

BIẾN DẠNG CỦA NÚT KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT**ThS. VÕ MẠNH TÙNG, PGS.TS. NGUYỄN LÊ NINH**

Trường Đại học Xây dựng

Tóm tắt: Bài báo giới thiệu một số kết quả nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết về biến dạng của nút khung bê tông cốt thép được thiết kế và cấu tạo theo các phương án khác nhau tồn tại trong thực tế xây dựng ở Việt Nam, góp phần làm sáng tỏ một số vấn đề về ứng xử của nút khung dưới tác động động đất.

Abstract: The paper presents some experimental results and the theory of deformation of beam-column joint of reinforced concrete frame, which is designed and constructed according to different methods exist in construction reality in Vietnam, contributing to clarify the behavior of joint under the impact of earthquakes.

1. Đặt vấn đề

Trong xây dựng, hệ kết cấu khung bê tông cốt thép (BTCT) chịu mômen được sử dụng khá phổ biến. Hệ kết cấu này được tạo thành từ các cấu kiện dầm và cột liên kết với nhau tại các nút. Ứng xử của khung BTCT dưới tác động động đất phụ thuộc vào độ cứng, độ bền và độ dẻo của các bộ phận: dầm, cột và nút. Trong các bộ phận này, nút khung đóng vai trò rất quan trọng trong việc truyền lực giữa các cấu kiện khung và về nguyên tắc chúng không được phá hoại trước dầm và cột [1][6].

Hiện nay, các khung BTCT được thiết kế để có phản ứng không đàn hồi dưới tác động động đất. Các kết quả nghiên cứu cho thấy, lực cắt tác động lên nút khung có giá trị lớn hơn nhiều so với các dầm và cột bao quanh, gây ra biến dạng cắt đáng kể cho vùng nút [7][9]. Vấn đề này đã được các nhà khoa học quan tâm nghiên cứu trong vài thập niên gần đây, nhưng một sự hiểu biết chung về cơ cấu chịu lực cũng như biến dạng của nút khung vẫn chưa thật đầy đủ và đạt được sự đồng thuận cần thiết [1][3][4][9]. Tuy vậy, nhiều mô hình tính toán độ

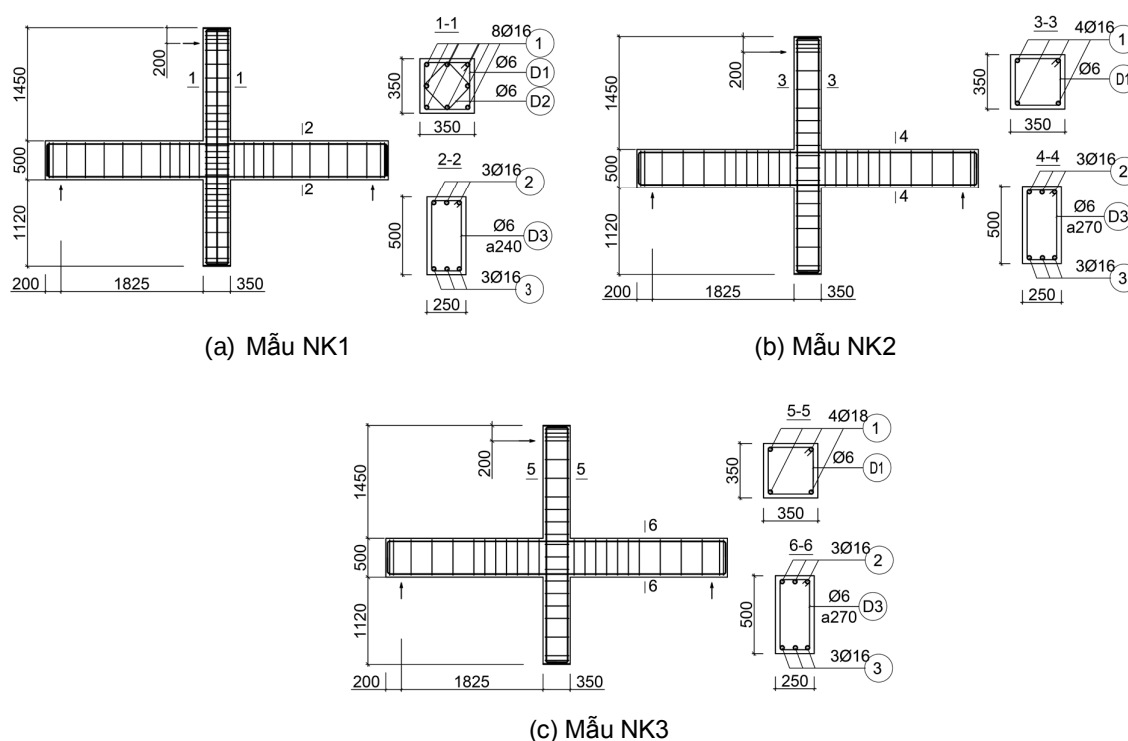
bền và độ cứng của các nút khung BTCT đã được đề xuất, góp phần đáng kể vào việc đảm bảo tính hiệu quả và an toàn cho các công trình xây dựng trong các vùng có động đất.

