

# THÍ NGHIỆM MỐI NỐI NHÀ CÔNG NGHIỆP HÓA CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT (PHẦN 3)

PGS.TS. **TRẦN CHÙNG**, PGS.TS. **VÕ VĂN THẢO**, TS. **LÊ MINH LONG**, TS. **ĐỖ TIẾN THỊNH**,  
KS. **NGÔ MẠNH TOÀN**, ThS. **TRẦN NGỌC CƯỜNG**, KS. **NGUYỄN TRUNG KIÊN**  
Viện KHCN Xây dựng

Tóm tắt: Từ năm 2009 đến năm 2011, nhóm nghiên cứu thuộc Viện KHCN Xây dựng đã tiến hành khảo sát thực nghiệm sự làm việc và ảnh hưởng tương hỗ của các mối nối sử dụng trong loại nhà bán lắp ghép đang được phát triển tại Việt Nam dưới tác động động đất, một vấn đề đang được các nhà quản lý và xã hội quan tâm. Do khối lượng công việc và phạm vi giới hạn của mỗi số trong Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng nên kết quả nghiên cứu sẽ được đăng trong 3 số (1/2012, 2/2012 và 3/2012) của Tạp chí. Trong số này, bài báo sẽ trình bày phần kết quả thí nghiệm, kết luận và kiến nghị.

## 1. Kết quả thí nghiệm

### 1.1 Sơ đồ và sự phát triển của vết nứt

#### 1.1.1 Phương pháp khảo sát vết nứt

Trong quá trình gia tải, các vết nứt mới được ghi nhận, vẽ lại và chụp ảnh tại thời điểm tương ứng với các giá trị tải trọng ngang lớn nhất theo chiều đẩy (+) và chiều kéo (-) của mỗi chu kỳ gia tải. Sự phát triển của vết nứt được theo dõi, ghi nhận trong suốt quá trình thí nghiệm. Bên cạnh đó, bề rộng vết nứt được đo đạc, ghi nhận tại thời điểm tương ứng với các giá trị tải trọng ngang lớn nhất theo chiều đẩy (+), chiều kéo (-) và thời điểm kết thúc của mỗi chu kỳ gia tải theo quy trình gia tải đã chọn lựa.

#### 1.1.2 Sự hình thành và phát triển vết nứt trong quá trình thí nghiệm

a. Trước khi gia tải: Trước khi tiến hành gia tải, kiểm tra sự có mặt của bất kỳ vết nứt do co ngót bê tông. Kết quả kiểm tra cho thấy không có vết nứt nào xuất hiện trên mô hình thí nghiệm trước khi gia tải.

b. Trong và ngay sau khi kết thúc quá trình gia tải trọng đứng, qua theo dõi trên mô hình chưa hình thành và xuất hiện các vết nứt nào.

c. Trong quá trình gia tải trọng ngang, vết nứt đầu tiên được ghi nhận tại cấp tải  $0,5 P_{tk}$ . Ở chiều đẩy (+), vết nứt xuất hiện tại vị trí đầu dầm D2, nút 5, cách bề mặt vách khoảng 30 cm. Vết nứt xuyên suốt chiều dày của phần sàn, từ biên của sàn vào đến mép dầm và chỉ xuất hiện ở một nửa bề rộng sàn. Tuy nhiên vết nứt này chưa phát triển sang phần dầm tiền chế. Bề rộng vết nứt ghi nhận được là 0,15 mm. Ở chiều kéo (-), vết nứt xuất hiện tại vị trí đầu dầm D1, nút 2, tại vị trí mép cột. Tương tự vết nứt trước, vết nứt này cũng xuyên suốt chiều dày của sàn và dài từ mép sàn đến mép dầm, ở nửa bề rộng sàn phía Bắc và chưa phát triển sang phần dầm tiền chế. Bề rộng vết nứt ghi nhận được là 0,15 mm.

Ở cấp tải ứng với  $\theta = 0,125 \%$ , một số vết nứt tách mới xuất hiện ở chân cột C1, C3 tại vị trí tiếp giáp với mặt móng, vách V1 (tầng 1), đầu dầm D1, D2, D3, D4, cũng như tại các vị trí mối nối giữa dầm và cột, dầm và vách. Quá trình hình thành vết nứt của các cấu kiện và mối nối được mô tả cụ thể như sau:

- Cột C1, C3: Không có vết nứt nào xuất hiện trong phạm vi phần thân của cột tiền chế. Chỉ có duy nhất vết nứt tách tại vị trí tiếp giáp giữa cột với mặt móng. Đây chính là vị trí phần vữa chèn chân cột. Bề rộng vết nứt lớn nhất ghi nhận được là 0,35 mm;

## KHẢO SÁT - THIẾT KẾ XÂY DỰNG

- *Vách V1 tầng 1*: Bên cạnh vết nứt tại vị trí chân vách tiếp giáp với mặt móng, một số vết nứt khác xuất hiện ở phần thân vách trong khoảng một phần ba phía dưới của vách. Vết nứt thấp nhất cách mặt móng 24 cm. Bề rộng lớn nhất của các vết nứt này là 0,15 mm ở chiều dầy và 0,05 mm ở chiều kéo. Các vết nứt này khép kín ở thời điểm kết thúc của mỗi chu kỳ gia tải;

- *Đầu dầm D1, D2, D3, D4*: Các vết nứt xuất hiện ở cấp tải  $0,5 P_{tk}$  đã phát triển ra toàn bộ bề rộng của sàn. Ngoài ra, trên tất cả các dầm, một số vết nứt mới cũng xuất hiện tại khu vực đầu dầm. Bề rộng lớn nhất của các vết nứt trên các dầm là 0,3 mm, được ghi nhận ở đầu dầm D1 phía nút 5;

- *Mối nối dầm – cột*: Ở cấp tải ứng với  $\theta = 0,125\%$ , tại tất cả các vị trí mối nối liên kết giữa dầm và cột đều xuất hiện các vết nứt tách dọc theo đường tiếp giáp của hai cấu kiện. Đây cũng chính là vị trí đỡ vữa chèn khi tiến hành lắp ráp cấu kiện dầm tiền chế. Bề rộng lớn nhất ghi nhận được là 0,3 mm;

