học chính xác với lưới thô nhất; 2) làm mịn lưới chỉ dựa trên lưới thô ban đầu mà không cần giao tiếp với chương trình tạo mô hình CAD ban đầu; 3) việc tăng và giảm bậc của trường xấp xỉ trong IGA được thực hiện tự động và rất đơn giản, và tốc độ hội tụ của nghiệm xấp xỉ cũng đảm bảo theo bậc tương ứng; 4) có thể đạt được sự liên tục của các đạo hàm đến bậc  $C^{p-1}$  ( $p$  là bậc của hàm xấp xỉ), trong khi  $p$ -FEM chỉ đạt được liên tục  $C^0$ . Vì vậy, hầu hết các nghiên cứu về IGA tập trung vào xây dựng mô hình phần tử hữu hạn dựa trên hàm NURBS [14-17], và khi  $p \geq 2$ , phương pháp IGA luôn luôn thỏa mãn yêu cầu liên tục  $C^1$  của chuyển vị ngoài mặt phẳng trong mô hình HSDT-4unknown.

Đã có những công bố gần đây sử dụng phương pháp IGA để phân tích tấm composite nhiều lớp. Các công trình này dựa vào những lý thuyết tấm khác nhau như lý thuyết tấm cổ điển [18], lý thuyết biến dạng cắt bậc nhất [19-20], lý thuyết biến dạng cắt bậc ba của Reddy [21] và lý thuyết HSDT-4unknown [22]. Bài báo này sử dụng phương pháp IGA kết hợp với lý thuyết HSDT-4unknown thông qua giả thiết xấp xỉ trường chuyển vị của Soldatos [8] để phân tích dao động tự do và ổn định cho tấm composite nhiều lớp. Một vài ví dụ được trình bày để chứng minh độ tin cậy của phương pháp hiện tại. Khảo sát ảnh hưởng của các tham số đến tần số dao động và lực gây mất ổn định cũng được trình bày trong bài báo này.

## 2. Hàm dạng NURBS trong phương pháp đẳng hình học

### 2.1. Vectơ nút và hàm cơ sở

Vectơ nút  $\Xi = [\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_{n+p+1}]$  là một chuỗi của những giá trị tham số,  $\xi_i \leq \xi_{i+1}$ ,  $i = 1, \dots, n+p+1$ . Trong đó  $\xi_i \in \square$  là nút thứ  $i$ , với  $i$  là chỉ số nút,  $p$  là bậc của hàm cơ sở,  $n$  là số hàm cơ sở được

sử dụng để xây dựng đường cong B-spline. Một vector nút được cho là mở nếu giá trị nút đầu tiên và cuối cùng của nó xuất hiện  $p+1$  lần. Một hàm cơ sở B - Spline liên tục  $C^\infty$  bên trong một đoạn nút và liên tục  $C^{p-1}$  tại một nút đơn.

Cho một vector nút, hàm cơ sở B - spline  $N_{i,p}(\xi)$  được định nghĩa đệ quy bắt đầu với  $p = 0$  như sau

$$N_{i,0}(\xi) = \begin{cases} 1 & \text{khi } \xi_i \leq \xi < \xi_{i+1}, \\ 0 & \text{khác.} \end{cases} \quad (1)$$

Hàm cơ sở được xác định bởi công thức đệ quy sau đây ( $p \geq 1$ )

$$N_{i,p}(\xi) = \frac{\xi - \xi_i}{\xi_{i+p} - \xi_i} N_{i,p-1}(\xi) + \frac{\xi_{i+p+1} - \xi}{\xi_{i+p+1} - \xi_{i+1}} N_{i+1,p-1}(\xi) \quad (2)$$

Cho  $p = 0$  và  $1$  thì hàm cơ sở của phương pháp đẳng hình học đồng nhất đối với hàm hằng và hàm bậc nhất. Tuy vậy, cho  $p \geq 2$  hàm cơ sở là hàm bậc cao. Trong bài báo này, chúng tôi xem xét hàm cơ sở với  $p \geq 2$ .

## 2.2. Đường cong và bề mặt B - Spline

Đường cong B - spline được định nghĩa như sau

$$\mathbf{C}(\xi) = \sum_{i=1}^n N_{i,p}(\xi) \mathbf{P}_i \quad (3)$$

trong đó  $\mathbf{P}_i$  là điểm điều khiển thứ  $i$  và  $N_{i,p}(\xi)$  là hàm cơ sở B - spline thứ  $i$  có bậc là  $p$ .

Mặt B - spline được xác định bởi tích tenxơ của hàm cơ sở trong hai kích thước tham số  $\xi$  và  $\eta$  với hai vector nút  $\Xi = \{\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_{n+p+1}\}$  và  $\mathbf{H} = \{\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_{m+q+1}\}$  được biểu thị như sau

$$\mathbf{S}(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m N_{i,p}(\xi) M_{j,q}(\eta) \mathbf{P}_{i,j} \quad (4)$$

trong đó  $\mathbf{P}_{i,j}$  là lưới điều khiển và  $N_{i,p}(\xi)$  và  $M_{j,q}(\eta)$  là hàm cơ sở B - spline trong phương  $\xi$  và  $\eta$ , tương ứng.

Biểu thức (4) có thể được viết lại dạng như sau

$$\mathbf{S}(\xi, \eta) = \sum_A^{n \times m} N_A(\xi, \eta) \mathbf{P}_A \quad (5)$$

trong đó  $N_A(\xi, \eta) = N_{i,p}(\xi)M_{j,q}(\eta)$  là hàm dạng liên quan đến nút A.

Tương tự mặt B - Spline, mặt NURBS được định nghĩa như sau

$$\mathbf{S}(\xi, \eta) = \sum_A^{n \times m} R_A(\xi, \eta) \mathbf{P}_A; \quad R_A = \frac{N_A w_A}{\sum_A^{n \times m} N_A w_A} \quad (6)$$

trong đó  $w_A$  là hàm trọng số. Một ví dụ của bề mặt NURBS bậc ba được thể hiện trong Hình 1.

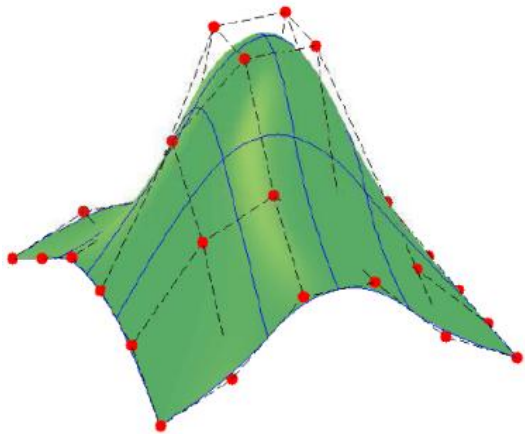
### 3. Mô hình đẳng hình học cho tấm composite nhiều lớp sử dụng lý thuyết HSDT-4unknown

#### 3.1. Chuyển vị và biến dạng trong tấm

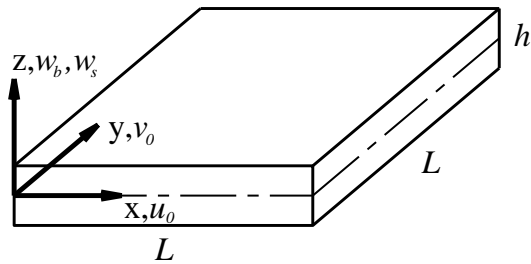
Gọi  $\Omega$  thuộc  $\square^2$  là mặt trung bình của tấm và  $u_0, v_0$  lần lượt là các thành phần chuyển vị trong phương x, y; chuyển vị w trong phương z gồm hai thành phần là  $w_b$  do uốn và  $w_s$  do cắt, như trong Hình 2. Trường chuyển vị của HSDT-4unknown có dạng như sau

$$\begin{aligned} u(x, y, z, t) &= u_0(x, y, t) - z w_{b,x} + g(z) w_{s,x} \\ v(x, y, z, t) &= v_0(x, y, t) - z w_{b,y} + g(z) w_{s,y} \\ w(x, y, z, t) &= w_b(x, y, t) + w_s(x, y, t) \end{aligned} \quad (7)$$

trong đó  $g(z) = f(z) - z$  với  $f(z) = -h \sinh \frac{z}{h} + z \cosh \frac{1}{2}$ ;  $f'(z) = -\cosh \frac{z}{h} + \cosh \frac{1}{2}$



Hình 1. Bề mặt NURBS và mặt lưới điều khiển[23]



Hình 2. Hình học của tấm

Vectơ biến dạng phẳng  $\boldsymbol{\varepsilon}_p = [\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \gamma_{xy}]^T$  có thể viết lại như sau

$$\boldsymbol{\varepsilon}_p = \boldsymbol{\varepsilon}_0 + z\boldsymbol{\kappa}_1 + g(z)\boldsymbol{\kappa}_2 \quad (8)$$

và vectơ biến dạng cắt  $\boldsymbol{\gamma} = [\gamma_{xz} \quad \gamma_{yz}]^T$  có dạng

$$\boldsymbol{\gamma} = [1 + g'(z)]\boldsymbol{\kappa}_s \quad (9)$$

Chi tiết  $\boldsymbol{\varepsilon}_0$ ,  $\boldsymbol{\kappa}_1$ ,  $\boldsymbol{\kappa}_2$ ,  $\boldsymbol{\kappa}_s$  xem trong [22].

### 3.2. Dạng yếu

Cho phân tích dao tự do của tấm composite nhiều lớp sử dụng lý thuyết HSDT-4unknown, một dạng yếu được suy ra từ dạng động của nguyên lý công ảo

$$\int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_p^T \bar{\mathbf{D}} \boldsymbol{\varepsilon}_p d\Omega + \int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\gamma}^T \mathbf{D}^s \boldsymbol{\gamma} d\Omega = \int_{\Omega} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} d\Omega \quad (10)$$

Chi tiết  $\boldsymbol{\varepsilon}_p$ ,  $\boldsymbol{\gamma}$ ,  $\bar{\mathbf{D}}$ ,  $\mathbf{D}^s$  và  $\mathbf{m}$ ,  $\mathbf{u}$  xem trong [22].

Và dạng yếu của tấm chịu lực trong mặt phẳng có thể được viết như sau

$$\int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_p^T \bar{\mathbf{D}} \boldsymbol{\varepsilon}_p d\Omega + \int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\gamma}^T \mathbf{D}^s \boldsymbol{\gamma} d\Omega + \int_{\Omega} \nabla^T \delta w \mathbf{N}_0 \nabla w d\Omega = 0 \quad (11)$$

Chi tiết  $\nabla$ ,  $\mathbf{N}_0$  xem trong [22].

Bằng cách sử dụng hàm cơ sở NURBS, trường chuyển vị có thể được xấp xỉ như sau

$$\mathbf{u}_0 = \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ w_b \\ w_s \end{Bmatrix} = \sum_{A=1}^{n \times m} \begin{bmatrix} R_A & 0 & 0 & 0 \\ 0 & R_A & 0 & 0 \\ 0 & 0 & R_A & 0 \\ 0 & 0 & 0 & R_A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_A \\ v_A \\ w_{bA} \\ w_{sA} \end{Bmatrix} = \sum_{A=1}^{n \times m} \mathbf{R}_A \mathbf{q}_A \quad (12)$$

trong đó  $n \times m$  là số hàm cơ sở,  $\mathbf{R}_A$  và  $\mathbf{q}_A = [u_A \quad v_A \quad w_{bA} \quad w_{sA}]^T$  là những hàm hữu tỉ cơ sở (rational basis functions) và bậc tự do (the degrees of freedom) của  $\mathbf{u}_0$  liên quan đến điểm điều khiển (control point) A.

Biến dạng phẳng và biến dạng cắt được viết như sau



$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}_p & \boldsymbol{\gamma} \end{bmatrix}^T = \sum_{A=1}^{n \times m} \begin{bmatrix} \mathbf{B}_A^m & \mathbf{B}_A^{b1} & \mathbf{B}_A^{b2} & \mathbf{B}_A^s \end{bmatrix} \mathbf{q}_A = \sum_{A=1}^{n \times m} \mathbf{B}_A \mathbf{q}_A \quad (13)$$

Chi tiết  $\mathbf{B}_A^m, \mathbf{B}_A^{b1}, \mathbf{B}_A^{b2}, \mathbf{B}_A^s$  xem trong [22].

Cho phân tích dao động tự do, ta có

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \mathbf{q} = 0 \quad (14)$$

Và cho phân tích ổn định, ta có

$$(\mathbf{K} - \lambda_{cr} \mathbf{K}_g) \mathbf{q} = 0 \quad (15)$$

Chi tiết  $\mathbf{K}, \mathbf{K}_g, \mathbf{M}$  xem trong [22].

#### 4. Kết quả số

Trong mục này, những ví dụ số khác nhau được mô tả và nhận xét để thể hiện độ chính xác của phương pháp hiện tại trong việc dự đoán ứng xử dao động tự do và ổn định cho tấm composite nhiều lớp. Cho mục đích xác minh, kết quả thu được từ giả thuyết trường chuyển vị của Soldatos [8] được so sánh với kết quả của các phương pháp đã được công bố. Những đặc tính vật liệu được giả thiết như sau:

$$E_1 = 40E_2, G_{12} = G_{13} = 0.6E_2, G_{23} = 0.5E_2, \nu_{12} = 0.25, \rho = 1 \quad (16)$$

Tần số dao động và lực gây mất ổn định của tấm được biểu diễn dưới dạng không thứ nguyên như sau:

$$\bar{\omega} = \frac{\omega L^2}{h} \sqrt{\frac{\rho}{E_2}}, \quad \bar{N} = \frac{N_{cr} L^2}{E_2 h^3} \quad (17)$$

**Ví dụ 1.** Xét tấm composite vuông  $(0^\circ/90^\circ)_n$  chịu liên kết tựa đơn với tỷ lệ  $L/h = 10$ . Tấm được mô hình với  $3 \times 3, 7 \times 7, 11 \times 11, 15 \times 15$  phần tử bậc ba để nghiên cứu sự hội tụ của nghiệm. Những kết quả và sai số tương ứng đối với nghiệm giải tích của tần số dao động và lực gây mất ổn định một phương được thể hiện trong **Bảng 1**. Nó cho thấy rằng chỉ với mô hình  $3 \times 3$  phần tử, kết quả hiện tại đã rất gần với nghiệm giải tích. Khi tấm được mô hình với  $7 \times 7$  phần tử bậc ba, kết quả hiện tại trùng khớp với nghiệm giải tích.

**Ví dụ 2.** Xét tấm composite vuông hai lớp  $(0^\circ/90^\circ)$  chịu liên kết tựa đơn với tỷ lệ  $L/h = 4, 10, 20, 50, 100$ . Tấm được mô hình  $7 \times 7$  phần tử bậc ba. Kết quả của phương pháp hiện tại được so sánh với nghiệm giải tích của tần số dao động được thể hiện trong **Bảng 2**. Nó cho thấy rằng, kết quả hiện tại rất gần với kết quả của TSDT[45], RPT[45]. Cũng thấy rằng, tần số dao động của tấm tăng dần khi tỷ lệ  $L/h$  tăng.

**Ví dụ 3.** Xét tấm composite vuông ba lớp ( $0^\circ/90^\circ/0^\circ$ ) chịu nén hai phương liên kết tựa đơn với tỷ lệ  $L/h = 2, 5, 10, 15, 20$ . Tấm được mô hình  $7 \times 7$  phần tử bậc ba. Kết quả của phương pháp hiện tại được so sánh với nghiệm giải tích của lực gây mất ổn định được thể hiện trong **Bảng 3**. Nó cho thấy rằng, kết quả hiện tại gần với các kết quả đã công bố. Tuy nhiên, nó còn chênh lệch nhiều khi  $L/h = 2$ . Nó còn cho thấy rằng, khi tỷ lệ  $L/h$  tăng thì lực gây mất ổn định của tấm cũng tăng dần.

Bảng 1. Lực gây mất ổn định và tần số dao động của tấm composite vuông  $(0^\circ/90^\circ)_n$  chịu liên kết tựa đơn

Số phần tử	Số lớp		
	$(0/90)_2$	$(0/90)_3$	$(0/90)_5$
<b>Tần số dao động <math>\bar{\omega}</math></b>			
3×3	14.8598(0.09)*	15.4748(0.07)	15.7808(0.07)
7×7	14.8477(0.01)	15.4638(0.00)	15.7703(0.00)
11×11	14.8474(0.01)	15.4635(0.00)	15.7701(0.00)
15×15	14.8474(0.01)	15.4635(0.00)	15.7700(0.00)
<b>Nghiệm giải tích [24]</b>	<b>14.8463</b>	<b>15.4632</b>	<b>15.7700</b>
<b>Lực gây mất ổn định <math>\bar{N}</math></b>			
3×3	22.6183(0.17)	24.4945(0.14)	25.4552(0.13)
7×7	22.5832(0.02)	24.4616(0.01)	25.4234(0.00)
11×11	22.5823(0.01)	24.4607(0.00)	25.4225(0.00)
15×15	22.5822(0.01)	24.4605(0.00)	25.4224(0.00)
<b>Nghiệm giải tích [25]</b>	<b>22.5790</b>	<b>24.4596</b>	<b>25.4225</b>

\* Số trong ngoặc là sai số (%) so với nghiệm giải tích

Bảng 2. Tần số dao động của tấm composite vuông hai lớp ( $0^\circ/90^\circ$ ) chịu liên kết tựa đơn với các tỷ lệ  $L/h$  khác nhau

Phương pháp	$L/h$				
	4	10	20	50	100
HSDT-12DOFs[26]	7.9081	10.4319	11.0663	11.2688	11.2988
HSDT-9DOFs[26]	7.8904	10.4156	11.0509	11.2537	11.2837

TSDT[26]	8.3546	10.5680	11.1052	11.2751	11.3002
RPT[26]	8.3546	10.5680	11.1052	11.2751	11.3002
FSDT[26]	8.0889	10.4610	11.0639	11.2558	11.2842
Present	8.3510	10.5677	11.1057	11.2759	11.3010

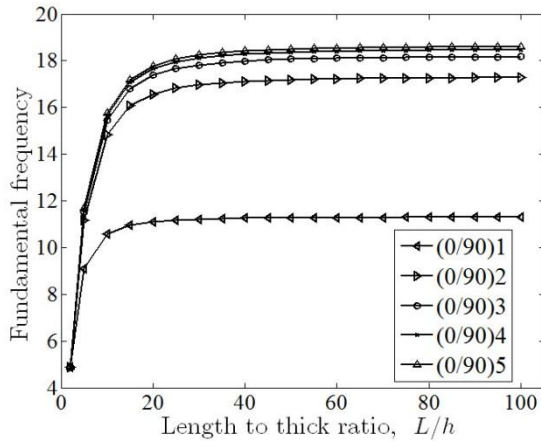
Bảng 3. Lực gây mất ổn định của tấm composite vuông ba lớp ( $0^\circ/90^\circ/0^\circ$ ) chịu nén hai phương liên kết tựa đơn với các tỷ lệ  $L/h$  khác nhau

Phương pháp	$L/h$				
	2	5	10	15	20
HSDT-RPIM[27]	1.457	5.519	10.251	12.239	13.164
FSDT-RPIM[27]	1.419	5.484	10.189	12.213	13.132
HSDT-FEM[28]	1.465	5.526	10.259	12.226	13.185
Present	1.6838	6.1783	10.8884	12.7202	13.5195

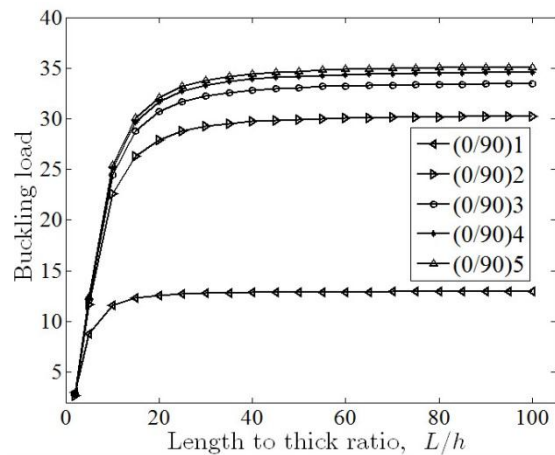
## 6. Nghiên cứu tham số

Trong mục này, khảo sát ảnh hưởng của biến dạng cắt và góc vật liệu đến tần số dao động và lực gây mất ổn định của tấm composite vuông  $(0^\circ/90^\circ)_n$  chịu liên kết tựa đơn với tỷ lệ  $L/h = 10$ . Tấm được mô hình với  $7 \times 7$  phần tử bậc ba.

Ảnh hưởng của biến dạng cắt đến tần số dao động và lực gây mất ổn định một phương của tấm được thể hiện trong Hình 3 và 4. Nó cho thấy rằng tần số dao động và lực gây mất ổn định giảm mạnh khi tỷ lệ  $L/h$  giảm từ 20 về 2. Nó có nghĩa rằng, biến dạng cắt tăng làm giảm độ cứng của tấm. Ảnh hưởng của biến dạng cắt đặc biệt quan trọng khi tỷ lệ  $L/h$  nhỏ, nhưng nó không đáng kể khi  $L/h$  lớn hơn 20. Ngoài ra, tần số dao động và lực gây mất ổn định tăng khi số lớp vật liệu của tấm gia tăng.

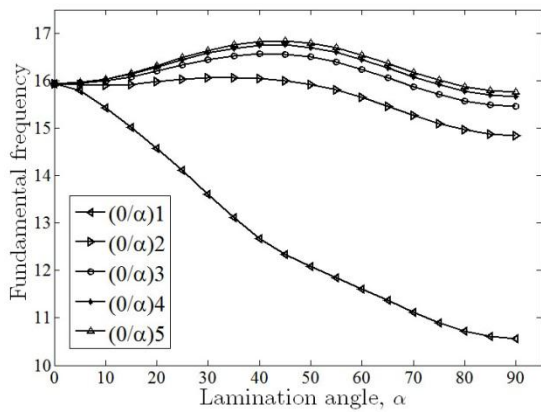


Hình 3. Ảnh hưởng của biến dạng cắt đến tần số dao động của tấm

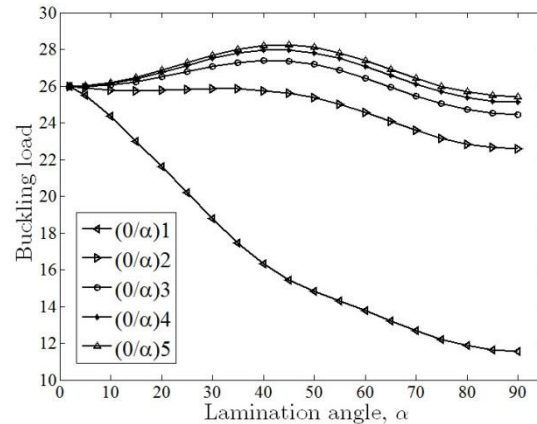


Hình 4. Ảnh hưởng của biến dạng cắt đến lực gây mất ổn định một phương của tấm

Hình 5 và 6 thể hiện ảnh hưởng của góc vật liệu đến tần số dao động và lực gây mất ổn định một phương của tấm. Nó cho thấy rằng, với  $n$  lớn hơn 1, tần số dao động và lực gây mất ổn định tăng dần khi góc vật liệu tăng từ  $0^\circ$  đến  $40^\circ$  và giảm dần khi góc vật liệu tăng từ  $40^\circ$  đến  $90^\circ$ . Tần số dao động và lực gây mất ổn định tăng dần khi góc vật liệu tăng với  $n = 1$ .



Hình 5. Ảnh hưởng của góc vật liệu đến tần số dao động của tấm



Hình 6. Ảnh hưởng của góc vật liệu đến lực gây mất ổn định một phương của tấm

## 6. Kết luận

Trong bài báo này, phương pháp IGA kết hợp lý thuyết HSDT-4unknown thông qua giả thiết xấp xỉ trường chuyển vị của Soldatos [8] đã được phát triển cho phân tích dao động tự do và ổn định của tấm composite nhiều lớp. Kết quả của phương pháp hiện tại khi so sánh với kết quả của các phương pháp đã công bố là rất trùng khớp. Ngoài ra, vì lý thuyết HSDT-4unknown chỉ sử dụng bốn biến, nên phương pháp IGA kết hợp với lý thuyết HSDT-4unknown cho hiệu quả tính toán cao hơn so với các lý thuyết năm

biến như [3-7]. Việc nghiên cứu tham số đã cho thấy ảnh hưởng của biến dạng cắt, số lớp và góc vật liệu là đặc biệt quan trọng đối với ứng xử dao động tự do và ổn định của tấm composite nhiều lớp.

#### Tài liệu tham khảo

- [1] S.B. Dong, K.S. Pister, and R.L. Taylor (1962). "On the theory of laminated anisotropic plates and shells". *Journal of Aeronautical Science*, 29(8):969–75.
- [2] E. Reissner (1972). "A consistent treatment of transverse shear deformations in laminated anisotropic plates". *American Institute of Aeronautics and Astronautics Journal AIAA*, 10(5):716–8.
- [3] J.N. Reddy (1984). "A simple higher-order theory for laminated composite plates". *Journal of Applied Mechanics*, 51:745–752.
- [4] Arya H, Shimpi RP, and Naik NK (2002). "A zigzag model for laminated composite beams". *Composite Structures*; 56(1):21-24.
- [5] M. Touratier (1991). "An efficient standard plate theory". *International Journal of Engineering Science*, 29(8):901–16.
- [6] M. Karama, K.S. Afaq, and S. Mistou (2003). "Mechanical behaviour of laminated composite beam by new multi-layered laminated composite structures model with transverse shear stress continuity". *International Journal of Solids and Structures*, 40:1525–46.
- [7] M. Aydogdu (2009). "A new shear deformation theory for laminated composite plates". *Composite Structures*, 89:94–101.
- [8] K.P. Soldatos (1992). "A transverse shear deformation theory for homogeneous monoclinic plates". *Acta Mech*, 94:195–200.
- [9] R.P. Shimpi (2002). "Refined plate theory and its variants". *American Institute of Aeronautics and Astronautic Journal*, 40(1):137–46.
- [10] J.N. Reddy (2004). *Mechanics of laminated composite plates and shells theory and analysis, (Second edition)*. New York: CRC Press.
- [11] W.P. Paiva, P. Sollero, and E.L. Albuquerque (2011). "Modal analysis of anisotropic plates using the boundary element method". *Engineering Analysis with Boundary Element*, 35:1248–1255.
- [12] C. Thai-Hoang, N. Nguyen-Thanh, H. Nguyen-Xuan, and T. Rabczuk (2011). "An alternative alpha finite element method with discrete shear gap technique for analysis of laminated composite plates". *Applied Mathematics and Computation*, 217(17):73247348.
- [13] T. Rabczuk and E. Samaniego (2008). "Discontinuous modelling of shear bands with adaptive mesh-free methods". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 197:641–658.
- [14] T.J.R. Hughes, J.A. Cottrell, and Y. Bazilevs (2005). "Isogeometric analysis: CAD, finite elements, NURBS, exact geometry and mesh refinement". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 194(39-41):4135–4195.
- [15] S. Lipton, J.A. Evans, Y. Bazilevs, T. Elguedj, and T.J.R. Hughes (2010). "Robustness of isogeometric structural discretizations und severe mesh distortion". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 199(5-8):357–373.
- [16] M. Bischoff and R. Echter (2010). "Numerical efficiency, locking and unlocking of NURBS finite elements". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 199(5-8):374–382.
- [17] J.A Cottrell, T.J.R. Hughes, and Y. Bazilevs (2009). *Isogeometric analysis toward integration of CAD and FEA*. Wiley.

- [18] Shojaee S, Valizadeh N, Izadpanah E, Bui T, Vu T-V (2012). "Free vibration and buckling analysis of laminated composite plates using the NURBS-based isogeometric finite element method". *Composite Structures*; 94(5):1677-1693.
- [19] Kapoor H, Kapania RK (2012). "Geometrically nonlinear NURBS isogeometric finite element analysis of laminated composite plates". *Composite Structures*; 94(12):3434-3447.
- [20] Chien H. Thai, H. Nguyen-Xuan, N. Nguyen-Thanh, T-H. Le, T. Nguyen-Thoi and T. Rabczuk (2012). "Static, free vibration, and buckling analysis of laminated composite Reissner–Mindlin plates using NURBS-based isogeometric approach". *International Journal for Numerical Methods in Engineering, Int. J. Numer. Meth. Engng*; 91:571–603.
- [21] Thai CH, Nguyen-Xuan H, Bordasc SPA, Nguyen-Thanh N, Rabczuk T (2013). "Isogeometric analysis of laminated composite plates using the higher-order shear deformation theory". *Mechanics of Advanced Materials and Structures*; Accepted.
- [22] Loc V. Tran, Chien H. Thai, Hien T. Le, Buntara S. Gan, Jaehong Lee, H. Nguyen-Xuan (2014) . "Isogeometric analysis of laminated composite plates based on a four-variable refined plate theory". *Engineering Analysis with Boundary Elements* 47, 68–81.
- [23] Tran, L.V., Ferreira, A.J.M., Nguyen-Xuan, H. (2013). "Isogeometric approach for analysis of functionally graded plates using higher-order shear deformation theory", *Composites: Part B*, Accepted.
- [24] Thai HT, Kim SE (2010). "Free vibration of laminated composite plates using two variable refined plate theory". *International Journal of Mechanical Sciences*;52(4):626-633.
- [25] Kim SE, Thai HT, Lee J (2009). "A two variable refined plate theory for laminated composite plates". *Composite Structures*;89(2):197-205.
- [26] Kant T, Swaminathan K (2001). "Analytical solutions for free vibration of laminated composite and sandwich plates based on a higher-order refined theory". *Compos Struct*;53:73–85.
- [27] Liu L, Chua LP, Ghista DN (2007). "Mesh-free radial basis function method for static, free vibration and buckling analysis of shear deformable composite laminates". *Compos Struct*;78:58–69.
- [28] Khdeir AA, Librescu L (1988). "Analysis of symmetric cross-ply elastic plates using a higher-order theory: Part II: buckling and free vibration". *Compos Struct*;9:259–77.