Nội dung bài báo giới thiệu một số kết quả nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết về biến dạng của nút khung BTCT được thiết kế và cấu tạo theo các phương án khác nhau tồn tại trong thực tế xây dựng ở Việt Nam, góp phần làm sáng tỏ một số vấn đề về ứng xử của nút khung dưới tác động động đất. Các nghiên cứu thực nghiệm được thực hiện tại Phòng thí nghiệm Nghiên cứu Động đất – Viện Khoa học công nghệ xây dựng (IBST) – Bộ Xây dựng.

2. Nghiên cứu thí nghiệm biến dạng các nút khung**2.1. Thiết kế các mẫu thí nghiệm**

Các mẫu thí nghiệm là các nút khung trong với tỷ lệ 1:1, được trích xuất từ một nhà khung BTCT cao 3 tầng chịu động đất ở Việt Nam. Công trình được thiết kế theo 3 phương án sau: (1) theo TCVN 9386:2012 [13], (2) hệ quả tác động trong tình huống động đất được xác định theo TCVN 9386:2012, còn tính toán và cấu tạo cốt thép theo TCVN 5574:2012 [12] và (3) theo SP 14.13330.2014 của Liên Bang Nga [11]. Ký hiệu của 3 loại mẫu thí nghiệm tương ứng với 3 phương án thiết kế này là NK1, NK2 và NK3. Kích thước cơ bản và cấu tạo các mẫu thí nghiệm được cho ở hình 1. Bảng 1 là cấu tạo cốt thép các mẫu thí nghiệm, còn bảng 2 là tính năng cơ lý của vật liệu chế tạo các mẫu thí nghiệm. Các mẫu thí nghiệm được chế tạo tại Phòng Thí nghiệm và Kiểm định Công trình – Trường Đại học Xây dựng (NUCE).

2.2. Quy trình chất tải và các thiết bị đo



Hình 1. Chi tiết các mẫu thí nghiệm

Để phản ánh đúng sơ đồ biến dạng của khung dưới tác động ngang, các mẫu thí nghiệm được dựng lắp và chất tải như trong hình 2a. Các mẫu thí nghiệm được liên kết khớp cố định tại đầu cột dưới và khớp di động tại hai đầu dầm. Đầu trên của cột tự do, chịu tác động đồng thời của lực ngang đổi chiều theo chu kỳ và lực thẳng đứng không đổi bằng 300 kN được tạo ra qua một kích thủy lực thông tâm.

Lịch sử quá trình chất tải ngang được cho ở hình 2b, gồm hai giai đoạn: giai đoạn kiểm soát lực và giai đoạn kiểm soát chuyển vị. Giai đoạn kiểm soát lực gồm hai chu kỳ nhằm xác định chuyển vị

chảy dẻo Δ_y và độ cứng thực tế $K_{t, \text{thí nghiệm}}$ của các mẫu thí nghiệm. Ở giai đoạn kiểm soát chuyển vị, các mẫu thí nghiệm chịu các chuyển vị không đàn hồi với các độ dẻo chuyển vị μ_{Δ} gia tăng dần nhằm mục đích xác định một cách gần đúng nhất có thể độ dẻo yêu cầu cũng như cho phép quan sát được ứng xử của mẫu cả trước và sau mỗi khi xuất hiện phá hoại nào đó ở mẫu thí nghiệm. Các chu kỳ nhỏ trung gian với độ dẻo cưỡng bức $\mu_{\Delta} = 0.75$ được đưa vào nhằm để cho các mẫu thí nghiệm và các thiết bị đo ổn định trở lại sau các chu kỳ không đàn hồi lớn xảy ra trước đó.

