

# NGHIÊN CỨU THÍ NGHIỆM XÁC ĐỊNH ĐỘ DẸO VÀ CÁC YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG TỚI ĐỘ DẸO CỦA DẦM BÊ TÔNG CỐT THÉP

ThS. Lê Trung Phong

**Tóm tắt:** Bài báo giới thiệu các kết quả nghiên cứu thí nghiệm về sự làm việc các mô hình dầm BTCT chịu tác động giả tĩnh đổi chiều theo chu kỳ. Các mô hình mô phỏng sự làm việc của các dầm khung chịu tải trọng ngang, được chia thành 3 nhóm cấu tạo theo các quy định của tiêu chuẩn thiết kế không kháng chấn (TCXDVN 356:2005[9]) và tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn (TCXDVN 375:2006[8]). Các kết quả thí nghiệm cho thấy khả năng biến dạng dẻo và phân tán năng lượng của các mô hình, cũng như các yếu tố ảnh hưởng tới độ dẻo, đặc biệt là lực cắt, hàm lượng cốt thép dọc và bước cốt thép đai. Các thí nghiệm cũng cho thấy dầm được thiết kế theo TCXDVN 356:2005[9] có khả năng biến dạng dẻo lớn và có thể kết hợp với TCXDVN 375:2006[8] để thiết kế các công trình khung BTCT chịu động đất.

## 1. Đặt vấn đề.

Theo quan niệm thiết kế mới, một hệ kết cấu có thể chịu tác động động đất theo một trong hai cách sau [5]:

- Cách thứ nhất: bằng khả năng chịu một lực tác động lớn nhưng phải làm việc trong giới hạn đàn hồi, hoặc;
- Cách thứ hai: bằng khả năng chịu một lực tác động bé hơn nhưng phải có khả năng biến dạng dẻo kèm theo.

Hiện nay tiêu chuẩn thiết kế các công trình chịu động đất của nhiều nước trên thế giới trong đó có tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006[8] của Việt nam đều chọn cách thứ hai cho các vùng động đất trung bình trở lên (gia tốc nền thiết kế  $a_g \geq 0,08g$ ) [8]. Cách thứ nhất chỉ thích hợp cho việc thiết kế các công trình xây dựng trong các vùng động đất rất yếu hoặc không có động đất.

Khả năng biến dạng dẻo của hệ kết cấu được biểu thị qua độ dẻo của nó. Về mặt giải tích, độ dẻo được định nghĩa là tỷ số giữa chuyển vị ngay trước khi phá hoại ( $\Delta_u$ ) và chuyển vị lúc chảy dẻo ( $\Delta_y$ ):

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} > 1,0 \quad (1)$$

Các chuyển vị  $\Delta$  có thể được thay bằng độ cong (của cấu kiện), chuyển vị xoay hoặc bất kỳ đại lượng biến dạng nào. Độ dẻo là một đặc tính quan trọng của vật liệu, cấu kiện hoặc

hệ kết cấu và là một chỉ số biểu thị khả năng hấp thụ năng lượng chỉ khi nào nó giữ được gần như toàn bộ khả năng chịu tải và không bị suy giảm đáng kể độ cứng trong miền không đàn hồi dưới tác động của tải trọng lặp lại đổi chiều [1][7].

Độ dẻo của các cấu kiện và kết cấu bê tông cốt thép chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố khác nhau như các tính năng cơ lý của vật liệu thành phần (bê tông, cốt thép), cách thức cấu tạo cốt thép (dọc và ngang), lực dọc ...[1][2]. Nhằm đánh giá được độ dẻo và khả năng phân tán năng lượng của các cấu kiện dầm bê tông cốt thép (BTCT) được thiết kế theo các tiêu chuẩn khác nhau ở Việt Nam, một loạt các thí nghiệm đã được thực hiện tại Viện khoa học công nghệ xây dựng (IBST) - Viện chuyên ngành kết cấu công trình xây dựng - Phòng động đất. Việc thí nghiệm này còn nhằm mục đích làm sáng tỏ thêm một số vấn đề sau ở dầm BTCT trong quá trình chịu tác động lực đổi chiều theo chu kỳ:

- Quá trình biến dạng dẻo và cách thức phá hoại;
- Khả năng phân tán năng lượng;
- Sự suy giảm độ cứng;
- ảnh hưởng của cốt thép đai, hàm lượng cốt thép dọc và lực cắt tới độ dẻo, độ cứng, khả năng phân tán năng lượng,...

Việc nghiên cứu thí nghiệm còn có mục tiêu hướng tới trả lời một số các câu hỏi sau:

- Các công trình BTCT được thiết kế theo TCXDVN 356:2005[9] có độ dẻo thực tế bằng bao nhiêu?

- Có thể dùng tiêu chuẩn TCXDVN 356:2005[9] kết hợp với TCXDVN 375:2006[8] để thiết kế các công trình chịu động đất ở Việt Nam được không?

Tình hình động đất trên lãnh thổ Việt nam có thể xếp vào mức trung bình yếu. Việc thiết kế công trình chịu động đất theo TCXDVN 375:2006[8] khá phức tạp, đòi hỏi những kiến thức và trình độ chuyên môn nhất định. Sự kết hợp hai tiêu chuẩn thiết kế này lại sẽ cho phép đơn giản hoá được quá trình thiết kế mà vẫn bảo đảm các yêu cầu an toàn và kinh tế.