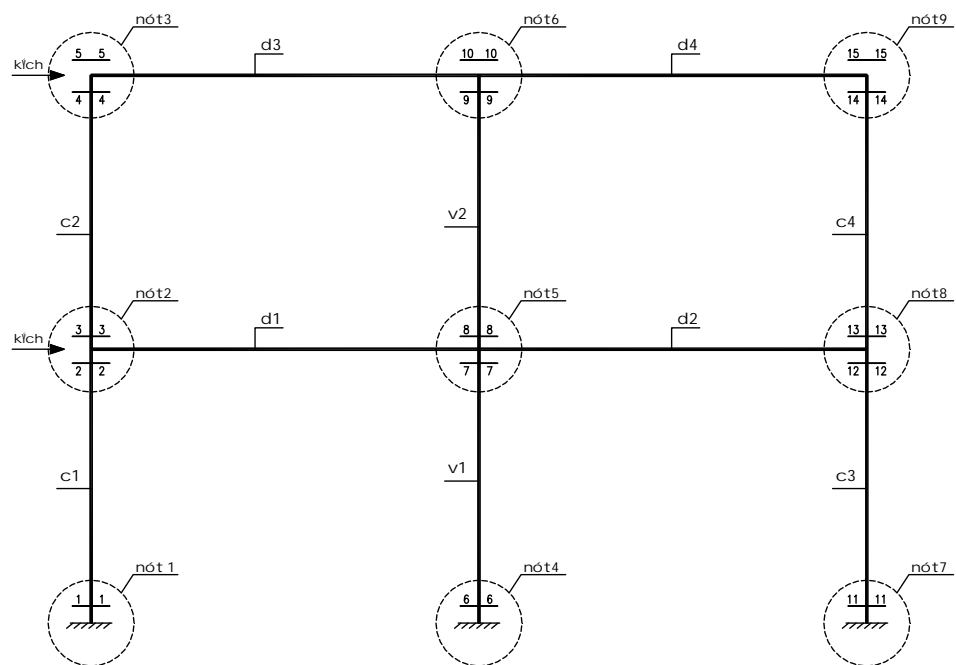
- *Mối nối dầm – vách*: Ở cấp tải ứng với  $\theta = 0,125\%$ , tại các vị trí mối nối liên kết giữa dầm và vách đều ghi nhận được sự chuyển dịch tương đối giữa dầm và vách. Vì dầm được kê chìm một đoạn là 4 cm vào trong vách đỡ tại chỗ nên không thể quan sát trực tiếp được vết nứt tách như trong trường hợp mối nối dầm – cột;

Ký hiệu của các cấu kiện và các nút được cho trong hình 1. Ảnh chụp các vết nứt của mô hình thí nghiệm theo các cấp gia tải được cho trong Hình 2 và hình 3. Bản vẽ sơ đồ vết nứt ở cấp tải ứng với  $\theta = \pm 0,125\%$  được cho trong hình 4. Tổng hợp giá trị bề rộng vết nứt lớn nhất trên các cấu kiện được cho trong Bảng 1.

Từ các kết quả ghi nhận được qua sự hình thành và phát triển vết nứt trên các cấu kiện và mối nối liên kết, có thể cho phép dự báo sơ bộ sẽ hình thành hình ảnh liên kết khớp tại các liên kết dầm – cột, dầm – vách, cột – móng; đồng thời thể hiện vị trí vùng tới hạn mà tại đó sẽ xuất hiện khớp dẻo. Tuy nhiên, các thông tin chính xác hơn về sự hình thành, vị trí, thứ tự của các khớp hoặc khớp dẻo chỉ có thể xác định được ở các cấp tải lớn hơn.

**Bảng 1.** Tổng hợp giá trị bề rộng vết nứt các cấu kiện

Cấp tải	Chiều gia tải	Vị trí		Bề rộng vết nứt (mm)	Ghi chú
		Cấu kiện	Nút		
0,5 P <sub>tk</sub>	(+)	Dầm D2	5	0,15	
	(-)	Dầm D1	2	0,15	
$\theta = 0,125\%$	(+)	Dầm D2	5	0,25	
		Dầm D1	5	0,30	
		Dầm D2	8	0,25	
		Dầm D4	6	0,10	
		Vách V1	4	0,15	
	(-)	Dầm D3	3	0,20	
		Dầm D1	2	0,20	
		Dầm D2	8	0,25	
Vách V1		4	0,05		