Bảng 1. Cấu tạo cốt thép các mẫu thí nghiệm

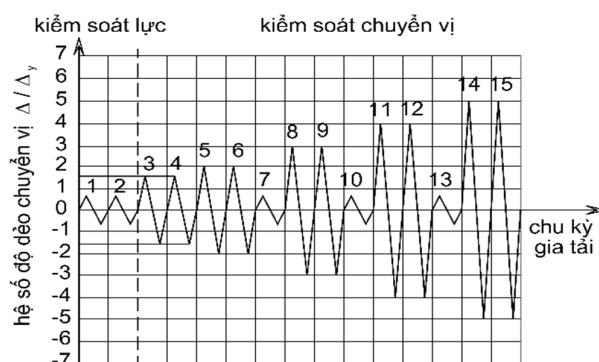
Mẫu thí nghiệm	NK1	NK2	NK3
Cốt thép dọc của dầm $A_s = A'_s$ (nhóm AII)	3Ø16	3Ø16	3Ø16
Hàm lượng cốt thép dầm ρ_d	0.52%	0.52%	0.52%
Cốt thép dọc của cột (nhóm AII)	8Ø16	4Ø16	4Ø18
Hàm lượng cốt thép cột ρ_c	1.48%	0.74%	0.94%
Cốt đai dầm ρ_{dd} (nhóm AI)	Φ6a125; a240	Φ6a140; a270	Φ6a140; a270
Hàm lượng cốt đai dầm	0.18%; 0.09%	0.16%; 0.08%	0.16%; 0.08%
Cốt đai cột ρ_{dc} (nhóm AI)	Φ6a75, a177, Φ6a100, a187	Φ6a160, a240	Φ6a160, a240
Hàm lượng cốt đai cột	0.37%; 0.16% 0.28%; 0.15%	0.1%; 0.07%	0.1%; 0.07%
Cốt đai nút khung ρ_{dn}	6Φ6a75(D1); 6Φ6a75(D2)	3Φ6a160	3Φ6a160
Hàm lượng cốt đai nút khung	0.37%	0.1%	0.1%

Các thiết bị đo đã được lắp đặt để đo các phản ứng tổng thể và cục bộ của các mẫu thí nghiệm. Ba loại thiết bị đo sau đây đã được sử dụng: cảm biến đo lực (load cell), các đầu đo LVDT (Linear Variable

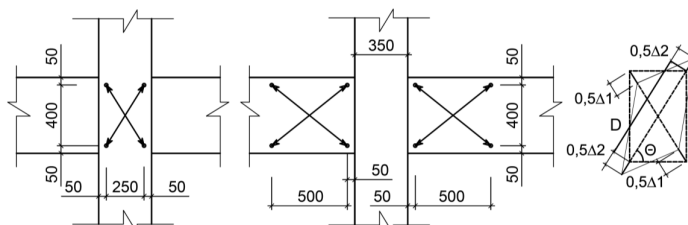
Differential Transformers) và các phiến đo biến dạng (electrical strain gauges) có độ giãn dài cao. Sơ đồ bố trí các thiết bị đo được thể hiện ở các hình 3 và 4.