## 2. Các mô hình thí nghiệm và vật liệu sử dụng

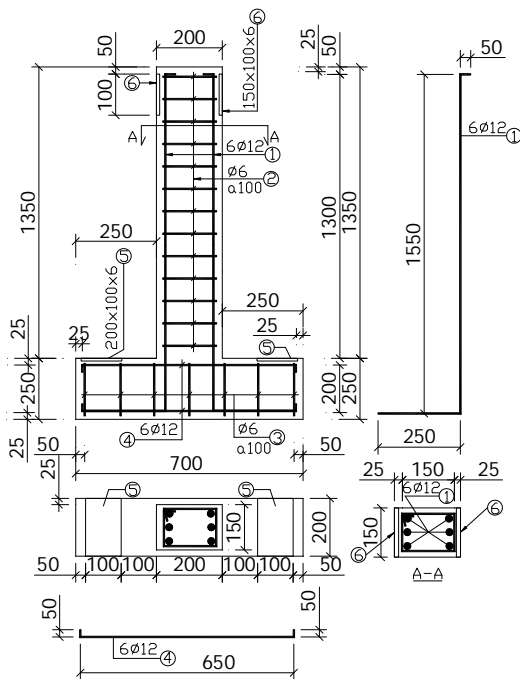
Mô hình thí nghiệm mô phỏng các dầm ngang của khung nhiều tầng bằng BTCT chịu tải trọng ngang có điểm uốn nằm ở giữa nhịp. Do đó các mô hình thí nghiệm sẽ có dạng dầm công xôn với các kích thước cơ bản sau: chiều dài 1,35m, tiết diện ngang  $b \times h = 15\text{cm} \times 20\text{cm}$ . Phần chân công xôn mô phỏng cột khung là bộ phận được giữ lại để làm việc đàn

hồi có kích thước  $25 \times 20 \times 70\text{cm}$ .

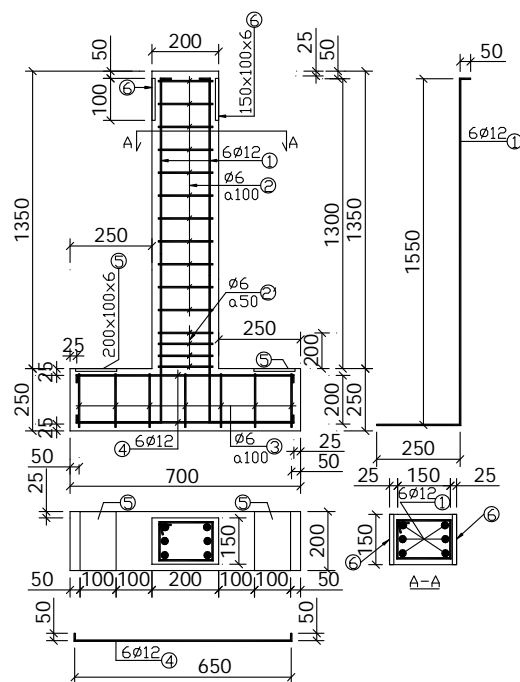
Để đạt được các mục đích thí nghiệm dự kiến, các mô hình thí nghiệm được chia làm 3 nhóm, mỗi nhóm có 3 mô hình cấu tạo cốt thép giống nhau.

a) Nhóm mô hình thứ nhất ký hiệu MH1 gồm 3 mô hình MH1-M1, MH1-M2 và MH1-M3 có cấu tạo cốt thép như trong hình 1. Cốt thép dọc của dầm gồm  $6\phi 12$ -AII, đặt đối xứng ở mặt trên và dưới dầm. Cốt thép đai kín  $\phi 6$ -AII với bước  $s = 100\text{mm}$  đặt theo yêu cầu cấu tạo qui định trong TCXDVN 356:2005[9]  $s \leq (h/2; 150)\text{mm}$  [9].

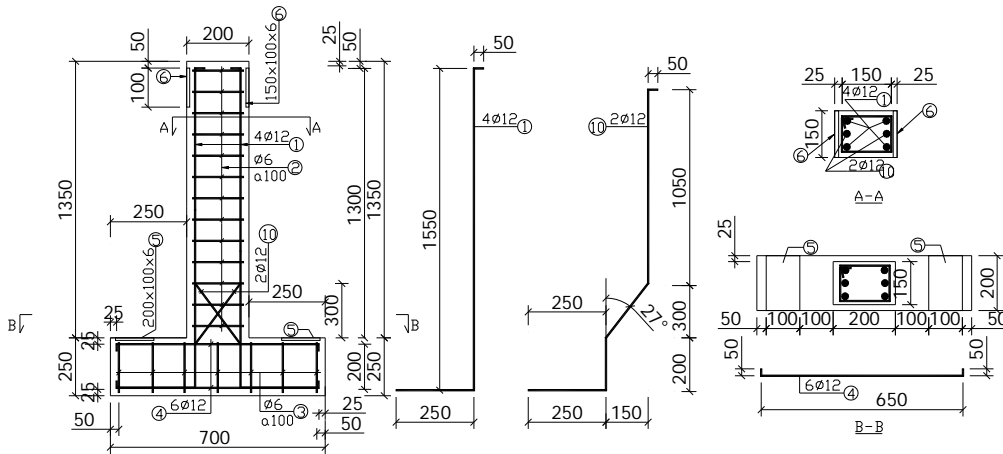
b) Nhóm mô hình thứ 2 ký hiệu MH2 cũng gồm 3 mô hình MH2-M1, MH2-M2 và MH2-M3 có cấu tạo cốt thép như trong hình 2. Cốt thép dọc của các mô hình thuộc nhóm này giống các mô hình ở nhóm thứ nhất MH1. Cốt thép đai kín có đường kính tương tự như các mô hình nhóm MH1 nhưng cấu tạo theo qui định của TCXDVN 375:2006[8], cụ thể trong vùng tới hạn có chiều dài 200mm kể từ mặt gối tựa  $s = 50\text{mm}$  và ngoài vùng tới hạn  $s = 100\text{mm}$  [8].