Hình 1. Ký hiệu của các cấu kiện và nút



a) Mặt trên sàn



b) Mặt dưới sàn

Hình 2. Ảnh chụp vết nứt tại cấp tải  $\pm 0,5 P_{tk}$

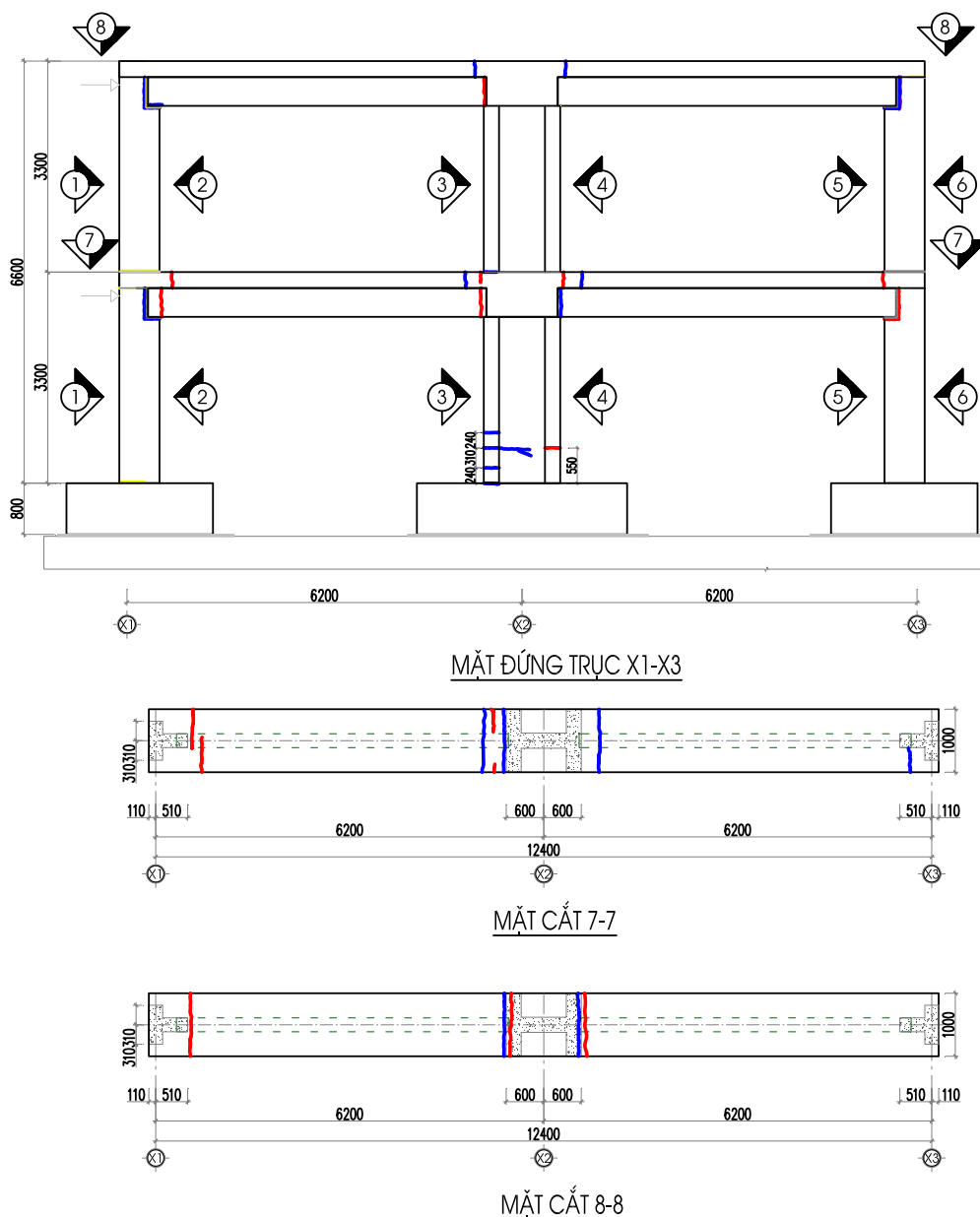


a) Dầm D2, nút 5



b) Vách V1, vị trí chân vách

Hình 3. Ảnh chụp vết nứt tại cấp tải ứng với  $\theta = 0,125\%$



Hình 4. Sơ đồ vết nứt tại cấp tải ứng với  $\theta = 0,125\%$

### 1.2 Dự đoán ứng xử tổng thể của mô hình thí nghiệm thông qua phân tích kết cấu

Để dự đoán kết quả thí nghiệm, sử dụng phần mềm ETABS để phân tích sự làm việc của mô hình thí nghiệm.

Mô hình được mô phỏng bằng phần mềm ETABS là một khung hai tầng, hai nhịp tương tự như mô hình thí nghiệm tại thực tế. Trụ mô hình có tiết diện chữ T, kích thước tổng thể 620x620 mm, chiều dày cánh và bụng đều là 220 mm. Dầm và sàn được mô hình hóa thành một dầm chữ T, có chiều rộng cánh bằng chiều rộng sàn là 1000 mm, chiều cao dầm chữ T bằng chiều cao dầm mô hình thí nghiệm là 700 mm, cánh có chiều dày bằng chiều dày hai lớp sàn là 250 mm (=190 + 60 mm), bụng dầm chữ T rộng 220 mm. Vách được mô hình hóa như một tiết diện chữ H, chiều rộng cánh 1000 mm, chiều cao tiết diện 1200 mm, chiều dày cánh và bụng là 220 mm. Dầm, trụ, vách đều được mô hình là các phần tử thanh.

Các trường hợp phân tích:

Mô hình được phân tích theo ba trường hợp. Trong cả ba trường hợp, liên kết cột - móng, cột – cột được mô phỏng là liên kết ngàm. Liên kết dầm - cột, dầm - vách được mô hình hóa theo các trường hợp như sau:

- Trường hợp 1: Liên kết dầm – cột, dầm – vách là liên kết ngàm;
- Trường hợp 2: Liên kết dầm – cột là liên kết khớp, dầm – vách là liên kết ngàm;
- Trường hợp 3: Liên kết dầm – cột, dầm – vách đều là liên kết khớp.

Tải trọng đưa vào mô hình tính toán bao gồm: tải trọng đứng và tải trọng ngang:

- Tải trọng đứng (ĐỨNG): gồm tải trọng tác dụng lên đầu cột là 500 kN, đầu vách là 1000 kN, lên mỗi dầm là 60 kN, chia vào hai điểm;

- Tải trọng ngang (NGANG): được lấy theo tải trọng thí nghiệm thực tế lấy từ số liệu LVDT của kích. Ở đây chọn hai trường hợp: tải trọng đẩy đi có  $F1 = 117,4$  kN,  $F2 = 459,5$  kN; tải trọng kéo về có  $F1 = -172$  kN,  $F2 = -390$  kN.

Có hai tổ hợp tính toán được xét đến:

- Tổ hợp 1: Chỉ kể đến tác động của tải trọng ngang: COMB1 = NGANG;
- Tổ hợp 2: Kể đến tác động đồng thời của tải trọng đứng và tải trọng ngang: COMB2 = ĐỨNG + NGANG.