Bảng 2. Các đặc trưng cơ lý của bê tông và cốt thép

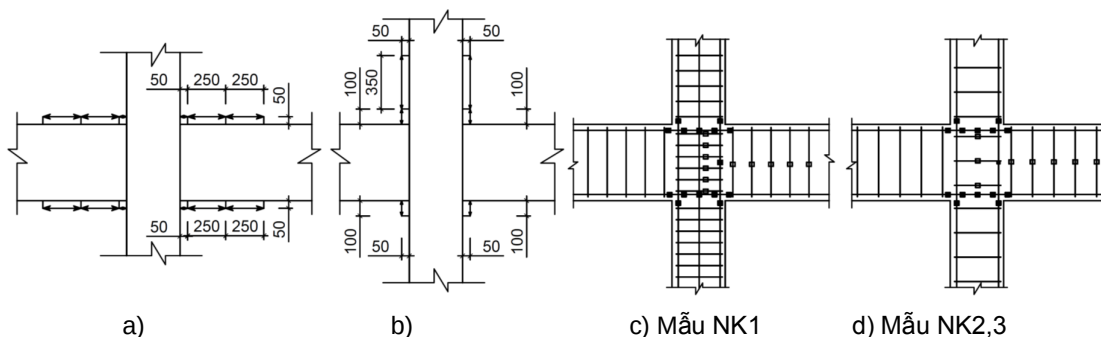
Bê tông				Cốt thép			
Mẫu thí nghiệm	NK1	NK2	NK3		Φ18	Φ16	Φ6
f_c lúc 28 ngày (MPa)	30	29	31	f_y (MPa)	310	320	235
Tuổi lúc thí nghiệm (ngày)	83	90	80	f_u (MPa)	480	510	400
f_c lúc thí nghiệm (MPa)	31.5	32	31.7	E_s (MPa)	2.1×10^5		
ϵ_c	0.0025	0.0025	0.0025				
E_c (MPa)	30000	30000	30000				



(a) (b)
Hình 2. Sơ đồ dựng lắp và lịch sử chất tải ngang các mẫu thí nghiệm



Hình 3. Sơ đồ bố trí LVDT để đo biến dạng cắt của nút khung và của dầm



(a) (b) (c) Mẫu NK1 (d) Mẫu NK2,3
Hình 4. Vị trí LVDT đo chuyển vị xoay dầm, cột và phiến đo biến dạng cốt thép

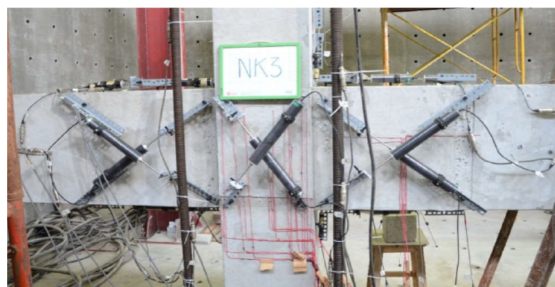
2.3. Biến dạng cắt của nút khung

Dưới tác động ngang, các lực cắt trong dầm và cột làm nút khung bị biến dạng cắt. Biến dạng cắt này biểu thị độ cứng của nút khung và được đo

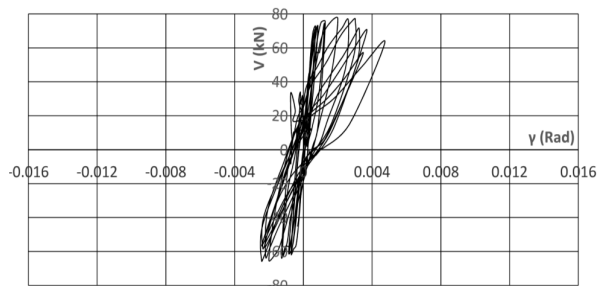
bằng hai LVDT lắp theo các phương đường chéo của nó (hình 3a và 5a). Biến dạng cắt trung bình của pano nút khung được xác định theo phương trình sau:

$$\gamma = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{D \sin 2\theta} \quad (1)$$

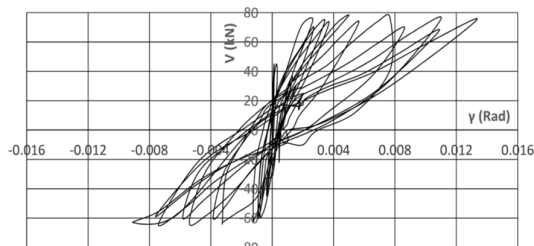
trong đó: Δ_1 và Δ_2 – biến thiên chiều dài các đường chéo, D – chiều dài đường chéo (khoảng cách giữa các đầu đo LVDT) và θ – góc giữa đường chéo và phương ngang.