**Abstract.** *In this paper, an isogeometric analysis (IGA) and a four unknown hyperbolic shear deformation theory (HSDT-4unknown) was proposed for the free vibration and buckling analyses of laminated composite plates. The IGA approach employs the NURBS (Non-Uniform Rational B-Spline) functions which can satisfy the  $C^1$ -continuous condition, while the HSDT-4unknown accounts for the shear deformation effect without requiring any shear correction factor. A computer program written in Matlab was also developed for free vibration and buckling analyses of laminates and its accuracy was verified through several numerical examples. Parametric studies were also carried out to investigate the influence of the shear deformation, number of layers and ply angles on the fundamental frequency and critical buckling load of laminates.*

## Sửa đồ án và học nhóm trực tuyến bằng chương trình Groove

Nguyễn Hoài Nam, Nguyễn Văn Hiếu

Khoa Xây Dựng, Đại Học Kiến Trúc TP.HCM, Email:hieu.nguyenvan@uah.edu.vn

**Tóm tắt.** Đồ án môn học và đồ án tốt nghiệp là một trong những đặc thù của ngành xây dựng. Với việc mở rộng các cơ sở giảng dạy từ xa thì việc giảng viên đến lớp để hướng dẫn trực tiếp sẽ tốn nhiều chi phí và thời gian. Nhu cầu cần có một diễn đàn trực tuyến để sinh viên và giảng viên có thể đăng nhập thảo luận và xem thông tin trao đổi là rất cần thiết. Bài viết này giới thiệu một giải pháp hiệu quả, đơn giản, dễ sử dụng để thực hiện việc học nhóm và sửa đồ án trực tuyến thông qua phần mềm Groove thuộc bộ sản phẩm Microsoft Office.

**Từ khóa:** Học nhóm - Sửa đồ án trực tuyến - Microsoft Groove

### 1. Đặt vấn đề

Sửa bài đồ án môn học hoặc sửa bài đồ án tốt nghiệp là một đặc thù ngành nghề trong giảng dạy của ngành học xây dựng. Với tình hình mở rộng các cơ sở, phân hiệu giảng dạy từ xa ở các tỉnh thành thì với mỗi đồ án môn học, giảng viên phải đến tận lớp học tại đó để sửa đồ án cho sinh viên một vài lần, mỗi lần một vài buổi. Bên cạnh đó, sinh viên cũng chưa có đủ thời gian thực hiện đồ án để thấy được những khúc mắc trong một thời gian rất ngắn mà giảng viên có mặt tại cơ sở đó. Việc trao đổi qua điện thoại mà không có bản vẽ rất khó hiệu quả. Việc gửi email thì cũng khá rườm rà, và sẽ xảy ra sự trùng lặp với các nội dung gần giống nhau cho mỗi sinh viên. Hơn nữa việc chi phí đi lại cho giảng viên cũng khá tốn kém, đặc biệt khi đi sửa đồ án ở tỉnh có thể phải bỏ việc dạy ở trường và nhiều công việc khác. Về phần của sinh viên ở các cơ sở thì khi tới các kỳ sửa đồ án tốt nghiệp, sinh viên phải mất cả ngày trời khấn gói lên thành phố mỗi tuần để nghe thầy nói trong một thời gian ngắn, chưa kể đến những chi phí đi lại, sinh hoạt, và công việc riêng của mỗi sinh viên hệ vừa học vừa làm.

Còn với việc học nhóm của sinh viên thì các em phải gặp nhau định kỳ hàng tuần tại trường để trao đổi trong khi trường ta chưa có các phòng tự học. Cùng với tình trạng kẹt xe và chỗ ở không tập trung thì việc gặp nhau định kỳ để thảo luận sẽ gặp rất nhiều khó khăn. Do hầu hết các em đều sử dụng internet nên các em thường giải quyết bằng cách là chỉ gặp nhau một buổi đầu tiên để nhóm trưởng phân công nhiệm vụ, sau đó mỗi người về nhà “tự biên tự diễn” rồi gửi Email cho nhóm trưởng một cách vô thưởng vô phạt. Sau đó anh “đầu bếp” này phải đem tất cả các nguyên liệu đó “xào nấu” kiểu gì đó, nhưng đến ngày thuyết trình phải có một cái file PowerPoint để trình chiếu trước sự ngỡ ngàng của mọi thành viên trong nhóm!

Qua tình hình tổng quan chung về việc sửa đồ án của giảng viên cũng như làm việc nhóm của sinh viên, ta thấy cần phải có một cái gì đó giống một trang web, một diễn đàn trực tuyến. Đó giống như một cái phòng chung cho mọi người, nơi mà mọi người cùng hẹn nhau đến đó để thảo luận, hoặc ai cũng có thể ghé bất kỳ khi nào để kiểm tra hòm thư của mình xem có thông tin gì mới không, dù họ đang ở bất kỳ nơi nào trên thế giới.

Tuy nhiên nếu lập hẳn một trang web thì phải mất phí thiết kế, duy trì tên miền, thuê máy chủ, thuê người quản lý. Và các thông tin nội bộ nhiều khi bị “hớ hênh” một cách không cần thiết. Điều này cũng có thể được đưa ra để xem xét khi quy mô và nhu cầu làm việc nhóm đủ lớn. Khi mà mọi hoạt động đều đang được trực tuyến hóa từng ngày.

Để thí điểm hiệu quả của việc sửa đổi án và làm việc nhóm trực tuyến, bài viết xin giới thiệu một phần mềm chuyên ứng dụng cho làm việc nhóm và thảo luận trong bộ Office quen thuộc của Microsoft, đó là Microsoft Office Groove 2007 [1]. Phần mềm này cũng dễ sử dụng như Word, Excel, PowerPoint... và có thể động bộ hóa được với tất cả các chương trình khác của Microsoft.

## **2. Giới thiệu chương trình Groove**

Chương trình Groove sẽ tạo một phòng làm việc chung (workspace) cho tất cả mọi người tham gia. Người giảng viên sẽ làm chủ căn phòng đó bằng cách tạo ra workspace, và mời các sinh viên trong nhóm sửa đổi án vào phòng làm việc thông qua địa chỉ Email của họ. Chỉ những người được mời mới có thể vào phòng chung này. Tất cả các tài liệu và các nội dung đưa lên phòng (files) này đều được gửi đến máy tính của tất cả các thành viên. Thay vì phải cần một máy chủ để lưu dữ liệu thì ở đây, dữ liệu được lưu tại ổ cứng máy tính của tất cả các thành viên. Vì vậy, nếu một máy nào đó bị mất dữ liệu thì ngay lập tức có được toàn bộ các tài liệu đã đưa vào phòng sau khi cài lại máy. Mọi người cùng thao tác trên một bản vẽ. Sau khi một thành viên lưu những gì thay đổi thì lập tức thay đổi đó được thông báo đến tất cả các thành viên còn lại bằng một dấu sao sáng ở đầu của file đã được thay đổi và một tin nhắn ở góc dưới bên phải màn hình kèm theo một âm báo.

Groove có cơ chế đồng bộ thông tin rất thông minh. Khi bạn chỉnh sửa một tập tin lớn, ngay sau khi hoàn tất, Groove sẽ đánh dấu và gửi những thông tin được thay đổi trong tài liệu đó thay vì gửi cả một tập tin hoàn chỉnh đi. Chính vì thế mà tốc độ đồng bộ sẽ được diễn ra trong tích tắc và không làm nghẽn đường truyền.

Khi nhiều người cùng tham gia chỉnh sửa cùng một tài liệu sẽ dẫn đến hiện tượng tranh chấp và bạn có thể lo lắng đến việc mất thông tin (điều này sẽ xảy ra khi bạn chia sẻ tập tin trong các thư mục dùng chung). Đối với Groove, vấn đề đã được giải quyết một cách rất tự nhiên thông qua việc chỉ cho lưu lại các tập tin có tranh chấp về nội dung trong những phiên bản khác nhau và sau đó các cá nhân trong nhóm làm việc có thể tự quyết định lưu hay bỏ bằng cách thủ công. Nếu có hai người cùng chỉnh sửa một tập tin, hệ thống sẽ tự động tạo ra hai phiên bản khác nhau, và lựa chọn lấy kết quả nào sẽ do mỗi thành viên tự quyết định.

Giới hạn thành viên trong một nhóm Workspace trên lý thuyết là không giới hạn nhưng theo Microsoft khuyến cáo thì tối đa là 30 user để có thể hoạt động thông suốt. Dữ liệu được chia sẻ trên Internet đã được mã hóa bằng chính tài khoản đăng nhập Groove của người dùng. Chỉ

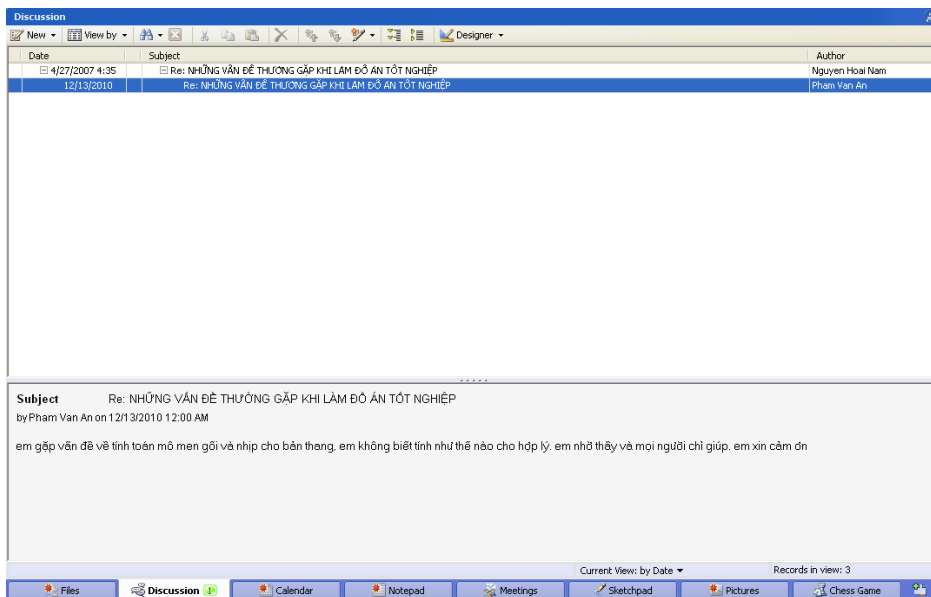


những tài khoản thuộc nhóm riêng gọi là Workspace mới c  thể giải mã để xem nội dung. Nếu kẻ xấu dùng công cụ bắt các gói tin này trên mạng thì cũng không thể nào xem được.

Người giảng viên tạo ra workspace sẽ giữ quyền hạn cao nhất đối với nhóm đó và các tài liệu được chia sẻ trong đó: cấp phép, mời người vào nhóm hoặc ngược lại, quan sát các thành viên đang thao tác gì trên dữ liệu, khi nào qua các biểu tượng, cảnh báo...và xóa dữ liệu trên các máy thành viên.

Ngoài ra, chương trình còn c  một số ứng dụng chuyên dùng cho làm việc nhóm như sau:

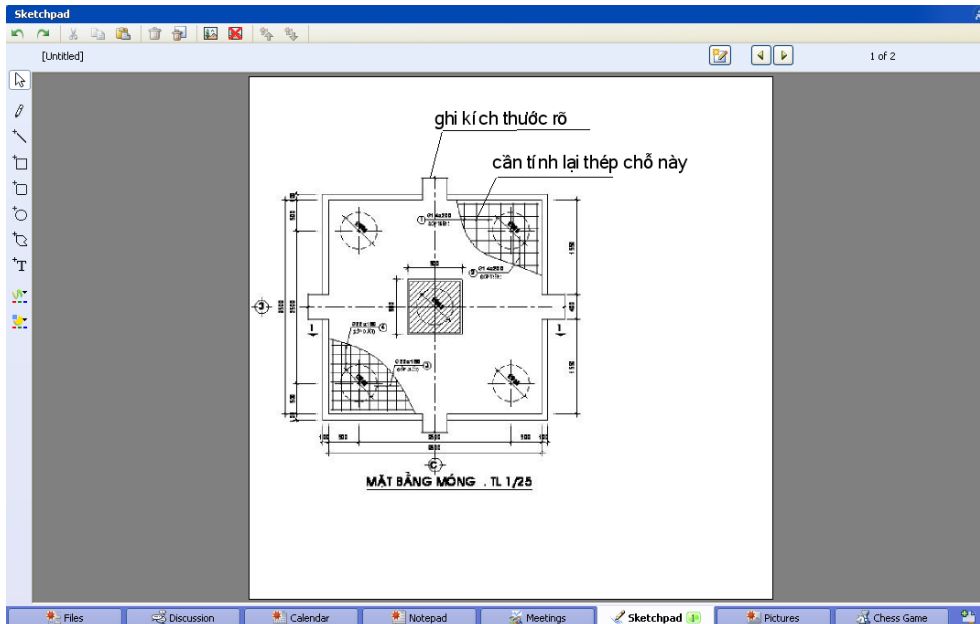
- Tất cả thành viên c  thể Chat với nhau trên cùng một cửa sổ giống như đang nói cùng nhau trên một bàn họp. Một người nói, tất cả mọi người cùng nghe. Hoặc gửi tin nhắn đến riêng một thành viên nào đó bằng chức năng Send Message...
- Diễn đàn thảo luận ý kiến Discussion. Nó giống như một diễn đàn thực thụ của một trang web chuyện nghiệp. Mọi người c  thể tự tạo chủ đề mới, phản hồi ý kiến của một ai đó và đính file kèm theo (Hình 1).



Hình 1. Giao diện diễn đàn thảo luận (Discussion)

- Lịch Calendar c  thể nhập lịch sửa đồ án sắp tới, lịch dạy, lịch coi thi... và chương trình sẽ tự động nhắc nhở khi vào phòng làm việc chung.
- Phần ghi chú Notepad giúp chúng ta ghi chú những điều quan trọng cần gấp như danh sách sinh viên sửa bài trong ngày, số điện thoại, những thắc mắc ngắn gọn...
- Phần thông báo lịch sửa đồ án và lịch họp nhóm Meetings. Ở đó cho phép ta nhập ngày, giờ bắt đầu, kết thúc, địa điểm, nội dung họp và c  thể đính kèm file.

- Thú vị nhất là phần Sketchpad. Ở đây, ta có các tờ giấy trắng và tất cả mọi người đều có thể cùng đặt bút vẽ trên tờ giấy này giống như đang ngồi cùng nhau trên bàn vậy. Khi thành viên này vừa dứt nét vẽ là trên máy của tất cả các thành viên khác đều có nét vẽ đó. Ta có thể lấy hình từ bản vẽ đưa lên trang này để chỉ ra những điểm sai bằng một số công cụ vẽ.



Hình 2. Giao diện SketchPad

- Thẻ Pictures cho phép chúng ta chia sẻ kho hình ảnh cho mọi người cùng xem và tạo kho dữ liệu hình ảnh chung cho cả nhóm.
- Ngoài ra, các thành viên có thể cùng xem và bình luận 2 thành viên nào đó đang chơi cờ vua cùng nhau trong phần Chess Game.

Groove hoạt động ăn khớp với các bộ sản phẩm Microsoft Windows SharePoint Services 3.0, Microsoft Office SharePoint Server 2007, Microsoft Office InfoPath 2007, và Microsoft Office Communicator để tăng cường khả năng trao đổi thông tin nội bộ.

Khi bất kỳ thành viên nào thêm hoặc sửa thông tin trong bất cứ File nào, thẻ nào thì trước File hoặc thẻ đó có một dấu sao sáng kèm theo một âm báo và một tin nhắn hiện ở góc dưới bên phải màn hình cho chúng ta biết có thông tin mới.

Điều đặc biệt mà một diễn đàn trên trang Web không làm được là chúng ta có thể sửa file, phản hồi ý kiến trên Discussion, thông báo lịch họp nhóm, chia sẻ hình ảnh, minh họa trên Sketchpad...mà không cần có Internet. Chương trình sẽ tự động gửi những thay đổi đó trên máy tính của chúng ta đến các máy thành viên và nhận thông tin mới về khi máy tính của chúng ta

được kết nối internet. Vì vậy chúng ta có thể phản hồi ý kiến Sinh viên khi đi trên xe hay ở bất kỳ nơi nào và ở đâu, và khi máy tính của chúng ta được kết nối Internet sau đó, những thông tin này sẽ được tự động gửi và nhận.

Chương trình cũng có hỗ trợ Chat voice, tuy nhiên ta cũng có thể kết hợp một số phần mềm Chat voice miễn phí như Skype hoặc Google Talk hoặc Yahoo để có thể trao đổi trực tiếp với Sinh viên khi sửa đồ án.

### **3. Cách sử dụng Groove**

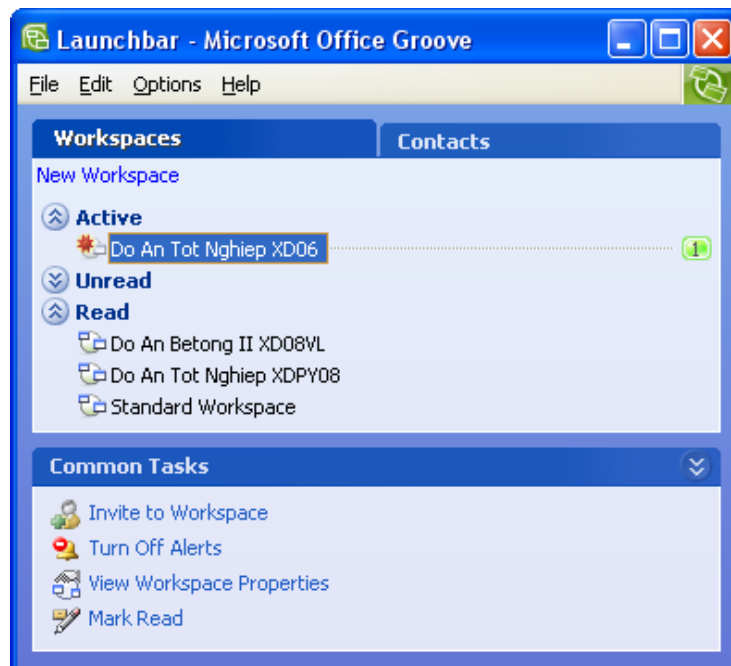
Trong lần đầu tiên kích hoạt, chương trình sẽ yêu cầu người dùng tạo lập một tài khoản mới. Sau khi chọn Create a new Groove account, chọn tiếp I don't have a Groove Account Configuration Code để bỏ qua phần mã cấu hình rồi khai báo Họ tên, địa chỉ email, mật khẩu.

Nhiệm vụ của bạn bây giờ là tạo một vùng không gian làm việc chung, vùng này sẽ chứa các thông tin mà bạn muốn chia sẻ với các thành viên trong một nhóm dự án và chúng sẽ được đồng bộ với nhau một cách cực kỳ nhanh chóng.

#### **Tạo Workspace**

Để tạo một không gian làm việc mới trong Groove (gọi là workspace) bạn tiến hành theo các bước như sau:

1. Chọn File | New | Workspace... hộp thoại Create New Workspace sẽ xuất hiện.
2. Bạn nhập một tên trong hộp thoại Name of Workspace (VD Đồ án tốt nghiệp XD06), chọn Standard trong phần Type of Workspace
3. Nhấn chọn OK
4. Groove sẽ tạo ra một không gian làm việc như Hình 3.



Hình 3. Cửa sổ khởi tạo Workspace

### Đưa thông tin lên Workspace

Trong vùng làm việc chung bạn có thể đưa mọi thông tin lên đó. Cụ thể là những tập tin, hình ảnh, văn bản, bảng tính, bài thuyết trình, các thư mục chứa dữ liệu...

Để làm việc này bạn theo các bước sau đây:

1. Mở workspace
2. Nhấn nút Add Files, hộp thoại Add Files sẽ xuất hiện như hình minh họa
3. Bạn chọn những files mong muốn chia sẻ
4. Toàn bộ thông tin được chọn sẽ được nạp vào trong Workspace
5. Trong workspace bạn cũng có thể thao tác cắt, dán, di chuyển, tạo mới thư mục, sửa tên, xóa... như thao tác trên cửa sổ Windows Explorer

### Mời mọi người cùng tham gia Workspace

Sau khi đã tương đối hoàn chỉnh việc nạp những thông tin muốn chia sẻ trên Workspace, bạn bắt đầu mời mọi người cùng tham gia bằng cách sau:

1. Mở Workspace

2. Ở phần Workspace Members bên phải, nhập tên hoặc địa chỉ e-mail của người muốn mời
3. Chọn chế độ tham gia ở mục Role: Participant (cộng sự, được quyền chỉnh sửa), Guest (chỉ xem), Manager (toàn quyền)
4. Nhấn vào nút More để mở cửa sổ Add Recipients
5. Gõ địa chỉ e-mail của người mà bạn muốn mời, sau đó nhấn chọn nút Add to list
6. Sau cùng nhấn nút OK để gửi thư mời
7. Gán quyền cho người mà bạn định mời
8. Bạn có thể thu giọng nói của mình hoặc gõ nội dung của thư mời trước khi gửi

Trường hợp người dùng không cài đặt mail client (như Outlook, ThunderBird..)

Hạn chế của cách mời trên là ở máy đưa ra lời mời phải có trình quản lý mail như Outlook, Thunderbird... Trường hợp không có các mail client trên thì để tạo lời mời, người dùng chọn File / Save Invitation as file rồi gửi file này cho người được mời, và người này chỉ cần kích hoạt file này là sẽ vào được workspace. Hoặc có thể vào File / Copy Invitation to Clipboard để copy nội dung của đoạn mail kích hoạt sau rồi paste vào nội dung của thư mời. Người được mời chỉ cần kích hoạt vào dòng kích hoạt để vào workspace như sau:

Hoai Nam (namxd03@gmail.com) has invited you to join a Groove workspace called "CLB Vượt Sóng".

New to Groove?

=====

Download a free trial version of Microsoft Office Groove 2007 and accept the invitation by clicking on the link below:

<http://invitation.groove.microsoft.com/Download/?Invitation=7B1A5395-3893-4484-AE3C-6F3A4D93C42A>

Already Have Groove?

=====

Accept the invitation by clicking on the link below:

<http://invitation.groove.microsoft.com/?Invitation=7B1A5395-3893-4484-AE3C-6F3A4D93C42A>

Microsoft Office Groove 2007 software allows groups of people to work together securely as if they're in the same location. Groove has everything your group needs to share files, manage projects, conduct meetings, and get work done.

For more information about Groove go to <http://r.office.microsoft.com/r/rlidGrooveC103?clid=en-us>

Bạn có thể dùng tài khoản Groove của chính mình ở một máy tính khác, khi đó bạn phải tạo một file để bạn kích hoạt ở một máy tính khác. Và gửi file này vào mail của chính bạn để bạn có thể tải về ở bất cứ nơi nào có internet. Options / Invite my other computer rồi OK. Chương trình sẽ tạo ra một file có đuôi là GRV, mặc định trên Desktop.

#### **Trong lần đầu tiên tham gia Workspace**

Người được mời sẽ nhận được một email trong đó có gửi kèm một file thông tin về Workspace được tạo bởi Manager trên máy chủ. Mở file đính kèm này bằng Groove, người dùng sẽ được yêu cầu chấp nhận (Accept) để kết nối.

Sau khi kết nối, máy sẽ gửi yêu cầu đồng bộ dữ liệu tới máy chủ chứa Workspace gốc. Tại máy chủ, cho lần đầu, tại máy chủ cũng phải đồng ý thiết lập kết nối.

Về nguyên tắc, người được mời mặc định sử dụng account của người mời để vào Workspace nên khi kết nối lần đầu sẽ xảy ra xung đột vì trùng tên. Lúc này, bạn hãy chọn Verify Identity để thay đổi. Sau đó bạn chọn nút Verify... rồi gõ tên người được mời vào rồi OK.

#### **4. Kết luận**

Microsoft Groove được tích hợp trong bộ Microsoft Office cùng với các ứng dụng quen thuộc khác như Word, Excel... nên việc cài đặt được thực hiện dễ dàng khi dùng đĩa DVD cài đặt bản Full của Microsoft Office. Tóm lại, để thí điểm hiệu quả của làm việc nhóm trực tuyến, ta có thể mạnh dạn áp dụng mô hình này cho một lớp tại TP HCM, qua đó, cùng đúc rút kinh nghiệm để áp dụng cho các lớp kế tiếp và giới thiệu cho các em Sinh viên trong công việc học nhóm. Điều này không mất nhiều chi phí, thời gian và nhân lực vì Groove là sản phẩm rất phù hợp và dễ dàng triển khai, không cần Server, không cần người quản trị mạng, không cần có kiến thức nhiều về công nghệ...

#### **Tài liệu tham khảo**

[12] Microsoft (2007), *Microsoft Office Groove 2007*: <http://www.microsoft.com/en-us/download/details.aspx?id=26946>.

## 2D and 3D seismic damage analysis of concrete gravity dam

Nguyen Trong Nghia <sup>1</sup>,

Kyung-Ho Park <sup>2</sup>,

<sup>1</sup> Open University Ho Chi Minh City, 97 Vo Van Tan, Dist. 3, Ho Chi Minh City, VietNam

<sup>2</sup> School of Engineering & Technology, Asian Institute of Technology, P.O. Box 4, Klong Luang, Pathumthani 12120, Thailand.

\*corresponding author. Tel.: 01212288337 ; Email: trongnghiabk02@gmail.com

E-mail: [khpark@ait.ac.th](mailto:khpark@ait.ac.th)

**Abstract :** *After some recently massive earthquakes in Asian, Constructions against seismic force are more and more considered, especially high risk potential constructions when failure as large dams. In this study, danger spillway section of a proposed concrete gravity dam is investigated with 2D and 3D nonlinear seismic damage analysis by using the finite element program ABAQUS and the concrete damaged plasticity model. Four different cases of the spillway section are simulated and analyzed with strong ground acceleration motion. Relative displacement between the crest and bottom of the dam together with the tensile damage distributions over the dam at specific time are obtained. Then, the similarity and difference of 2D and 3D analyses in relative displacement and damage distribution are discussed.*

**Keywords:** Seismic analysis - Concrete gravity dam - Plastic damage model

### 1. Introduction

Recently, the construction of several new concrete gravity dams has been planned in Southeast Asia. The concrete gravity dams are usually designed to withstand both static and seismic loading. In the construction of dams in the northern Thailand, Myanmar, and Lao PDR, the seismic

loading is seriously considered because of the previous record of strong earthquake occurrence in these regions and the consequence of safety of dam, environment and human.

Although no complete failure has been reported, some concrete dams have been severely damaged due to the strong earthquake ground motion (CEA 1990, 1998, Knight & Mason 1992, USCOLD 1992). The four most commonly reported cases are Koyna Dam, India, 1967; Hsingfengkiang Dam, China, 1962; Sefi-Rud Dam, Iran, 1990; and Pacoima Dam, California, 1971 and 1994. While the safety evaluation of concrete dams usually uses a linear elastic model based on an allowable maximum tensile stress, the strong earthquake ground motion can produce tensile stress exceeding the tensile strength of concrete. Then cracking or damage will occur in the dam due to tensile stress. Consequently, nonlinear procedures are required to consider in the seismic response of concrete gravity dams.

In order to estimate the seismic damage or fracture of concrete dams, including gravity dams and arch dams, numerical investigations have been conducted in 2D and 3D space using the nonlinear concrete models, such as the discrete crack approach and fracture mechanics [ Ayari & Saouma (1990), Feltrin et al. (1990), Batta & Pekau (1996) ] the smeared crack approach [ Loli & Fenves (1989), El-Aidi & Hall (1989), Bhattacharjee & Leger (1993), Calayir & Karaton (2005) [b], Mirzabozorg & Ghaemian (2005) ], the continuum damage mechanics approach [ Cevera et al. (1995), Ghrib & Tinawi (1995), Yazchi et al. (1999), Calayir & Karaton (2005)[a] ], and the plastic damage approach [ Lee & Fenves (1998) ], as well as the shaking table and centrifuge experiments have been conducted on small scale of models [ Bakhtin & Dumenko (1979), Niwa & Clough (1980), Donlon (1989), Hall (1989), Donlon & Hall (1991), Lin et al. (1993), Zadnik & Paskalov (1992), Zadnik (1994), Mir & Taylor (1995), (1996), Harris et al. (2000), Tinawi et al. (2000) ] .

This study deals with 2D and 3D nonlinear seismic damage analysis of a full-scale concrete gravity dam using the finite element program ABAQUS. In order to compare 2D and 3D analyses, four



different cases of the spillway section of the proposed dam are considered: (1) Case 1: 2D plane stress analysis for flushing sluice section, (2) Case 2: 3D analysis of flushing sluice section, (3) Case 3: 3D analysis of a combination of spillway and flushing sluice sections, and (4) Case 4: 3D analysis of three sets of spillway and flushing sluice sections. Full-scale concrete gravity dam is modeled with the assumption of rigid foundation. The dam-reservoir interaction is considered by using the Westergaard added mass technique. The initiation and evolution of damages of the dam are examined by using the concrete damaged plasticity model provided by ABAQUS. The similarity and difference in 2D and 3D analyses in terms of relative displacement and damage evolution are discussed.

## **2. 2D and 3D numerical modeling**

The typical spillway section of the proposed dam, 117 m high and 99.6 m crest long, is shown in Fig. 1. For 2D and 3D analysis, four cases are considered, as shown in Fig. 2. Case1 is 2D plane stress analysis for flushing sluice section, using 486 4-noded solid elements. This case is the simplest model and usually used for the seismic analysis of concrete gravity dams. Case 2 is the corresponding 3D analysis to Case 1. Total 1458 8-noded solid elements are used in this case. The other two cases are 3D analysis of a combination of spillway and flushing sluice sections. Case 3 is for one set using 2418 elements, while Case 4 is for three sets using 8214 elements.