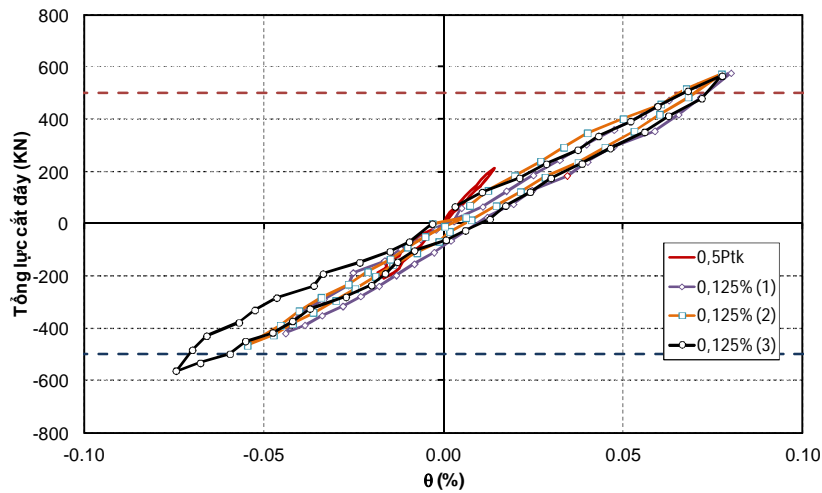
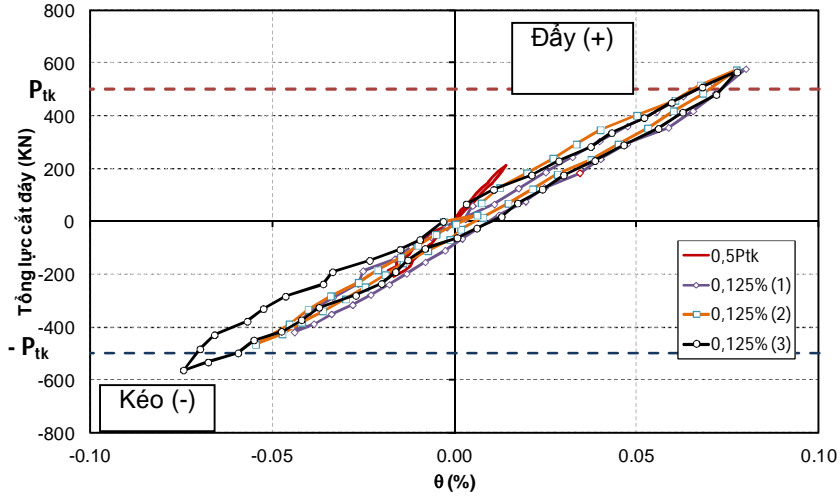
Kết quả tương ứng với từng trường hợp phân tích được đưa ra là độ chuyển vị ngang tỉ đối, được cho trong bảng 2.

**Bảng 2. Độ chuyển vị ngang tỉ đối của mô hình thí nghiệm theo tính toán**

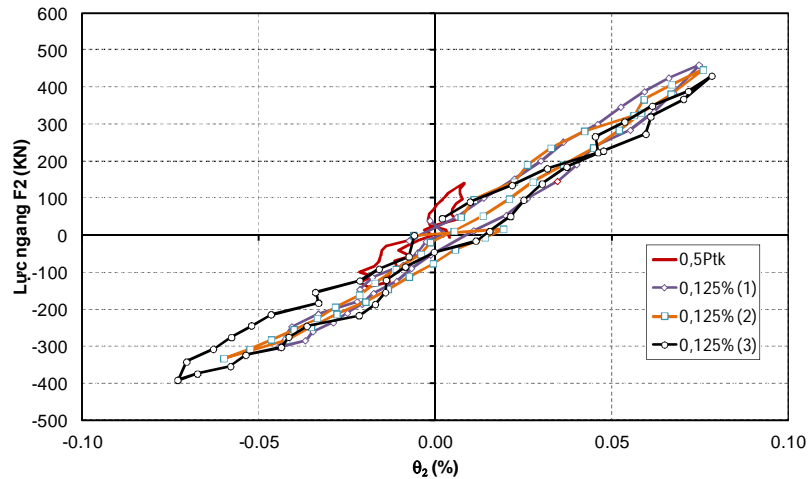
Cấp tải	Chiều gia tải	Lực ngang F1	Lực ngang F2	Liên kết					
				Dầm-cột: NGÀM		Dầm-cột: KHỚP		Dầm-cột: KHỚP	
		(kN)	(kN)	Dầm-vách: NGÀM	Dầm-vách: KHỚP	Dầm-vách: NGÀM	Dầm-vách: KHỚP	Dầm-vách: NGÀM	Dầm-vách: KHỚP
				$\theta 1$ (%)	$\theta 2$ (%)	$\theta 1$ (%)	$\theta 2$ (%)	$\theta 1$ (%)	$\theta 2$ (%)
0,125 %	(+)	117,4	459,5	0,067	0,097	0,091	0,161	0,133	0,258
	(-)	172,1	390,7	0,061	0,085	0,085	0,139	0,121	0,233

### 1.3 Phân tích ứng xử tổng thể của mô hình theo kết quả thí nghiệm

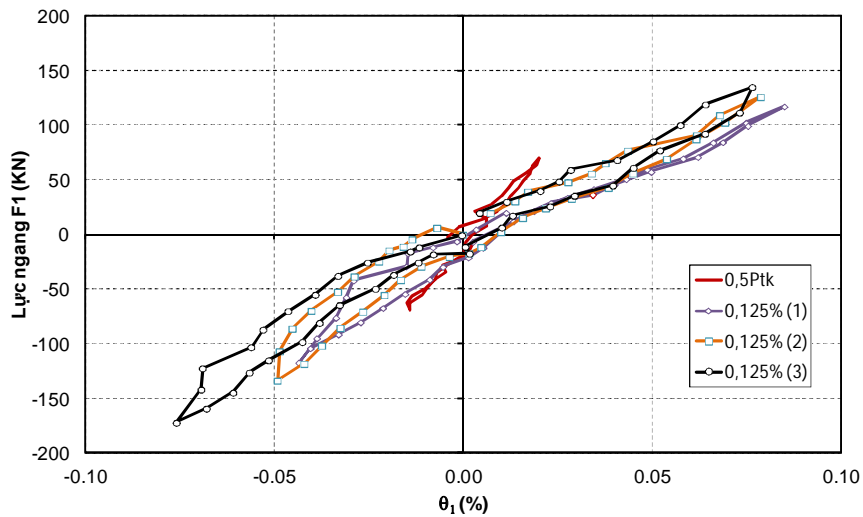
Ứng xử tổng thể của mô hình thí nghiệm được trình bày dưới dạng biểu đồ quan hệ Tổng lực cắt đáy ( $V_B$ ) – Độ chuyển vị ngang tỉ đối ( $\theta$ ) của mô hình thí nghiệm (Hình 5). Tổng hợp số liệu lực ngang, chuyển vị ngang của mô hình thí nghiệm ứng với các cấp tải được cho trong bảng 3.