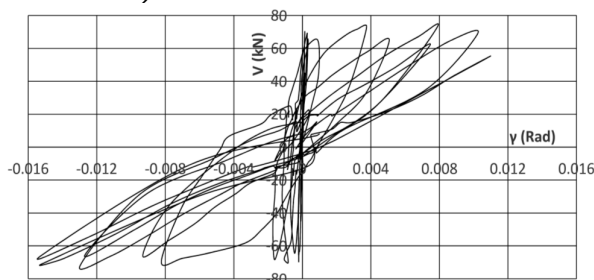
a) Bố trí LVDT đo biến dạng cắt



b) Mẫu NK1



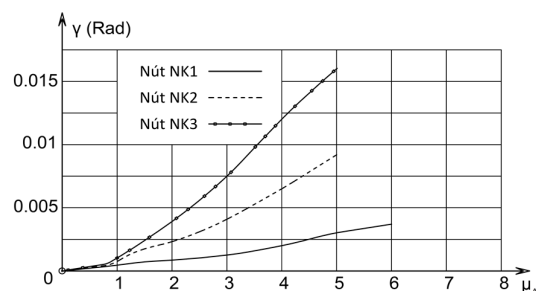
c) Mẫu NK2



d) Mẫu NK3

Hình 5. Bố trí LVDT đo biến dạng cắt và quan hệ lực cắt tầng V – biến dạng cắt nút γ

Các hình 5b, c và d là các đường cong biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt tầng V và biến dạng cắt γ của ba mẫu thí nghiệm. Các hình này cho thấy, biến dạng cắt γ của mẫu NK1 rất nhỏ, biến thiên đều và ổn định, trái ngược với các mẫu NK2 và NK3. Các hình 5c và d cũng cho thấy, các nút khung mẫu NK2 và NK3, trong một vài chu kỳ đầu tiên, có biến dạng cắt γ rất nhỏ, nhưng sau đó có một sự gia tăng đột biến về độ lớn. Quan hệ giữa biến dạng cắt γ của nút khung và độ dẻo chuyển vị μ_Δ ở hình 6, cũng cho thấy điều này. Theo TCVN 9386:2012, nút khung phải được thiết kế để không bị phá hoại trước cột và dầm, trong khi theo các tiêu chuẩn SP 14.13330.2014 và TCVN 5574:2012 nguy cơ phá hoại này ngang nhau. Các kết quả thí nghiệm ở cả ba mẫu đã cho thấy rất rõ điều này. Biến dạng cắt của nút khung mẫu NK1 nhỏ và có dạng gần tuyến tính, phá hoại nút xảy ra sau phá hoại dầm và cột, trong khi ở các mẫu NK2 và NK3 biến dạng cắt lại rất lớn và có tính phi tuyến rất mạnh (Hình 6). Sự phá hoại của các nút khung mẫu NK2 và NK3 xảy ra gần như đồng thời với phá hoại (cắt và uốn) các dầm và cột bao quanh.



Hình 6. Quan hệ biến dạng cắt γ của nút khung – độ dẻo μ_Δ

2.4. Lực cắt nút khung

Lực cắt nút khung được xác định theo biểu thức sau [7]:

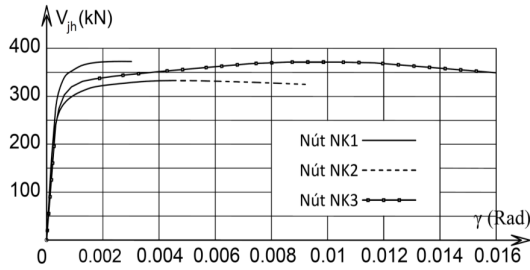
$$V_{jh} = (A_{s1} + A_{s2}) f_s - V_c \quad (2)$$

trong đó: V_{jh} – lực cắt nút khung theo phương ngang; A_{s1} và A_{s2} – diện tích cốt thép dọc ở mặt trên và dưới dầm; f_s – ứng suất trung bình trong cốt thép dọc của dầm (lấy ở phiên đo ứng suất cốt thép dầm); V_c – lực cắt cột.

Hình 7 là các biểu đồ biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt nút V_{jh} và biến dạng cắt nút γ của ba

mẫu thí nghiệm ở chiều (gia tải) dương. Bảng 3 tổng hợp các giá trị lực cắt nút V_{jh} lớn nhất và biến dạng cắt nút γ tương ứng của cả ba mẫu thí nghiệm ở chiều dương lẫn âm. Các kết quả tính toán và đo đạc cho thấy, nút khung NK1 có lực cắt nút V_{jh} lớn hơn so với các mẫu NK2 và NK3. Biến dạng cắt nút

γ tại thời điểm lực cắt nút V_{jh} đạt giá trị lớn nhất của nút khung NK1 bằng một nửa so với nút khung NK2 và bằng khoảng một phần bốn so với nút khung NK3 ở chiều dương. Khả năng chịu cắt V_{jh} của nút khung NK1 gần như không bị suy giảm cho tới khi kết thúc thí nghiệm.