Hình 1. Nhóm mô hình thí nghiệm MH1



Hình 2. Nhóm mô hình thí nghiệm MH2



Hình 3. Nhóm mô hình thí nghiệm MH3

c) Nhóm mô hình thứ 3 ký hiệu MH3, gồm 3 mô hình MH3-M1, MH3-M2 và MH3-M3 có cấu tạo cốt thép như trong hình 3. ở nhóm mô hình này cốt thép đai được cấu tạo giống nhóm mô hình thứ nhất MH1, nhưng cốt thép dọc có sự thay đổi như sau: 4 thanh cốt thép dọc đặt ở 4 góc tiết diện dầm giống như ở

nhóm mô hình thứ nhất MH1 và thứ hai MH2, riêng thanh cốt thép dọc nằm giữa mặt trên và mặt dưới dầm được uốn xiên cạnh mép gồ một góc  $\alpha=27^0$  so với trục dọc của dầm.

Tại thời điểm thí nghiệm, các đặc trưng cơ lý của bê tông và cốt thép được cho trong các bảng 1 và 2.

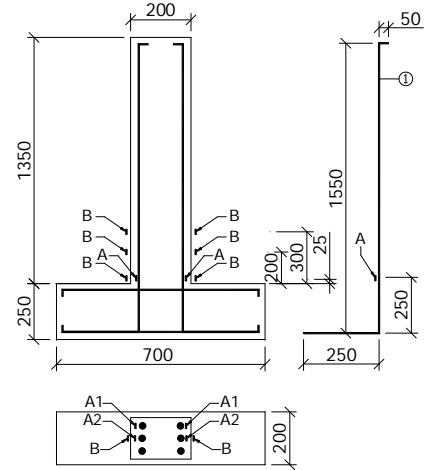
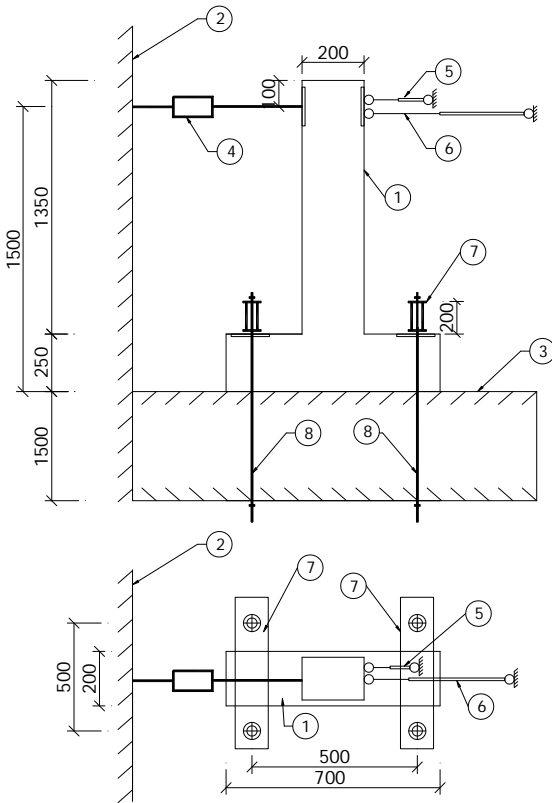
Bảng 1. Các đặc trưng cơ lý của bê tông

Đặc trưng cơ lý của bê tông	Mô hình thí nghiệm								
	MH1			MH2			MH3		
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3
$R_{bn,cub}$ (MPa)	26.2	26.1	26.1	26.2	26.1	26.2	26.2	26.1	26.2
$E_b \cdot 10^3$ (MPa)	27	27	27	27	27	27	27	27	27

Bảng 2. Các đặc trưng cơ lý của cốt thép

Mô hình thí nghiệm		Cốt thép đường kính 6mm			Cốt thép đường kính 12mm		
		Modul đàn hồi ( $E_s$ )	Giới hạn chảy ( $\sigma_s$ )	Giới hạn bền ( $\sigma_u$ )	Modul đàn hồi ( $E_s$ )	Giới hạn chảy ( $\sigma_s$ )	Giới hạn bền ( $\sigma_u$ )
		(Mpa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
MH1	MH1-M1	210101	343.5	480.2	210101	442.1	617.7
	MH1-M2	210013	343.1	480.1	210013	442.2	617.6
	MH1-M3	209989	342.7	479.7	209989	441.7	617.5
MH2	MH2-M1	210102	336.2	475.3	210102	459.2	621.5
	MH2-M2	210019	336.5	475.3	210019	459.3	621.6
	MH2-M3	209911	336.8	475.3	209911	458.5	621.7
MH3	MH3-M1	210105	322.2	464.9	210105	413.5	594.5
	MH3-M2	210015	321.7	464.9	210015	413.2	594.3
	MH3-M3	210008	322.1	464.9	210008	412.9	594.1