Hình 5. Biểu đồ quan hệ Tổng lực cắt đáy – Độ chuyển vị ngang tỉ đối



Hình 6. Biểu đồ quan hệ Lực ngang F2 – Độ chuyển vị ngang tỉ đối, tầng 2



Hình 7. Biểu đồ quan hệ Lực ngang F1 – Độ chuyển vị ngang tỉ đối, tầng 1

Trong thí nghiệm này, chiều đẩy được quy ước là chiều dương, chiều kéo là chiều âm. Lực ngang trong kích thủy lực động được quy ước là dương với lực nén, âm với lực kéo.

Tổng lực cắt đáy được xác định bằng tổng của hai lực ngang ghi nhận được trên hai kích thủy lực động được xác định như sau:

$$V_B = F_1 + F_2 \quad (1)$$

trong đó:

$V_B$  - Tổng lực cắt đáy (kN);

$F_1$  - Lực ngang trong kích tầng 1 (kN);

$F_2$  - Lực ngang trong kích tầng 2 (kN).

Bảng 3. Lực ngang - Chuyển vị ngang theo kết quả thí nghiệm

Cách gia tải	Cấp tải	Chiều gia tải	$F_1$	$F_2$	$F_2/F_1$	$V_B$	$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\theta_{\Delta_1}/h$	$\theta_2=(\Delta_2-\Delta_1)/h$
			(kN)	(kN)		(kN)	(mm)	(mm)	(%)	(%)
Lực	0,1 $P_{tk}$	(+)	14,9	27,2	1,8	42,1	0,01	0,48	0,000	0,014
		(-)	-14,9	-27,3	1,8	-42,2	-0,17	-0,01	-0,005	0,005
	0,2 $P_{tk}$	(+)	29,77	54,4	1,8	84,2	0,21	0,61	0,006	0,012
		(-)	-27,01	-49,2	1,8	-76,2	-0,26	-0,23	-0,008	0,001
	0,5 $P_{tk}$	(+)	69,8	140,0	2,0	209,9	0,66	0,94	0,020	0,008
		(-)	-69,7	-139,6	2,0	-209,3	-0,47	-1,33	-0,014	-0,026
Chuyển vị	0,125% (Chu kỳ 1)	(+)	117,4	459,5	3,9	576,9	2,8	5,3	0,085	0,075
		(-)	-117,1	-302,2	2,6	-419,3	-1,4	-2,9	-0,043	-0,044
	0,125% (Chu kỳ 2)	(+)	126,1	446,9	3,5	573,0	2,6	5,1	0,079	0,076
		(-)	-133,4	-332,7	2,5	-466,1	-1,6	-3,6	-0,049	-0,060
	0,125% (Chu kỳ 3)	(+)	135,2	430,0	3,2	565,1	2,5	5,1	0,077	0,078
		(-)	-172,1	-390,7	2,3	-562,8	-2,5	-4,9	-0,076	-0,073

Ghi chú:

$\Delta_1$  - Chuyển vị ngang của sàn tầng 1

$\Delta_2$  - Chuyển vị ngang của sàn tầng 2

$h$  - Chiều cao tầng

## KHẢO SÁT - THIẾT KẾ XÂY DỰNG

Độ chuyển vị ngang tỉ đối được xác định như sau:

$$\theta = \frac{\Delta}{H} \times 100 \quad (2)$$

trong đó:

$\theta$  - Độ chuyển vị ngang tỉ đối (%);

$\Delta$  - Chuyển vị ngang tại cao trình sàn tầng 2 mô hình thí nghiệm (m);

$H$  - Chiều cao mô hình thí nghiệm, tính từ cao trình sàn tầng 2 đến mặt móng (m).

Tổng giá trị lực ngang do thiết kế đưa ra:

$$P_{ik} = 285,4 + 214,4 = 499,8 \text{ kN}$$

Giá trị này được biểu diễn trên cùng biểu đồ với số liệu thí nghiệm dưới dạng đường nét đứt (hình 5). Từ hình 5 có thể thấy, giá trị tổng lực cắt đáy lớn nhất đạt được ở cấp tải tương ứng với  $\theta = 0,125\%$  là +576,9 kN ở chiều đẩy và - 562,8 kN ở chiều kéo. Các giá trị này tương ứng bằng 1,15 và 1,13 lần giá trị tổng lực ngang thiết kế. Các giá trị tổng lực cắt đáy này tương ứng với độ chuyển vị ngang tỉ đối của tầng 1 là 0,085% (chiều đẩy), 0,076 % (chiều kéo), giá trị trung bình là 0,08 %, tầng 2 là 0,075 % (chiều đẩy), 0,073 % (chiều kéo), giá trị trung bình là 0,074 %.

Các giá trị lực ngang và độ chuyển vị ngang tỉ đối thu được từ thí nghiệm được so sánh với kết quả tính toán lí thuyết và điều kiện của tiêu chuẩn TCXDVN 375 : 2006 như sau:

### a) So sánh với kết quả tính toán của công trình thực

Độ chuyển vị ngang tỉ đối của tầng 14 và tầng 15 của công trình thực do tải trọng động đất gây ra, tính toán với phổ phản ứng thiết kế, tương ứng là 0,068 % và 0,071 %. Có thể thấy giá trị chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm là tương đối phù hợp với giá trị chuyển vị ngang tỉ đối tính toán của tầng 14 và tầng 15 của công trình thực.

### b) So sánh với kết quả tính toán của mô hình thí nghiệm

Kết quả tính toán độ chuyển vị ngang tỉ đối của tầng 1 và tầng 2 của mô hình thí nghiệm tương ứng với giá trị lực ngang ghi nhận được ở cấp tải  $\pm 0,125\%$  và các giả thiết liên kết giữa dầm và cột, dầm và vách là ngàm hoặc khớp được cho trong bảng 2.