Hình 7. Quan hệ V_{jh} – γ chiều dương

Các thông số		NK1	NK2	NK3
$V_{jh,max}(kN)$	Dương	372,7	333,5	368,3
	Âm	380,2	357,1	369
γ (rad) tương ứng $V_{jh,max}$	Dương	0,002	0,004	0,0075
	Âm	0,003	0,004	0,012
γ (rad) kết thúc TN	Dương	0,005	0,013	0,0096
	Âm	0,0025	0,009	0,0155

Bảng 3. Lực cắt nút V_{jh} lớn nhất và biến dạng cắt nút γ

Việc phân tích một cách toàn diện ứng xử các mẫu thí nghiệm dưới tác động ngang và đứng (biến dạng uốn và cắt của các đầu mút dầm và cột quanh nút khung, biến dạng cắt nút khung, biến dạng của các loại cốt thép trong và ngoài vùng nút) cho thấy ứng xử của nút khung bị chi phối bởi một sự tương tác rất phức tạp giữa các cơ cấu cắt, bám dính và bó xảy ra trong một vùng có diện tích hạn chế. Các kết quả thí nghiệm cũng cho thấy, biến dạng cắt của nút khung phụ thuộc chủ yếu vào cách cấu tạo nút, đặc biệt là vai trò của cốt thép đai và cốt thép dọc trung gian của cột đi qua vùng nút khung. Mức độ biến dạng thấp của nút khung mẫu NK1 có thể quy cho độ lớn của hàm lượng cốt thép đai (lớn hơn 3,7 lần so với các mẫu NK2 và NK3 – bảng 1) và vai trò của cốt thép dọc trung gian của cột. Điểm khác biệt duy nhất ở hai mẫu NK2 và NK3 là đường kính cốt thép dọc cột làm cho tỷ số độ bền uốn cực hạn của cột và dầm $M_{yi,c}/M_{yi,d}$ ở mẫu NK2 bằng 1,02<1,12 so với mẫu NK3. Như vậy, việc gia tăng tỷ số $M_{yi,c}/M_{yi,d}$ ở mẫu NK3 có vẻ là một điều kiện làm gia tăng biến dạng nút khi nút không được cấu tạo bó một cách phù hợp.

3. Ứng suất cắt nút khung

Ứng suất cắt nút khung là một yếu tố quan trọng ảnh hưởng tới độ bền lẫn độ cứng của nút khung. Trên cơ sở lực cắt nút theo phương ngang V_{jh} (Biểu thức 2), ứng suất cắt nút theo phương ngang được xác định theo biểu thức sau [7]:

$$\tau_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \quad (3)$$

trong đó h_c là chiều cao tiết diện của cột, còn b_j là bề rộng hiệu dụng của nút khung: $b_j = \min(b_c, b_b + 0,5h_c)$ nếu $b_c \geq b_b$ và $b_j = \min(b_b, b_c + 0,5h_c)$ nếu $b_c < b_b$ với b_c và b_b tương ứng là bề rộng của tiết diện cột và dầm [2][5][13][7].

Các kết quả thí nghiệm thu được (hình 6 và bảng 3) cho thấy, ứng suất cắt nút $\tau_{jh,max}$ lớn nhất của mẫu NK1 bằng 3,1 MPa, trong khi các mẫu NK2 và NK3 đạt giá trị tương ứng bằng 2,92MPa và 3,01MPa.

Trong các tiêu chuẩn thiết kế, ứng suất cắt nút khung được biểu thị qua ứng suất cắt tiêu chuẩn. Các tiêu chuẩn thiết kế thường giới hạn ứng suất cắt tiêu chuẩn của nút khung phải nhỏ hơn một giá trị được biểu thị theo cường độ chịu nén f_c của bê tông. Sau đây là quy định về ứng suất cắt nút khung BTCT trong một số tiêu chuẩn thiết kế điển hình:

(i) Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 9386:2012)[13] và của châu Âu (EN 1998-1:2004) [14] giới hạn ứng suất cắt tiêu chuẩn τ_{jh} của nút khung trong ở nhà có cấp dầm cao (DCH) phải nhỏ hơn trị số ứng suất xác định theo biểu thức sau:

$$\tau_{jh} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\nu}{\eta}} \quad (4)$$

trong đó $\eta = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ - hệ số xét tới sự giảm

cường độ chịu nén của bê tông do biến dạng kéo theo phương ngang, f_{cd} và f_{ck} - tương ứng là cường độ chịu nén thiết kế và cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông, $v = N/(b_c h_c f_{cd})$ - chỉ số lực dọc của cột.