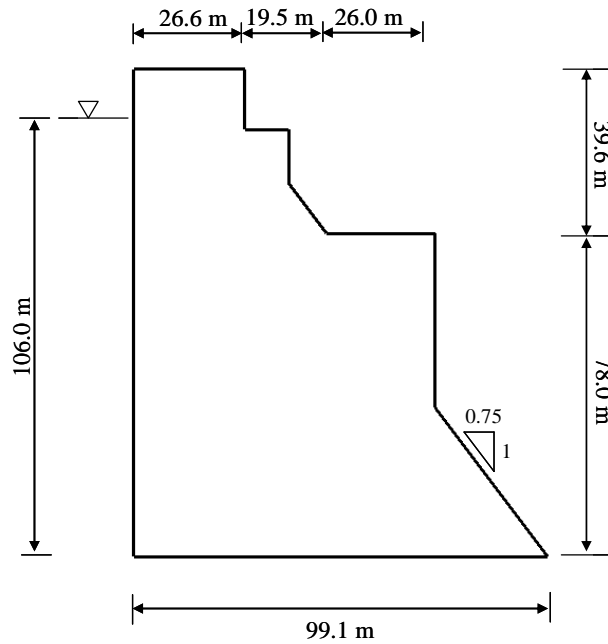
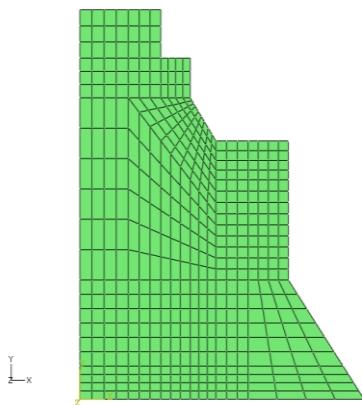
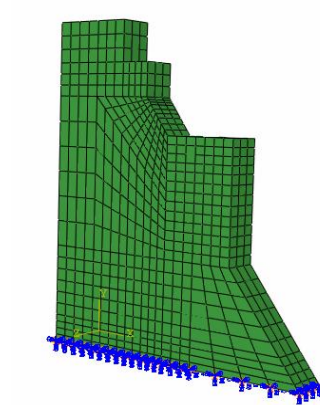


Fig. 1 Geometry of the proposed dam



(a) Case 1



(b) Case 2

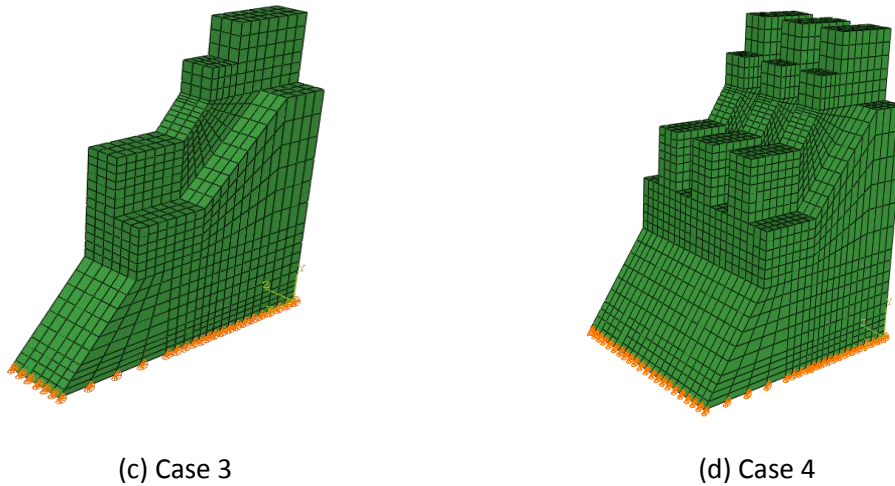


Fig. 2 Modeling meshes

Seismic analysis of concrete dam usually takes account of dam-water and dam-foundation interaction together with cracking model. In this study, full-scale concrete gravity dam is modeled with the assumption of rigid foundation, which means that dam-foundation interaction is neglected. The dam-reservoir dynamic interaction is considered by using the Westergaard added mass technique, which deals with hydrodynamic forces by adding equivalent mass to the structure. Ground acceleration taken by considering the potential active faults in the site with the peak of 0.42g are applied to all nodes

at the base of dam. The strong earthquake input motion was simulated as shown in Fig3.

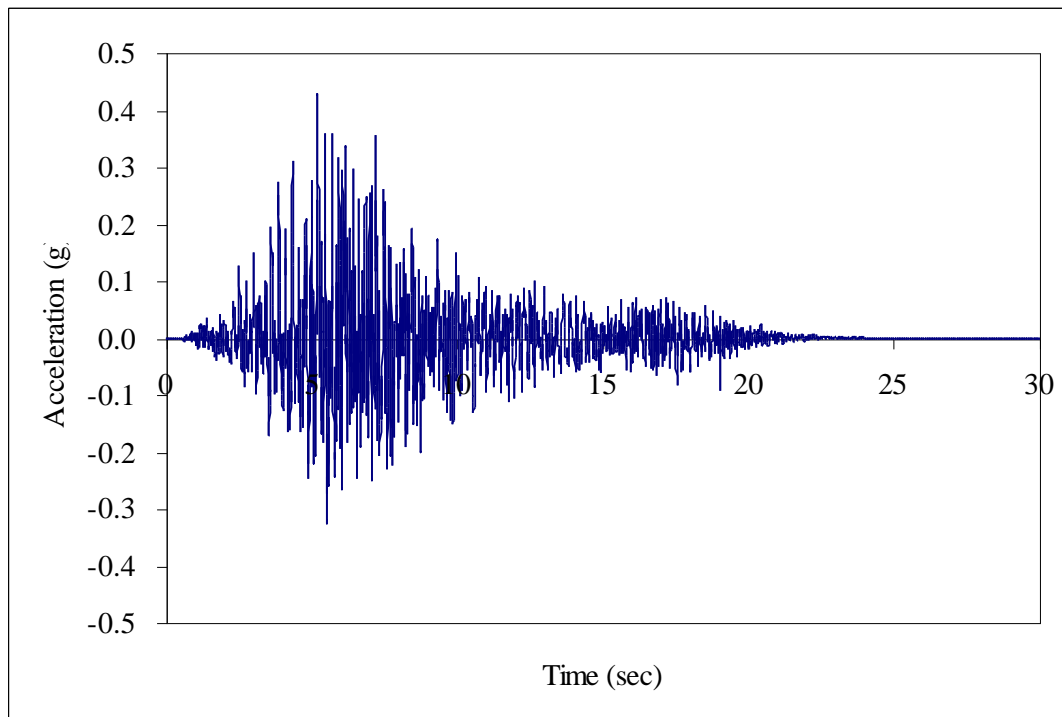


Fig. 3 Strong earthquake input motion

Acceleration time is divided into small time increments for nonlinear dynamic analysis. In each small time increments, the program must solve general equation:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K(t)]\{u\} = \{F(t)\}$$

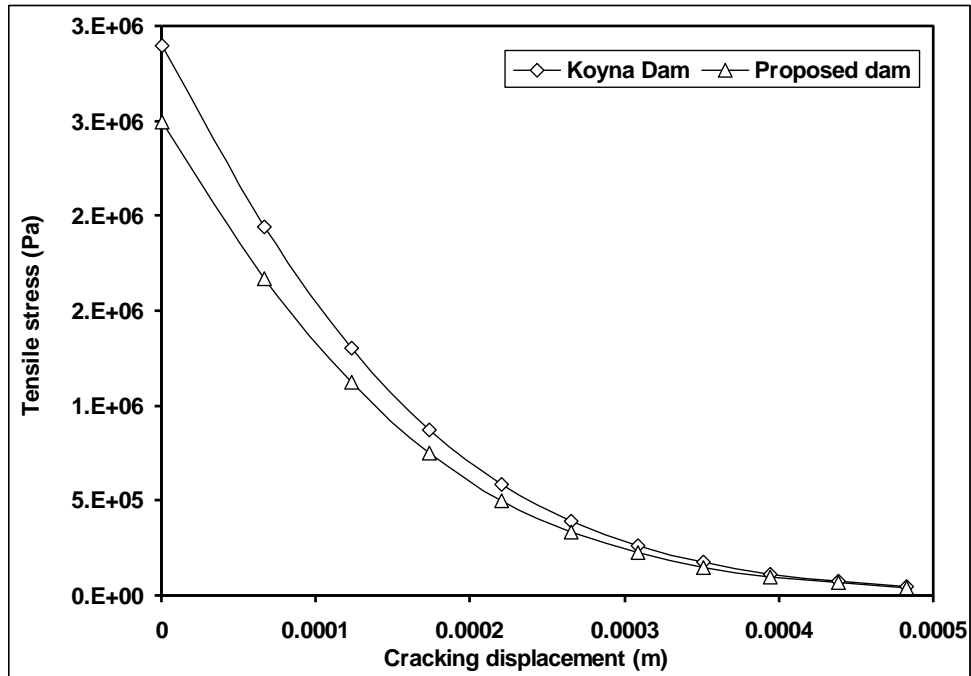
Where  $[M]$  is the mass matrix including added mass for impounded water;  $[C]$  is the damping matrix;  $[K(t)]$  is the stiffness matrix at time  $t$ . In non-linear analysis, the stiffness matrix of construction changes with times;  $\{\ddot{u}\}$  is acceleration vector;  $\{\dot{u}\}$  is the velocity vector  $\{u\}$  is displacement vector;  $\{F(t)\}$  is external force vector that is the combination of the static load vector and the earthquake load

vector. The loads in analysis consist of three steps: gravity loading, hydrostatic pressure and earthquake force. For static steps, the gravity load is assigned in the first step and the hydrostatic pressure in second step. For the dynamic analysis, horizontal ground acceleration is simulated at the base of dam. The behavior of dam is combined between static and dynamic status are calculated at each small time increment until the end of acceleration time.

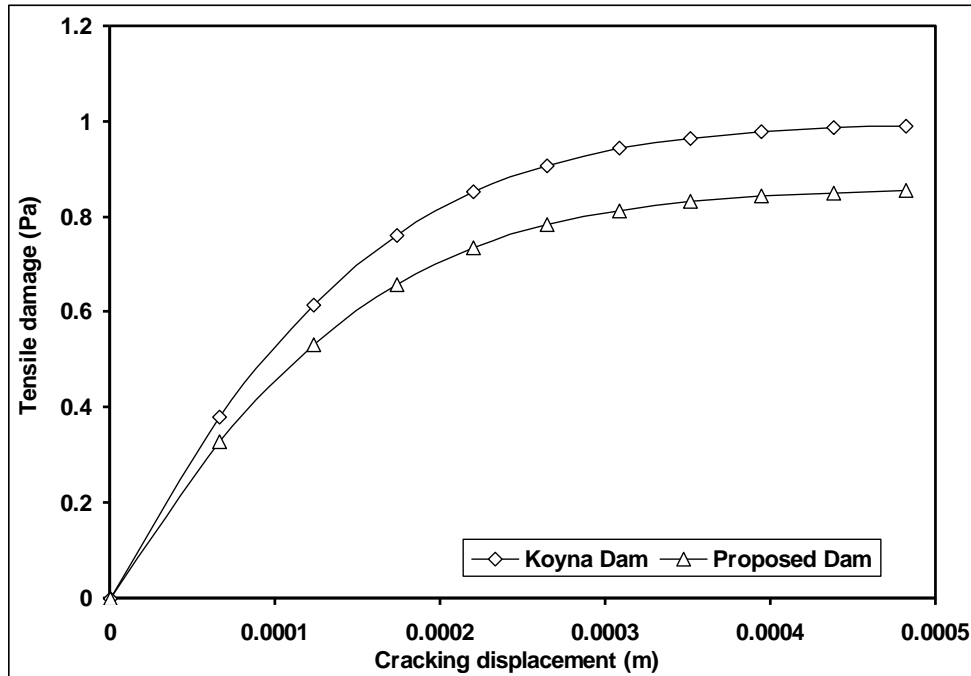
### **3. Material model and damping**

The damage behavior of the concrete material is modeled using the concrete damaged plasticity model provided by ABAQUS, which is based on the models proposed Lubliner et al. (1989) and Lee & Fenves (1998). This model can consider the effects of stiffness degradation and strength reduction due to cracks using the characteristics of concrete material in the concrete tension stiffening and concrete tension damage. Detail of plastic damage model is given in ABAQUS manual[1].

The concrete material is assumed uniform with typical values of unit weight ( $\rho$ ) = 2400 g/cm<sup>3</sup>, elastic modulus ( $E$ ) = 30 GPa, Poisson's ratio ( $\nu$ ) = 0.2, dilation angle ( $\psi$ ) = 36.3°, ultimate tensile strength ( $f'_{tu}$ ) = 2.5 MPa, ultimate compressive strength ( $f'_{cu}$ ) = 15 MPa. The stress–displacement relations for tension stiffening and tension damage behaviors are obtained through material properties of Koyna dam, as shown in Fig. 4.



(a) Concrete tension stiffening



(b) Concrete tension damage

Fig. 4 Tensile properties of Koyna and proposed dams

Natural frequency of model is an important factor in determining damping coefficient and damping matrix for dynamic analysis. Damping matrix  $[C]$  is determined by Rayleigh damping:

$$[C] = \beta[K(t)]$$

$$\zeta = \frac{\beta\omega}{2}$$

Where  $[K(t)]$  is the stiffness matrix at time  $t$ .  $\beta$  are coefficients derived by the damping ratio.  $\omega$  is the natural frequency at this mode,  $\zeta$  is damping ratio, it is from 2-5% for concrete structure

Frequency is chosen so as to direction of mode vibration is the same with seismic force and it is one of the first mode vibrations. Table 1 summarizes the frequencies up to the first four modes for four cases. Each case has only one mode in plane with seismic force. The in plane frequencies are slightly different ranging from 2.7 to 3.1. In order to compare the behavior of different models the basic input values such as material properties, damping coefficient should be united. Therefore, frequency 2.75 is chosen for four cases. Then the corresponding damping coefficient of  $\beta = 0.00347$  is obtained.

Table 1. Frequency extract from four cases

Case	Mode	Frequency (Hz)	Direction with the excitation
1	1	2.7004	In plane
	2	6.6408	
	3	7.1812	
	4	7.7382	
	1	0.5190	

2	2	1.8737	In plane
	3	2.7115	
	4	2.7818	
3	1	1.1217	In plane
	2	3.1272	
	3	3.3778	
	4	4.2417	
4	1	2.8741	In plane
	2	3.2559	
	3	4.7760	
	4	4.9642	

Table 2. Damping coefficient

model	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
Mode frequency ( $\omega_1$ ) in plane	16.967	17.028	19.64	18.058
$\beta$	0.003536	0.003527	0.00306	0.003323

\* Note:  $\beta = 2\xi_1/\omega_1$  (unit: sec)

$\xi_1$  (=0.03): fraction of critical damping for the first mode of vibration of the dam

## 4. Results and discussions

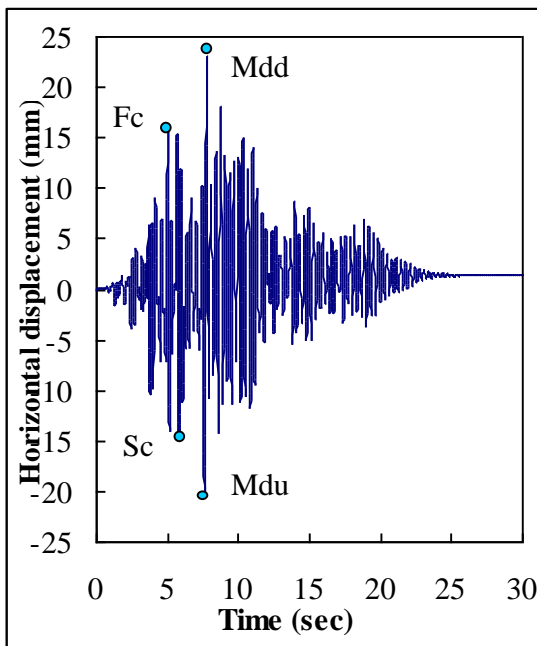
### 4.1 Relative displacement

The nonlinear response at the dam crest relative to ground motion is shown in Fig. 5 and summarized in Table 3 for four cases. In figures and tables, Fc indicates the first crack initiation, Sc the

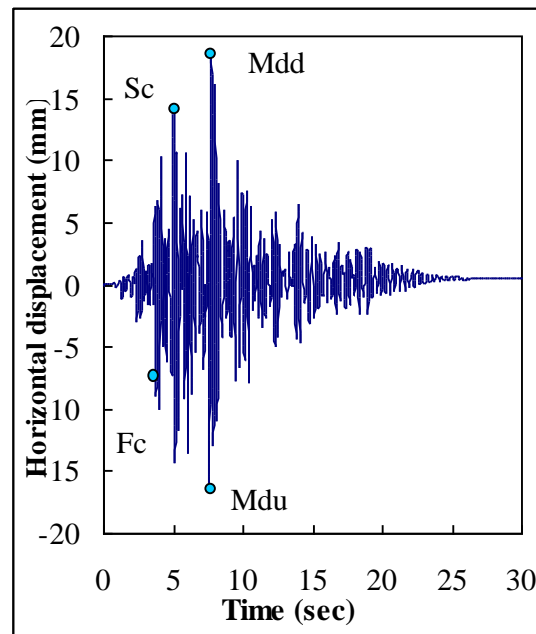


second crack initiation, Mdd the maximum relative displacement toward downstream, and Mdu the maximum relative displacement toward upstream.

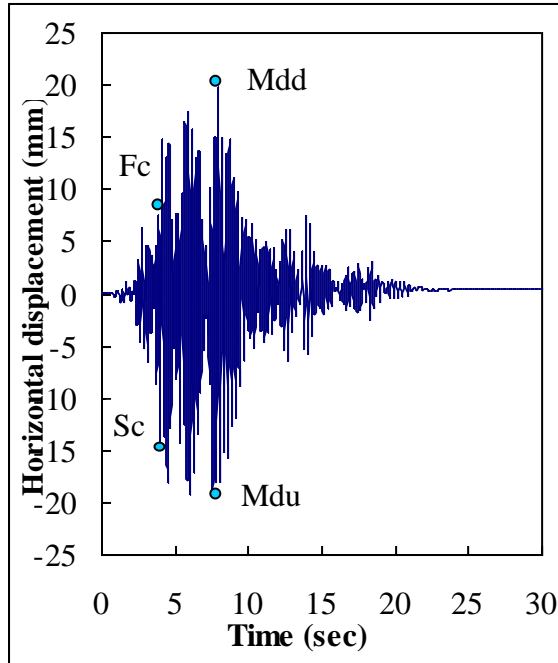
From Fig. 5 and Table 3, it can be seen that all of 2D and 3D cases give similar result of maximum relative displacements. The maximum relative displacement toward downstream ranges 18.3 ~ 22.3 mm, while the value toward upstream ranges 16.2 ~ 22.0 mm. Case 1 gives the largest values of maximum relative displacement. The maximum relative displacement occurs within 10 sec for all cases. However, the time to reach the maximum relative displacement is slightly different. The time of maximum different displacements is around 7.5 ~ 7.9 sec for Cases 1, 2 and 3, while Case 4 around 5.897 ~ 6.25 sec.



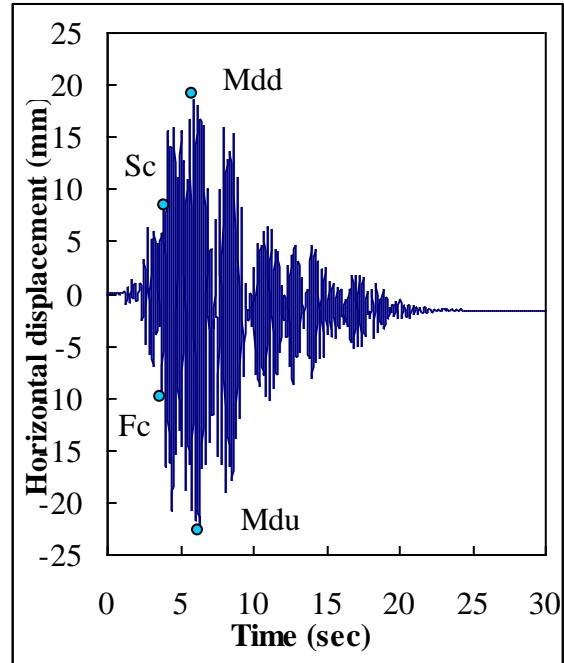
(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4

Fig. 5 Relative displacement

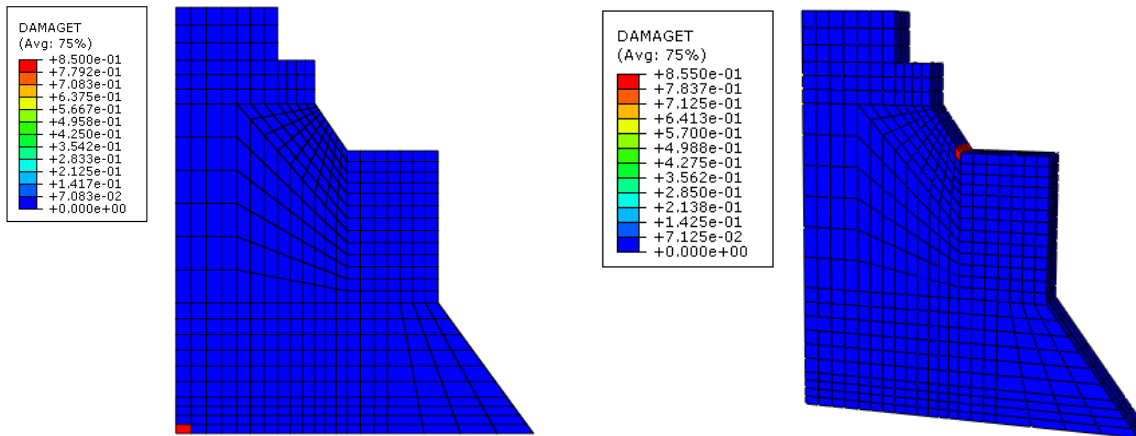
Table 3. Summary of displacements

Case	Time points	Time (sec)	Disp. at the crest (m)	Disp. at the bottom (m)	Relative disp. (mm)	Accel. (g)
1	Fc	5.040	-0.113	-0.1043	8.70	0.0723
	Sc	5.840	-0.0905	-0.1012	-10.70	0.1600
	Mdd	7.757	0.0805	0.1034	22.38	0.0872
	Mdu	7.598	0.0536	0.0333	-20.31	-0.0868
2	Fc	3.766	-0.0746	-0.0836	-8.99	-0.0086
	Sc	4.960	-0.1094	-0.0997	9.74	0.1112
	Mdd	7.735	0.0771	0.0955	18.34	0.0279
	Mdu	7.574	0.048	0.0318	-16.20	0.0953
3	Fc	3.913	-0.0831	-0.0828	0.36	0.1890
	Sc	3.981	-0.0798	-0.0942	-14.42	-0.0278
	Mdd	7.953	0.0986	0.1185	19.88	-0.1753
	Mdu	7.560	0.0451	0.0261	-19.06	0.1543
4	Fc	3.952	-0.0808	-0.0966	-15.75	0.0038
	Sc	4.067	-0.0791	-0.0651	14.00	-0.0497
	Mdd	5.897	-0.0945	-0.0758	18.75	-0.0515
	Mdu	6.250	-0.0909	-0.1129	-21.98	-0.1866

4.2 Damage initiation and evolution

Damage initiation and evolution are shown in Figs. 6 ~ 9 for  $F_c$ ,  $S_c$ ,  $M_{dd}$ ,  $M_{du}$ , respectively. There is a clear difference between Cases 1, 3 and 2, 4 for the time and location of first and second crack initiation. For Cases 1 and 3, the first crack profile initiates at the heel at 5.04 sec and 3.913 sec. The second one initiates at the neck part of the dam body at 5.84 sec and 3.981 sec. However, for Cases 2 and 4, the first crack profile initiates at the neck at 3.766 sec and 3.952 sec. The second one initiates at the heel at 4.960 sec and 4.067 sec. In addition, the first and second crack initiations of 2D plain stress develop at later time than 3D cases. The first cracks in Cases 2, 3 and 4 occur around 3.7 ~ 3.95 sec, while for Case 1 the first crack occurs in 5.04 sec.

Fig. 10 shows the resulting damage distribution within the dam body at the end of the ground motion. The tensile damage appears in the neck and heel parts of the dam. Especially, Case 4



(a) Case 1 (t = 5.040 sec)

(b) Case 2 (t = 3.766 sec)

gives the worst damage profile.

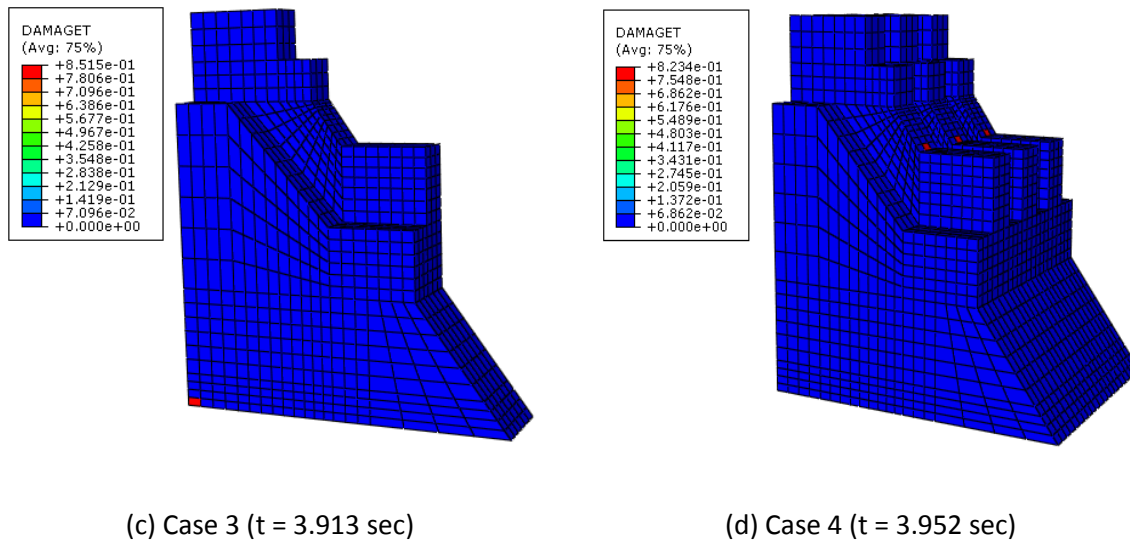
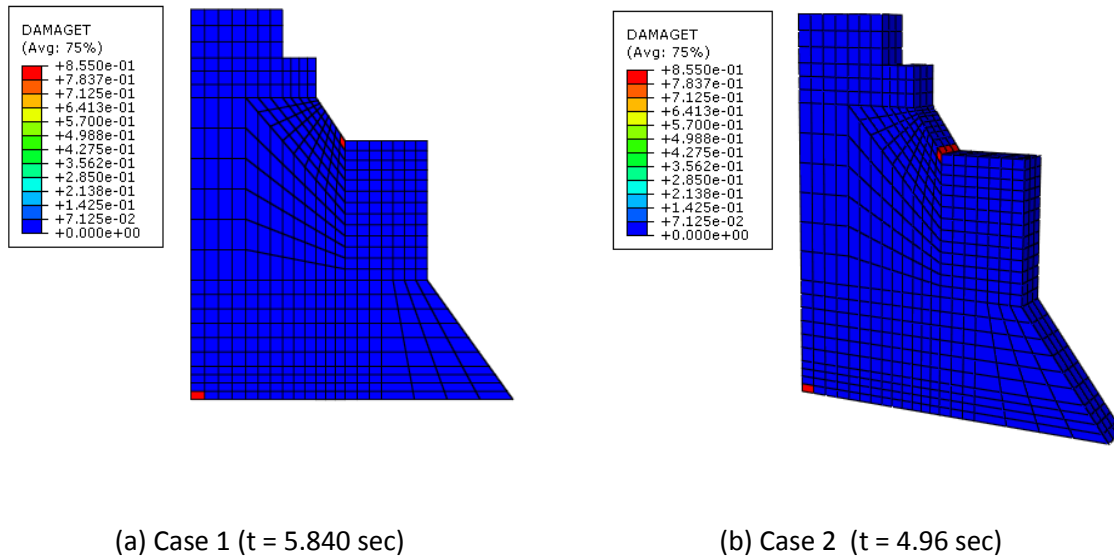


Fig. 6 First crack (Fc)



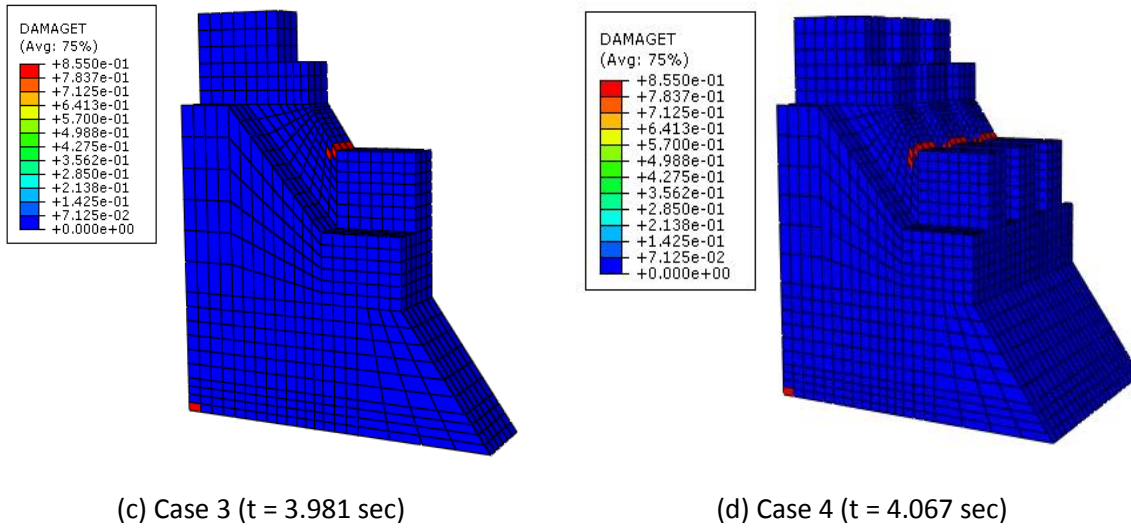


Fig. 7 Second crack (Sc)