Từ bảng 2 và bảng 3 có thể thấy: kết quả thí nghiệm phù hợp nhất với kết quả tính toán trong trường hợp giả thiết các liên kết dầm-cột, dầm-vách là ngàm. Các trường hợp tính toán với giả thiết liên kết dầm - cột là khớp, dầm – vách là ngàm và dầm - cột, dầm – vách đều là khớp cho kết quả độ chuyển vị ngang tỉ đối lớn hơn nhiều so với kết quả thí nghiệm.

### c) So sánh với điều kiện khống chế của tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006

Độ chuyển vị ngang tỉ đối cho phép đối với điều kiện hạn chế hư hỏng, theo mục 4.4.3.2 của tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006 là:

$$\theta = \frac{\Delta}{h} \leq 0,5\%$$

trong đó:

$\Delta$  - chuyển vị ngang tỉ đối của tầng đã xét đến hệ số chiết giảm  $\nu$  (m);

$h$  - chiều cao tầng (m).

Có thể thấy, kết quả độ chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm nhỏ hơn rất nhiều (xấp xỉ 16 %) giá trị độ chuyển vị ngang tỉ đối cho phép quy định trong tiêu chuẩn.



Ở cấp gia tải này ( $\theta = 0,125\%$ ), các thông tin như chuyển vị ngang và lực ngang tương ứng với thời điểm cốt thép bắt đầu chảy dẻo, thời điểm lực ngang đạt giá trị lớn nhất, thời điểm đạt đến biến dạng cực hạn của mô hình thí nghiệm,... vẫn chưa được xác định. Để có được các thông tin này thì cần phải tiến hành thí nghiệm với các cấp gia tải lớn hơn.

#### 1.4 Quan hệ Lực ngang - Góc xoay tại các nút liên kết

Tổng hợp các giá trị góc xoay lớn nhất được cho trong bảng 4.

##### a. Nút liên kết giữa cột-móng và vách- móng: nút 1, nút 4, nút 7

Nhìn chung giá trị góc xoay thu được vẫn còn nhỏ và quan hệ tương đối tuyến tính với lực ngang. Giá trị góc xoay lớn nhất ở cấp tải  $\pm 0,125\%$  của cột C1, vách V1, cột C3 tương ứng với chiều đẩy (+) lần lượt là 46,2, 24,4, 36,9 ( $\times 10^{-5}$  rad) và chiều kéo (-) lần lượt là -69,2, -24,8, -70,8 ( $\times 10^{-5}$  rad). Có thể thấy góc xoay của vách V1 với móng nhỏ hơn đáng kể so với góc xoay của cột C1 và C3 với móng (bằng khoảng 35%). Từ đó suy ra liên kết giữa vách và móng gần với quan niệm liên kết ngàm hơn so với liên kết cột với móng. Kết quả này là phù hợp với cấu tạo thực tế của mô hình thí nghiệm vì vách được thiết kế, chế tạo toàn khối với móng, trong khi cột chỉ được lắp ghép với móng. Bên cạnh đó, kích thước và số lượng cốt thép dọc của vách tại tiết diện sát với mặt móng cũng lớn hơn nhiều so với của cột.

##### b. Nút liên kết dầm - cột: nút 3, nút 8

Ở các cấp tải nhỏ (đến cấp tải  $0,5 P_{tk}$ ), giá trị góc xoay rất nhỏ. Đến cấp tải  $\pm 0,125\%$ , giá trị góc xoay lớn nhất ở nút 3 là 79,1 ( $\times 10^{-5}$  rad), nút 8 là 74 ( $\times 10^{-5}$  rad). Giá trị góc xoay không tỉ lệ tuyến tính với độ lớn của lực ngang. Giá trị góc xoay ở các nút này là lớn nhất so với các loại nút khác giá trị dư của góc xoay khi mô hình quay về trạng thái ban đầu là rất đáng kể. Kết quả này được lý giải như sau: Ở nút liên kết dầm - cột, chỉ có cốt thép liên kết từ bản sàn vào cột ở phía mặt trên của dầm. Ở phía mặt dưới, dầm chỉ được kê lên mặt cột, không có cốt thép nào của dầm được neo vào cột. Vì vậy, khi đầu dầm chịu mô men dương, đáy dầm dịch chuyển ngang gần như tự do so với cột (thể hiện bằng các vết nứt tách tại vị trí mối nối).

##### c. Nút liên kết giữa dầm và vách: nút 5, nút 6

Góc xoay tại nút 5 là góc xoay giữa dầm  $D_2$  và vách  $V_1$ . Góc xoay tại nút 6 là góc xoay giữa dầm  $D_3$  và vách  $V_2$ .

Có thể thấy giá trị góc xoay ở hai nút này thay đổi khá tuyến tính với giá trị lực ngang. Giá trị lớn nhất của góc xoay của nút 5 và nút 6 lần lượt là  $44,6 \times 10^{-5}$  rad và  $29,1 \times 10^{-5}$  rad ở chiều đẩy (+),  $34,3 \times 10^{-5}$  rad và  $42,9 \times 10^{-5}$  rad ở chiều kéo (-). Giá trị góc xoay ở hai nút này là tương đương nhau và nhỏ hơn góc xoay của liên kết dầm - cột (bằng khoảng 56%). Từ giá trị góc xoay này có thể suy ra liên kết dầm - vách gần với liên kết ngàm hơn so với liên kết dầm - cột. Kết quả này được lý giải như sau: Tại liên kết dầm - vách, ngoài cốt thép liên kết giữa sàn và vách ở mặt trên dầm thì ở mặt dưới của dầm có hai thanh cốt thép  $\phi 22$  được neo từ dầm vào vách. Hai thanh cốt thép này góp phần làm giới hạn góc xoay của dầm so với vách.