Đối với nhà có cấp dề trung bình (DCM) nút khung được bố trí cốt thép chịu cắt như ở cột liên kề.

(ii) Tiêu chuẩn ACI 318M-2011 [2] quy định:

• Đối với các khung chịu mômen trung gian (trong vùng động đất 2), các nút khung phải có lượng cốt thép đai không ít hơn trị số sau:

$$A_{v,min} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_b s}{f_{yt}} \geq \frac{0,35 b_b s}{f_{yt}} \quad (5)$$

• Đối với các khung chịu mômen đặc biệt (trong các vùng động đất 3 và 4), ứng suất cắt tiêu chuẩn τ_{jh} của nút khung phải nằm trong giới hạn sau:

$$\tau_{jh} \leq 1,7 \sqrt{f_c} \text{ khi có dầm ở 4 mặt nút,}$$

$$\tau_{jh} \leq 1,2 \sqrt{f_c} \text{ khi có dầm ở 3 mặt nút hoặc ở 2 mặt}$$

đối diện và $\tau_{jh} \leq 1,0 \sqrt{f_c}$ cho các trường hợp khác. Ngoài ra, cốt thép ngang trong vùng nút khung phải thỏa mãn biểu thức (5).

Trong các biểu thức trên, f_c và f_{yt} - tương ứng là cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông và cường độ đặc trưng của cốt thép đai, s - bước cốt đai, b_b - bề rộng dầm.

(iii) Tiêu chuẩn NZS 3101 (2006) [5] của New Zealand xét tới sự góp phần của cơ cấu dãi nén chéo lẫn cơ cấu giàn và kiến nghị giá trị giới hạn của ứng suất cắt tiêu chuẩn của nút khung $\tau_{jh} \leq 0,2 f_c$ cho cơ cấu dãi nén chéo, không xét tới hiệu ứng bó được tạo ra từ các cấu kiện quy tụ vào nút như tiêu chuẩn Hoa Kỳ, trong đó f_c cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông.

Với các thí nghiệm đã thực hiện, kết quả tính toán với $f_{c(ACI)} = f_{c(NZS)} = f_{c(IEC)} = 31.5 \text{ MPa}$ (bảng 2) của mẫu NK1: ACI 318M-11 cho $\tau_{jh} \leq 1,2 \sqrt{f_c} = 6,73 \text{ MPa}$, NZS3101-1:2006 cho $\tau_{jh} = 0,2 f_c = 6,3 \text{ MPa}$ và TCVN 9386:2012 cho $\tau_{jh} = 7,49 \text{ MPa}$. Các kết quả này cho thấy, TCVN 9386:2012 cho trị số giới hạn τ_{jh} lớn nhất, phù hợp với một số kết quả nghiên cứu gần đây [4]. Cần lưu ý rằng, vùng động đất lớn nhất quy định trong TCVN 9386:2012 chỉ tương đương với vùng động đất 2A quy định trong UBC - 97 [15], nghĩa là các khung được thiết kế ở Việt Nam theo DCM và DCH chỉ tương ứng với loại khung chịu

mômen trung gian theo tiêu chuẩn ACI 318M-2011, không phải loại khung chịu mômen đặc biệt.

Hàm lượng cốt thép đai tối thiểu trong vùng nút các khung chịu mômen trung gian xác định theo biểu thức (5) trong ACI 318M-2011 cho mẫu NK1, $\rho_{d,min} = 0,15\%$. So sánh với trị số này, hàm lượng cốt đai trong vùng nút ở mẫu NK1 lớn hơn 2,5 lần, còn các mẫu NK2 và NK3 nhỏ thua 1,5 lần (bảng 1). Trong khi đó, các ứng suất cắt τ_{jh} lớn nhất của cả 3 mẫu thí nghiệm đều nhỏ thua một nửa trị số τ_{jh} giới hạn được tính toán theo cả ba tiêu chuẩn ở trên, nhưng ứng xử các nút khung mẫu NK2 và NK3 lại hoàn toàn không phù hợp với một cơ cấu dề. Điều này chứng tỏ rằng, đối với các khung BTCT được thiết kế ở Việt Nam, giới hạn hàm lượng cốt thép đai trong vùng nút khung quan trọng hơn giới hạn ứng suất cắt.