### 3. Sơ đồ chất tải và quy trình chất tải các mô hình thí nghiệm.



1. Mẫu thí nghiệm; 2. Tường phản lực
3. Sàn bê tông dày 1,5m; 4. Kịch thủy lực
5. Sensor đo chuyển vị chuyên dùng
6. Đầu đo chuyển vị LVDT; 7. Dầm thép hộp
8. Bulon neo; A - Phiến đo trên cốt thép  
B - Phiến đo trên bê tông

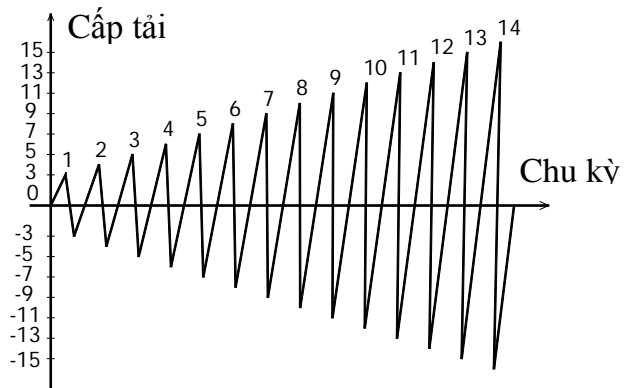
Hình 4. Sơ đồ chất tải, vị trí gá lắp các thiết bị đo chuyển vị và biến dạng trên mô hình

Ở vị trí thí nghiệm, mô hình làm việc như công xôn thẳng đứng chịu tác động lực ngang đổi chiều tại đầu mút tự do thông qua kịch thủy lực (Hình 4). Các mô hình thí nghiệm được chất tải theo cùng một qui trình và cấp độ lớn giống nhau (hình 5). Các cấp tải trọng qui định là 1000N cho cả chiều âm và chiều dương trong mỗi chu kỳ chất - dỡ tải. Sau mỗi cấp chất - dỡ tải đều thực hiện việc lấy số liệu đo. Chu kỳ chất tải đầu tiên được thực hiện ở mức tải trọng ngang lớn nhất là  $\pm 3000\text{N}$ .

#### 4. Các số liệu thí nghiệm và sơ đồ bố trí thiết bị đo biến dạng.

Để đạt được mục tiêu thí nghiệm dự kiến, các số liệu sau đã được thu thập trong quá trình thí nghiệm ở mỗi cấp tăng và dỡ tải trong mỗi chiều âm và chiều dương.

- Lực tác động ngang.
- Chuyển vị ngang ở đầu mút công xôn, ngang cao trình tác động lực.
- Biến dạng của bê tông và cốt thép tại



Hình 5. Qui trình chất tải lên mô hình thí nghiệm vùng tới hạn (khớp dẻo).

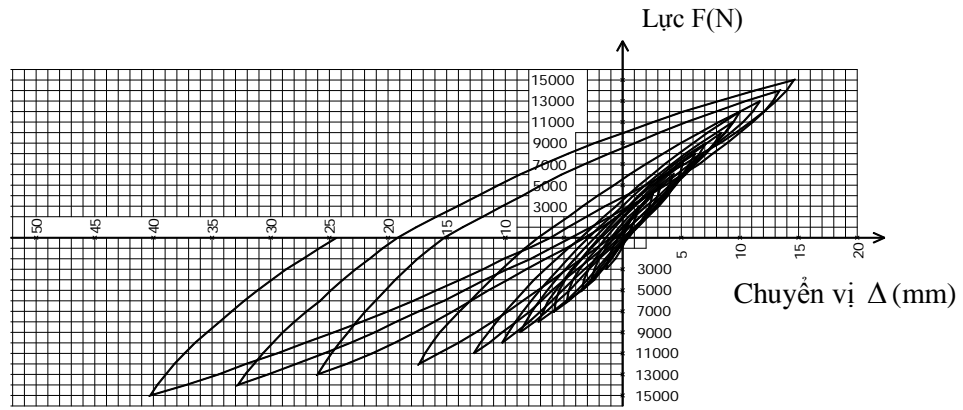
- Quá trình hình thành và mở rộng khe nứt trong bê tông.

Sơ đồ bố trí các thiết bị đo trên mô hình thí nghiệm được cho trong hình 4.

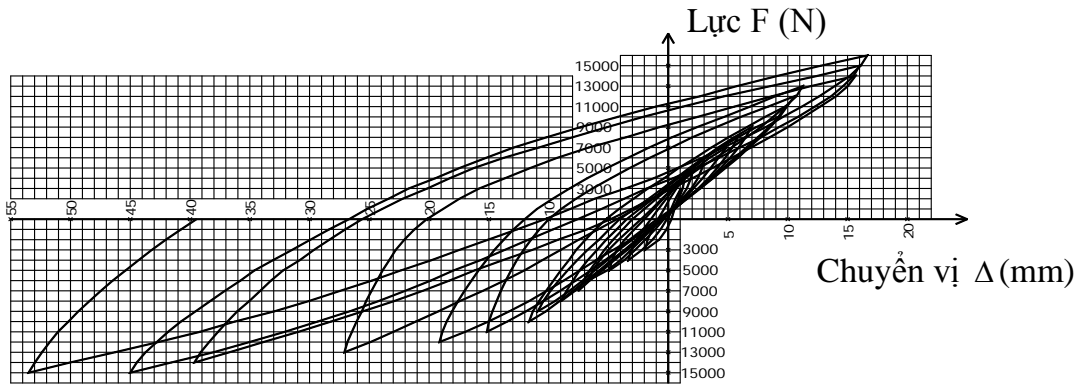
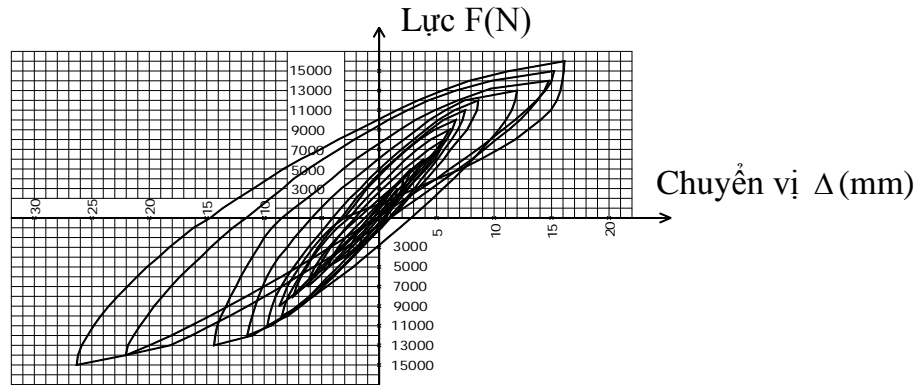
#### 5. Biểu diễn và đánh giá các kết quả thí nghiệm.