**Bảng 4. Bảng tổng hợp giá trị góc xoay các nút**

Đơn vị tính:  $10^{-5}$ rad

STT	Đại lượng	Giá trị góc xoay lớn nhất	
		Chiều đẩy (+)	Chiều kéo (-)
1	Góc xoay nút 1	46,2	-69,2
2	Góc xoay nút 3	-16,6	79,1
3	Góc xoay nút 4	24,4	-24,8
4	Góc xoay nút 5	44,6	-34,3
5	Góc xoay nút 6	-29,1	42,9
6	Góc xoay nút 7	-70,8	36,9
7	Góc xoay nút 8	-50	74,3

**1.5 Quan hệ Tổng lực cắt đáy – Biến dạng cốt thép**

Dữ liệu thu được từ các phiến đo biến dạng gắn trên cốt thép được vẽ thành biểu đồ quan hệ với tổng lực cắt đáy và được cho trong các hình từ Hình 8 đến hình 10. Trong các biểu đồ này, trục tung thể hiện tổng lực cắt đáy, trục hoành thể hiện giá trị biến dạng, đơn vị là  $\mu\epsilon$  ( $10^{-6}$  mm/mm). Tổng hợp giá trị biến dạng lớn nhất trong cốt thép của các cấu kiện được cho trong

**Bảng 5.** Kết quả thí nghiệm cho thấy, biến dạng trong cốt thép đạt giá trị lớn nhất bằng  $1038\mu\epsilon$  ở phiến T-39, vị trí chân vách V1, tại cấp tải 0,125 % chiều đẩy. Giá trị biến dạng lớn nhất trong cốt thép cột bằng  $457\mu\epsilon$  ở phiến T-27, chân cột C1. Giá trị biến dạng lớn nhất trong cốt thép dầm bằng  $530\mu\epsilon$  ở phiến T-31, dầm D1, nút 2.

Theo kết quả thí nghiệm vật liệu cốt thép, giá trị biến dạng khi cốt thép bắt đầu chảy dẻo ( $\epsilon_y$ ) là  $2060\mu\epsilon$ . Từ đó có thể thấy, giá trị biến dạng lớn nhất trong cốt thép của mô hình thí nghiệm (vị trí chân vách V1) mới đạt đến khoảng 50% giá trị biến dạng chảy  $\epsilon_y$ . Vì vậy có thể kết luận *chưa có vị trí nào trên mô hình thí nghiệm mà biến dạng trong cốt thép đạt đến giá trị biến dạng chảy.*

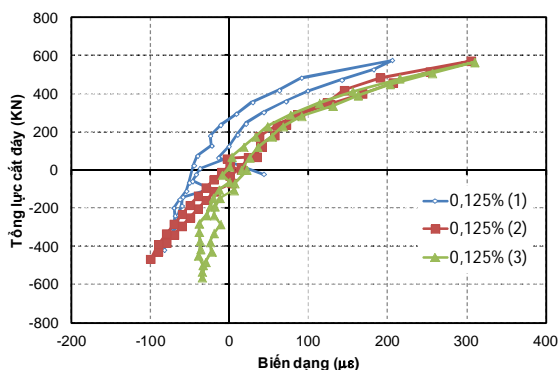
Biến dạng kéo lớn nhất trong cốt thép của các dầm đạt giá trị bằng  $530\mu\epsilon$  (D1),  $317\mu\epsilon$  (D2),  $461\mu\epsilon$  (D3),  $496\mu\epsilon$  (D4). Trong các cấu kiện dầm, phiến đo biến dạng được dán lên các thanh cốt thép  $\phi 16$  gia cường đầu dầm. Các thanh cốt thép này được thiết kế với mục đích để cho các dầm chịu một phần mô men âm. Từ kết quả thí nghiệm có thể thấy các thanh cốt thép này đã làm việc đúng với mục đích thiết kế.

Đối chiếu giữa đặc điểm biến dạng (kéo, nén) trong cốt thép với biểu đồ mô men của mô hình thí nghiệm thu được từ phân tích lý thuyết có thể thấy kết quả thí nghiệm là phù hợp với chiều của mô men uốn thu được từ tính toán lý thuyết.

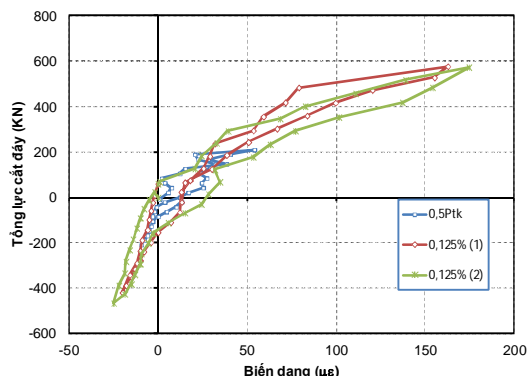
**Bảng 5.** Bảng tổng hợp giá trị biến dạng lớn nhất trong cốt thép của các cấu kiện

Thứ tự	Cấu kiện	Vị trí	Số hiệu phiến	Giá trị biến dạng lớn nhất ( $\mu\epsilon$ )	
				Chiều đẩy (+)	Chiều kéo (-)
1	Cột C1	Chân cột	Phiến thép T-26	310	-136
2	Cột C2	Chân cột	Phiến thép T-29	174	-41
3	Cột C3	Chân cột	Phiến thép T-51	457	-245
4	Cột C4	Chân cột	Phiến thép T-54	165	-140
5	Vách V1	Chân vách	Phiến thép T-35	685	-222
			Phiến thép T-39	-269	1053
6	Vách V2	Chân vách	Phiến thép T-42	710	-24
			Phiến thép T-47	-252	334
7	Dầm D1	Đầu nút 2	Phiến thép T-31	-194	530
		Đầu nút 5	Phiến thép T-40	505	-278
8	Dầm D2	Đầu nút 5	Phiến thép T-48	-238	317
		Đầu nút 8	Phiến thép T-55	100	-44
9	Dầm D3	Đầu nút 3	Phiến thép T-32	-85	461
		Đầu nút 6	Phiến thép T-59	357	-129
10	Dầm D4	Đầu nút 6	Phiến thép T-58	-85	496
		Đầu nút 9	Phiến thép T-56	105	-266