4. Kết luận

Tên cơ sở các kết quả nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết về biến dạng các nút khung BTCT, có thể rút ra các kết luận sau:

(i) Các nút khung được thiết kế theo các tiêu chuẩn khác nhau đều bị biến dạng đáng kể, ngay cả khi được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện đại (TCVN 9386:2012).

(ii) Các cốt thép đai và cốt thép cột trung gian trong vùng nút khung có vai trò cực kỳ quan trọng trong việc bảo đảm độ bền và độ cứng cho vùng nút khung. Đối với các khung thuộc cấp dề trung bình (DCM), hàm lượng cốt thép đai trong vùng nút khung là một điều kiện rất quan trọng để đảm bảo hiệu ứng bó bê tông chứ không phải là ứng suất cắt nút khung theo phương ngang. Do đó, cần phải nghiên cứu điều chỉnh và bổ sung các điều kiện đảm bảo độ cứng cũng như độ bền của nút khung cho các nhà có cấp dề trung bình (DCM) lẫn cao (DCH) trong TCVN 9386:2012 cho phù hợp hơn.

(iii) Các nút khung được thiết kế theo tiêu chuẩn của Nga (SP 14.13330.2014) và của Việt Nam (TCVN 5574:2012) hoàn toàn không phù hợp để phát triển cơ cấu phá hoại dề ở hệ kết cấu khung BTCT chịu động đất.

(iv) Cần xét tới biến dạng của nút khung trong phân tích hệ kết cấu khung chịu động đất.

Lời cảm ơn

Các tác giả bày tỏ lòng cảm ơn tới các cán bộ Phòng thí nghiệm và kiểm định công trình – Trường đại học Xây Dựng (NUCE) và Phòng nghiên cứu thí nghiệm Động đất - Viện Chuyên ngành kết cấu Công trình Xây dựng - Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng (IBST) đã giúp đỡ chúng tôi thực hiện công tác nghiên cứu thí nghiệm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. A.K. Kaliluthin, S. Kothandaraman, T.S. Suhail Ahamed, A Review on behavior of reinforced concrete beam-column joint, *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 2014.
2. ACI 318M-11, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary – American Concrete Institut - Sep. 2011
3. Beckingsale C.W. Post-Elastic Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, *Research Report 80-20*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, August 1980.
4. Jaehong Kim, James M. LaFave. Joint Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections subjected to Seismic Lateral Loading, *Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois*, 2009.
5. New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101: Part 1, 1982.
6. Nguyễn Lê Ninh (2007): Động đất và thiết kế công trình chịu động đất, Nhà xuất bản Xây dựng.
7. Nguyễn Lê Ninh, Võ Mạnh Tùng. Một số vấn đề về việc thiết kế nút khung bê tông cốt thép toàn khối chịu động đất, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng* số 25, 5-2015.
8. Nilanjan Mitra (2007). An analytical study of reinforced concrete beam-column joint behavior under seismic loading. *University of Washington, USA*.
9. Paulay T., Priestley M.J.N (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", *John Wiley*.
10. Sangjoon Park, Khalid M (2012). Mosalam, Experimental and Analytical Studies on Reinforced Concrete Buildings with Seismically Vulnerable Beam-Column Joints, *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*.
11. SP 14.13330.2011 -СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ.
12. TCVN 5574:2012(2012), "Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép", *Nhà Xuất bản Xây dựng*, Hà Nội.
13. TCVN 9386:2012(2012), "Thiết kế công trình chịu động đất", *Nhà Xuất bản Xây dựng*, Hà Nội.
14. EN 1998-1:2004,"Design of structures for earthquake resistance", 2004.
15. UBC97, *Uniform Building Code*, 1997.

Ngày nhận bài: 17/10/2017.

Ngày nhận bài sửa lần cuối: 13/12/2017.