5.1. Quan hệ lực - chuyển vị ngang của các mô hình thí nghiệm.

Hình 6. Quan hệ lực – chuyển vị ngang của các mô hình nhóm một MH1



Hình 7. Quan hệ lực – chuyển vị ngang của các mô hình nhóm hai MH2



Hình 8. Quan hệ lực - chuyển vị ngang của các mô hình nhóm ba MH3

Hình 6, 7 và 8 là các đường cong trễ biểu diễn mối quan hệ giữa lực tác động ( $F$ ) và chuyển vị ngang ( $\Delta$ ) ở đầu mút công xôn của các mô hình thuộc nhóm một MH1, nhóm hai MH2 và nhóm ba MH3.

Ta nhận thấy rằng các đường cong trễ của các mô hình MH1 có các vòng trễ hẹp và nhọn hơn so với các vòng trễ của các mô hình MH2 và MH3. Điều này cho thấy khả năng phân tán năng lượng của các mô hình MH1 kém hơn so với các mô hình thuộc các nhóm khác. Tuy vậy các vòng trễ của các mô hình thuộc cả 3 nhóm đều tương đối đầy đặn và ổn định trong các chu kỳ chất và dỡ tải đặc biệt là

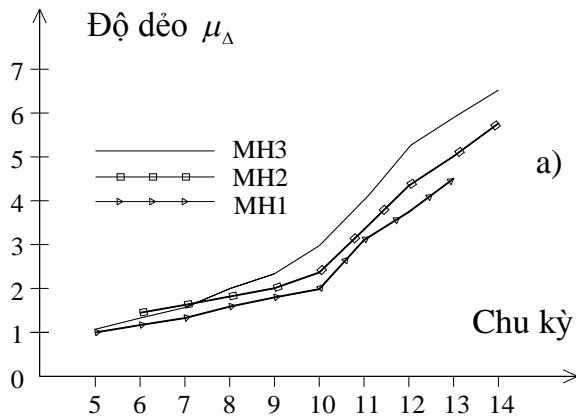
ở các mô hình MH2. ở các bán chu kỳ âm, khi tải trọng ngang  $F$  lớn việc phục hồi của các mô hình lúc dỡ tải chậm hơn so với ở các bán chu kỳ dương, đặc biệt là ở các mô hình MH3.

### 5.2. Độ dẻo chuyển vị của các mô hình thí nghiệm.

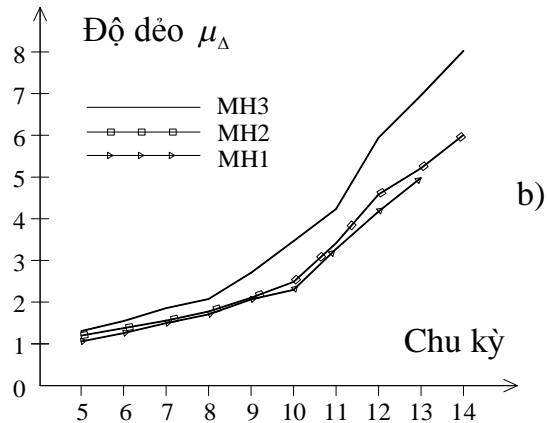
Độ dẻo chuyển vị của các mô hình thí nghiệm ở mỗi chiều chất tải (dương hoặc âm) được xác định theo biểu thức (1) trong đó  $\Delta_u$  được thay bằng  $\Delta_{max}$  là chuyển vị lớn nhất tại điểm tác động lực ở mỗi bán chu kỳ chất tải còn  $\Delta_y$  - chuyển vị ở tại điểm tác động lực ứng với thời điểm khi cốt thép dọc bắt đầu chảy dẻo. Theo kết quả thí nghiệm, cốt thép dọc được xem

là bắt đầu chảy dẻo khi biến dạng tương đối của nó đạt tới giá trị bằng 0,15%.

Đồ thị biểu diễn mối quan hệ giữa độ dẻo



chuyển vị và chu kỳ chất tải theo chiều tác động tải trọng của các mô hình thí nghiệm được cho trong hình 9.



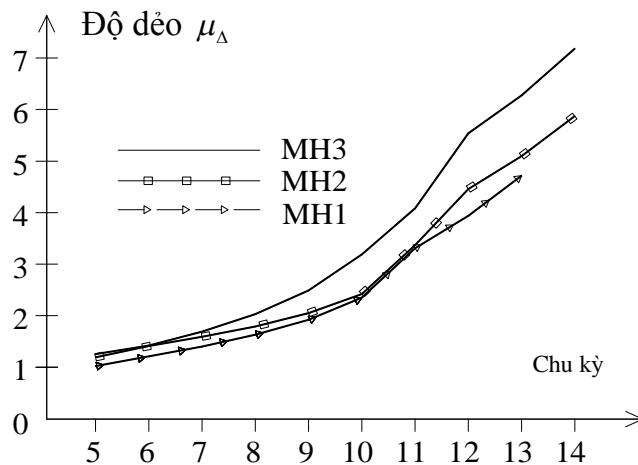
**Hình 9.** Biến thiên độ dẻo chuyển vị theo bán chu kỳ dương(a) và âm (b) của các mô hình

Trong quá trình lực tác động đổi chiều, chuyển vị không đàn hồi của các mô hình thí nghiệm chịu nhiều ảnh hưởng của các biến dạng dẻo và sự suy giảm độ bền lẫn độ cứng theo chu kỳ. Để xét tới các yếu tố này, hệ số độ dẻo chuyển vị của các mô hình thí nghiệm được xác định theo biểu thức sau [1]:

$$\mu_{\Delta} = \frac{|\Delta_{\max}^+| + |\Delta_{\max}^-|}{|\Delta_y^+| + |\Delta_y^-|} \quad (2)$$

trong đó:  $\Delta_{\max}^+$  và  $\Delta_{\max}^-$  tương ứng là chuyển vị lớn nhất dương và âm trong một chu kỳ chất đỡ tải;  $\Delta_y^+$  và  $\Delta_y^-$  tương ứng là chuyển vị dương và âm lúc cốt thép dọc bắt đầu chảy dẻo.

**Hình 10.** Biến thiên độ dẻo chuyển vị của các mô hình thí nghiệm theo chu kỳ

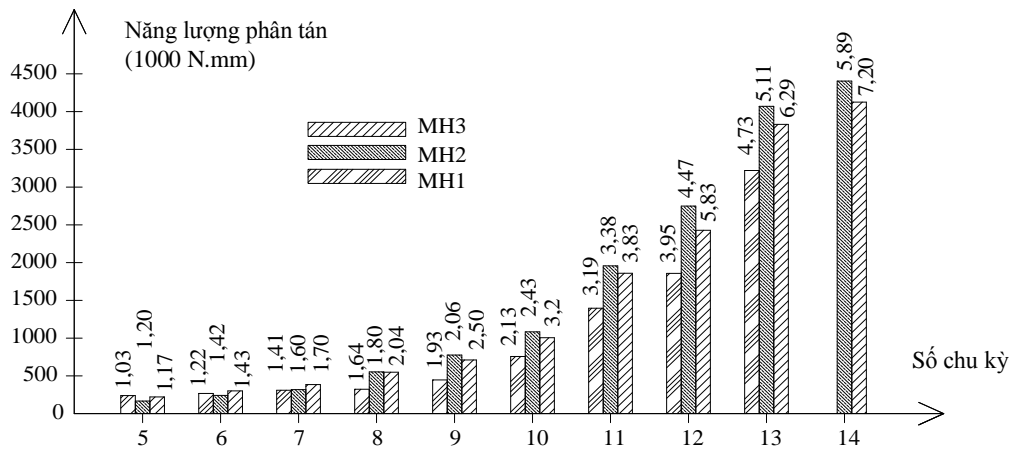


Các mô hình MH3 có độ dẻo chuyển vị ổn định và lớn hơn các mô hình MH1 trong suốt quá trình chất tải. Tuy các mô hình MH3 có độ dẻo chuyển vị lớn ở các chu kỳ chất tải lớn, nhưng không có ý nghĩa do độ cứng và độ bền của chúng đã bị suy giảm nghiêm trọng (xem hình 12).

### 5.3. Sự phân tán năng lượng

Năng lượng do kích thủy lực truyền vào đầu mút công xôn ở các mô hình thí nghiệm

chủ yếu được phân tán qua biến dạng không đàn hồi của bê tông và cốt thép tại vùng tới hạn. Lượng năng lượng phân tán được biểu thị qua diện tích nằm trong vòng trễ ở mỗi chu kỳ chất - đỡ tải đầy đủ trong đồ thị lực - chuyển vị. Hình 11 biểu diễn lượng năng lượng được phân tán ở các mô hình thí nghiệm theo số chu kỳ chất - đỡ tải đầy đủ và theo độ dẻo chuyển vị  $\mu_{\Delta}$ .



**Hình 11.** Quan hệ giữa năng lượng được phân tán và số chu kỳ chất tải

Hình 11 cho thấy, ở các chu kỳ chất tải thấp, khả năng phân tán năng lượng của các mô hình đều bé và gần giống nhau. ở các chu kỳ chất tải lớn, khả năng phân tán năng lượng của các mô hình MH2 lớn hơn các mô hình của các nhóm còn lại. Cụ thể ở chu kỳ chất tải thứ 12, khả năng phân tán năng lượng của các mô hình MH2 lớn hơn các mô hình MH1: 1,48 lần và lớn hơn các mô hình MH3: 1,13 lần.

Sau chu kỳ chất tải 13, khả năng phân tán năng lượng của các mô hình nhóm ba MH3 tuy vẫn còn lớn nhưng không có ý nghĩa do độ cứng và độ bền của chúng đã suy giảm nghiêm trọng.

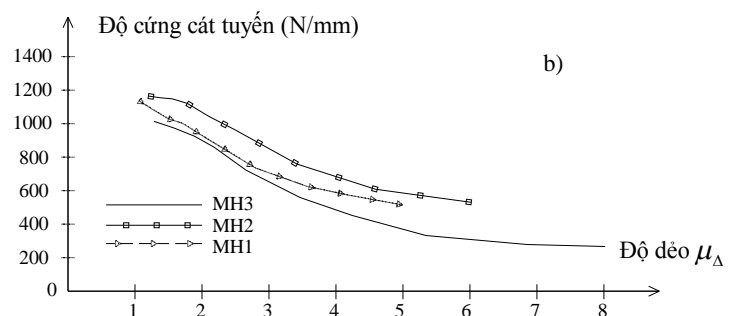
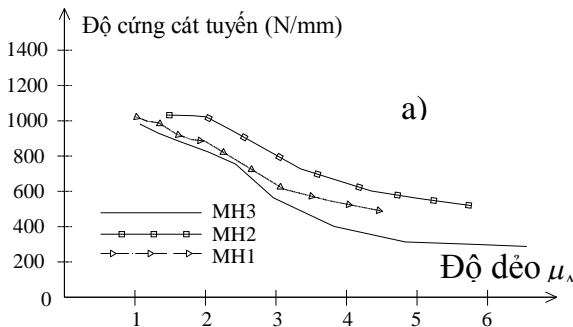
#### 5.4. Sự suy giảm độ cứng.

Độ cứng là khả năng của cấu kiện chống lại biến dạng khi chịu các tác động. Nó được biểu thị dưới dạng tỷ số giữa lực tác động  $F$  và chuyển vị tương đối  $\Delta$  [5]:

$$K = \frac{F}{\Delta} \quad (3)$$

Hình 12 cho các đường cong biểu diễn sự biến thiên độ cứng cát tuyến trung bình của các mô hình thí nghiệm theo độ dèo  $\mu_{\Delta}$ .

Theo hình 12 ta thấy các mô hình MH2 có độ cứng cát tuyến lớn hơn các mô hình MH1 khoảng 10% và lớn hơn các mô hình MH3 khoảng 36%.



**Hình 12.** Quan hệ giữa độ cứng cát tuyến và độ dèo chuyển vị của các nhóm mô hình thí nghiệm theo chiều dương (a) và chiều âm (b) của tác động.

Khi độ dèo nhỏ, sự suy giảm độ cứng của các mô hình MH2 chậm hơn so với các mô hình MH1 và MH3. Khi độ dèo tăng, tốc độ suy giảm độ cứng của các mô hình MH3 nhanh hơn các mô hình MH2 và MH1. ở chu kỳ chất tải thứ 12, độ cứng của các mô hình suy giảm như sau: nhóm MH1 suy giảm 2,25 lần, nhóm MH2 suy giảm 1,8 lần, còn nhóm

MH3 suy giảm 2,48 lần. ở chu kỳ chất tải 14, độ cứng ngang của các mô hình MH3 suy giảm gần 2,7 lần trong khi các mô hình MH2 suy giảm gần 2,1 lần. Với cùng một độ dèo chuyển vị  $\mu_{\Delta} = 5$  độ cứng của của các mô hình MH1, MH2 và MH3 giảm tương ứng là 2,2; 1,9 và 3 lần.

### Kết luận

- Ảnh hưởng của lực cắt và hàm lượng cốt thép dọc tới biến dạng dẻo của các cấu kiện bê tông cốt thép

Độ lớn lực cắt và hàm lượng cốt thép dọc ở tại vùng tới hạn của dầm có ảnh hưởng lớn tới biến dạng dẻo của chúng. Hàm lượng cốt thép dọc thấp sẽ làm giảm lực cắt phát sinh, và đồng thời với nó là việc giảm ứng suất nén trong bê tông. Hệ quả của sự kết hợp này sẽ làm giảm tốc độ suy giảm khả năng phân tán năng lượng của dầm. Như vậy, việc gia tăng cốt thép dọc bố trí ở sát các mặt dầm cạnh các gối tựa không những không có lợi mà còn gây ra tác hại trong việc làm phát sinh lực cắt lớn tại các vùng tới hạn.

- Ảnh hưởng của cốt thép đai tới biến dạng dẻo của cấu kiện.

Sự gia tăng hàm lượng cốt thép đai trong vùng tới hạn của dầm đã dẫn tới các hệ quả sau:

i) Làm gia tăng độ dẻo chuyển vị, trung bình khoảng 1,1 lần và kéo dài thời gian biến

dạng dẻo;

ii) Làm gia tăng khả năng phân tán năng lượng, trung bình khoảng gần 1,4 lần;

iii) Làm gia tăng độ cứng ngang trung bình khoảng 1,25 lần và làm cho tốc độ suy giảm độ cứng chậm hơn khi gia tăng các chu kỳ chất dỡ tải;

iv) Làm tăng khả năng chống cắt của cấu kiện, giảm nguy cơ bị phá hoại dòn.

Như vậy cốt đai trong vùng tới hạn có ảnh hưởng rất lớn tới biến dạng dẻo của cấu kiện. Việc giảm bước cốt thép đai làm tăng hiệu quả của việc bó bê tông (cản trở biến dạng ngang) do các vùng cấu kiện không bị bó giữa các cốt đai kề nhau nhỏ hơn. Việc giảm bước cốt thép đai đồng thời cũng làm tăng độ ổn định của cốt thép dọc, góp phần quan trọng vào việc gia tăng hiệu quả bó bê tông

- Độ dẻo của các cấu kiện được cấu tạo theo TCXDVN 356:2005[9]

Kết quả cho thấy độ dẻo chuyển vị của các mô hình MH1 bằng khoảng 0,9 độ dẻo chuyển vị của các mô hình MH2.

Bảng 3. Độ dẻo chuyển vị của các mô hình MH1 và MH2

Chu kỳ	5	6	7	8	9	10	11	12	13
$\mu_{MH1}$	1,03	1,22	1,41	1,64	1,93	2,13	3,19	3,95	4,73
$\mu_{MH2}$	1,20	1,42	1,60	1,80	2,06	2,43	3,38	4,47	5,11
$\mu_{MH1}/\mu_{MH2}$	0,86	0,86	0,88	0,91	0,94	0,88	0,94	0,88	0,93

Như vậy, kết quả thí nghiệm cho thấy các kết cấu BTCT được cấu tạo theo tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 356 : 2005[9] (và rộng hơn TCVN 5574:1991[10]) có độ dẻo chuyển vị lớn hơn so với giá trị quy định trong tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 375:2006[8] cho loại công trình được thiết kế theo các tiêu chuẩn không kháng chấn lâu nay vẫn áp dụng ở Việt Nam. Điều này cho phép các kỹ sư thiết kế có thể sử dụng tiêu chuẩn TCXDVN 356:2005[9] kết hợp với TCXDVN 375:2006[8] trong thiết kế các công trình chịu động đất theo quan niệm mới. Sự kết hợp này sẽ cho phép đơn giản hoá được quy

trình thiết kế cũng như kiểm tra được khả năng chống động đất của các công trình đã được thiết kế trước đây theo quan niệm cũ.

Do hệ số ứng xử  $q$  nằm trong giới hạn  $\sqrt{2\mu-1} \leq q \leq \mu$  và chịu nhiều ảnh hưởng của các yếu tố khác nhau [5], nên đối với các công trình khung BTCT được tính toán và cấu tạo theo các quy định của TCXDVN 356:2005[9] hoặc TCVN 5574:1991[10] có thể dùng hệ số ứng xử  $q$  khi thiết kế chịu động đất cho trường hợp cấp dẻo trung bình (DCM) bằng khoảng 80% hệ số ứng xử  $q$  quy định trong TCXDVN 375:2006[8] (bảng 4)

Bảng 4. Hệ số ứng xử  $q$  dùng trong thiết kế khung BTCT có cấp dẻo trung bình

Loại hệ kết cấu	Thiết kế theo TCXDVN 375:2006[8]	Thiết kế theo TCXDVN 356:2005[9]
Hệ khung, hệ hỗn hợp	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$	2,4 $\alpha_u/\alpha_1$



Do số mẫu thử và quy mô thí nghiệm còn hạn chế nên để có các kết luận có độ tin cậy cao hơn và mở rộng sang các hệ kết cấu khác cần phải tiếp tục thực hiện thêm một số các thí nghiệm trong tương lai.

**Lời cảm ơn.** Công trình nghiên cứu này đã được thực hiện nhờ sự giúp đỡ tinh thần và

*vật chất của lãnh đạo Viện khoa học công nghệ xây dựng. Các tác giả xin cảm ơn các cán bộ và kỹ thuật viên Viện chuyên ngành Kết cấu công trình xây dựng - Phòng động đất đã giúp đỡ và tham gia trong quá trình chế tạo các mô hình và thực nghiệm thí nghiệm.*

### **Tài liệu tham khảo**

1. Amr S. Elnashai; Luigi Di Sarno., Fundamentals of Earthquake Engineering., A John Wiley & Son Ltd, Publication – 2008
2. George G. Penelis, Andreas J. Kappos., Earthquake - resistant Concrete Structures E&FN SPON 1997
3. Hiroyuki Aoyama (Editor)., Design of modern highrise reinforced concrete structures Imperial College Press 2001
4. Nguyễn Lê Ninh., Động đất và thiết kế công trình chịu động đất, Nhà xuất bản Xây Dựng - Hà Nội - 2007
5. Nguyễn Lê Ninh., Cơ sở lý thuyết tính toán công trình chịu động đất Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật - Hà Nội 2010.
6. Park R. ; Paulay T. Reinforced Concrete Structures., A Wiley interscience publication 1975
7. Paulay T. ; Priestley M. J. N. Seismic design of reinforced concrete and masonry A Wiley interscience publication 1992
8. TCXDVN - 375:2006. Thiết kế công trình chịu động đất.
9. TCXDVN 356:2005. Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế
10. TCVN 5574:1991. Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế

### **Abstract:**

#### **EXPERIMENTAL STUDY OF THE DUCTILITY AND FACTORS INFLUENCING DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS**

*This article show the experiment result of reinforced concrete beam model works under the pseudo-static load of which changing the direction. The model reproduce the working condition of beam in frame under horizontal load which are divided into 3 cataloges follow the non-seismic design code of Vietnam – TCXDVN 356:2005[9] and seismic design code TCXDVN 375:2006[8]. The result shown the ductile deformation and energy dispersion of the model and also the factors affect the ductile, especially the shear force, the content of longitudinal reinforce and the distance of stirrup. The experiment results also show that, the beam which is designed and follow TCXDVN 356:2005[9] have a high ductile deformation and can be combined with TCXDVN 375:2006[8] to design the reinforce concrete frame to resist the seismic load.*