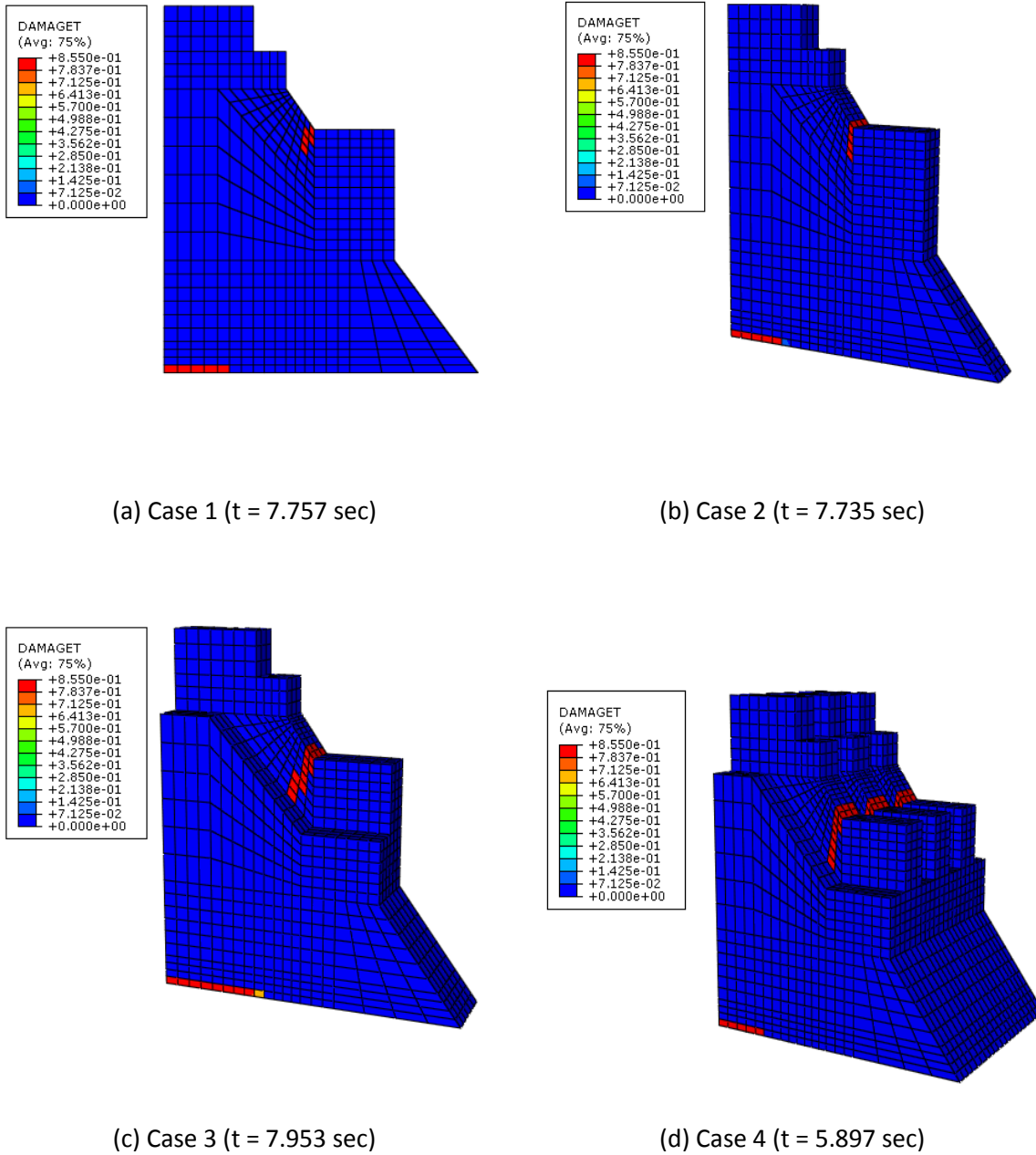
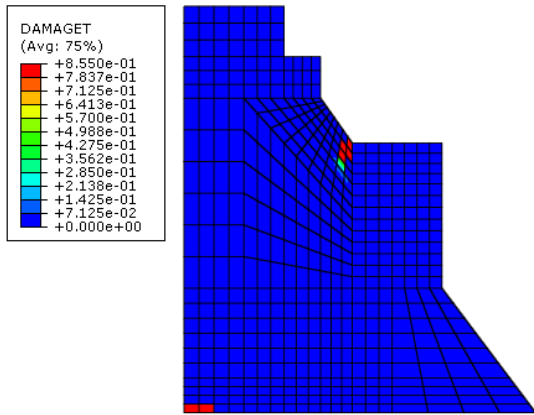
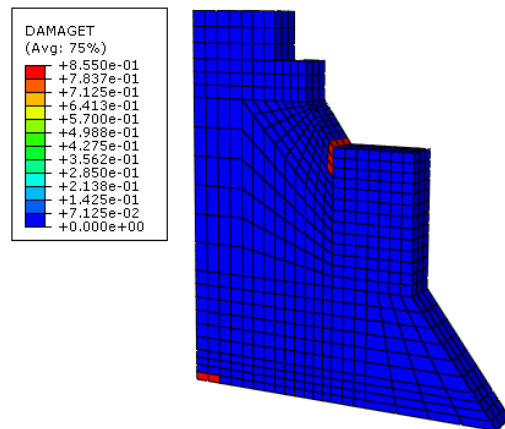


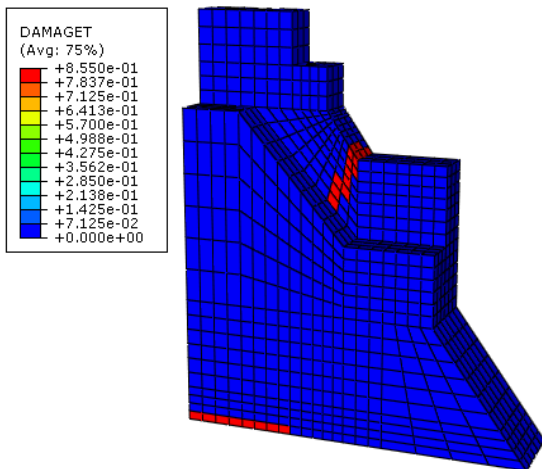
Fig. 8 Maximum relative displacement toward downstream (Mdd)



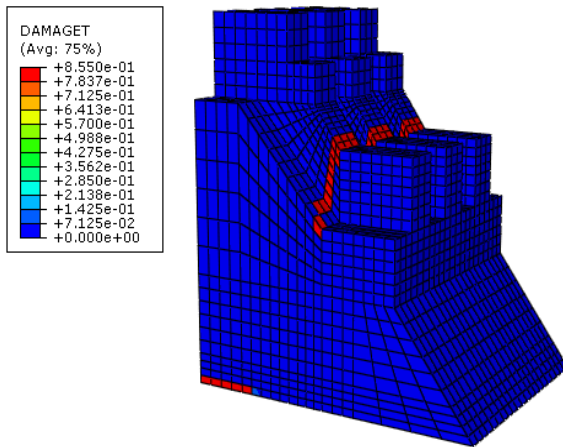
(a) Case 1 (t = 7.5984 sec)



(b) Case 2 (t = 7.574 sec)



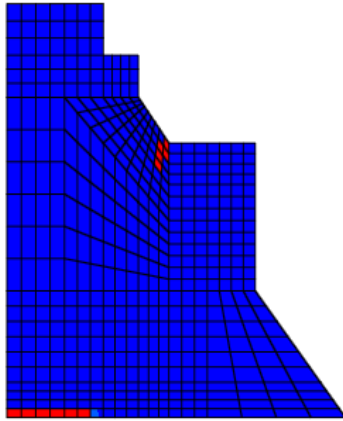
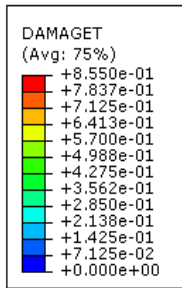
(c) Case 3 (t = 7.56 sec)



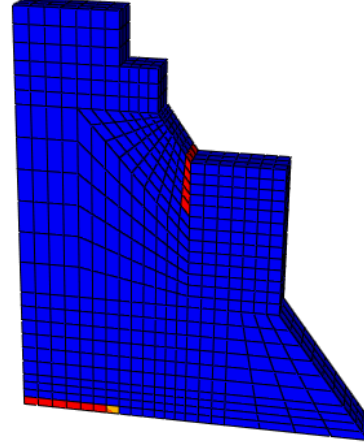
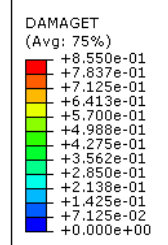
(d) Case 4 (t = 6.25 sec)

Fig. 9 Maximum relative displacement toward upstream (Mdu)

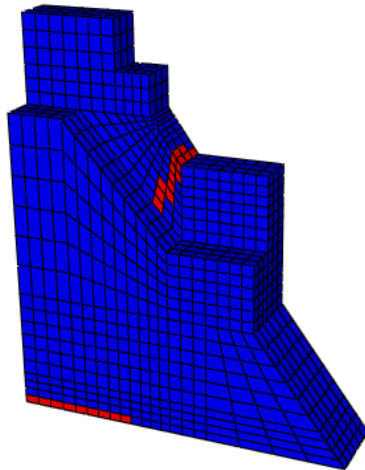
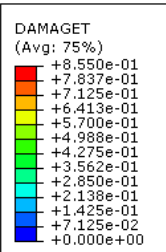




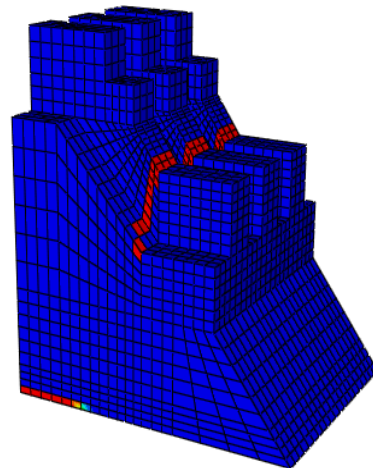
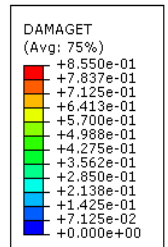
(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4

Fig. 10 Crack at the end of time ( $t = 30$  sec)

#### 4.3 Discussion

In general, 2D and 3D problems have some differences and similarities. Time points  $F_c$  and  $S_c$  of 3D models occur relatively sooner than 2D model and 3D models subject more severe damage than 2D model. Although the crack evolutions are different among the cases, the crack positions in the neck and heel of dam are similar for all cases. Previous researches on 2D analysis of typical section of concrete gravity dam under strong ground motion also show similar results about two crack positions.

Case1 and case 2 are two typical of relatively 2D and 3D model with a little different meshing model. Relative displacements, Time points  $M_{dd}$  and  $M_{du}$ , crack evolution at the heel part of dam are similar for two cases, however, First crack of case 2 appear in 3.76 seconds at the neck sooner than case 1 in 5.040 seconds at the heel. The crack at neck of dam in case 2 is deeper and goes straight into dam body

Case1 and case 4 are two basic models. Case 4 is complicated 3D model of spillway section, while case 1 is a simplified 2D one. The behaviors of them are completely different from relative displacements to crack evolution. First crack of case 4 occur in 3.952 seconds at the neck while case 1 occur in 5.040 seconds at the heel. Especially, case 4 show the worst damage at the neck of dam while in the heel cracks are nearly the same. The reason may be the open for spillway sections weaken the neck part of dam and only case 4 can simulate this complex geometry

#### 5. Conclusion

2D and 3D nonlinear seismic analysis of a proposed concrete dam has been performed using the ABAQUS and the concrete damaged plasticity model. In order to compare 2D and 3D analyses, four different cases of the spillway section of the proposed dam were considered.

The following conclusions can be drawn:

(1) Geometry has significant effect on the analysis result. To obtain a reasonable analysis result for complex problems, simplified model is not enough. There is more damage at the weak position when analysis with 3D model than with 2D model

(2) From analysis results, although there are different geometries, the resulting damage distributions are similar for all cases. Two points must be considered are the neck and the heel parts of dam. These points must be reinforced strong enough to confront with strong seismic force.

## References

- [1] ABAQUS Inc. *ABAQUS 6.5 Documentation*, 2004.
- [2] Ayari ML, Saouma VE. A fracture mechanics approach seismic analysis of concrete gravity dams using discrete cracks. *Engineering Fracture Mechanics* 1990;35(1-3):587-598.
- [3] Bakhtin BM, Dumenko VI. Seismic stability of a concrete gravity dam having a lightweight profile. *Hydrotechnical Construction* 1979;5:445-450.
- [4] Batta V, Pekau OA. Application of boundary element analysis for multiple seismic cracking in concrete gravity dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1996;25:15-30.
- [5] Bhattacharjee SS, Leger P. Seismic cracking and energy dissipation in concrete gravity dam. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1993;22(11):991-1007.
- [6] Bhattacharjee SS, Leger P. Application of NLFM models to predict cracking in concrete gravity dams. *Journal of the Structural Engineering* 1994;120(4):1255-1271.
- [7] Calayir Y, Karaton M. A continuum damage concrete model for earthquake analysis of concrete gravity dam-reservoir systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2005a;25:857-869.
- [8] Calayir Y, Karaton M. Seismic fracture analysis of concrete gravity dams including dam-reservoir interaction. *Computers and Structures* 2005b;83:1595-1606.
- [9] CEA. Structural safety of existing concrete dams-Influence of construction joints. Final Report. *Volume A-Review of the literature and background material, and Volume B-Theoretical and numerical development and case studies*, CEA Rep. No. 9032 G 905, Canadian Electricity Association, Montreal, 1998.

- [10] Cervera M, Oliver J, Faria R. Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1995;24:1225-1245.
- [11] Donlon WP. Experimental investigation of the nonlinear seismic response of concrete gravity dams. Earthquake Engineering Research Laboratory. *Report No. 89-01*. California Institute of Technology, Pasadena, 1989.
- [12] Donlon WP, Hall JF. Shake table study of concrete gravity dams: Shake table tests and numerical analyses. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1991;20:769-786.
- [13] El-Aidi B, Hall JF. Nonlinear earthquake response of concrete gravity dams, part 1: modelling & part 2: behaviour. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1989;18:837-865.
- [14] Feltrin G, Wepf D, Bachmann H. Seismic cracking of concrete gravity dams. Rep. No. 0119-2, *Dam Engineering* 1990;1(4):279-289.
- [15] Ghrib F, Tinawi R. An application of damage mechanics for seismic analysis of concrete gravity dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1995;24:157-173.
- [16] Hall JF. The dynamic and earthquake behaviour of concrete dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1989;7:58-121.
- [17] Harris DW, Snorteland N, Dolen T, Travers F. Shaking table 2-D models of a concrete gravity dam. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2000;29: 769-787.
- [18] Knight DJ, Mason PJ. Lessons from the effect of earthquakes on dams. *Water Power and Dam Construction* 1992;44(3):44-46.
- [19] Lee J, Fenves GL. A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1998;27:937-956.
- [20] Lin G, Zhou J, Fan C. Dynamic model rupture test and safety evaluation of concrete gravity dams. *Dam Engineering* 1993;IV(3):769-786.
- [21] Loli LMV, Fenves GL. Effect of concrete cracking on the earthquake response of gravity dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1989;18:575-592.
- [22] Lubliner J, Oliver J, Oller S, Onate E. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures* 1989;25(3):299-326.
- [23] Mir RA, Taylor CA. An experimental investigation into earthquake-induced failure of medium to low height concrete gravity dam. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1995;24:373-393.
- [24] Mirzabozorg H, Ghaemian M. Non-linear behavior of mass concrete in three-dimensional problems using a smeared crack approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2005;34:247-269.

- [25] Niwa A, Clough RW. Shaking table research on concrete dam models. Earthquake Engineering Research Center. Report No. UCB/EERC-80-05. College of Engineering, University of California, Berkeley, California, 1980.
- [26] Tinawi R, Leger P, Leclerc M, Cipolla G. Seismic safety of gravity dams: from shake table experiments to numerical analyses. *Journal of Structural Engineering* 2000; 126(4):518-529.
- [27] USCOLD. Observed performance of dams during earthquakes. Rep. issued by the Committee on Earthquakes, United States Commission on Large Dams, Denver, 1992.
- [28] Yazdchi M, Khalili N, Valliappan S. Non-linear seismic behavior of concrete gravity dams using coupled finite element-boundary element technique. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 1999;44(1):101-130.
- [29] Zadnik B. Motions of rigid unsymmetric bodies and coefficient of friction by earthquake excitations. *Structural Engineering and Mechanics* 1994;2(3):257-267.
- [30] Zadnik B, Paskalov T. Dam stability and time-dependent coefficient of friction. *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 4633-4638, 1992.*

## Nghiên cứu ảnh hưởng động do thi công đào hầm metro đến độ lún công trình xung quanh có xét đến sự không chắc chắn về số liệu.

Dương Hồng Thắm<sup>1</sup>

Khoa Xây dựng và Điện trường ĐH Mở TpHCM, Email: [tham.duong@oude.edu.vn](mailto:tham.duong@oude.edu.vn)

Nguyễn Đăng Khoa

Khoa Xây dựng và Điện trường ĐH Mở TpHCM, Email: [khoa.nguyen@oude.edu.vn](mailto:khoa.nguyen@oude.edu.vn)

**Tóm tắt.** Bài báo này nghiên cứu ảnh hưởng động do máy đào hầm TBM đến độ lún công trình xung quanh tuyến Metro Sài Gòn – Suối Tiên có xét sự không chắc chắn về số liệu Địa kỹ thuật. Mô phỏng Plaxis 2D, mô hình Mohr Coulomb và phân tích độ lún do rung động được áp dụng trên số liệu thực của địa chất khu vực quận 1 TpHCM. Một số kết quả phân tích bước đầu phần nào cung cấp dữ liệu cho việc đánh giá độ tin cậy của bản thiết kế xây dựng Metro hiện hành. Bài báo kỳ vọng đóng góp cho việc xem xét biện pháp thi công khả thi nhằm giảm thiểu hư hỏng cho các nhà cửa xung quanh tuyến hầm của dự án này.

**Từ khóa:** Ảnh hưởng động – Sự không chắc chắn – Hệ số biến thiên CoV – Chỉ số độ tin cậy

**Abstract:** This article aims at studying the dynamic effects due to TBM tunneling on settlement of buildings in Saigon- SuoiTien Metro's vicinity withstanding uncertainty of geotechnical and dynamic parameters. Plaxis 2D modeling using Mohr Coulomb criteria of failure mechanism was used with referring to real data of soil boreholes collected along the tunnel line. Some preliminary results of analysis have partially provided data collection for evaluation on reliability of the existing design of Metro construction. The paper expects to contribute to a reasonable and feasible solution of construction which mitigates damages to buildings around tunnel lines of this project.

**Keyword:** Dynamic effects – Uncertainty – Coefficient of variation CoV – Reliability index  $\beta$

### 1. Đặt vấn đề

Xây dựng công trình ngầm luôn chứa đựng nhiều khó khăn trong tính toán, thiết kế và thi công. Có thể thấy nguyên nhân nằm ở chỗ, trong khi tuyến công trình đi qua nhiều khu vực khác nhau, diện thi công chạy dài theo tuyến có tính liên tục, thì *trước tiên*, công tác khảo sát và kiểm nghiệm lại có tính rời rạc, gián đoạn (thí dụ như là khoảng cách hố khoan, chiều sâu lấy mẫu 2m một mẫu, quy ước khoảng cách các thử nghiệm địa kỹ thuật như xuyên động SPT, xuyên tĩnh CPT...) gần như là theo quy định cố định, lập đi lập lại; *thứ hai*, về địa hình địa mạo, thể nằm các lớp đất đá lại khác nhau, không những áp lực của các lớp phủ mặt độ công trình xung quanh gây áp lực lên tuyến lại khác nhau, dẫn đến kết quả các số liệu địa chất thí nghiệm *\_vốn có tính không nhất quán\_* nay lại càng phân tán khác nhau; và *sau cùng*, một yếu tố chi phối khác đó là tư duy của người quản lý thi công (nói chung là những yếu tố thuộc về con người).

Có thể gọi những khiếm khuyết nêu trên *\_ngẫu nhiên hay do thiếu kiến thức\_* là những yếu tố không chắc chắn. Lý thuyết tính toán theo Độ tin cậy *\_mặc dù chỉ được hiểu một cách khái quát bởi đa số kỹ sư\_* đã giúp tính toán các ảnh hưởng tổ hợp của những vấn đề không chắc

---

<sup>1</sup> Tác giả liên hệ, nghiên cứu chính

chấn đó, đơn giản chỉ gồm các số liệu thực hành thông thường đạt yêu cầu kỹ thuật (Christian et al., 1994; Tang et al., 1999). Đặc biệt hệ số an toàn cho các bài toán Địa kỹ thuật được kết hợp cùng lý thuyết độ tin cậy, dựa trên nền xác suất (Michael Duncan, 2000). Gần đây, trong một số nghiên cứu trong nước, khá nhiều mô hình toán được lập, để đo đạc dự báo hư hỏng nhất là bài toán đào hầm (N.Q. Phich, 2005, 2008), cũng như đánh giá ảnh hưởng của sự phân tán của đất lên biện pháp giảm thiểu tai biến địa chất trong xây dựng công trình ngầm (Maximilan Huber, 2013). Các nghiên cứu về ảnh hưởng của sự không chắc chắn về dữ liệu (được sử dụng trong thiết kế và thi công) đến độ tin cậy của các bản thiết kế hoặc thi công đều nằm ở hai đối tượng chính, đó là *tính chất của đất xây dựng và mô hình tính toán* (Phoon, 2005 [1])

Hiện nay, các dự án xây dựng ngầm đối diện trước vấn đề có gây ảnh hưởng nặng nề hay không đến công trình xung quanh (CTXQ), nhất là khi quá trình đào kín bằng TBM trong khu vực rất nhiều công trình hiện hữu của Thành phố. Địa chất khu vực xây dựng tuyến hầm trải qua nhiều khu vực, do vậy chứa đựng những vấn đề không chắc chắn trong phân bố địa tầng và những vấn đề liên quan đến tính phân tán của số liệu địa chất. Chưa cần đề cập đến tải trọng gây rung động lan truyền qua đất và gây ra những hệ quả phức tạp cho công trình xung quanh, bài toán đánh giá tính tin cậy của đồ án thiết kế (về ổn định và biến dạng) thu hút mối quan tâm không nhỏ, cung cấp một cái nhìn khác cho giới kỹ thuật khi thiết kế và thi công công trình ngầm trải dài theo tuyến.

Vậy, câu hỏi đặt ra cho bài toán đào hầm tuyến metro Sài Gòn – Suối tiên là: Liệu quá trình thi công (tải trọng rung động do máy móc thi công đào ngầm gây ra) trải dài qua nhiều khu vực có gây ra độ lún cho công trình xung quanh (CTXQ) không, nhất là khi tuyến đi qua khu vực có mật độ xây chen dày đặc như tại quận 1, TpHCM và đi qua những nơi có địa chất thay đổi phức tạp như TpHCM ? Nếu có, liệu có mất độ tin cậy của đồ án thiết kế không ? Bài toán tĩnh xét ảnh hưởng đó như đã được nghiên cứu rất nhiều trước đó, nay bài toán lan truyền rung động (ảnh hưởng động, dynamic effects) cần được nghiên cứu như thế nào để đạt được yêu cầu đánh giá. Làm sao để đánh giá dao động đã gây ra độ lún cho công trình xung quanh (CTXQ) như thế nào, khi các số liệu biến thiên qua nhiều khu vực ?

Nghiên cứu này giải quyết tuần tự các vấn đề đặt ra nêu trên, cũng là lý do tiến hành nghiên cứu.

## **2. Cơ sở lý thuyết dùng cho nghiên cứu**

### ***2.1. Tổng quan về lý thuyết độ tin cậy trong Địa kỹ thuật***

Coi các số liệu \_ gồm biến và tham số của bài toán là các biến ngẫu nhiên với thuộc tính không chắc chắn mà ta phải xem xét, thậm chí định lượng chúng (gọi là lượng hóa sự không chắc chắn).

Phương pháp xác suất áp dụng trên 3 đối tượng không chắc chắn:

- Không chắc chắn về tải trọng
- Không chắc chắn về đất nền

- Không chắc chắn về phương pháp phân tích, giải bài toán;

Các bài toán tính toán địa kỹ thuật thường trải qua trạng thái giới hạn 1 về cường độ (chủ yếu là tính toán kiểm tra hệ số an toàn ổn định tổng thể hay tỷ số giữa sức chịu chia cho tải trọng) và trạng thái giới hạn 2 về biến dạng (lún). Đôi khi, đối với một số loại đất nền, trạng thái giới hạn 2 chi phối thiết kế, chứ không nhất thiết phải đi từ trạng thái giới hạn 1 rồi mới được xét trạng thái giới hạn 2. Vì vậy khảo sát độ tin cậy theo cường độ và biến dạng có thể tiến hành độc lập, theo tiêu chí định trước.

Nói chung, bài toán động lực là tổng quát hơn bài toán địa kỹ thuật tĩnh; địa kỹ thuật chịu rung động có thể nghiên cứu theo kiểu á-tĩnh (pseudo static). Ngoại trừ những không chắc chắn trong phương pháp xử lý tín hiệu đo ghi và phân tích (do phần mềm, do trình độ tay nghề phân tích tín hiệu số, do hạn chế thiết bị đối với việc khử nhiễu, lọc ồn trong thiết bị ghi tín hiệu...) thì bài toán động thường gia tăng về sự không chắc chắn về *Mô đun cắt* (khi ứng suất cắt dao biến  $\tau_{cyclic}$ , thường có trong bài toán động đất) và *các thông số đáp ứng của nền đất* (Giảm chấn, Tần số, gia tốc vận tốc và dịch chuyển). Do vậy, bước đầu nghiên cứu này được giới hạn lại, không giải quyết sự không chắc chắn về xử lý tín hiệu và lan truyền sự không chắc chắn theo tiến trình xử lý; theo đó những nguyên lý về lượng hóa sự không chắc chắn là tương tự bài toán tĩnh, chỉ bổ sung thêm những đại lượng ngẫu nhiên như Mô đun cắt (khi ứng suất cắt dao biến); Các thông số đáp ứng (ứng xử) của nền đất (Giảm chấn, Tần số, gia tốc vận tốc và dịch chuyển).

#### 2.1.1. Tính không chắc chắn về đất nền

Một cách tổng quát theo lý thuyết xác suất biến ngẫu nhiên, sự phân tán không đồng nhất của đất có thể được biểu thị qua 3 trị số: giá trị trung bình  $\mu$ , độ lệch tiêu chuẩn  $\sigma$  và hệ số biến thiên  $V_F$  (ký hiệu khác là COV, viết tắt của coefficient of variation). Ý nghĩa của từng trị số này đối với tính chất cơ lý của đất là như sau:

- Trị trung bình nói lên trị số bình quân
- Độ lệch tiêu chuẩn cho ta hình dung được sự rải rác quanh trị trung bình
- Hệ số biến thiên (COV) chuẩn hóa sự thay đổi, làm cho sự thay đổi tính chất của các độ lớn trung bình khác nhau là so sánh được dễ dàng với nhau.

*Đối với bài toán cường độ*

Trong các **bài toán cường độ**, phân tích độ tin cậy áp dụng cho đối tượng là hệ số an toàn ổn định (Michael Duncan, 2000 [2] )

Hệ số độ tin cậy  $\beta$  và xác suất phá hoại  $P_f$  theo hệ số phân tán của các thông số như dung trọng, Mô đun đàn hồi, hệ số áp lực ngang  $K_0$  hoặc  $c'$  hay  $\phi'$  (hoặc thông số cơ lý của đất nào đó)

*Đối với bài toán biến dạng*

Nếu trong bài toán cường độ, sự không chắc chắn của thông tin về **tính chất cơ lý của đất** có thể biểu thị chỉ số độ tin cậy theo Hệ số biến thiên COV cho từng đại lượng liên quan như: Mô đun đàn hồi  $E$ , dung trọng  $\gamma$ , hệ số poát-xông  $\nu$ , hệ số  $K_0$  (tất cả tính chất vừa kể đều tương quan mật thiết với  $c$  và  $\phi$ ), thì trong bài toán biến dạng, tính không chắc chắn nằm ở Mô đun



nén E, dung trọng  $\gamma$ , Hệ số cố kết  $C_v$ , hệ số nén  $a_0$  và áp lực nén trước  $p_c$  (áp lực tiền cố kết là áp lực lớn nhất trong suốt lịch sử ứng suất của mẫu).

Đối với bài toán độ lún cơ sở (độ lún cố kết), các tham số cần được tính toán hệ số biến thiên COV, đó là:

- Dung trọng hữu hiệu
- Áp lực nén trước  $p_c$  (hoặc tỷ số nén trước OCR);
- Chỉ số nén  $C_c$  và nén lại  $C_r$
- Hệ số cố kết thẳng đứng  $C_v$

Độ vi chênh lún cũng được khảo sát thông qua việc xây dựng hàm trạng thái giới hạn

$$(\alpha) = \alpha_{\text{ultimate}} - \alpha$$

trong đó  $\alpha$  là góc nghiêng của móng (thường xem là góc nghiêng của nhà), có trị số  $\alpha_{\text{ultimate}}$  là 1/500 cho đến 1/1000 tùy theo loại công trình;  $\alpha$  tính từ phương pháp Phần tử hữu hạn ngẫu nhiên.

Thí dụ, nếu gọi  $S_1$  là độ lún của móng 1 và  $S_2$  là độ lún của của móng 2. Vi chênh độ lún (Lún lệch được ký hiệu là D, tức là  $D = S_1 - S_2$ ).

$$\text{Trị trung bình } \mu_D = \mu_{s1} - \mu_{s2} \text{ và Độ lệch tiêu chuẩn là } \sigma_D = \sqrt{\sigma_{s1}^2 + \sigma_{s2}^2}$$

Xác suất xảy ra độ chênh lệch lún không chấp nhận được (vượt quá một trị số cho phép chẳng hạn như khống chế là 2 cm) được viết như sau:

$$P[|D| > 2cm] = P[D > 2cm] + P[D < -2cm] = 2[1 - \Phi(\frac{2 - \text{trungbinh } \mu_D}{\sigma_D})] \quad (1)$$

Hàm  $\Phi$  được lập sẵn thành bảng [3], ta tính được  $P[|D| > 2]$  từ độ lớn của xác suất xảy ra phá hoại, càng nhỏ hơn 1 thì càng tỏ ra an toàn.

### 2.1.2 Không chắc chắn về tải trọng

Ngoài sức chịu của vật liệu nói chung R, tải trọng Q phải được xem xét.

Hàm trạng thái giới hạn (limit state function) được ký hiệu là hàm G, được định nghĩa tổng quát theo Baecher và Christian, 2003 [3])

$$G(X) = R(X) - Q(X)$$

thì chỉ số độ tin cậy  $\beta$  được xác định như sau [3]:

$$\beta = \frac{\lambda_R \left( \frac{Q_D}{Q_L} + 1 \right) FS}{\sqrt{\ln \left[ \frac{Q_D}{Q_L} + \lambda_{QL} \right] \sqrt{(1 + \text{cov}_R^2) / (1 + \text{cov}_{QD}^2 + \text{cov}_{QL}^2)}}} \quad (2)$$

trong đó chỉ số D chỉ tĩnh tải (dead load) và L chỉ về hoạt tải (Live load); covA là hệ số biến thiên khi xem A là biến ngẫu nhiên. Còn  $\lambda_x$  chỉ giá trị trung bình của X.

Hàm trạng thái giới hạn về biến dạng [4]:

$$g(s) = s_{gh} - s \quad (3)$$

*Phương pháp chỉ số độ tin cậy  $\beta$  cho bài toán tổng quát (cường độ và biến dạng)*

Chỉ số độ tin cậy  $\beta$  tăng, thì xác suất xảy ra sự cố hư hỏng P (D) giảm xuống, và ngược lại. Như vậy, trong một ý nghĩa nhất định nào đó, thì  $\beta$  đóng vai trò như một hệ số an toàn (Tang Wilson, Hon. C, 1997 [6]).

Xác suất phá hoại (tức xác suất xảy ra tải trọng vượt quá sức chịu) được tính toán từ:

- Chỉ số độ tin cậy  $\beta$  nói lên khoảng cách tối thiểu (trên đồ thị phân phối theo kiểu lognormal) giữa điểm giá trị trung bình và mặt trạng thái giới hạn, tính theo đơn vị của độ lệch tiêu chuẩn (Low B.K., 2003 [7]). Khoảng cách này càng lớn, càng an toàn, xác suất phá hoại càng nhỏ.
- Hàm Mật độ xác suất (viết tắt là PDF, *probability density function*) đã được lập thành bảng)

Khi chỉ số tin cậy  $\beta$  càng cao, xác suất phá hoại càng nhỏ. Nếu gọi xác suất phá hoại là  $P_f$  thì ta có:

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f) \quad (4)$$

Khi gặp vấn đề không chắc chắn từ các số liệu ngẫu nhiên gồm \_ biến và tham số, đa biến\_, để đạt được an toàn, người ta phải cực đại hóa chỉ số tin cậy  $\beta$  hoặc tối thiểu hóa hàm mật độ xác suất phá hoại. Nói khác đi, xác suất phá hoại lớn nhất thì nguy cơ phá hoại là cao nhất. Chỉ số tin cậy  $\beta$  dưới 2,5 (tức xác suất phá hoại lớn hơn 0,6%) được xem như không đảm bảo an toàn (chiếu theo thang đánh giá của Hiệp hội Kỹ sư Hoa kỳ USA Corps of Engineers, [6]).