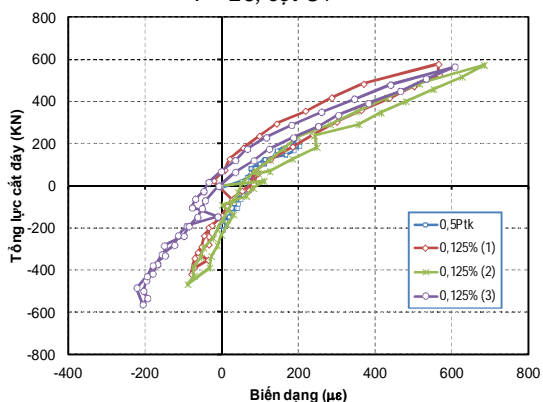
*Ghi chú: Giá trị biến dạng dương tương ứng với biến dạng kéo, giá trị âm tương ứng với biến dạng nén, các giá trị biến dạng được ghi nhận ở cấp tải  $\pm 0,125$  %.*



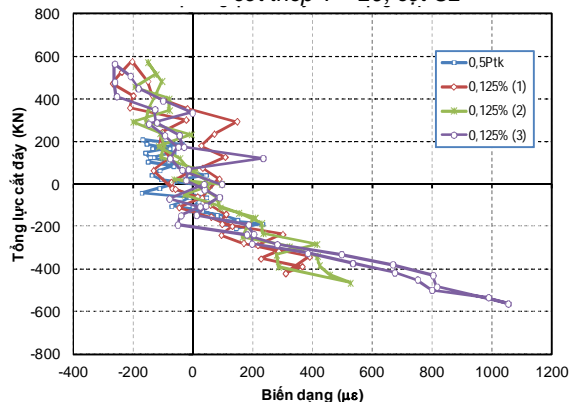
**Hình 8.** Quan hệ Tổng lực cắt đáy – Biến dạng cốt thép T – 26, cột C1



**Hình 9.** Quan hệ Tổng lực cắt đáy – Biến dạng cốt thép T – 29, cột C2



a) Phiến T – 35



b) Phiến T – 39

**Hình 10.** Quan hệ Tổng lực cắt đáy – Biến dạng cốt thép vách V1

## 2. Kết luận và kiến nghị

### 2.1 Kết luận

Trên cơ sở số liệu thực nghiệm nhận được từ thí nghiệm mô hình khung phẳng 2 tầng 2 nhịp bằng bê tông cốt thép bán lắp ghép tỉ lệ 1:1 chịu tác động đồng thời của tải trọng đứng và tải trọng ngang đảo chiều theo chu kỳ, có thể rút ra một số kết luận chính như sau:

- Giá trị chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm khá phù hợp với giá trị chuyển vị ngang tỉ đối tính toán của tầng 14 và tầng 15 của công trình thực;

- Giá trị chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm tương đương với kết quả phân tích mô hình ứng với trường hợp giả thiết các liên kết dầm-cột và dầm-vách là ngàm. Các trường hợp tính toán với giả thiết liên kết dầm-cột là khớp, dầm-vách là ngàm và dầm-cột, dầm-vách đều là khớp cho kết quả chuyển vị ngang lớn hơn nhiều so với kết quả thí nghiệm;

- Giá trị chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm nhỏ hơn rất đáng kể (xấp xỉ 16 %) so với giá trị chuyển vị ngang cho phép quy định trong tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006;

- Tương ứng với cấp tải  $\theta = 0,125\%$  chưa cho phép đánh giá đến khả năng tiêu tán năng lượng. Ở cấp gia tải này, vì tương ứng với giá trị tải trọng quy đổi còn nhỏ nên chưa nhận được các thông tin như chuyển vị ngang và lực ngang tương ứng với thời điểm cốt thép bắt đầu chảy dẻo, thời điểm lực ngang đạt giá trị lớn nhất, thời điểm đạt đến biến dạng cực hạn của mô hình thí nghiệm. Để đạt được các thông tin này thì cần phải tiến hành thí nghiệm với các cấp chuyển gia tải lớn hơn.

Kết quả thí nghiệm nhận được cho thấy loại mối nối sử dụng trong mô hình thí nghiệm này có thể chịu được lực quy đổi bằng 1,16 lực động đất thiết kế.

Trên đây là những kết quả bước đầu về sự làm việc và khả năng chịu động đất của dạng kết cấu này, cần thiết nên có những nghiên cứu tiếp theo sâu và đầy đủ hơn.

## 2.2 Kiến nghị

Đây là thí nghiệm lần đầu tiên thực hiện ở Việt Nam với quy mô lớn. Thí nghiệm với quy mô này trên thế giới cũng chỉ được thực hiện với số lượng hạn chế. Để có thể nghiên cứu sâu hơn về sự làm việc của mô hình thí nghiệm dưới tác động của tải trọng động đất, nhóm nghiên cứu thực nghiệm kiến nghị tiến hành thí nghiệm với chuyển vị ngang lớn hơn so với mức chuyển vị ngang đã thực hiện là 0,125 %. Mức chuyển vị ngang tỉ đối dự kiến thí nghiệm ở giai đoạn tiếp theo là khoảng 3 %. Với mức chuyển vị dự kiến này có thể khảo sát, đánh giá sự làm việc của mô hình ở giai đoạn ngoài miền đàn hồi dựa trên các yếu tố như: sự chảy dẻo của cốt thép, sự hình thành của các khớp, khớp dẻo, khả năng chịu lực ngang tối đa của mô hình.

---

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

---

1. VÕ VĂN THẢO, "Nghiên cứu thực nghiệm kết cấu xây dựng – Phương pháp mô hình hóa", 2010.
2. M.J.NIGEL PRIESTLEY, S. (SRI) SRITHARAN, JAMES R. CONLEY, "Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building", *PCI Journal*, (November – December 1999), page 42-67, 1999.
3. WEICHEN XUE, XINLEI YANG, "Seismic tests of precast concrete, moment – resisting frames and connections", *PCI Journal*, (Summer 2010), page 102-121, 2010.
4. TCXDVN 375:2006: Thiết kế công trình chịu động đất.
5. TCXDVN 356:2005: Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế.
6. TCXDVN 338:2006: Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế.
7. ACI T1.1-01: Các tiêu chí đánh giá cho kết cấu khung chịu mô men dựa trên thí nghiệm kết cấu (Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing).