

ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘ CỨNG THANH GIẪNG CHỊU NÉN TRONG THIẾT KẾ KẾT CẤU KHUNG THÉP CÓ GIẪNG X CHỊU ĐỘNG ĐẤT THEO TCVN 9386:2012

Nguyễn Thành Đạt^a, Hàn Ngọc Đức^b, Ngô Hữu Cường^{c,d}, Đinh Văn Thuật^{b,*}

^aCông ty Cổ phần nước và môi trường Việt Nam, số 5 Đường Thành, phường Hoàn Kiếm, Hà Nội, Việt Nam

^bKhoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội,

55 đường Giải Phóng, phường Bạch Mai, Hà Nội, Việt Nam

^cKhoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa TP. Hồ Chí Minh,

268 đường Lý Thường Kiệt, phường Diên Hồng, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

^dĐại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, phường Linh Xuân, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

Nhận ngày 12/7/2025, Sửa xong 20/8/2025, Chấp nhận đăng 27/8/2025

Tóm tắt

Bài báo trình bày kết quả tính kết cấu nhà thép 6 tầng có giằng X chịu động đất theo TCVN 9386 có kể đến các yếu tố ảnh hưởng do xoắn ngẫu nhiên, không hoàn hảo của kết cấu, hiệu ứng bậc hai, vượt cường độ vật liệu và vượt độ bền chịu lực của các thanh giằng chịu kéo. Năm mô hình XBF-0, XBF-25, XBF-50, XBF-75 và XBF-100 được khảo sát tương ứng với các thanh giằng chịu nén có độ cứng thay đổi từ 0, 25, 50, 75 và 100% đồng đều cho các tầng. Kết quả gồm nội lực để tính các cấu kiện chịu tải trọng động đất theo hai phương ngang và các tải trọng đứng trong tình huống chịu động đất. Kết quả cho thấy nội lực tính toán các thanh giằng chịu kéo giảm đến 60% ở tầng một và 36% ở tầng mái so với mô hình XBF-0 được sử dụng trong TCVN 9386. Đồng thời, nội lực nén để tính cột giảm đến 9% ở tầng mái trong khi lại tăng nhẹ đến 2% ở các tầng một và hai. Ngoài ra, trong trường hợp cột chịu nén đúng tâm, độ bền ổn định tính theo EN 1993-1-1 có giá trị lớn hơn theo TCVN 5575:2024 khoảng 15 đến 18%.

Từ khoá: nhà nhiều tầng; kết cấu thép; giằng X đúng tâm; tải trọng động đất; tiêu chuẩn thiết kế; TCVN 9386; EN 1998-1; TCVN 5575:2024; EN 1993-1-1.

EFFECT OF STIFFNESS OF COMPRESSIVE BRACES IN DESIGN OF STEEL STRUCTURES WITH X-BRACES FOR EARTHQUAKE-RESISTANT MULTI-STORY BUILDINGS ACCORDING TO TCVN 9386:2012

Abstract

This paper presents the calculation results of a 6-storey building steel structure with X-braces subjected to seismic action according to TCVN 9386:2012 in which various factors of accidental torsional effects, structural imperfections, second-order effects, material over-strength and over-resistance of tensile braces are taken into account. Next, five analytical models of XBF-0, XBF-25, XBF-50, XBF-75 and XBF-100 are investigated corresponding to the stiffness of compressive braces varied at different levels of 0, 25, 50, 75 and 100% uniformly for all storeys. The obtained results include internal forces in structural members when subjected to seismic loads applied simultaneously in both horizontal directions and gravity loads in the seismic design situation. As a result, the calculated internal forces for tensile braces are reduced by up to 60% at the first storey and 36% at the roof one compared to those of the model XBF-0 used in TCVN 9386. The result also shows that the compressive forces in columns are reduced by 9% at the roof storey while slightly increasing by 2% at the first and second storeys. In addition, in the case of compression columns the buckling resistances by EN 1993-1-1 are larger than those by TCVN 5575:2024 by 15 to 18%.

Keywords: multi-storey buildings; steel structures; X-shaped braces; seismic load; design codes; TCVN 9386; EN 1998-1; TCVN 5575:2024; EN 1993-1-1.

[https://doi.org/10.31814/stce.huace2026-20\(1V\)-01](https://doi.org/10.31814/stce.huace2026-20(1V)-01) © 2026 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

1. Giới thiệu

Kết cấu khung thép có giằng X đúng tâm được cấu tạo gồm các cột được kéo dài liên tục từ tầng một lên mái và có liên kết khớp ở chân cột tầng một, trong khi các dầm và thanh giằng chéo có liên kết

*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: thuattv@huce.edu.vn (Thuật, Đ. V.)

khớp ở hai đầu tiếp giáp với cột. Các thanh giằng chéo được liên kết đúng tâm với các cột và đảm bảo tại các nút khung tạo thành hệ giằng. Với cấu tạo như vậy, hệ giằng chủ yếu chịu tải trọng động đất cũng như tải trọng gió tác dụng theo phương ngang trong mặt phẳng của hệ giằng. Đối với các tải trọng trọng trường tác dụng theo phương thẳng đứng thì chủ yếu do các cột tự chịu trong phạm vi truyền tải trọng từ sàn.