## 2.2 Bài toán động lực địa kỹ thuật

### 2.2.1 Một số vấn đề không chắc chắn trong Động lực địa kỹ thuật

Khi đối diện với một bài toán không chắc chắn động học địa kỹ thuật (soil dynamics), một cách tổng quát, công cụ thống kê giống như bài toán tĩnh (Huber, 2003 [4]) nhưng *cần xem xét thêm*:

*Nguồn gốc của sự không chắc chắn trong mô phỏng*

Tổng quát, diễn biến các bước sau đây đều có sự không chắc chắn (K.F Alvin và các cộng sự, IMAC XVI Conference năm 1998):

- *Phác thảo sơ đồ tính* để nhập được vào màn hình vi tính (sử dụng phần mềm). Việc này chứa đựng những nguyên nhân không chắc chắn thí dụ như sử dụng mô hình con, cấu

trúc con, không hiểu rõ bản chất (thiếu hiểu biết căn cứ) và nỗ lực mô phỏng bất thành (bị bỏ qua 1 cách ngẫu nhiên hay cố ý).

- *Viết các phương trình*, dựa vào việc vận dụng các nguyên lý định luật (dựa vào đó để phát triển mô hình toán học). Vận dụng quá đơn giản sẽ bỏ qua bản chất vốn có của sự kiện. Toán vốn chặt, nhưng khi áp vào bài toán rời rạc, sẽ chứa đựng nhiều điều không chắc chắn về số học (sai số, biên hình học...)
- *Xác lập điều kiện biên* hay điều kiện ban đầu (initial condition).
- *Giải bài toán*: sai số trong mức độ rời rạc, trong số lần khai báo số lượng bước trung gian để giải, phần mềm bê khóa không mô phỏng 1 số tính năng đầy đủ.
- *Diễn dịch kết quả*, lựa chọn kết quả mà mình rút ra để đưa vào tính toán những bước kế tiếp

*Không chắc chắn về Phương pháp luận nghiên cứu*

Một trong những không chắc chắn thông thường là bài toán 2D hoặc 3D; nghĩa là ta thường tự hỏi, mô hình 3D có chính xác hơn mô hình 2D không, nhất là khi giải bài toán động.

*Các tham số của bài toán lan truyền động*

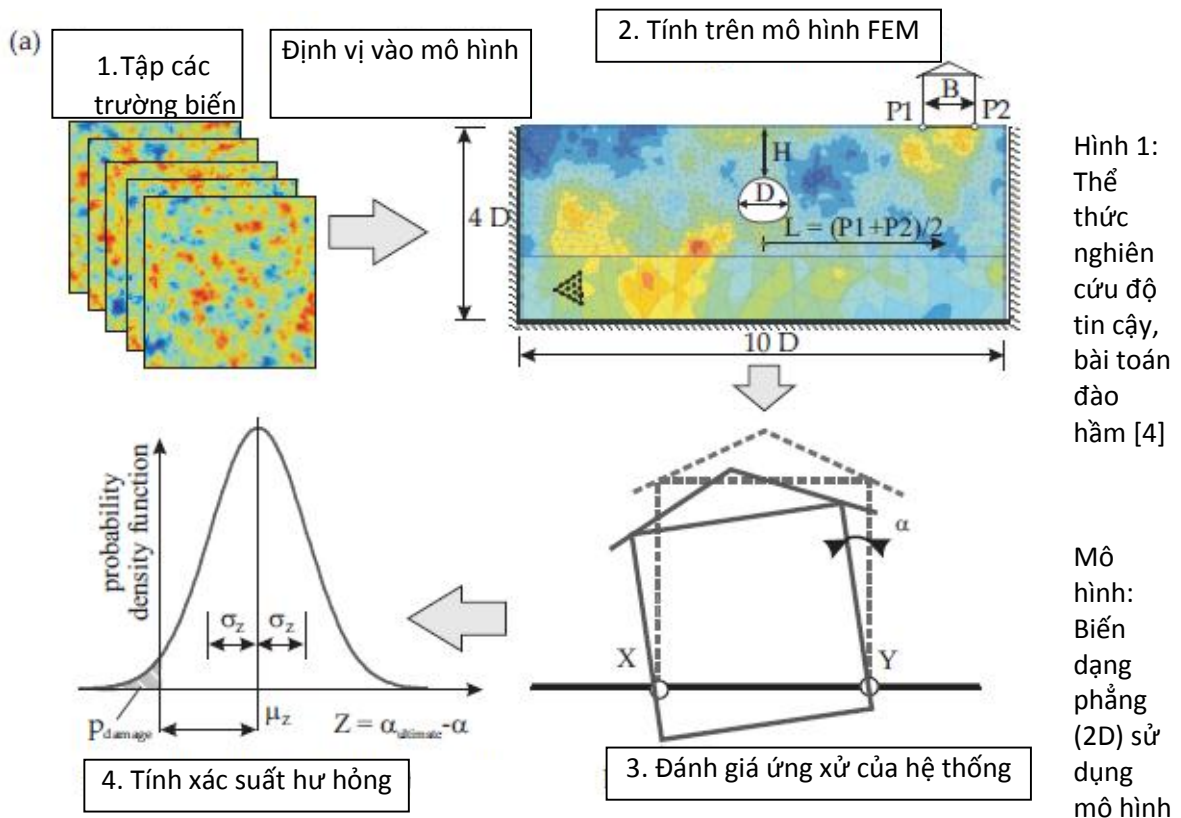
Đối với bài toán đánh giá độ lún CTXQ khi thi công tuyến hầm, các tham số cần được tính toán hệ số biến thiên COV, đó là:

- Tần số:  
Các bài toán địa kỹ thuật đều thuộc tần số vừa (trong phạm vi vài Hz đến 20Hz): thay đổi tăng hoặc giảm theo khoảng cách tính từ nguồn gây ra dao động (Barkan, 1962; Richart et al., 1970; Attewell and Farmer, 1973; Svinkin, 1976a; Mallard and Bastow, 1979; Woods and Jedele, 1985; Mayne, 1985). Theo phân vùng nghiên cứu, bài toán đào hầm sẽ gây ra tần số rung động cho các CTXQ thuộc tần số thấp đến vừa, giống như động đất nhẹ.
- Đặc biệt, một lưu ý là tần số dao động lan truyền theo các hướng khác nhau là khác nhau (Hammond, 1959), (Svinkin, 1993).
- Khối lượng (đặt ngẫu nhiên) và khối đeo theo (added mass, random mass tính bằng % của khối lượng tổng thì con số % này thường không có căn cứ rõ rệt)
  - Biên độ dao động: đứng và ngang, hệ số tắt biên độ dao động phụ thuộc tính chất của đất.
  - Gia tốc/Vận tốc lan truyền sóng dọc, sóng cắt và sóng bề mặt (Theo Plaxis thì vận tốc sóng dọc và cắt được tính từ tính chất của đất một cách mặc nhiên, cho nên thường chú ý sóng bề mặt R-wave mà thôi)
    - Các thông số động lực học đất
      - Giảm chấn
      - Chuyển dịch
      - Mô đun cắt (khi ứng suất tiếp dao biến)
      - Mô đun nén (khi ứng suất pháp dao biến)

Như đã nêu bên trên, trong nghiên cứu này, tạm thời bỏ qua các yếu tố không chắc chắn về xử lý tín hiệu, giải thuật phân tích phổ ứng xử và về sự lan truyền không chắc chắn qua các bước xử lý tín hiệu.

2.2.2 Thể thức giải bài toán lượng hóa sự không chắc chắn trong bài toán địa kỹ thuật rung động (áp vào đối tượng tuyến Metro)

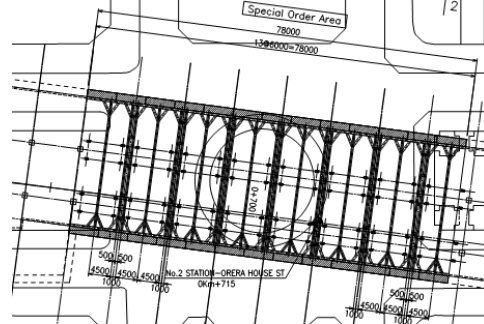
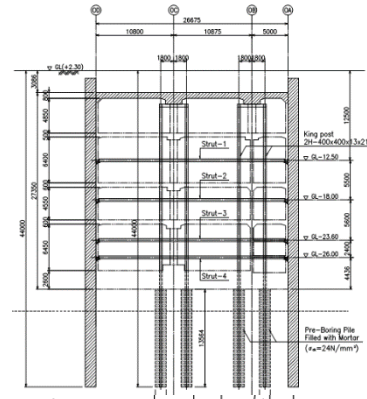
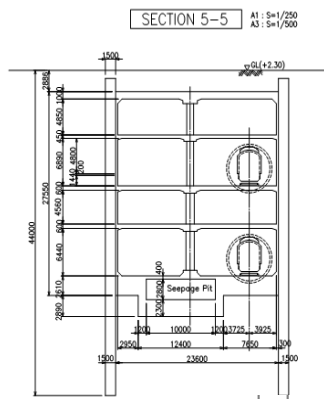
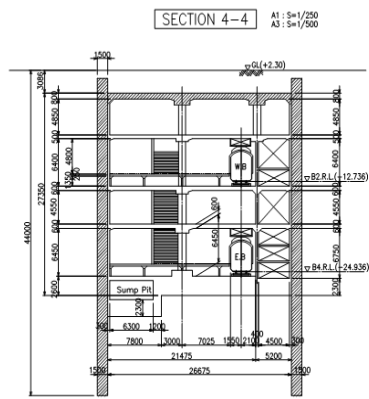
Thể thức nghiên cứu độ tin cậy trong bài toán đào hầm sẽ qua 4 bước:



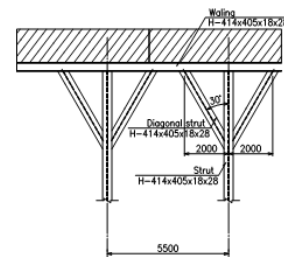
Mohr Coulomb bài toán cường độ

Không xét quá trình phát sinh độ lún khi metro đi vào khai thác sử dụng.

Thiết kế hiện hành (do Nhà thầu Cty Shimizu Meida Joint Cooperation; tư vấn NJPT Assocation Nhật bản)



a) Mặt cắt ngang tường vây  
b) Mặt cắt điển hình

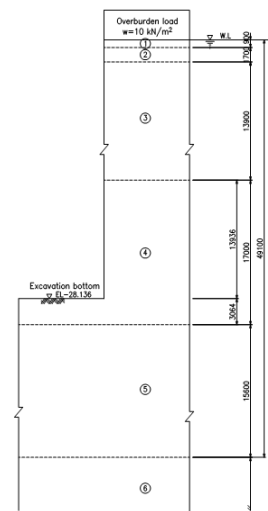


c) Mặt bằng thiết kế chống vách theo chiều ngang; d) Bình đồ chống vách [5]

Địa chất tiêu biểu được đưa về 4 lớp chính:

Geotechnical properties

No.	Layer	Depth(m)	Thickness(m)	N-Value	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C(kN/m <sup>2</sup> )	$\theta$ (degree)
①	Fill	-0.9	0.9	1	18.0	0.0	28.0
②	Ac2	-2.6	1.7	1	16.0	14.0	0.0
③	As1	-16.5	13.9	6	19.5	0.0	31.0
④	As2	-33.5	17.0	13	19.5	0.0	31.0
⑤	Dc	-49.1	15.6	43	21.0	220.0	0.0
⑥	Ds	-	-	31	21.0	0.0	34.0



e) Đ  
ia) chất  
f) Ghi chú:  
Lớp 3 và 4,  
lớp 5 và 6  
đều được  
hợp nhất

Hình 2: Bản vẽ thiết kế biện pháp thi công chỉ ra các kích thước và số liệu địa chất dùng làm căn cứ tiến hành mô phỏng; a) b) Mặt cắt thi công topdown; c) Mặt bằng chống vách; d) Chi tiết cây chống; e) Thống kê địa chất; f) mặt cắt địa chất hố đào (theo [5])

**Các thông số được sử dụng trong phân tích (có gạch dưới)**

- Địa chất
  - Chiều dày lớp đất: trải dọc theo tuyến phần đào ngầm đi qua các quận
    - Quận 1: Tượng đài bác Hồ
    - Quận 3: Tao đàn
    - Quận 1: Bason
    - Quận Bình Thạnh: địa chất tại đường Ung văn Khiêm
    - Quận 2: Hải Nam



Hình 3: Tuyến có một phần đi ngầm (đào bằng TBM) được nghiên cứu

- Thông số tính chịu nén của đất: Hệ số nén, Tỉ số quá cố kết, hệ số thấm khi bơm hạ MNN
- Thông số động lực:
  - Giảm chấn
  - Mô đun cắt
  - Mô đun nén
  - Vận tốc truyền sóng  $V_{P(S)} = \sqrt{[\text{mô đun nén } E (\text{cắt } G)/\text{mật độ } \rho]}$
  - Khối lượng riêng (mật độ) miền truyền sóng
- Mật độ tải trọng bề mặt thay đổi vì quy mô của công trình xung quanh khi tuyến đi qua các khu dân cư
- Tần số trung bình đến thấp (đến 10Hz)

Bảng 1. Các thông số địa chất công trình (số liệu thực)

Vị trí	Chiều dày lớp	Dung trọng bão hòa	Hệ số thấm $k_x$	Hệ số thấm $k_y$	C	$\phi$	$\psi$	$E_{ref}$	$u$	$e_o$	N
Quận 1 Nhà	2.7	17.4	1.3e-5	0.65e-5	15	8	0	3319	0.2	1.31	5

Hát Bến Thành	5	20.4	1.7e-5	0.8e-5	24	14	0	7406	0.25	0.63	7-8
	25	20.6	2.6e-5	1.2e-5	10	24	0	8705	0.2	0.59	9-28
	5	21	3.4e-6	1.7e-6	61	17	0	8158	0.2	0.58	25-36
Quận 1 ngay Opera House (theo [4])	3	17	1.3e-5	0.65e-5	14	0	0	3319	0.2	1.31	1
	14	19.5	1.7e-5	0.8e-5	0	31	0	7406	0.25	0.63	6
	33.5	19.5	2.6e-5	1.2e-5	0	31	0	8705	0.2	0.59	13
	15.6	21	3.4e-6	1.7e-6	220		0	8158	0.2	0.58	43
Vị trí	Chiều dày lớp	Dung trọng bão hòa	Hệ số thấm $k_x$	Hệ số thấm $k_y$	C	$\phi$	$\psi$	$E_{ref}$	$u$	$e_o$	Chỉ số SPT
Khu vực BaSon ~ khu vực đường Ung Văn Khiêm	23	15	1.0e-5	5.0e-6	15	5	0	1500	0.2	2.7	2
	7	21	1.4e-5	0.7e-5	17	18.7	0	7520	0.3	0.564	14
	19.5	20	1e-6	0.5e-6	9	30	0	7470	0.3	0.62	19-44
	25	21	0.5e-6	0.25e-6	6	29	0	10500	0.25	0.525	41-51
Khu vực Hải Nam	9	19.5	1e-5	0.5e-5	18	11	0	6420	0.25	0.78	15
	6	20	0.8e-5	0.4e-5	43	17	0	1280 0	0.3	0.4	20
	16	21	0.8e-6	0.5e-6	18	20	0	7000	0.2	0.5	21-41
	20	21	1e-6	0.5e-6	31.4	16	0	9100	0.25	0.76	33-55
Khu vực Suối tiên	8	19	1e-5	0.5e-5	10	16	0	3000	0.2	0.6	10
	23	21	3e-4	1.7e-4	50	14	0	10050	0.3	0.5	16

	41.3	20.5	1.0e-5	0.5e-5	18	30	0	8000	0.25	0.58	22-45
	10	20	1e-7	0.5e-7	70	18	0	13820	0.3	0.69	33-55

### **Các giai đoạn thi công dùng trong mô hình phân tích**

Trình tự thi công theo giai đoạn được dự kiến như sau (xem mặt đất cao độ 0):

- Giai đoạn 1: Công trình hiện hữu được mô phỏng (2 plates được kích hoạt activated)
- Giai đoạn 2: Đào bằng gầu ngoạm thi công tường vây (kích hoạt tường vây)
- *Giai đoạn 3: Đào lớp 3,5m, thiết lập Hệ chống shoring:* Thi công 4 Cọc khoan nhồi  $\Phi 1500$  cách khoảng 1.5m chia tim dọc tuyến, chia tim 1.8m ngang tuyến; từ độ sâu -44.0 mét lên đến -30.4 mét, cột kingpost tiết diện 2H-400x400x13x21. Mô phỏng thay thế cây chống tròn đường kính 1 mét.
- Giai đoạn 4: Đào xuống đến -4.5 (dưới sàn 1 là 1 mét), triển khai thi công tấm 1 dày 800mm
- Giai đoạn 5: Đào xuống đến -9.0, triển khai đổ sàn 2 dày 500mm
- Giai đoạn 6: Đào xuống -13.6, chống tầng chống thép thứ 1, tiết diện H-414x405x18x28 cách khoảng 5.5m tim tim theo hướng nằm ngang
- Giai đoạn 7: Đào đất xuống -17.6 thi công đổ bê tông sàn 4
- Giai đoạn 8: Đào xuống cao độ -19.2, chống tầng chống thép thứ 2, tiết diện H-414x405x18x28 cách khoảng 5.5m tim tim theo hướng nằm ngang
- Giai đoạn 9: Đào xuống cao độ -22.3, đổ bê tông sàn 6 dày 600mm
- Giai đoạn 10: Đào xuống cao độ -24.9, chống tầng chống thép thứ 3, tiết diện H-414x405x18x28 cách khoảng 5.5m tim tim theo hướng nằm ngang
- Giai đoạn 11: Đào xuống đến cao độ - 28 (tức cao độ đáy hố móng), chống tầng chống thứ 4 (tức tầng chống 8 kể cả sàn bê tông),
- Giai đoạn 12: đổ bê tông bịt đáy chiều dày 2.6 mét,
- Giai đoạn 13: Sau khi đổ bê tông dày 2,6m, máy đào TBM hoạt động để khoan
- Giai đoạn 14: Đào đất trong hầm – Rút nước làm khô bên trong hầm

## **3. Kết quả nghiên cứu**

### **3.1. Mô hình Plaxis 2D và một số thông số của sơ đồ tin**

Mô hình nghiên cứu bài toán phẳng trong đó lời giải kết hợp đào theo giai đoạn, phân tích dẻo và động lực học (khi đào bằng máy đào TBM). Theo thông tin được công bố trên phương tiện truyền thông đại chúng, đào TBM ở độ sâu 40 mét. Khi đào theo giai đoạn thi công top-down, mô hình vẫn tuân thủ quy trình: chống rồi đào tiếp từ trên xuống dưới (đổ bê tông tấm sàn hầm theo thứ tự từ trên xuống) và theo từng lớp dày không quá 5m. Mỗi giai đoạn đào, nước được bơm khô hố đào, do vậy sử dụng tính năng *cluster dry* trong menu tính áp lực mực nước mặt; Mỗi lớp được đào xuống sau khi thiết lập cây chống (update giai đoạn khi chạy Plaxis) và chỉ đến giai đoạn đào hầm (stage 12 trở đi\_có sự hiện hữu của vỏ hầm và thi công đến stage 14) thì mới phân tích động lực học.

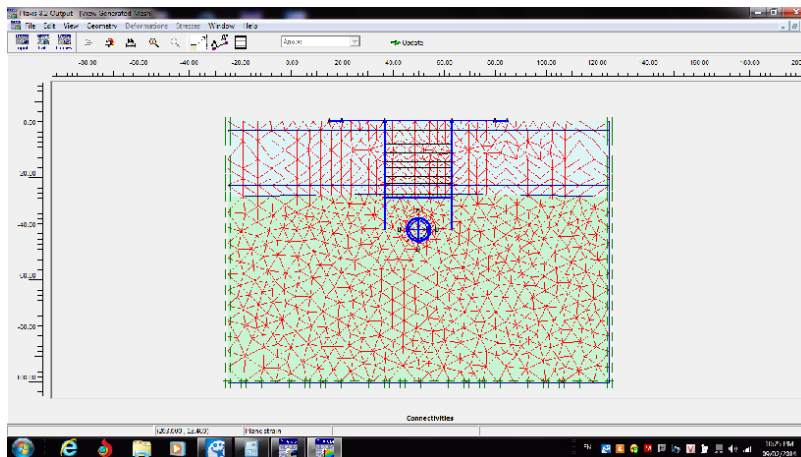
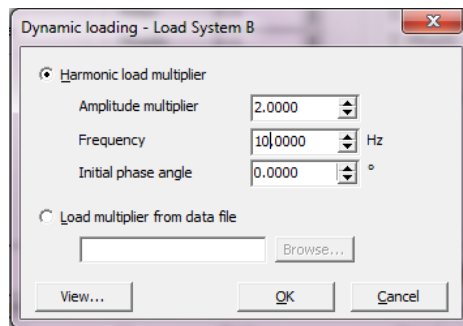


Để đơn giản cho mô hình tính toán, giảm bớt cơ cấu phức tạp không cần thiết cho hệ thống, cây chống thực tế trong bản thiết kế biện pháp thi công top-down (sử dụng 2H-400x400x13x21) được quy về 1 cây chống tròn  $\Phi 1000$  ( $t = 50\text{mm}$ ) theo tiêu chí tương đương về tải trọng giới hạn  $P_{Euler}$ . Đường kính 1m đã xét tới một hệ số an toàn 2 để dự phòng sự suy giảm độ cứng khi tái sử dụng vật liệu.

Máy đào TBM có thừa số tải điều hòa tính theo giáo sư Fortieva (Bulycev, 1988)

$$P_{Dyn} = \frac{1}{2\pi} \cdot K_c \cdot \gamma \cdot V_p \cdot T_o \quad (5)$$

Trong đó  $K_c$  hệ số chấn động lấy cường độ bằng 1/500 của động đất cấp 7 ( $=0.002$ );  $\gamma$  là trọng lượng riêng trung bình của đất ( $=20\text{kN/m}^3$ );  $T_o$  là chu kỳ dao động của rung động mặt đất ( $= 0,1\text{sec}$ );  $V_p$  là vận tốc sóng dọc ( $= 750\text{m/s}$ , tức  $\sqrt{E/\rho}$ ). Phân tích động lực nền đất có số liệu nhập vào như bảng sau:



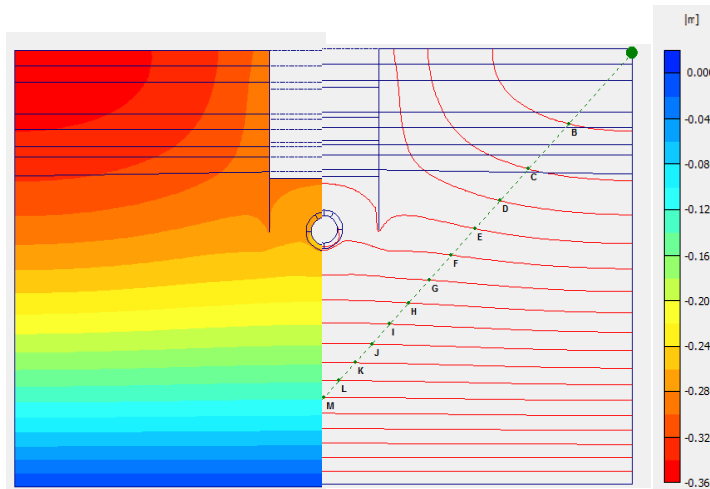
Hình 4: Hàm đào TBM tại độ sâu 40 mét so với mặt đất, phân tích động lực

Tần số: Lấy theo kinh nghiệm bài toán động lực học nền đất: cuối dải tần số thấp và bắt đầu dải tần số trung bình, từ 1 đến 10 Hz.

Giảm chấn: Lấy đất yếu gần như bão hòa nước, giảm chấn rất ít (khoảng < 10% )

Để xét sự không chắc chắn của quá trình đào theo giai đoạn, số lượng giai đoạn được cố ý khác nhau (có thể do nơi dễ đào, nơi khó đào...) thí dụ, có đoạn 14 giai đoạn như (Metro151a 1), có đoạn đào chỉ 12 giai đoạn (Metro151a2)

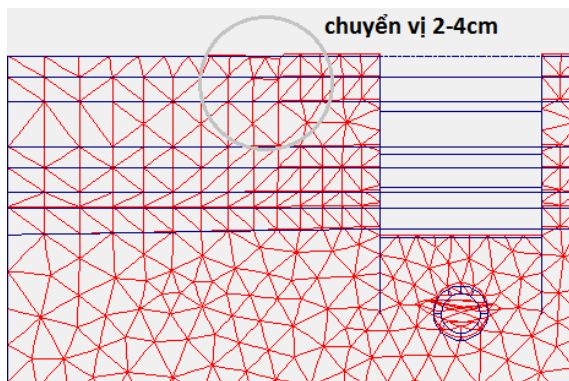
Kết quả từ mô hình đào hầm chịu rung động do TBM, tại mặt cắt ngay vị trí quận 1 được ghi ra như hình dưới đây:



Hình 5: khu vực tượng đài Quận 1 (phân tích động lực từ giai đoạn 12 đến 14, file Metro151a1)

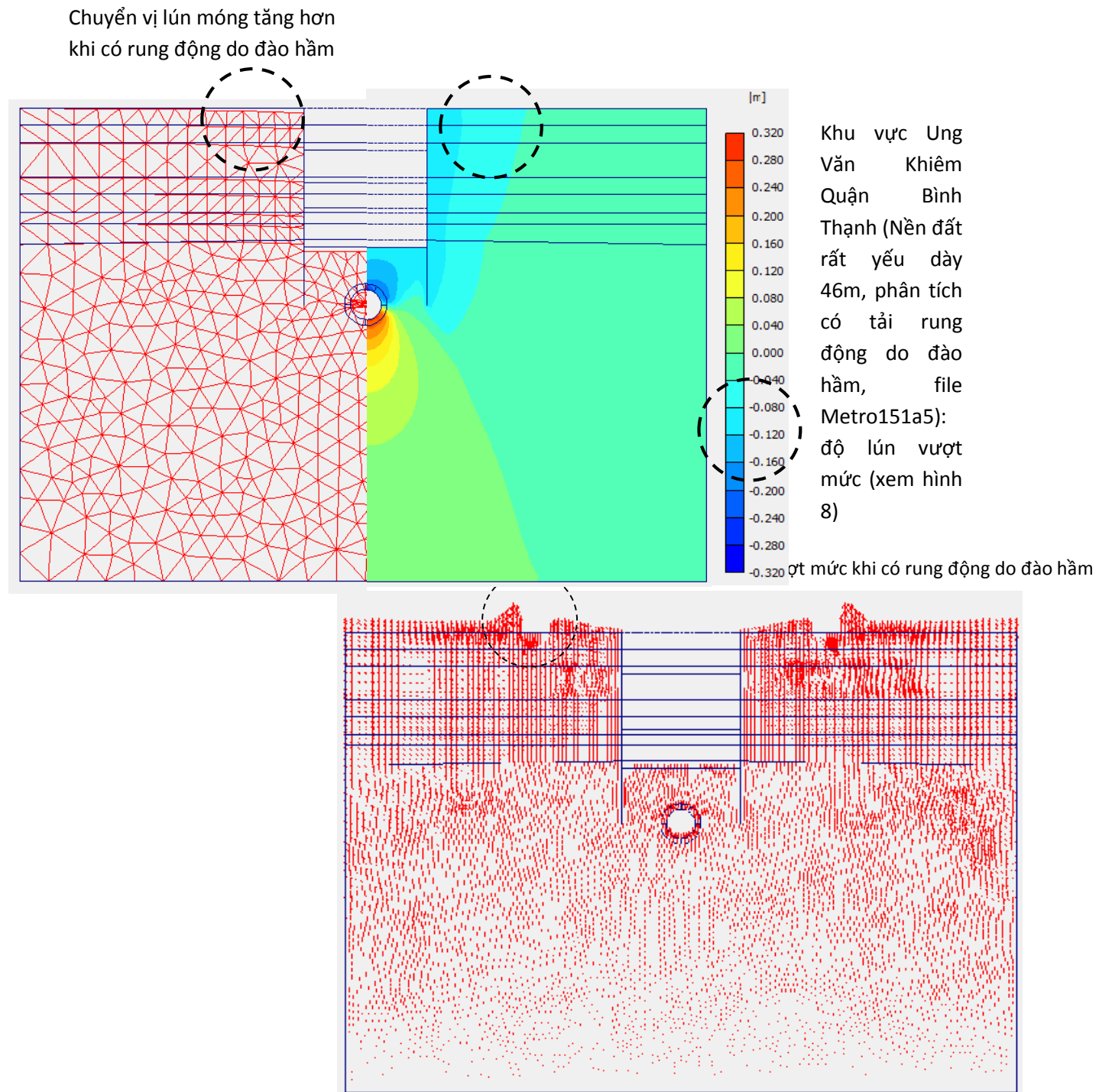
Trên hình 5, ta thấy ở vị trí hầm khu Q1, địa chất tương đối thuận lợi, ngoại trừ 2,5m bề mặt có hệ số rỗng  $e_0=1,308$  cho thấy khả năng lún nhiều, và lớp đất 2 (chỉ dày 5m) có hệ số rỗng tối đa  $e_0 = 0,627$  và SPT = 7-8, các lớp đất cho thấy lún ít.

Tại đoạn hầm qua vùng địa chất khu An Khánh Q.2 (chiều dày lớp đất yếu đến 30m)



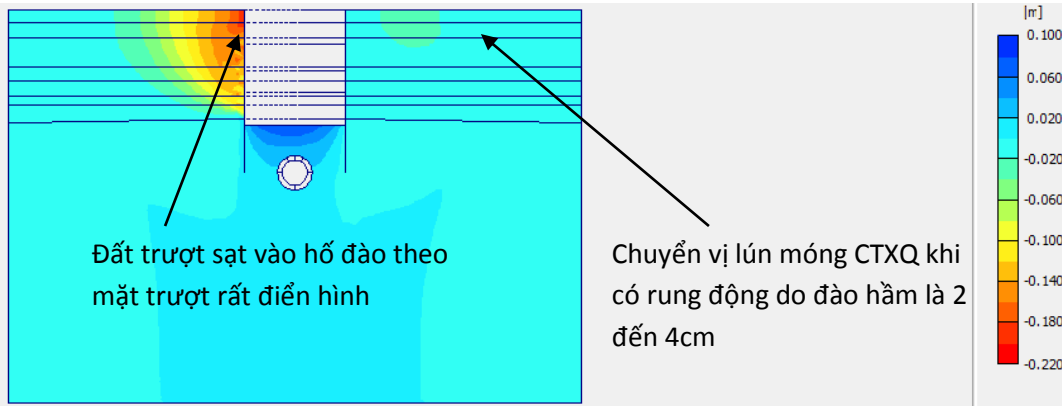
← Hình 6: Phân tích tĩnh học mô hình (Metro151a4) chỉ ra rằng Độ lún từ 2 – 4cm

↓ Hình 7: Phân tích động lực học mô hình (Metro151a5) chỉ ra rằng độ lún gia tăng đến 8 đến 12cm (xấp xỉ 4 lần)



Hình 8: Phân tích động lực học khu vực Ung Văn Khiêm (mô phỏng Ba Son)

Mô hình chỉ có 1 phía tường vây như hình dưới đây cho thấy vai trò quan trọng của tường vây trong việc giữ ổn định công trình xung quanh:



Hình 9: Giải bài toán đào hầm một phía có tường vây.

### 3.2. Các yếu tố không chắc chắn sử dụng làm biến ngẫu nhiên

Có 13 biến ngẫu nhiên chọn đưa số liệu vào phân tích đó là:

- Chiều dày lớp đất (nói chung là yếu) từ cao độ hầm trở lên;
- Số SPT và theo đó là Mô đun nén  $E_{oed}$
- Độ bền  $\gamma$ ,  $c'$ ,  $\phi'$  và hệ số áp lực ngang trạng thái nghỉ  $K_0$
- Mô đun biến dạng và Hệ số rỗng ( $E$ ,  $e_0$ )
- Quy mô công trình xung quanh: thể hiện là lộ giới so với tim tuyến hầm
- Tần số rung động máy đào TBM
- Chất lượng thi công tường vây: thể hiện bằng vật liệu hầm
- Số lượng tầng chống và quy trình chống

Một chương trình bảng tính trên 13 biến ngẫu nhiên trên (13 cột) theo 5 mặt cắt địa chất (5 hàng) là 5 khu vực mà tuyến hầm đi qua (Bến Thành Quận 1, Ba Son Ung Văn Khiêm Bình Thạnh, Hải Nam, An Khánh Q2, Suối tiên). Do khuôn khổ bài báo không được phép quá dài, cho nên dưới đây chỉ thể hiện bảng tính thí dụ dùng 6 biến (chiều dày, độ bền, Mô đun, giảm chấn và tần số..) như sau:

Mẫu số	Chiều dày lớp đất yếu	Độ bền	Môđun E	Giảm chấn	Tần số	Độ lún CTXQ	tỷ số SR
1	10	5	15000	0.05	10	2.1	0.639593909
2	10	10	16000	0.09	10	2.5	0.76142132
3	10	12	17000	0.05	10	3.2	0.974619289
4	10	16	14000	0.03	10	1.4	0.426395939
5	10	20	11000	0.1	10	2.4	0.730964467
6	15	6	15000	0.02	9	3.1	0.944162437
7	15	13	19000	0.03	9	4.6	1.401015228
8	15	17	17000	0.05	9	7	2.131979695
9	15	26	12500	0.07	9	4.3	1.30964467
10	15	14	15500	0.11	9	2.2	0.670050761
11	20	3	8000	0.9	15	2.4	0.730964467
12	20	5	6000	0.03	15	2.8	0.852791878
13	20	7	10000	0.06	15	3.1	0.944162437
14	20	11	12450	0.12	15	1.1	0.335025381
15	20	13	14000	0.23	15	2.2	0.670050761
16	25	22	16000	0.33	5	1.3	0.395939086
17	25	24	21000	0.07	5	1.8	0.54822335
18	25	17	23000	0.12	5	7.5	2.284263959
19	25	10	12650	0.4	5	5.6	1.705583756
20	25	18	15000	0.05	5	6.7	2.040609137
21	30	6	12000	0.01	6	4	1.218274112
22	30	8	17000	0.005	6	2.2	0.670050761
23	30	10	9000	0.05	6	1.6	0.487309645
24	30	14	10500	0.04	6	3	0.913705584
25	30	12	11000	0.04	6	1.8	0.54822335
26	40	6	9000	0.02	14	2.7	0.822335025
27	40	6	8500	0.011	14	4.4	1.340101523
28	40	10	1300	0.05	14	2.7	0.822335025
29	40	16	4000	0.08	14	3.6	1.096446701
30	40	17	14560	0.03	14	5.2	1.583756345
Trung bình $\mu$	23.33333333	12.46666667	12898.66667	0.1082	9.833333333	3.283333333	<b>1</b>
Độ lệch chuẩn $\sigma$	9.860132972	5.863635581	4681.312304	0.17148652	3.715582802	1.679103597	<b>0.511402111</b>
Hệ số biến đổi CoV	0.422577127	0.4703451	0.362929939	<b>1.584903146</b>	0.377855878	0.511402111	
Đề ra độ lún giới hạn là 8cm thì							
Xác suất để $S > 4\text{cm}$ là $P(s > 4\text{cm}) = 1 - \Phi((4 - \mu) / \sigma) = 1 - \Phi(4 - 23.33) / 9.86 = 1 - \Phi(-2.03) = 1 - 0.02 = 0.98$							

#### 4. Bàn luận trên các kết quả

- Nghiên cứu được tiến hành trên các số liệu địa chất thông thường chưa đủ cho phân tích, nhất là thông số động lực cơ học đất. Ngoài ra, lượng dữ liệu rất lớn.
- Khi có tường vây, chuyển vị đáp ứng (độ lún) của CTXQ nằm trong giới hạn cho phép (từ 2-4cm). Khi *qui mô công trình* thay đổi, độ lún này có thể khác.
- Lờ giải chống vách 1 phía (tên file Metro151c5) chỉ là khảo sát ảnh hưởng khi có tường vây làm giảm độ lún CTXQ. Điểm tiết hợp/liên kết cây chống với đất phía không có tường vây là chưa chặt chẽ. Vì vậy, kết quả chỉ là tham khảo. Có thể khắc phục điểm không chặt chẽ này bằng cách áp đặt lực kích (preload) hoặc đơn giản là neo ngược.
- Các mặt cắt địa chất có tuyến hầm đào ngầm bằng TBM đi qua nhiều khu vực khác nhau, nhưng số liệu chỉ lấy ở 5 trạm. Số lượng mẫu khá khiêm tốn so với yêu cầu phân tích xác suất định hướng độ tin cậy.
- Các thông số không chắc chắn phân thành 13 biến ngẫu nhiên bao quát hầu hết các yếu tố của bài toán. Tuy nhiên, đối với bài toán động, truy xuất tần số máy đào, thừa số (số nhân \_

multiplier) biên độ, giảm chấn là những thông số chủ yếu, do vậy rất cần có thêm những nghiên cứu sâu hơn hoặc tương quan với các kết quả đã công bố. Ngoài ra những yếu tố không chắc chắn trừu tượng (biến “mềm”) như là: phương pháp trích tách ra thông số tin cậy cung cấp cho mô hình, hướng lan truyền sóng khác nhau có tần số khác nhau... cần được củng cố cơ sở khoa học để nâng cao tính chặt chẽ trong mô hình nghiên cứu nữa.

- Hàm đào kín tiết diện tròn ở độ sâu như phân tích chỉ là giả định để nhằm đến trang bị công cụ tính toán cho nghiên cứu (bước 2 trong sơ đồ hình 1).
- Nhiễu xạ (diffraction) của sóng xuống dưới độ sâu tường vây rồi đi lên bề mặt đất có thể được xem xét bổ sung.
- Mô hình Mohr Coulomb (MC) và một số mô hình tính toán khác tỏ ra **ảnh hưởng rõ rệt** lên xác suất phá hoại [4]. Với các bài toán độ bền, mô hình Mohr Coulomb với chỉ 6 tham số mô hình ( $\gamma, E, c, \phi, \nu, K_0$ ), ít hơn các mô hình khác, mô hình MC tỏ ra an toàn hơn so với các mô hình khác [4]; còn với bài toán biến dạng, thích hợp nhất là mô hình Soft Soil Creep (tuy cũng có 6 thông số là chỉ số nở  $\kappa^*$ , chỉ số nén hiệu chỉnh  $\lambda^*$ , chỉ số từ biến hiệu chỉnh  $\mu^*$ , Hệ số Poisson khi nén/nén lại  $\nu_{ur}$ , hệ số nở ngang khi cố kết bình thường  $K_o^{NC}$ , Độ dốc đường tới hạn critical state line, là một tham số phụ thuộc  $K_o^{NC}$  M. Tuy nhiên, nghiên cứu này sử dụng số liệu thông thường của các hồ sơ địa chất, không có những thông số thí nghiệm nén ba trục, nên tạm thời thể thức tiếp cận nghiên cứu là không dùng mô hình Soft Soil Creep.

## 5. Kết luận

Bài toán nghiên cứu không chắc chắn trên các số liệu bài toán động học nền đất.

Bài toán đào hầm gây ảnh hưởng (lún và gia tăng độ lún khi có rung động) đến công trình xung quanh đã và đang được giải, lấy trên những số liệu biến thiên một cách ngẫu nhiên về chiều dày lớp đất, quy trình đào không được thực thi một cách nhất quán (không chắc chắn) và nhiều yếu tố không chắc chắn khác... đã được khảo cứu bước đầu. Kết quả là độ lún CTXQ được giải trên mô hình Plaxis 2D Dynamics. Là một bài toán lớn, tích hợp rất nhiều vấn đề phức tạp: Hồ đào sâu, Ảnh hưởng động, Lan truyền rung động, thông số mô hình giải với Plaxis, và lượng hóa các thông số không chắc chắn... tuy chưa đánh giá cụ thể độ tin cậy của bài toán đào hầm đang xét là bao nhiêu (từ đó đánh giá được độ tin cậy của dự án), nhưng “hộp đen” công cụ đầy sức mạnh Plaxis đã bước đầu được thiết lập và thể thức nghiên cứu tiến hành trên số liệu thật cho thấy kết quả hợp lý, có triển vọng cho những nghiên cứu sâu và rộng hơn trên số lượng biến ngẫu nhiên xung quanh bài toán đào hầm trải dài theo tuyến. Nói cách khác, hướng nghiên cứu kế tiếp chỉ là vấn đề giải quyết số lượng lớn lượt giải trên các số liệu đã được tập hợp (13 biến ngẫu nhiên x 5 mặt cắt), thống kê và chuyển sang tính toán độ tin cậy, hàm xác suất phá hoại.

Nghiên cứu này là giai đoạn khảo sát ảnh hưởng động khi đào hầm, và rất cần tiếp tục được tổ chức tiến hành nghiên cứu theo bước 3 và 4 của thể thức.

**Lời cảm ơn, tri ân nguồn tài trợ**

Tác giả chân thành cảm ơn các đồng nghiệp thuộc đơn vị thi công có mối liên hệ với Cty Shimizu – Meida Joint Operation., Nhật Bản đã giúp đỡ tác giả tìm hiểu về biện pháp thi công công trình đào hầm kín này để mô phỏng bài toán.

### **Tài liệu tham khảo**

- [13] Phoon, K.K. (2005) *Reliability – based Design incorporating Model uncertainties*. 3<sup>rd</sup> Intl Conference on Geotechnical Engineering combined with 9<sup>th</sup> Yearly Meeting of the Indonesian Society for Geotechnical Engineering, Samarang, Indonesia.
- [14] Micheal Duncan J., 2000. *Factors of safety and reliability in Geotechnical Engineering*, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Vol. xxx, No. x, April, 2000, pp 307- 316
- [15] Baecher, G.B, và J.T Christian (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons Inc.
- [16] Maximilian Huber, (2013). *Soil variability and its consequences in geotechnical engineering Doctoral Thesis*, University of Stuttgart published, Germany.
- [17] Hồ sơ TK BPTC của nhà thầu Shimizu – Meida Joint Operation do UBND TpHCM chủ đầu tư
- [18] Tang Wilson Hon. C (1997) *Correlation, multiple RV's and System reliability*, Lecture Chapter 3 of “Probabilistic Methods in geotechnical engineering”, Workshop ASCE GeoLogan '97 Conference, Logan, Utah 1997
- [19] Low, B.K. (2003) *Practical Probabilistic Slope Analysis*, Proceedings of the 12<sup>th</sup> Panamerica, Congress on soil mechanics and Geotechnical engineering and 39<sup>th</sup> US Rock Mechanics Symposium, MIT, Cambridge, Vol. 2, pp 2777-2784
- [20] Phoon K.K and Kulhawy F.H. (1999) *Evaluation of geotechnical property variability*. Canadian Geotechnical Journal, 36:625-639, 1999
- [21] Vermeer P.A, Ruse, N. et al (2002) *Tunnel heading stability in drain ground*, Felsbau, 20(6)8-18

## Đánh giá độ tin cậy bài toán thiết kế móng cọc chịu ảnh hưởng ma sát âm

Nguyễn Minh Thọ<sup>1</sup>, Lê Anh Linh<sup>2,3</sup>, Hồ Hữu Vịnh<sup>2,3</sup>, Võ Phán<sup>4</sup>, Nguyễn Thời Trung<sup>2,3</sup>

<sup>1</sup> Công ty TNHH Thiết kế - Xây dựng Ánh Thịnh, TP.HCM

<sup>2</sup> Viện Khoa học tính toán (INCOS), Trường Đại học Tôn Đức Thắng, TP.HCM

<sup>3</sup> Khoa Kỹ Thuật Công Trình, Trường ĐH Tôn Đức Thắng, TP.HCM

<sup>4</sup> Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng, Trường ĐH Bách Khoa, TP.HCM

Email: [thonm2003@yahoo.com](mailto:thonm2003@yahoo.com)

**Tóm tắt:** Quy trình tính toán, thiết kế móng cọc được qui định trong tiêu chuẩn xây dựng và được sử dụng rộng rãi trong ngành xây dựng ở nước ta từ lâu. Tuy nhiên hiện tượng ma sát âm, một trong những hiện tượng thường xuyên xảy ra ở các khu vực có địa chất yếu, gây ảnh hưởng lớn đến quá trình làm việc của cọc, vẫn chưa được chú trọng trong bộ tiêu chuẩn thiết kế này. Ngoài ra, việc đánh giá độ tin cậy bài toán thiết kế móng cọc dưới tác động ngẫu nhiên của các yếu tố đầu vào cũng chưa được xét đến trong các tiêu chuẩn xây dựng của nước ta. Bài báo này vì vậy được thực hiện nhằm khắc phục hai điểm thiếu sót này thông qua việc đánh giá độ tin cậy bài toán thiết kế móng cọc chịu ảnh hưởng của ma sát âm tại khu vực địa chất yếu. Trong bài toán đánh giá độ tin cậy, đại lượng ngẫu nhiên được xem xét là các chỉ tiêu cơ lý của đất nền: lực dính, góc nội ma sát, trọng lượng riêng và tải trọng tác động. Công cụ đánh giá độ tin cậy được sử dụng là phương pháp mô phỏng Monte-Carlo. Hai trường hợp làm phát sinh ma sát âm trong nền đất yếu là trường hợp gia tăng phụ tải nền và trường hợp hạ mực nước ngầm được đề ra và giải quyết trong bài báo nhằm định lượng một cách rõ ràng, cụ thể ảnh hưởng của ma sát âm lên độ tin cậy của kết cấu móng cọc.

**Từ khóa:** Phân tích độ tin cậy kết cấu; Hiện tượng ma sát âm; Biến ngẫu nhiên; Hàm trạng thái giới hạn; Xác suất phá hủy.

### 1. Giới thiệu

Trong lĩnh vực xây dựng nói chung và lĩnh vực xây dựng dân dụng công nghiệp nói riêng, kết cấu móng đóng vai trò hết sức quan trọng đối với sự làm việc ổn định của công trình. Sự mất ổn định ở kết cấu móng như độ lún quá lớn, lún lệch, giảm sức chịu tải... sẽ gây ra thiệt hại lớn đối với công trình như nứt, nghiêng hay thậm chí sụp đổ công trình [1, 2]. Chính vì vậy, quá trình thiết kế móng luôn được chú trọng cao độ nhằm tăng mức độ an toàn cho kết cấu móng. Tuy nhiên, ngay cả khi được thiết kế một cách cẩn thận, một số công trình vẫn xảy ra những sự cố đáng tiếc liên quan đến kết cấu móng trong quá trình thi công và sử dụng. Một trong những nguyên nhân phổ biến gây ra sự cố là do người thiết kế chưa lường trước sự thay đổi ngẫu nhiên của môi trường xung quanh trong thời gian thi công và sử dụng công trình. Hay nói cách khác, những dữ liệu tính toán đầu vào của kết cấu móng cọc như chỉ tiêu cơ lý đất nền, tải trọng tác dụng... sẽ không mang giá trị cố định, mà sẽ dao động ngẫu nhiên quanh giá trị thiết kế ban đầu tuân theo một qui luật phân phối xác suất nhất định. Sự dao động này làm cho ứng xử đầu ra của kết cấu cũng dao động, và đôi khi vượt quá giới hạn cho phép, dẫn đến sự phá hủy kết cấu móng. Như vậy, việc xác định xác suất phá hủy của kết cấu khi xét đến sự dao động ngẫu nhiên của các yếu tố đầu vào là hết sức quan trọng trong quá trình tính toán, thiết kế móng cọc. Bài toán này được gọi là bài toán đánh giá độ tin cậy cho kết cấu móng cọc.



Cho đến nay, có nhiều phương pháp khác nhau được đề xuất để giải quyết bài toán phân tích độ tin cậy kết cấu. Có thể kể tên một số phương pháp phổ biến thường được sử dụng như: phương pháp phân tích độ tin cậy bậc nhất (FORM-First Order Reliability Method), phương pháp phân tích độ tin cậy bậc hai (SORM-Second Order Reliability Method) [3], phương pháp mô phỏng Monte Carlo (MCS-Monte Carlo Simulation) [4]. Song song đó, rất nhiều nghiên cứu đã tiến hành thành lập và giải quyết bài toán đánh giá độ tin cậy cho nhiều loại kết cấu khác nhau. Một số công trình tiêu biểu có thể kể đến như: Andrezej và các cộng sự [4] trong cuốn sách về độ tin cậy cho kết cấu đã trình bày nhiều phương pháp đánh giá độ tin cậy và những ứng dụng của nó trong các lĩnh vực khác nhau trong kỹ thuật. Dehmous và các cộng sự [5] đã sử dụng nhiều phương pháp kết hợp, cùng với mô hình phân tích đa tỉ lệ (multi-scale) giải quyết bài toán đánh giá độ tin cậy cho kết cấu cầu dây văng Laroin – Pháp. Chan và các cộng sự [6] đã đánh giá độ tin cậy cho cọc chịu tải ngang sử dụng sự kết hợp giữa các phương pháp đánh giá độ tin cậy và mạng thần kinh nhân tạo (ANN). Sun Eun [7] vào năm 2013 đã trình bày bài toán đánh giá độ tin cậy bằng FORM cho bài toán thiết kế mái dốc với nhiều cơ chế phá hoại khác nhau. Low [8] trong bài báo gần đây đã trình bày một cách tổng quan những ứng dụng của các phương pháp đánh giá độ tin cậy trong việc khảo sát, đánh giá độ tin cậy cho các bài toán địa kỹ thuật, v.v.

Trong bối cảnh ngày nay, việc sử dụng phương án móng cọc đối với các công trình nhà dân dụng được xây dựng trên nền đất yếu là một trong những phương án rất phổ biến khi thiết kế móng cho công trình nhà cao tầng. Đối với hầu hết các loại cọc dùng trong xây dựng hiện nay, ứng xử giữa cọc và đất nền thể hiện qua thành phần ma sát xung quanh cọc và sức kháng của đất ở dưới mũi cọc. Cả 2 thành phần này đều chịu tác động trực tiếp của các chỉ tiêu cường độ đất nền như: dung trọng  $\gamma$ , lực dính  $c$  và góc nội ma sát  $\varphi$ ..., qua đó ảnh hưởng trực tiếp đến sức chịu tải (SCT) của cọc. Một trong những hiện tượng ảnh hưởng trực tiếp đến SCT của cọc thông qua các chỉ tiêu cơ lý đất thường bị bỏ qua trong quá trình thiết kế móng cọc hiện nay là hiện tượng ma sát âm. Ma sát âm là hiện tượng gây ra do tốc độ lún của nền đất yếu xung quanh cọc lớn hơn tốc độ lún của cọc. Sự lún này gây ra lực ma sát kéo thân cọc đi xuống, kéo theo sự thay đổi sức chịu tải và độ lún của cọc, từ đó làm tăng nguy cơ phá hoại của móng cọc. Rất nhiều nghiên cứu được thực hiện nhằm mô phỏng, đề xuất qui trình tính toán cho hiện tượng này. Ví dụ như Bakholdin và các cộng sự [9] vào năm 1974 đã khảo sát và đề ra công thức giải tích cho hiện tượng ma sát âm. Grigoryan và các cộng sự [10] đã khảo sát hiện tượng này trong trường hợp giảm trọng lượng riêng của đất nền bằng phương pháp thực nghiệm. Tran Huy T. [11] nghiên cứu, đề xuất công thức giải tích cho qui trình tính toán ảnh hưởng của hiện tượng ma sát âm cho cọc riêng lẻ vào năm 2012, v.v. Cho đến nay, tác động của hiện tượng ma sát âm lên kết cấu cho nhiều trường hợp khác nhau cũng đã được khảo sát, ví dụ như tính toán cho cọc nằm trong lớp đất trầm tích (layered soil deposits) [12], cho nhóm cọc [13], cho cọc tuyệt đối cứng và cọc có thể biến dạng [14], cho nhóm cọc trong nền đất cố kết (consolidating soil) [15]. Tuy nhiên trong tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam, chỉ dẫn tính toán cho hiện tượng ma sát âm vẫn chưa được qui định rõ ràng.

Kết hợp các kết quả tổng hợp từ các nghiên cứu kể trên, bài báo này vì vậy thực hiện việc đánh giá độ tin cậy cho bài toán thiết kế móng cọc có xét đến ảnh hưởng của hiện tượng ma sát âm sử dụng qui trình tính toán giải tích và phương pháp đánh giá độ tin cậy MCS. Trong số các phương pháp đánh giá độ tin cậy, phương pháp MCS nổi trội về mức độ chính xác và được sử dụng phổ biến trong việc giải quyết các bài toán có phương trình ứng xử ở dạng giải tích rõ ràng, hoặc có thời gian, chi phí tính toán thấp. Vì vậy, việc sử dụng phương pháp MCS cho bài toán đánh giá độ tin cậy cho móng cọc này là hoàn toàn hợp lý. Trong bài toán này, biến ngẫu nhiên được chọn là các chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất ( $c$ ,  $\varphi$ ,  $\gamma$ ) và tải trọng tác động  $N$ ,  $M$ . Hàm trạng thái

giới hạn là lực tác dụng đầu cọc nhỏ hơn giá trị sức chịu tải cực hạn của cọc. Bằng cách định lượng rõ ràng ảnh hưởng của hiện tượng ma sát âm với một bài toán móng cọc cụ thể thông qua việc giải quyết bài toán đánh giá độ tin cậy, bài báo sẽ cung cấp những thông tin hữu ích cho quá trình thiết kế, giúp tránh những rủi ro tiềm tàng trong quá trình làm việc của hệ móng cọc.

## 2. Quy trình thiết kế móng cọc

Bài toán thiết kế móng cọc thường được tiến hành qua các bước cơ bản:

- Chọn loại cọc, kích thước, tính sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc và theo chỉ tiêu đất nền để tính sức chịu tải cực hạn, sức chịu tải cho phép của cọc theo hồ sơ địa chất khảo sát.
- Tính toán số lượng cọc dưới đài, kích thước hình học của đài cọc sử dụng tải trọng truyền xuống móng từ phần thân.
- Tính toán, kiểm tra lại điều kiện làm việc của móng cọc.

### 2.1 Xác định sức chịu tải theo chỉ tiêu cường độ đất nền: TCXDVN: 205 – 1998

Sức chịu tải cực hạn của cọc được tính theo công thức sau:

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (51)$$

Tính sức chịu tải cực hạn do ma sát  $Q_s$

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i \quad (52)$$

trong đó  $f_{si}$  là ma sát bên tác dụng lên cọc của lớp đất thứ  $i$ ,

$$f_s = \sigma'_h \tan \varphi_a + C_a \quad (53)$$

$C_a$  là lực dính giữa thân cọc và đất, T/m<sup>2</sup>; với cọc bê tông cốt thép  $C_a = 0,7c$ ; trong đó  $c$  là lực dính của đất nền;  $\sigma'_h, \sigma'_v$ : tương ứng là ứng suất hữu hiệu của đất theo phương ngang và phương đứng;  $k_s$  là hệ số áp lực đất tĩnh,  $k_s = 1 - \sin \varphi_a$ ;

Tính sức chịu tải cực hạn do kháng mũi  $Q_p$

$$Q_p = A_p q_p \quad (54)$$

trong đó  $A_p$  là tiết diện cọc;  $q_p$  là cường độ của đất dưới mũi cọc và được xác định theo công thức (Vesic, 1973)

$$q_p = c.N_c + \sigma'_v N_q + \gamma.d.N_\gamma \quad (55)$$

Các giá trị  $N_q, N_c$  và  $N_\gamma$  tính theo Vesic như trong tài liệu tham khảo [16]:

Sức chịu tải cho phép  $Q_a$  tính theo công thức

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} \quad (56)$$

trong đó  $FS_s = 1.5 - 2.0$  là hệ số an toàn cho thành phần ma sát hông;  $FS_p = 2.0 - 3.0$  là hệ số an toàn cho sức chống dưới mũi cọc.

### 2.2 Tính toán, chọn số lượng cọc, kích thước hình học đài cọc

Xác định sơ bộ kích thước đài cọc

- Xác định chiều cao đài cọc sơ bộ,  $h_d$ ;
- Tiết diện cọc  $d_c$ , chiều dài tính toán cọc,  $l_c$ ;
- Ứng suất trung bình sơ bộ dưới đáy móng

$$\sigma_{tb}^{sb} = \frac{Q_a}{(3d_c)^2} \quad (57)$$

- Diện tích sơ bộ của đáy đài

$$F_{sb} = \frac{N''}{\sigma_{tb}^{sb} - \gamma_{tb} h_d} \quad (58)$$

- Trọng lượng đài và đất phủ trên đài

$$Q_{sb}^d = 1.1 F_{sb} h_d \gamma_{tb} \quad (59)$$

Xác định số lượng cọc sơ bộ

- Tổng lực dọc tính toán sơ bộ ở đáy đài

$$N_{t1} = N'' + Q_{sb}^d \quad (60)$$

- Số lượng cọc chọn sơ bộ

$$n_{sb} = 1.2 \times \frac{N_{t1}}{P} \quad (61)$$

Cấu tạo và tính toán đài cọc: theo hướng dẫn của tiêu chuẩn thiết kế.

### 2.3 Kiểm tra điều kiện làm việc của móng cọc

- Trọng lượng đài và đất phủ trên đài

$$Q_d = 1.1 F_c H_d \gamma_{tb} \quad (62)$$

- Tổng lực dọc tính toán ở đáy đài

$$N_{t2} = N'' + Q_d \quad (63)$$

- Xác định lực tác dụng lên đầu cọc lớn nhất  $P_{\max}$  và lực tác dụng lên đầu cọc nhỏ nhất  $P_{\min}$  dựa trên kích thước hình học đài, cọc và ngoại lực tác dụng lên đài ( $N_{t2}$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ).

Các giá trị  $P_{\max}$ ,  $P_{\min}$  phải thỏa mãn điều kiện:

$$\begin{cases} P_{\max} \leq Q_a \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases} \quad (64)$$

Ngoài ra, còn một số điều kiện làm việc khác của móng như điều kiện xuyên thủng đài, độ lún của đáy móng... Trong bài báo, để tập trung cho bài toán phân tích độ tin cậy, những điều kiện làm việc này được bỏ qua.

### 3. Tính toán lại sức chịu tải của cọc khi kể đến hiện tượng ma sát âm

Hiện tượng ma sát âm như đã nói ở trên là hậu quả của việc lún nền đất yếu xung quanh cọc, kéo theo sự giảm sức chịu tải. Trong thực tế hiện nay, hai tác nhân chính gây ra hiện tượng này là: 1) phụ tải đắp thêm san lấp nền đất hoặc do nền đất yếu còn ở giai đoạn cố kết; 2) việc hạ mực nước ngầm xuống thấp hơn mực nước ngầm trong thiết kế ban đầu. Qui trình tính toán ma sát âm chịu ảnh hưởng của 2 tác nhân này sẽ được trình bày trong các phần tiếp theo của mục này.

Khi có phụ tải đắp thêm  $q$ , áp lực do khối đất đắp này sẽ làm cho lớp đất yếu ngay dưới móng bị lún. Chính sự lún này gây ra hiện tượng ma sát âm. Sự ảnh hưởng của phụ tải  $p_{gl}$  đến giá trị ma sát âm sẽ được thể hiện thông qua độ lún  $S$  cả lớp đất yếu.

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_i} p_{gl} h_i \quad (65)$$

Biểu dạng đàn hồi của bản thân cọc được tính theo công thức:

$$\Delta l = \frac{Q_{tb} \times L}{A_p E_c} \quad (66)$$

Độ lún của đất ở dưới mũi cọc (không xét đất đắp) :

$$S_m = \frac{q_p d_c \omega (1 - \mu^2)}{E_0} \quad (67)$$

trong đó giá trị  $q_p$  được xác định theo công thức (55) của Vesic;  $\omega$  là hệ số phụ thuộc vào hình dáng cọc,  $\omega = 0.88$  đối với cọc vuông và  $\omega = 0.79$  đối với cọc tròn;  $\mu$  là hệ số nở hông;  $E_0$  là mô đun đàn hồi của lớp đất dưới mũi cọc.

Lúc này, độ lún của mũi cọc do lực ở thân cọc truyền lên được tính bởi

$$S_b = d_c \frac{f_{sthuoc} \omega_b (1 - \mu^2)}{E_0} \quad (68)$$

trong đó hệ số  $\omega_b = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{l_i}{d_c}}$  là hệ số phụ thuộc vào độ mảnh của cọc;  $f_{sthuoc}$  là sức kháng bên đơn vị trung bình cho toàn đoạn cọc.

Trong trường hợp mực nước ngầm vì nguyên nhân nào đó bị hạ xuống thấp hơn mực nước ban đầu khi thiết kế thì giá trị  $f_{sthuoc}$  được tính lại tương tự như công thức (53), trong đó ứng suất lớp đất trên mực nước ngầm sẽ được tính là ứng suất không bão hòa  $\sigma_{unsat}$  thay vì ứng suất hữu hiệu  $\sigma'$  như trước.

Chiều sâu của đất chịu ảnh hưởng của ma sát âm

$$Z_{ms} = \left(1 - \frac{S_d}{S}\right) H_y \quad (69)$$

với  $H_y = l_1$ , là chiều dày của lớp đất thứ 1 (đất yếu);  $S_d = \Delta l + S_m + S_b$  là tổng độ lún của cọc đơn. Lúc này, sức kháng cực hạn do ma sát so với trường hợp không xét ma sát âm sẽ bị giảm đi một lượng  $\Delta Q$  được xác định như sau:

$$\Delta Q = u [f_{s1} l_1 - f_{s11} Z_{ms} - f_{s12} (l_1 - Z_{ms})] \quad (70)$$

với  $f_{s1}$  và  $f_{s12}$  là các thành phần ma sát dương trước và sau khi chịu ảnh hưởng của hiện tượng ma sát âm;  $f_{s11}$  là thành phần ma sát đơn vị trong đoạn  $Z_{ms}$  ( $f_{s11} < 0$ ). Như vậy, khả năng chịu tải cực hạn của cọc cũng bị giảm đi một lượng  $\Delta Q$  tương ứng.

#### 4. Bài toán đánh giá độ tin cậy cho móng cọc

Bài toán đánh giá độ tin cậy cho kết cấu bao gồm các thành phần chính:

- Xác định hàm trạng thái giới hạn của kết cấu;
- Lựa chọn biến ngẫu nhiên;
- Xác định các thông số cần thiết của biến ngẫu nhiên.

- Thực hiện phân tích đánh giá độ tin cậy cho kết cấu bằng một phương pháp phân tích độ tin cậy hợp lý.

Hàm trạng thái giới hạn là hàm qui định ngưỡng an toàn kết cấu, và được thành lập trên các tiêu chuẩn phá hủy của kết cấu được qui định trước hoặc do nhà thiết kế định ra. Hàm trạng thái giới hạn được đại diện bởi hai thành phần và có dạng như sau

$$g(\mathbf{x}) = R(\mathbf{x}) - Q(\mathbf{x}) \quad (71)$$

trong đó  $\mathbf{x}$  là véc tơ chứa các biến ngẫu nhiên;  $R(\mathbf{x})$  là biến vô hướng đại diện cho khả năng chịu tải cho phép của kết cấu;  $Q(\mathbf{x})$  là biến vô hướng đại diện cho ứng xử của kết cấu. Kết cấu được xem là an toàn khi  $g(\mathbf{x}) \geq 0$ , và ngược lại bị xem là phá hủy khi  $g(\mathbf{x}) < 0$ .

Đối với bài toán đánh giá độ tin cậy cho móng cọc, hàm trạng thái giới hạn được chọn  $g(\mathbf{x}) = Q_u - P_{\max}$ . Với các giá trị  $Q_u$  là khả năng chịu tải cho phép của cọc;  $P_{\max}$  là giá trị đại diện cho ứng xử của kết cấu móng khi chịu ngoại lực tác động và được tính toán như qui trình đã trình bày. Nghĩa là kết cấu móng sẽ được coi là bị phá hủy khi lực tác dụng lên đầu cọc lớn hơn sức chịu tải cực hạn của cọc.

### 5. Phương pháp đánh giá độ tin cậy mô phỏng Monte-Carlo (MSC)

Phương pháp mô phỏng Monte-Carlo là một trong những phương pháp phân tích độ tin cậy phổ biến nhất. Phương pháp này dựa trên kết quả đánh giá trực tiếp giá trị hàm trạng thái giới hạn với các mẫu dữ liệu. Ưu điểm của phương pháp này là đơn giản, dễ thực hiện, nhưng nhược điểm là số mẫu thực hiện phải đủ lớn để đảm bảo sự chính xác của việc phân tích.

Giả sử ta có  $N$  mẫu đánh giá ngẫu nhiên của hàm trạng thái giới hạn theo các biến ngẫu nhiên. Khi đó xác suất phá hủy và xác suất an toàn của kết cấu sử dụng phương pháp mô phỏng Monte-Carlo sẽ được xác định bởi công thức

$$P_f = \frac{n}{N} \times 100; \quad P_s = 1 - P_f \quad (72)$$

trong đó  $N$  là tổng số mẫu đánh giá hàm trạng thái giới hạn theo các biến ngẫu nhiên thực hiện được;  $n$  là số mẫu đánh giá trong  $N$  mẫu có hàm trạng thái giới hạn  $g(\mathbf{x}) < 0$ .

### 6. Ví dụ số

Trong phần này, tác giả trình bày kết quả số của việc đánh giá độ tin cậy móng cọc như Hình 3 với số liệu địa chất được trình bày như trong Bảng 2. Đây là một móng cọc được thiết kế trước vì vậy các kích thước, tiết diện cọc, thông số vật liệu, chỉ tiêu cơ lí đất nền, số lượng cọc... là các thông số đã có giá trị. Bài báo sẽ tiến hành kiểm tra, đánh giá độ tin cậy cho móng cọc này, đồng thời tiến hành đánh giá độ tin cậy cho thiết kế này khi kể đến sự ảnh hưởng của hiện tượng ma sát âm.

Đối với bài toán đánh giá độ tin cậy cho móng cọc, biến ngẫu nhiên được chọn trong bài toán là các chỉ tiêu cơ lí của các lớp đất nền ( $c$ ,  $\phi$ ,  $\gamma$ ) và tải trọng tác động: lực dọc  $N$ , mô men  $M_x$ ,  $M_y$ . Các biến này được giả định tuân theo qui luật phân phối chuẩn (normal) với giá trị trung bình ( $\mu$ ) được lấy từ công tác thống kê địa chất. Độ lệch chuẩn ( $\sigma$ ) của các biến ngẫu nhiên được lấy tham khảo theo công bố của Chan và các cộng sự [6]: các chỉ tiêu cơ lí của đất có độ lệch chuẩn  $\sigma = 10\% \mu$ ; tải trọng tác động có độ lệch chuẩn  $\sigma = 5\% \mu$ . Đầu tiên bài toán đánh giá độ tin cậy sẽ được thực hiện cho thiết kế có sẵn chưa kể đến ảnh hưởng của hiện tượng ma sát



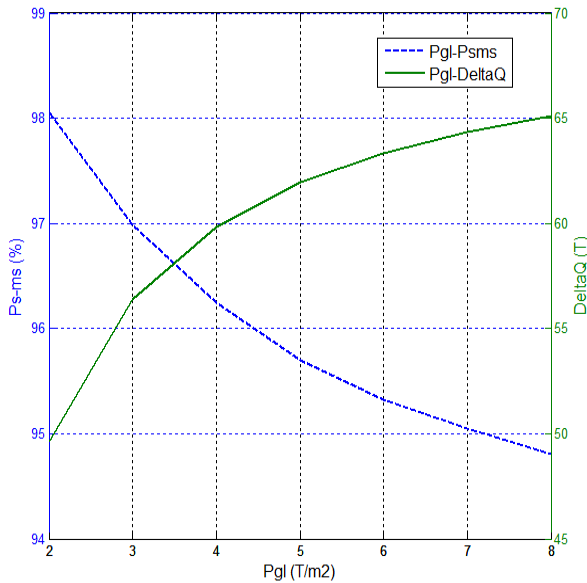
				chảy	dẻo	dẻo mềm	cứng	dẻo
1	Dung trọng tự nhiên	$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	14.6	19.5	19.5	19.0	20.2
2	Dung trọng đẩy nổi	$\gamma_{\text{đn}}$	kN/m <sup>3</sup>	4.8	10.1	10.0	9.1	10.6
3	Module đàn hồi E	$E_{\text{oed}}$	kN/m <sup>2</sup>	1201	8055	5557	5990	12876
4	Lực dính	C	kN/m <sup>2</sup>	5.7	9.0	20.0	26.5	8.8
5	Góc ma sát trong	$\varphi$	°	3°39'	22°20'	10°47'	12°10'	24°39'
6	Bề dày lớp đất	h	m	10.6	18	3.9	23.7	18.9

**Bảng 3: Kết quả độ tin cậy cho bài toán móng cọc với mực nước ngầm tại vị trí z = -3m**

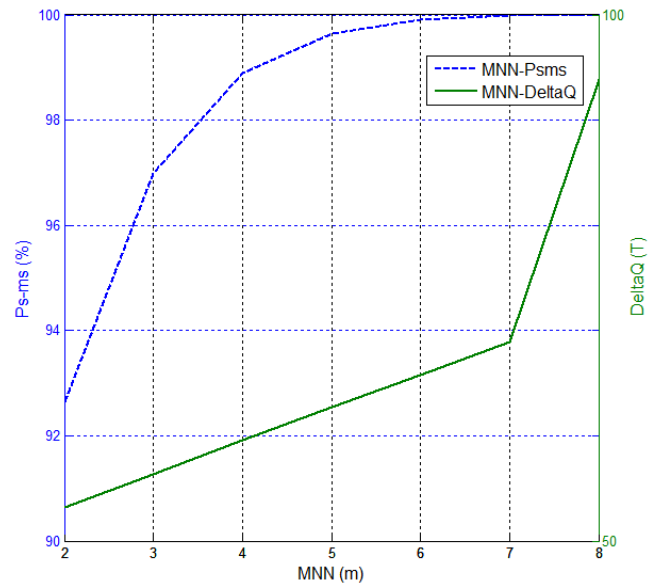
	Áp lực gây lún $p_{gl}$ (Tấn/m <sup>2</sup> )						
	2	3	4	5	6	7	8
$Q_u$ (Tấn)	527.05	527.05	527.05	527.05	527.05	527.05	527.05
$Q_{u\text{-masat}}$ (Tấn)	477.44	470.67	467.21	465.11	463.70	462.69	461.92
$\Delta Q_u$ (Tấn)	49.62	56.38	59.84	61.94	63.35	64.37	65.13
$P_s$ (%)	99.99	99.99	99.99	99.99	99.99	99.99	99.99
$P_{s\text{-masat}}$ (%)	<b>98.052</b>	<b>96.983</b>	<b>96.245</b>	<b>95.696</b>	<b>95.328</b>	<b>95.051</b>	<b>94.807</b>

**Bảng 4: Kết quả độ tin cậy cho bài toán móng cọc với tải gây lún  $p_{gl} = 3$  Tấn/m<sup>2</sup>**

	Vị trí mực nước ngầm (m)						
	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8
$Q_u$ (Tấn)	509.68	527.05	544.43	561.81	579.19	596.56	815.43
$Q_{u\text{-masat}}$ (Tấn)	456.48	470.67	484.89	499.13	513.39	527.67	721.52
$\Delta Q_u$ (Tấn)	53.19	56.38	59.54	62.68	65.80	68.89	93.91
$P_s$ (%)	99.904	99.99	99.999	100	100	100	100
$P_{s\text{-masat}}$ (%)	<b>92.657</b>	<b>96.983</b>	<b>98.896</b>	<b>99.642</b>	<b>99.905</b>	<b>99.98</b>	<b>100</b>



Hình 4. Quan hệ giữa áp lực gây lún  $p_{gl} - P_{s-masat}$  và  $\Delta Q_u$



Hình 5. Quan hệ giữa vị trí mực nước ngầm  $MNN - P_{s-masat}$  và  $\Delta Q_u$

## 7. Kết luận

Bài báo thực hiện việc đánh giá độ tin cậy bài toán thiết kế móng cọc khi kể đến sự thay đổi ngẫu nhiên của các thông số chỉ tiêu cơ lí đất nền và tải trọng tác động. Phương pháp Monte-Carlo được sử dụng để đánh giá độ tin cậy (hay tìm xác suất phá hủy của cọc). Hai trường hợp được xem xét đối với móng cọc, bao gồm trường hợp có kể đến ảnh hưởng của hiện tượng ma sát âm và trường hợp không kể đến ảnh hưởng này. Ảnh hưởng của hai trường hợp gây ra hiện tượng ma sát âm, bao gồm gia tăng tải trọng đắp nền và hạ mực nước ngầm, lên độ tin cậy của móng cũng được khảo sát. Kết quả thu được từ bài toán đánh giá độ tin cậy cho móng cọc đã giúp tiên lượng được xác suất phá hủy móng trong quá trình thiết kế móng cọc.

Ngoài ra, kết quả thu được từ việc khảo sát ảnh hưởng của hiện tượng ma sát âm lên độ tin cậy công trình cũng giúp đưa ra kết luận về ảnh hưởng đáng kể của hiện tượng ma sát âm đến khả năng làm việc của móng cọc. Từ đó cũng đưa ra khuyến nghị về việc nên chú trọng nghiên cứu và kể đến ảnh hưởng của hiện tượng ma sát âm trong quá trình thiết kế. Điều này sẽ giúp kết cấu làm việc ổn định, tránh được những sự cố đáng tiếc xảy ra đối với phần ngầm nói riêng và công trình xây dựng nói chung.

## Tham khảo

- [1] Tuấn N. Người dân hoang mang vì nhà bị nứt, lún <http://phapluatxahoivn/ban-doc/nguoi-dan-hoang-mang-vi-nha-bi-nut-lun-75354>, thứ ba, 09/09/2014 | 10:50 GMT+7
- [2] Minh M. Công trình gần 300 tỷ chào mừng Đại lễ sụt lún nghiêm trọng. <http://vnexpressnet/tin-tuc/thoi-su/cong-trinh-gan-300-ty-chao-mung-dai-le-sut-lun-nghiem-trong-3014052html>, Thứ hai, 7/7/2014 | 16:14 GMT+7.
- [3] Du X. Probabilistic Engineering Design University of Minnesota - Rolla. 2005.
- [4] Andrzej S. Noward KRC. Reliability of Structure. Ma Graw Hill. 2000.
- [5] Dehmous H, Weleman H. Multi-scale reliability analysis of composite structures – Application to the Laroin footbridge. Engineering Failure Analysis. 2011;18:988-98.
- [6] Chan CL, Low BK. Probabilistic analysis of laterally loaded piles using response surface and neural network approaches. Computers and Geotechnics. 2012;43:101-10.
- [7] Cho SE. First-order reliability analysis of slope considering multiple failure modes. Engineering Geology. 2013;154:98-105.



- [8] Low BK. FORM, SORM, and spatial modeling in geotechnical engineering. *Structural Safety*. 2014;49:56-64.
- [9] Bakholdin BV, Berman VI. Investigations of negative skin friction on piles and suggestions on its calculation. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1974;11:238-44.
- [10] Grigoryan AA, Grigoryan RG. Experimental study of negative skin friction of piles in the case of slumping of soils from their own weight. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1975;12:292-5.
- [11] Thanh TH. The effects of negative skin friction to the pile bearing capacity toward the landing pier on the soft soils. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Hàng hải*. 2012;32.
- [12] Wong K, Teh C. Negative Skin Friction on Piles in Layered Soil Deposits. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1995;121:457-65.
- [13] Chow YK, Lim CH, Karunaratne GP. Numerical modelling of negative skin friction on pile groups. *Computers and Geotechnics*. 1996;18:201-24.
- [14] Poorooshasb HB, Alamgir M, Miura N. Negative skin friction on rigid and deformable piles. *Computers and Geotechnics*. 1996;18:109-26.
- [15] Kong G, Liu H, Yang Q, Liang RY, Zhou H. Mathematical Model and Analysis of Negative Skin Friction of Pile Group in Consolidating Soil. *Mathematical Problems in Engineering*. 2013;2013:11.
- [16] Ân CN. Cơ học đất. NXB Đại Học Quốc Gia - Thành Phố Hồ Chí Minh. 2012.

## Phân tích độ tin cậy trong xây dựng: tổng quan, thách thức và triển vọng

Nguyễn Thời Trung<sup>1,2</sup>, Hồ Hữu Vĩnh<sup>1</sup>, Lê Anh Linh<sup>1</sup>, Liêu Xuân Quý<sup>1</sup>, Nguyễn Thời Mỹ Hạnh<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Viện Khoa học tính toán (INCOS), Trường Đại học Tôn Đức Thắng

<sup>2</sup> Bộ Môn Cơ học, Khoa Toán-Tin, Trường ĐH Khoa học Tự nhiên, ĐH Quốc gia TpHCM

Email: [nguyenthotrung@tdt.edu.vn](mailto:nguyenthotrung@tdt.edu.vn); [thoitruong76@gmail.com](mailto:thoitruong76@gmail.com)

**Tóm tắt:** Mở đầu bài báo, tác giả trình bày tổng quan về vai trò của phân tích độ tin cậy nói chung và phân tích độ tin cậy trong xây dựng nói riêng. Kế đến, tác giả giới thiệu các bước cơ bản để thành lập một bài toán phân tích độ tin cậy trong xây dựng và những phương pháp giải phổ biến, cũng như giới thiệu một số ứng dụng của việc phân tích độ tin cậy và những bài toán liên quan. Cuối cùng, tác giả đề cập đến những thách thức và triển vọng của việc đào tạo và ứng dụng phân tích độ tin cậy trong xây dựng tại Việt Nam.

**Từ khóa:** Phân tích độ tin cậy kết cấu; Cơ học tính toán; Khoa học tính toán; Biến ngẫu nhiên; Hàm trạng thái giới hạn; Xác suất phá hủy.

### 8. Giới thiệu

Trong quá trình thiết kế các công trình xây dựng, nhiều dữ liệu tính toán đầu vào sẽ không mang giá trị cố định, mà sẽ dao động ngẫu nhiên quanh giá trị thiết kế ban đầu và thường tuân theo một qui luật phân phối xác suất nhất định. Những thay đổi này có thể do yếu tố tự nhiên như: điều kiện khí hậu, mưa, gió, bão, lũ lụt, hạn hán, động đất, sóng thần, v.v; hoặc do yếu tố con người như: sự dao động của ngoại lực tác động trong quá trình sử dụng, sai số trong tính toán, sai số do mô hình, sai sót do thi công, sản xuất, hoặc sai sót do thay đổi công năng sử dụng, v.v. Điều này dẫn đến ứng xử đầu ra của kết cấu cũng dao động theo một qui luật phân phối xác suất, và sẽ có một số trường hợp ứng xử đầu ra vượt quá giới hạn cho phép được định trước như: chuyển vị vượt quá chuyển vị cho phép, ứng suất vượt quá ứng suất cho phép, v.v. Xác suất các trường hợp ứng xử đầu ra vượt quá giới hạn cho phép được gọi là xác suất không an toàn của kết cấu hay xác suất phá hủy của kết cấu. Khi đó, việc xác định xác suất phá hủy của kết cấu khi có sự dao động ngẫu nhiên của các yếu tố đầu vào được gọi là bài toán phân tích độ tin cậy cho kết cấu.

Như vậy, ta thấy việc xác định được các yếu tố ngẫu nhiên tác động cũng như xác suất phá hủy của các công trình sẽ mang lại nhiều lợi ích thực tiễn, ví dụ như: giúp ta xác định được mức chi phí hợp lý trong quá trình quyết định đầu tư và tiên lượng được những rủi ro có thể xảy ra đối với công trình trong quá trình thi công cũng như khi đưa vào sử dụng, giúp ta có cơ sở để xác định trách nhiệm khi công trình gặp sự cố, và có cơ sở để quyết định mức bảo trì, bảo dưỡng công trình một cách hợp lý, v.v.

Cho đến nay, đã có nhiều phương pháp khác nhau được đề xuất để giải bài toán phân tích độ tin cậy. Trong số đó, các phương pháp phổ biến thường được sử dụng gồm có: phương pháp độ tin cậy bậc nhất (FORM-First Order Reliability Method), phương pháp độ tin cậy bậc hai (SORM-Second Order Reliability Method) [18], phương pháp mô phỏng Monte Carlo (MCS-Monte Carlo Simulation) [3]. Đây là những phương pháp được sử dụng rộng rãi vì chúng có thể được tích hợp dễ dàng với các phương pháp tính toán ứng xử của kết cấu, cụ thể là tích hợp trực tiếp giữa code lập trình phân tích ứng xử của kết cấu với code phân tích độ tin cậy của các phương pháp kể trên. Tuy nhiên, trong trường hợp việc lập trình phân tích ứng xử của kết cấu không thể thực hiện mà cần phải sử dụng các phần mềm thương mại như ANSYS, ETABS, SAP, COMSOL, ABAQUS, v.v, thì việc tích hợp trực tiếp giữa phần mềm thương mại và code phân

tích độ tin cậy sẽ khó thực hiện. Khi đó, ta cần thực hiện việc xấp xỉ ứng xử của kết cấu dựa trên bộ dữ liệu mẫu thể hiện mối quan hệ giữa thông số đầu vào và ứng xử đầu ra của kết cấu bằng các phương pháp xấp xỉ thông minh, rồi mới thực hiện việc tích hợp mô hình xấp xỉ này với các phương pháp phân tích độ tin cậy kể trên. Một số phương pháp xấp xỉ thông minh có thể kể đến như: phương pháp đáp ứng bề mặt (RSM-Response Surface Method) [4][5][6][8][11], hay phương pháp mạng thần kinh nhân tạo (ANN-Artificial Neural Network) [11][12][13][14][15][16].

Cùng với sự phát triển mạnh của các phương pháp phân tích độ tin cậy, việc áp dụng chúng để giải các bài toán cụ thể trong xây dựng cũng được mở rộng và ngày càng phát triển. Tác giả vì vậy cũng sẽ giới thiệu sơ lược một số ứng dụng phổ biến trong bài báo. Ngoài ra, tác giả cũng đề cập đến một số thách thức và triển vọng của việc đào tạo và ứng dụng của phân tích độ tin cậy tại Việt Nam.

## 9. Các bước cơ bản của bài toán phân tích độ tin cậy cho kết cấu

Tổng quát, một bài toán phân tích độ tin cậy cho kết cấu bao gồm các bước sau:

- Xác định hàm trạng thái giới hạn của kết cấu;
- Lựa chọn biến ngẫu nhiên;
- Xác định các thông số cần thiết của biến ngẫu nhiên như: giá trị trung bình, độ lệch chuẩn, hệ số thay đổi, hệ số tương quan và luật phân bố;
- Thực hiện phân tích đánh giá độ tin cậy cho kết cấu bằng một phương pháp phân tích độ tin cậy hợp lý.

### 9.1 Xác định hàm trạng thái giới hạn

Hàm trạng thái giới hạn là ngưỡng an toàn cho phép của kết cấu, và được thiết lập dựa trên các tiêu chuẩn thiết kế đã qui định trước hoặc do nhà thiết kế đặt ra như: ứng suất cho phép của vật liệu, chuyển vị cho phép của kết cấu, v.v. Tùy vào yêu cầu của thiết kế và mức độ quan trọng của công trình mà người thiết kế có thể lựa chọn một hoặc nhiều hàm trạng thái giới hạn để đánh giá.

Hàm trạng thái giới hạn được đại diện bởi hai thành phần và có dạng như sau

$$g(\mathbf{x}) = R(\mathbf{x}) - Q(\mathbf{x}) \quad (1)$$

trong đó  $\mathbf{x}$  là véc tơ chứa các biến ngẫu nhiên như: tải trọng, thông số vật liệu, v.v;  $R(\mathbf{x})$  là biến vô hướng đại diện cho khả năng chịu tải cho phép của kết cấu như: ứng suất von Mises cho phép, chuyển vị cho phép, v.v;  $Q(\mathbf{x})$  là biến vô hướng đại diện cho ứng xử của kết cấu (ví dụ như ứng suất, chuyển vị) dưới tác dụng của các biến ngẫu nhiên. Chú ý rằng kháng tải  $R$  cũng có thể được xem là một biến ngẫu nhiên.

Dựa trên hàm trạng thái giới hạn (1), kết cấu được xem là an toàn khi  $g(\mathbf{x}) \geq 0$ , và ngược lại bị xem là phá hủy khi  $g(\mathbf{x}) < 0$ .

### 9.2 Lựa chọn biến ngẫu nhiên

Sau khi đã chọn được hàm trạng thái giới hạn, tiếp đến ta cần xác định các yếu tố ngẫu nhiên hay còn gọi là biến ngẫu nhiên tác động lên ứng xử của kết cấu. Việc lựa chọn biến ngẫu nhiên được thực hiện qua hai bước: (1) xác định sơ bộ các biến ngẫu nhiên có khả năng tác động đến hàm trạng thái giới hạn; (2) xác định các biến ngẫu nhiên quan trọng bằng cách phân tích độ nhạy hàm trạng thái giới hạn dựa trên sự thay đổi của từng biến ngẫu nhiên đã chọn ở bước 1. Việc phân tích độ nhạy có thể được thực hiện bởi công thức sai phân hữu hạn

$$\frac{\partial g}{\partial x_i} = \frac{\Delta g}{\Delta x_i} = \frac{g(x_i + \Delta x_i) - g(x_i)}{\Delta x_i} \quad (2)$$

trong đó  $x_i$  là một giá trị được chọn bất kỳ của biến ngẫu nhiên thứ  $i$ ;  $\Delta x_i$  là số gia của biến và thông thường được chọn rất bé. Dựa vào kết quả phân tích độ nhạy, người thiết kế sẽ chọn các biến ngẫu nhiên có độ nhạy lớn để tiến hành phân tích độ tin cậy.

### 9.3 Xác định các thông số cần thiết của biến ngẫu nhiên

Thông thường các thông số cần thiết của biến ngẫu nhiên (ví dụ giá trị trung bình, độ lệch chuẩn, hệ số thay đổi, hệ số tương quan hay qui luật phân bố của chúng) sẽ do các trung tâm đo đạc, nghiên cứu và xử lý dữ liệu cung cấp. Để xác định được các thông số thống kê này, thông thường bộ dữ liệu mẫu phải đủ lớn và thường được thu thập trong một khoảng thời gian đủ dài để có thể vừa đảm bảo tính khách quan vừa mang tính đại diện. Sau đó, dựa vào các công cụ phân tích thống kê, các thông số cần thiết cho biến ngẫu nhiên sẽ được xác định.

Trong một số trường hợp, bộ dữ liệu thu thập được không đủ lớn, dẫn đến việc đánh giá hay xác định các thông số của biến ngẫu nhiên không đảm bảo tính khách quan và độ chính xác. Khi đó ta có thể tạo thêm bộ dữ liệu bằng cách sử dụng các phương pháp tạo mẫu trong thống kê như phương pháp lấy mẫu có hoàn lại Bootstrap [1].

Tuy nhiên thực tế ở nước ta hiện nay, việc xác định các thông số này là điều không dễ dàng, khi mà công tác thu thập dữ liệu chưa được nhận thức và quan tâm đúng mức so với tầm quan trọng của nó, đặc biệt là tại các cơ quan nhà nước có các điều kiện tiếp cận dữ liệu thường xuyên. Điều này dẫn đến việc thiếu thốn, hoặc không đầy đủ hoặc ngay cả không có dữ liệu phục vụ cho việc phân tích độ tin cậy.

Sau khi đã xác định được hàm trạng thái giới hạn, các thông số và luật phân bố của các biến ngẫu nhiên, ta sẽ tiến hành đánh giá độ tin cậy cho kết cấu bằng một trong các phương pháp đánh giá độ tin cậy phù hợp. Một giới thiệu sơ lược về các phương pháp đánh giá độ tin cậy này sẽ được trình bày trong mục tiếp theo.

## 10. Một số phương pháp phân tích độ tin cậy phổ biến

Như được giới thiệu ở mục 1, đối các bài toán kết cấu đơn giản thì FORM, SORM, MSC vẫn là những phương pháp hay được sử dụng bởi khả năng tích hợp trực tiếp với các phương pháp phân tích ứng xử của kết cấu, và vẫn đảm bảo kết quả phân tích đáng tin cậy. Còn đối với các bài toán kết cấu phức tạp, cần phải sử dụng phần mềm thương mại để tính toán ứng xử, thì ta thực hiện thêm bước xấp xỉ ứng xử này bằng các phương pháp xấp xỉ thông minh như RSM và ANN, rồi mới tiến hành tích hợp các xấp xỉ này với các phương pháp phân tích độ tin cậy kể trên để phân tích độ tin cậy cho kết cấu.

### 3.1 Phương pháp mô phỏng Monte-Carlo Simulation (MSC) [11]

Phương pháp mô phỏng Monte-Carlo là một trong những phương pháp phân tích độ tin cậy phổ biến nhất. Phương pháp này dựa trên kết quả đánh giá của hàm trạng thái giới hạn của các mẫu dữ liệu. Ưu điểm của phương pháp này là đơn giản và dễ thực hiện. Nhược điểm của phương pháp là cần số lượng mẫu lớn để đảm bảo độ chính xác, và do đó thường có chi phí tính toán cao. Phương pháp có thể được mô tả ngắn gọn như sau:

Giả sử ta có  $N$  mẫu đánh giá ngẫu nhiên của hàm trạng thái giới hạn theo các biến ngẫu nhiên. Khi đó xác suất phá hủy của kết cấu sử dụng phương pháp mô phỏng Monte-Carlo sẽ được xác định bởi công thức

$$P_f = \frac{n}{N} \times 100 \quad (3)$$

trong đó  $N$  là tổng số mẫu đánh giá hàm trạng thái giới hạn theo các biến ngẫu nhiên thực hiện được;  $n$  là số mẫu đánh giá trong  $N$  mẫu có hàm trạng thái giới hạn  $g(\mathbf{x}) < 0$ .

### 3.2 Phương pháp phân tích độ tin cậy bậc nhất FORM [11]

Phương pháp phân tích độ tin cậy bậc nhất FORM được thực hiện nhằm xác định khoảng cách ngắn nhất từ điểm  $O$  trong không gian chuẩn hóa  $\mathbf{u}$  đến hàm trạng thái giới hạn thông qua điểm thiết kế nằm trên hàm trạng thái giới hạn. Để thực hiện phương pháp này, hàm trạng thái giới hạn sẽ được xấp xỉ tuyến tính tại điểm chọn ban đầu và các điểm trung gian, cho đến khi điểm thiết kế được xác định. Quá trình xác định điểm thiết kế sẽ được thực hiện qua các bước lặp của phương pháp. Phương pháp FORM có thể được mô tả ngắn gọn như sau:

Trong không gian chuẩn hóa  $\mathbf{u}$ , hàm trạng thái giới hạn  $g(\mathbf{u})$  sẽ được xấp xỉ bởi một hàm tuyến tính dựa trên khai triển chuỗi Taylor bậc nhất như sau

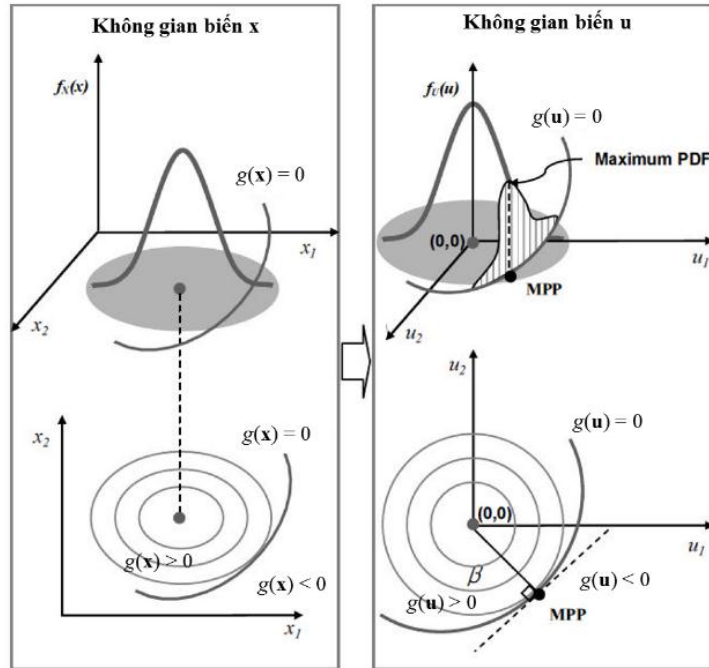
$$g(\mathbf{u}) = g(\mathbf{u}^*) + \nabla g(\mathbf{u}^*)(\mathbf{u} - \mathbf{u}^*)^T \quad (4)$$

trong đó  $\mathbf{u}^* = (u_1^*, u_2^*, \dots, u_n^*)$  là vectơ chứa các giá trị hiện thời của biến chuẩn hóa không thứ nguyên  $u_i$  có giá trị trung bình là 0 và độ lệch chuẩn là 1, và nó được liên hệ với các biến thật  $x_i$  bởi biểu thức  $u_i = (x_i - \mu_{x_i}) / \sigma_{x_i}$  với  $\mu_{x_i}, \sigma_{x_i}$  lần lượt là giá trị trung bình và độ lệch chuẩn của biến ngẫu nhiên  $x_i$ ;  $\nabla g(\mathbf{u}^*)$  là gradient của  $g(\mathbf{u})$  tại  $\mathbf{u}^*$ , và được xác định bởi công thức

$$\nabla g(\mathbf{u}^*) = [\partial g / \partial u_1, \partial g / \partial u_2, \dots, \partial g / \partial u_n]_{\mathbf{u}^*} \quad (5)$$

FORM sẽ tìm điểm thiết kế MPP  $\mathbf{u}^*$  (Most Probable Point) là điểm có mật độ xác suất hư hỏng lớn nhất nằm trên hàm trạng thái giới hạn  $g(\mathbf{u}) = 0$ , như được minh họa ở Hình 6. Như vậy điểm thiết kế MPP  $\mathbf{u}^*$  sẽ được xác định bằng việc giải bài toán tối ưu sau

$$\min \beta(\mathbf{u}) = \sqrt{u_1^2 + u_2^2 + \dots + u_n^2} \quad \text{chịu ràng buộc } g(\mathbf{u}) = 0 \quad (6)$$



Hình 6. Điểm thiết kế MPP  $\mathbf{u}^*$  trong không gian vật lý và không gian chuẩn hóa

Quá trình xác định điểm thiết kế MPP  $\mathbf{u}^*$  cũng như chỉ số độ tin cậy  $\beta$  sẽ được thực hiện thông qua việc giải bài toán tối ưu (6). Từ chỉ số độ  $\beta$ , xác suất phá hủy  $P_f$  của kết cấu sẽ được xác định dễ dàng thông qua hàm tích lũy Gauss tiêu chuẩn như sau

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \quad \text{với} \quad \Phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{t^2}{2}} dt \quad (7)$$

### 3.3 Phương pháp đánh giá độ tin cậy bậc hai SORM [11,[10]

Tương tự phương pháp FORM, phương pháp đánh giá độ tin cậy bậc hai SORM cũng xác định khoảng cách ngắn nhất từ điểm  $O$  trong không gian chuẩn hóa  $\mathbf{u}$  đến hàm trạng thái giới hạn thông qua điểm thiết kế nằm trên hàm trạng thái giới hạn. Tuy nhiên, điểm khác ở đây là hàm trạng thái giới hạn sẽ được xấp xỉ bậc hai tại điểm chọn ban đầu và các điểm trung gian, cho đến điểm thiết kế được xác định. Quá trình xác định điểm thiết kế cũng sẽ được thực hiện qua các bước giải lặp của phương pháp. Phương pháp SORM có thể được mô tả ngắn gọn như sau:

Trong không gian chuẩn hóa  $\mathbf{u}$ , hàm trạng thái giới hạn  $g(\mathbf{u})$  sẽ được xấp xỉ bởi một hàm phi tuyến bậc hai dựa trên khai triển chuỗi Taylor như sau

$$g(\mathbf{u}) = g(\mathbf{u}^*) + \nabla g(\mathbf{u}^*)(\mathbf{u} - \mathbf{u}^*)^T + \frac{1}{2}(\mathbf{u} - \mathbf{u}^*)^T \mathbf{H}(\mathbf{u}^*)(\mathbf{u} - \mathbf{u}^*) \quad (8)$$

trong đó,  $\mathbf{H}(\mathbf{u}^*)$  là ma trận Hessian ở điểm  $\mathbf{u}^*$

$$\mathbf{H}(\mathbf{u}^*) = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 g}{\partial u_1^2} & \frac{\partial^2 g}{\partial u_1 u_2} & \dots & \frac{\partial^2 g}{\partial u_1 u_n} \\ \frac{\partial^2 g}{\partial u_2 u_1} & \frac{\partial^2 g}{\partial u_2^2} & \dots & \frac{\partial^2 g}{\partial u_2 u_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial^2 g}{\partial u_n u_1} & \frac{\partial^2 g}{\partial u_n u_2} & \dots & \frac{\partial^2 g}{\partial u_n^2} \end{bmatrix}_{\mathbf{u}^*} \quad (9)$$

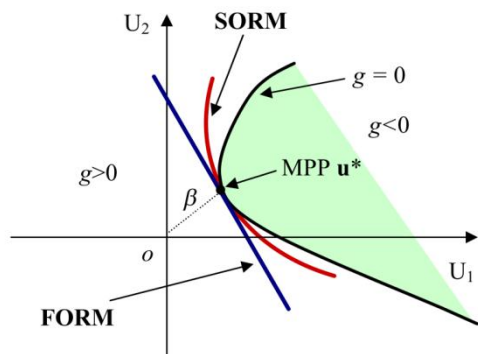
Các bước xác định xác suất phá hủy được thực hiện như sau [2]

- + Xác định điểm  $\mathbf{u}^*$  MPP bằng phương pháp FORM
- + Tính toán vecto đạo hàm  $\nabla g(\mathbf{u}^*)$  và  $\|\nabla g(\mathbf{u}^*)\|$  ở điểm  $\mathbf{u}^*$
- + Tính ma trận  $\mathbf{J}$  bởi công thức  $\mathbf{J} = [\text{eye}]_{n-1 \times n-1} + \frac{\beta}{\|\nabla g(\mathbf{u}^*)\|} [\mathbf{A}]_{n-1 \times n-1}$ , với  $\mathbf{A} = \mathbf{Q}^T \mathbf{H} \mathbf{Q}$ ,  $\mathbf{Q}$  là ma trận trực giao chuẩn hóa chứa các thành phần vecto  $\mathbf{u}^*$
- + Theo Phoon K.K [2], xác suất phá hủy của kết cấu được xác định như sau

$$p_f = \Phi(-\beta) \mathbf{J}^{-\frac{1}{2}} \quad (10)$$

trong đó  $\beta$  là chỉ số độ tin cậy được xác định tại điểm MMP bởi FORM;  $\mathbf{J}$  là ma trận chứa các thành phần chuyển đổi tọa độ và chéo hóa trực giao; và  $\Phi(\cdot)$  là hàm tích lũy Gauss tiêu chuẩn được xác định bởi (7).

Hình 7 thể hiện sự khác nhau của hàm trạng thái giới hạn khi được xấp xỉ bởi FORM và SORM



Hình 7. So sánh kết quả xấp xỉ giữa FORM và SORM.

### 3.4 Phương pháp đáp ứng bề mặt RSM (Response Surface Method)

Như đã được đề cập ở mục 1, mục đích chính của phương pháp RSM là nhằm xấp xỉ ứng xử của kết cấu hay hàm trạng thái giới hạn thành một hàm hiện theo các biến ngẫu nhiên bằng mô hình xấp xỉ đa thức đơn giản thông qua bộ dữ liệu mẫu [8]. Một số mô hình đa thức của RSM thường được sử dụng để xấp xỉ hàm trạng thái giới hạn có thể được liệt kê như sau

- Mô hình xấp xỉ đa thức tuyến tính

$$\tilde{g}(\mathbf{x}) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i \quad (11)$$

- Mô hình xấp xỉ đa thức bậc hai không kể các thành phần chéo

$$\tilde{g}(\mathbf{x}) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n c_i x_i^2 \quad (12)$$

- Mô hình xấp xỉ đa thức bậc hai có kể các thành phần chéo

$$\tilde{g}(\mathbf{x}) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n c_i x_i^2 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n d_{ij} x_i x_j \quad (13)$$

- Mô hình xấp xỉ đa thức có bậc bất kỳ và kể các thành phần chéo

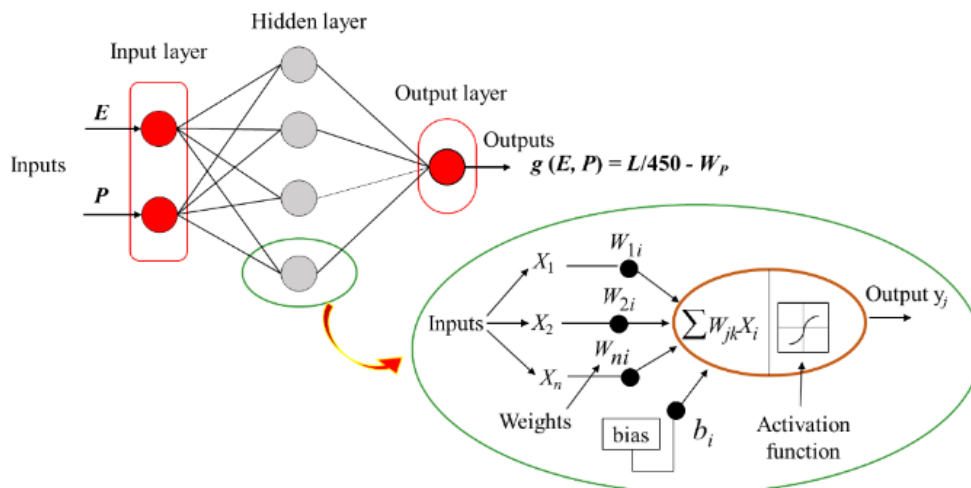
$$\tilde{g}(\mathbf{x}) = a + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{k_i} b_{ij} x_i^j + \sum_{q=1}^m c_q \prod_{i=1}^n x_i^{p_{iq}} \quad (14)$$

trong đó  $\mathbf{x} = [x_1, x_2, \dots, x_n]$  là vectơ chứa các biến ngẫu nhiên;  $a, b, c, d$  là các hệ số của đa thức xấp xỉ.

Các hệ số  $a, b, c, d$  của các đa thức xấp xỉ sẽ được xác định bằng phương pháp bình phương tối thiểu Least Square Method thông qua bộ dữ liệu mẫu và mô hình xấp xỉ. Chi tiết cho RSM, việc xác định các hệ số cũng như phương pháp Least Square Method có thể tìm thấy ở các tài liệu [17]. Chi tiết cho quá trình đánh giá độ tin cậy sử dụng RSM có thể được tìm thấy ở các tài liệu [4][5][6][8][11].

### 3.5 Mạng thần kinh nhân tạo ANN (Artificial Neural Network)

Giống như phương pháp RSM, phương pháp ANN cũng sử dụng bộ dữ liệu mẫu của mô hình bài toán để tạo mô hình xấp xỉ của hàm trạng thái giới hạn hay ứng xử của kết cấu thông qua quá trình huấn luyện bộ dữ liệu mẫu [7],[9]. Mô hình xấp xỉ ANN được đại diện bởi 3 yếu tố bao gồm: lớp đầu vào input, lớp đầu ra output và các lớp ẩn. Kết nối neurons giữa các lớp là các trọng số kết nối và giá trị ngưỡng của các neurons. Chi tiết mô tả phương pháp ANN có thể tìm thấy ở tài liệu [2] và chi tiết cho quá trình đánh giá độ tin cậy sử dụng ANN có thể được tìm thấy ở [11][12][13][14][15][16]. Hình 8 đại diện một mô hình ANN với đầu vào gồm hai biến ngẫu nhiên và đầu ra là hàm trạng thái giới hạn.





Hình 8. Một mô hình mạng ANN (với đầu vào gồm hai biến ngẫu nhiên và đầu ra là hàm trạng thái giới hạn) và nguyên lý hoạt động của một neuron.

## 11. Ứng dụng của phân tích độ tin cậy và các bài toán liên quan

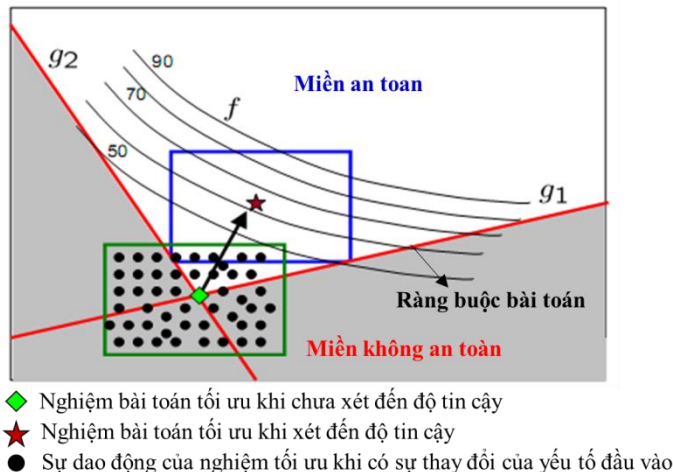
Cho đến nay, phân tích độ tin cậy đã được áp dụng rộng rãi trong nhiều lĩnh vực khác nhau. Trong bài báo này, chúng tôi đề cập đến 3 ứng dụng phổ biến gồm có: (1) ứng dụng trong các bài toán thiết kế tiền định có sẵn; (2) ứng dụng trong tối ưu hóa kết cấu; và (3) ứng dụng trong việc xác định các hệ số an toàn.

### 4.1 Ứng dụng phân tích độ tin cậy vào các bài toán thiết kế tiền định có sẵn

Từ những bài toán thiết kế tiền định sẵn có, dựa vào các bước thực hiện như được đề cập ở mục 2, người thiết kế có thể thành lập bài toán phân tích độ tin cậy cho kết cấu theo phương án thiết kế của mình. Dựa vào kết quả độ tin cậy đạt được, người thiết kế có thể tính toán được độ an toàn của kết cấu ứng với phương án thiết kế là bao nhiêu phần trăm. Từ đó, người thiết kế đưa ra những nhận xét đánh giá cho kết cấu như: thay đổi phương án thiết kế, thay đổi các giá trị thiết kế của bài toán, v.v. nhằm đảm bảo an toàn cho kết cấu khi có sự thay đổi của các yếu tố đầu vào hoặc có thể điều chỉnh giảm chi phí xây dựng, phương án thi công khi độ tin cậy quá cao so với yêu cầu thiết kế đặt ra.

### 4.2 Tối ưu hóa dựa trên độ tin cậy

Sau khi giải bài toán tối ưu hóa có ràng buộc, nghiệm tối ưu đạt được thường nằm ngay trên ranh giới của các ràng buộc hay ranh giới giữa miền an toàn và miền không an toàn. Trong trường hợp đó, nếu ta kể đến sự dao động ngẫu nhiên của các biến đầu vào, thì nghiệm tối ưu đạt được cũng sẽ dao động, và nhiều trường hợp nghiệm tối ưu sẽ rơi vào miền không an toàn. Trong một số trường hợp, xác suất nghiệm tối ưu rơi vào vùng không an toàn là rất cao, có thể vượt quá 50%. Do đó, việc kết hợp giữa các giải thuật tối ưu hóa với các phương pháp phân tích độ tin cậy ở trên để giải quyết bài toán tối ưu là rất cần thiết nhằm giúp ta tìm được nghiệm tối ưu với độ tin cậy mong muốn. Bài toán khi đó được gọi là bài toán tối ưu hóa dựa trên độ tin cậy. Về mặt ý nghĩa hình học, việc giải bài toán tối ưu hóa dựa trên độ tin cậy sẽ đồng nghĩa với việc di chuyển nghiệm tối ưu nằm trên ranh giới các ràng buộc vào sâu bên trong miền an toàn (miền thỏa mãn ràng buộc). Khi đó, nếu ta có kể đến sự dao động ngẫu nhiên của các biến đầu vào, thì nghiệm tối ưu đạt được cũng sẽ chỉ dao động trong miền an toàn với xác suất an toàn do ta xác định trước. Hình 9 thể hiện sự khác biệt của nghiệm bài toán tối ưu chịu sự thay đổi ngẫu nhiên của yếu tố đầu vào khi chưa xét đến độ tin cậy và khi xét đến độ tin cậy



Hình 9. Sự khác biệt của nghiệm bài toán tối ưu khi chưa xét đến độ tin cậy và khi xét đến độ tin cậy.

#### 4.3 Xác định hệ số vượt tải cho tải trọng tác dụng và hệ số an toàn thiết kế cho khả năng chịu lực tương ứng với độ tin cậy cho trước

Hệ số vượt tải cho tải trọng tác dụng và hệ số an toàn cho khả năng chịu lực tương ứng với độ tin cậy cho trước được xác định thông qua các tiêu chuẩn thiết kế của từng nước. Với các tiêu chuẩn thiết kế khác nhau thì các hệ số này sẽ khác nhau. Trong quá trình tính toán, thiết kế, những hệ số này được các kỹ sư sử dụng một cách thường xuyên. Tuy nhiên, để hiểu rõ bản chất của các hệ số, cũng như việc sử dụng các hệ số một cách hợp lý tương ứng với độ tin cậy của từng kết cấu cụ thể là điều không dễ dàng đối với hầu hết các kỹ sư. Thông qua việc phân tích độ tin cậy, các kỹ sư sẽ hiểu rõ hơn nguồn gốc cũng như bản chất của các hệ số được sử dụng trong tiêu chuẩn. Từ đó, người kỹ sư có thể chủ động sử dụng các hệ số trong tiêu chuẩn một cách hợp lý, phù hợp với từng trường hợp thiết kế cụ thể của mình, tránh được những trường hợp sử dụng các hệ số với độ tin cậy quá lớn làm lãng phí cho bài toán thiết kế và ngược lại sử dụng các hệ số với độ tin cậy quá thấp làm cho bài toán thiết kế không an toàn. Chi tiết cụ thể cho việc xác định các hệ số này có thể được tìm thấy ở tài liệu [3].

### 5. Thách thức và triển vọng của việc đào tạo và ứng dụng phân tích độ tin cậy trong xây dựng tại Việt Nam

#### 5.1. Thách thức

Phân tích độ tin cậy giữ vai trò rất quan trọng do tính liên ngành và khả năng ứng dụng rộng rãi trong nhiều lĩnh vực khoa học, kỹ thuật, công nghệ, kinh doanh và quản lý hiện đại. Bằng cách đặt ra các bài toán đánh giá độ tin cậy dựa trên các bài toán thiết kế đã có sẵn với dữ liệu tiên định trước đó, và kết hợp với các phương pháp phân tích độ tin cậy phù hợp, chúng ta có thể xác định được độ tin cậy của công trình. Dựa vào kết quả phân tích độ tin cậy, người thiết kế sẽ có cơ sở vững vàng để đánh giá độ tin cậy (xác suất an toàn) cho các thiết kế tiên định cũng như các công trình hiện hữu hay tiên liệu trước mức độ an toàn của kết cấu theo thời gian, v.v. Tuy nhiên tại Việt Nam, việc nghiên cứu, đào tạo và ứng dụng của phân tích độ tin cậy trong khoa học kỹ thuật nói chung và trong xây dựng nói riêng vẫn chưa được nhìn nhận đúng và chưa được chú trọng tạo điều kiện phát triển. Ngay cả trong các trường đại học hàng đầu Việt Nam, việc

giảng dạy phân tích độ tin cậy trong các chương trình đào tạo đại học và sau đại học vẫn còn có nhiều điểm hạn chế. Một số lý do khách quan có thể kể đến như:

- Các nhà hoạch định chính sách chưa có các chính sách phù hợp trong việc đào tạo nguồn nhân lực và triển khai ứng dụng của Phân tích độ tin cậy.
- Các Trường đại học chưa đánh giá đúng tầm quan trọng của phân tích độ tin cậy, chưa có sự đầu tư và định hướng phát triển phù hợp cho các Khoa Toán ứng dụng. Các Khoa Toán ứng dụng thiếu giảng viên chuyên ngành về phân tích độ tin cậy, thiếu chương trình đào tạo và thiếu cập nhật các kiến thức mới.
- Nghiên cứu liên ngành ở Việt Nam vẫn còn yếu, thiếu những nhà khoa học đủ tầm để kết nối các ngành với nhau nhằm gắn kết giữa khoa học lý thuyết chuyên sâu với khoa học ứng dụng thực tế. Bên cạnh đó năng lực nghiên cứu khoa học cũng như khả năng ứng dụng thực tiễn trong điều kiện thực tế nước ta vẫn còn hạn chế. Ngoài ra, sự kế thừa của đội ngũ nghiên cứu trong lĩnh vực phân tích độ tin cậy chưa thật sự đủ dày, dẫn đến các công trình nghiên cứu nếu có đều rất rời rạc, không tạo được chuỗi kế thừa phát triển.
- Doanh nghiệp Việt Nam đa phần là các doanh nghiệp vừa và nhỏ. Và do đó chưa có đủ năng lực để đầu tư các phòng nghiên cứu và phát triển (R&D). Đặc biệt, một bộ phận lớn các doanh nghiệp chưa nhận thức rõ sự cần thiết nên đầu tư vào các module phân tích độ tin cậy và rủi ro trong các hoạt động sản xuất, vận chuyển, lưu kho, tiết kiệm chi phí, v.v, để chủ động nâng cao hiệu suất kinh doanh, từ đó nâng cao sức cạnh tranh của doanh nghiệp. Chưa có sự liên kết, đặt hàng giữa doanh nghiệp và nhà khoa học chuyên ngành phân tích độ tin cậy.
- Việc thu thập, thống kê và phân tích dữ liệu ở Việt Nam chưa được quan tâm đúng mức, cụ thể như các dữ liệu về địa chất, cường độ và tần suất xuất hiện của gió bão, động đất, lũ lụt, các loại tải trọng khác tác động lên kết cấu công trình, v.v của từng vùng và từng khu vực vẫn chưa được thống kê và phân tích cụ thể.
- Việc làm chủ công nghệ tính toán trong xây dựng của Việt Nam vẫn còn khiêm tốn. Hầu như, các đơn vị thiết kế xây dựng đều sử dụng phần mềm thương mại để tính toán, thiết kế. Vì vậy, việc đưa các dữ liệu phục vụ cho việc phân tích độ tin cậy vào bài toán thiết kế của các đơn vị xây dựng sẽ gặp nhiều khó khăn vì hầu hết các phần mềm thương mại thường không tích hợp sẵn các module phân tích độ tin cậy.
- Quá trình phát triển, chuẩn hóa và đưa các kết quả phân tích độ tin cậy vào tiêu chuẩn xây dựng của Việt Nam vẫn còn một chặng đường dài. Đòi hỏi phải có những chương trình nghiên cứu trọng điểm cấp nhà nước, và cần có các tổng công trình sư giỏi để tổ chức và phối hợp công việc nhằm thu thập và thống kê dữ liệu, đào tạo đội ngũ chuyên gia, phổ cập cho đội ngũ kỹ sư xây dựng.

## 5.2. Triển vọng

Những thách thức và khó khăn hiện tại của nền kinh tế buộc các nhà làm chính sách phải thay đổi các mô hình hoạt động, chuyển mô hình phát triển từ bề rộng sang mô hình phát triển theo chiều sâu, chú trọng hơn nữa phát triển nền kinh tế tri thức nhằm nâng cao hàm lượng chất xám và giá trị gia tăng trong các hoạt động kinh tế, đào tạo, khoa học, giáo dục, v.v. Đây cũng là thời điểm thích hợp để các doanh nghiệp tiến hành tái cơ cấu theo hướng kinh tế tri thức và nâng cao trình độ quản trị, hội nhập và phát triển. Những thay đổi này sẽ là điều kiện và là môi trường thuận lợi để phát triển các nhu cầu mới liên quan đến phân tích độ tin cậy và rủi ro.

Do tính liên ngành, thị trường đào tạo và ứng dụng của phân tích độ tin cậy tại Việt Nam rất rộng và hoàn toàn mở. Các hướng nghiên cứu của phân tích độ tin cậy tính toán cũng rất đa dạng, phong phú, vừa mang tính học thuật, vừa mang tính ứng dụng thực tiễn. Bên cạnh đó, ở các trường đại học và viện nghiên cứu cũng đã mở ra nhiều chương trình đào tạo sau đại học tạo môi trường thuận lợi cho phát triển đào tạo và nghiên cứu ứng dụng của phân tích độ tin cậy.

### 5.3. Kiến nghị

Với tầm quan trọng của phân tích độ tin cậy và rủi ro đặc biệt là trong lĩnh vực xây dựng, vấn đề nguồn nhân lực giảng dạy và nghiên cứu cần được quan tâm trước tiên. Vì vậy, tác giả kiến nghị đưa môn học Đánh giá độ tin cậy vào các chương trình đào tạo đại học và sau đại học. Ngoài ra, các nhà hoạch định cần có các chính sách khuyến khích việc đào tạo và ứng dụng phân tích độ tin cậy để có các chiến lược phát triển đồng bộ và lâu dài. Các trường Đại học và Viện nghiên cứu cần có chiến lược đầu tư nguồn giảng viên và nghiên cứu viên chuyên sâu phân tích độ tin cậy. Bên cạnh đó, phân tích độ tin cậy cần có đội ngũ chuyên thống kê và phân tích dữ liệu về các yếu tố của đất nền, gió bão, động đất, v.v để phục vụ cho công tác nghiên cứu, giảng dạy và chuẩn hóa thành các tiêu chuẩn thiết kế ứng dụng vào ngành xây dựng ở nước ta hiện nay. Từ đó góp phần đưa các tiêu chuẩn thiết kế xây dựng của Việt nam hội nhập với các tiêu chuẩn hiện đại khác trên thế giới.

## 6. Kết luận

Thông qua bài báo này, tác giả mong muốn giới thiệu và nhấn mạnh vai trò quan trọng của phân tích độ tin cậy đến cộng đồng nhà khoa học, nhà nghiên cứu, giảng viên của ngành Xây dựng. Trước mắt, tác giả hy vọng rằng sự cần thiết của việc đào tạo và ứng dụng của phân tích độ tin cậy sẽ có một tác động nhất định đến các chương trình đào tạo sau đại học của các ngành liên quan đến Xây dựng, và sau đó sẽ lan tỏa đến nhiều ngành khoa học khác. Và lâu dài hơn, cùng với sự phát triển của đào tạo và giáo dục, tác giả mong muốn việc phân tích độ tin cậy sẽ được triển khai trong thực tiễn đời sống, trong các doanh nghiệp, và trong nhiều lĩnh vực của nền kinh tế nhằm đóng góp một cách thiết thực đến sự phát triển của đất nước.

## Tài liệu tham khảo

- [1]. A. C. Davison, D. V. Hinkley (1997). *Bootstrap Methods and their Application*. Cambridge University Press; 1 edition.
- [2]. Andries P. Engelbrecht (2007). *Computational Intelligence - An Introduction*. John Wiley & Sons Ltd, second edition.
- [3]. Andrzej S. Nowad, Kevin R. Collins (2000). *Reliability of Structure*. Mc Graw Hill.
- [4]. Bucher CG, Bourgund U. “A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems”. *Structure Safety* 1990; 7:57–66.
- [5]. LuciaFaravelli (1989). “Response-surface approach for reliability analysis”. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.115, No.12.
- [6]. Jungwon Huh (2000). “Reliability Analysis of Nonlinear Structural Systems using Response Surface Method”. *SCE Journal of Civil Engineering*, pp. 135- 143, VoL 4, No. 3.
- [7]. Jian Deng, Desheng Gu, Xibing Li, Zhong Qi Yue (2005). “Reliability analysis of structures using neural network method”. *Structural Safety*, 27, pp. 25-48.
- [8]. Henri P. Gavin, Siu Chung Yau (2008). “High-order limit state functions in the response surface method for structural reliability analysis”. *Structural Safety* 30 (2008) 162–179.

- [9]. Hồ Hữu Vĩnh, Lê Anh Linh, Bùi xuân Thắng, Nguyễn Thời Trung (2013). “Phân tích độ tin cậy của kết cấu vỏ gia cường gân sử dụng mạng thần kinh nhân tạo”. *Hội nghị Khoa học toàn quốc Cơ học Vật rắn biến dạng lần thứ XI, Thành phố Hồ Chí Minh*.
- [10]. Phoon K.K. (2008), *Chapter 1: Numerical recipes for reliability analysis – a primer Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications*, Taylor & Francis.
- [11]. Herbert Martins Gomesa, Armando Miguel Awruch (2004). “Comparison of response surface and neural network with other methods for structural reliability analysis”. *Structural Safety*, 26, pp. 49–67.
- [12]. Jian Deng (2006). “Structural reliability analysis for implicit performance function using radial basis function network”. *International Journal of Solids and Structures*, 43, pp. 3255–3291.
- [13]. Jian Deng, Desheng Gu, Xibing Li, Zhong Qi Yue (2005). “Reliability analysis of structures using neural network method”. *Structural Safety*, 27, pp. 25-48.
- [14]. Jin Cheng, Q.S. Li, Ru-cheng Xiao (2008). “A new artificial neural network-based response surface method for structural reliability analysis”. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 23, pp. 51-63
- [15]. Ren Yuan, Bai Guangchen (2011). “New Neural Network Response Surface Methods for Reliability Analysis”. *Chinese Journal of Aeronautics*, 24, pp. 25-31.
- [16]. A. Hosni Elhewy, E. Mesbahi, Y. Pu (2006). “Reliability analysis of structures using neural network method”. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 21, pp. 44-53.
- [17]. Raymond H. Myers, Douglas C. Montgomery, Christine M. Anderson-Cook (2009). *Response Surface Methodology: Process and Product Optimization Using Designed Experiments*. Wiley; 3 edition.
- [18]. Xiaoping Du (2005). *Probabilistic Engineering Design (chapter 7 and chapter 8)*. University of Missouri - Rolla.