Kết cấu khung thép có giằng X đúng tâm cần được thiết kế để tiêu tán năng lượng một cách tổng thể theo chiều cao nhà khi chịu tác động động đất, theo đó có các vùng tiêu tán năng lượng có thể được hình thành ở các thanh giằng chéo chịu kéo, trong khi các vùng không tiêu tán năng lượng được thiết kế cho các dầm và cột [1, 2]. Như vậy, các dầm và cột được thiết kế bảo đảm không bị hư hỏng do chảy dẻo và mất ổn định. Các nút khung và liên kết cũng được thiết kế là các vùng không tiêu tán năng lượng. Các thanh giằng chéo chịu nén cần được thiết kế đủ để cho phép mất ổn định khi chịu tác động động đất. Với nguyên tắc thiết kế như vậy, theo TCVN 9386 [1] cũng như EN 1998-1 [2], mô hình phân tích kết cấu khung thép có giằng X được thực hiện với giả thiết chỉ gồm các thanh giằng chéo chịu kéo cùng với các dầm và cột để chịu các tải trọng tác dụng trong tình huống chịu tác động động đất.

TCVN 9386 được biên soạn từ EN 1998-1 trong đó bao gồm các quy định để xác định tải trọng động đất, các hệ số tổ hợp các tải trọng trọng trường trong tình huống thiết kế chịu động đất và các yếu tố ảnh hưởng làm tăng ứng xử của kết cấu khi chịu tác động động đất, như xoắn ngẫu nhiên, không hoàn hảo của kết cấu, hiệu ứng bậc hai, vượt cường độ vật liệu và vượt độ bền chịu lực của các thanh giằng chịu kéo [1, 2]. Các giá trị tiêu chuẩn của các tải trọng được sử dụng để tính toán ứng xử của kết cấu, không phụ thuộc vào giá trị của hệ số độ tin cậy của tải trọng được quy định trong TCVN 2737:2023 [3] cũng như EN 1990 [4]. Như vậy, có thể khẳng định việc sử dụng kết hợp giữa TCVN 9386 và EN 1993-1-1 [5] là hoàn toàn đồng bộ theo hệ thống tiêu chuẩn châu Âu và hơn nữa do cùng thuộc hệ thống tiêu chuẩn của Việt Nam nên việc dùng TCVN 9386 và TCVN 5575:2024 [6] cũng được coi là “đồng bộ” để tính toán thiết kế kết cấu thép chịu tác động động đất [7, 8].

Thực tế cho thấy các thanh giằng chéo chịu nén trải qua quá trình biến dạng từ đàn hồi đến phi tuyến về vật liệu và có thể mất ổn định, có nghĩa là độ cứng của thanh bị thay đổi ở trước và sau khi ứng xử phi tuyến. Như vậy, dưới tác dụng của tải trọng động đất, các thanh giằng chéo chịu nén có thể vẫn tham gia đóng góp đáng kể về độ cứng cho hệ kết cấu. Điều này ảnh hưởng đến độ lớn của tải trọng động đất tác dụng lên kết cấu cũng như nội lực phân bố trong các cấu kiện kết cấu, cụ thể là trong các thanh giằng chịu kéo và cột. Như vậy, lực động đất sẽ tăng đến một giá trị nào đó tương ứng với kết cấu gồm các thanh giằng chịu kéo và chịu nén cùng làm việc, tiếp sau đó có thể sẽ giảm xuống mức nào đó khi thanh giằng chịu nén ứng xử phi tuyến và mất ổn định, theo đó kết cấu chỉ còn các thanh giằng chịu kéo làm việc. Tại thời điểm các thanh giằng chéo chịu nén bị hư hỏng thì kết cấu làm việc ở trạng thái giới hạn hư hỏng.

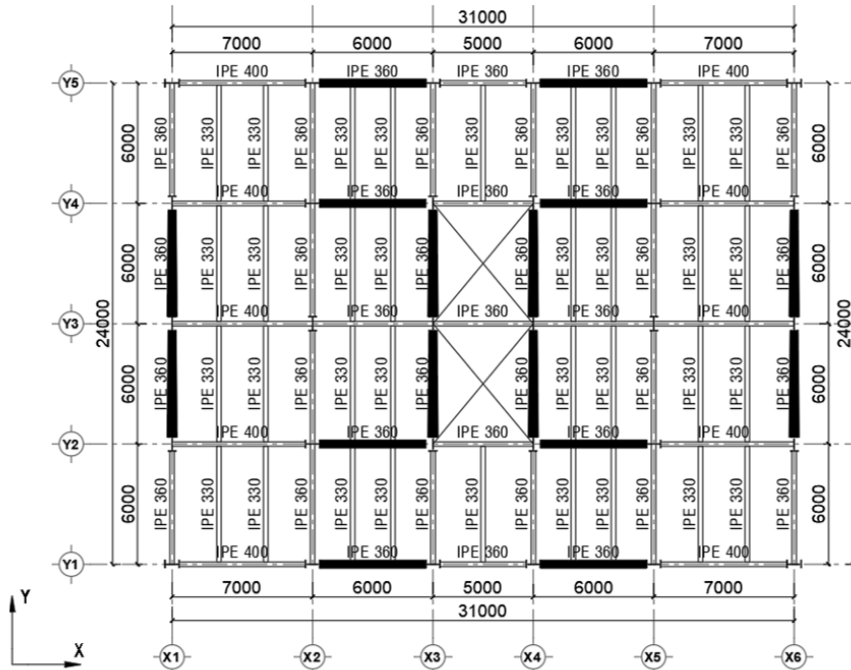
Bài báo này trước tiên sẽ trình bày một ví dụ tính toán thiết kế kết cấu khung thép có giằng X đúng tâm của nhà 6 tầng chịu tải trọng động đất, tiếp theo sẽ tiến hành khảo sát ảnh hưởng của độ cứng của các thanh giằng chịu nén đối với ứng xử của kết cấu thép nhà nhiều tầng trong tình huống thiết kế chịu tác động động đất. Trong phạm vi bài báo này chỉ giới hạn cho trường hợp sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính để thiết kế kết cấu theo [1, 2].

2. Mô hình kết cấu có giằng X đúng tâm

2.1. Các mô hình phân tích

Xét mô hình kết cấu nhà khung 6 tầng sử dụng giằng X đúng tâm được bố trí ở 8 nhịp khung theo mỗi phương trục X và Y như được mô tả ở Hình 1, trong đó các cột có tiết diện chữ H, dầm thép tiết diện chữ I và bản sàn bằng bê tông cốt thép đổ toàn khối. Các cột biên được bố trí có mặt phẳng

bản bụng trùng với mặt phẳng khung biên nhằm tăng độ cứng chống xoắn tổng thể của nhà. Các cột ở giữa được bố trí gồm 4 cột có mặt phẳng bản bụng theo phương trục X và 8 cột còn lại có mặt phẳng bản bụng theo phương trục Y nhằm bảo đảm độ cứng ngang tương tự theo hai phương trục X và Y. Hình 2 và 3 lần lượt chỉ ra các sơ đồ khung có giằng theo phương trục X và Y. Trong các hình này, các số hiệu dầm và cột được sử dụng theo tiêu chuẩn thép châu Âu [9]. Mô hình kết cấu này được ký hiệu là XBF (có giằng X theo cả 2 phương trục X và Y).

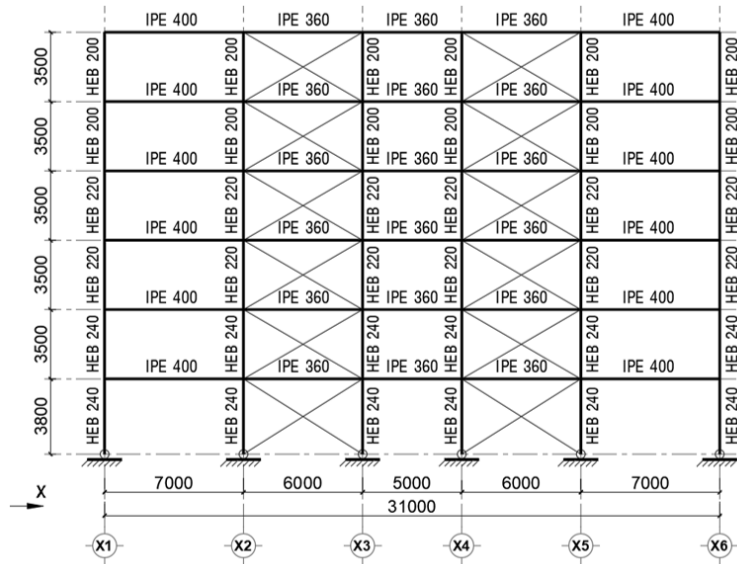


Hình 1. Mặt bằng kết cấu có giằng X

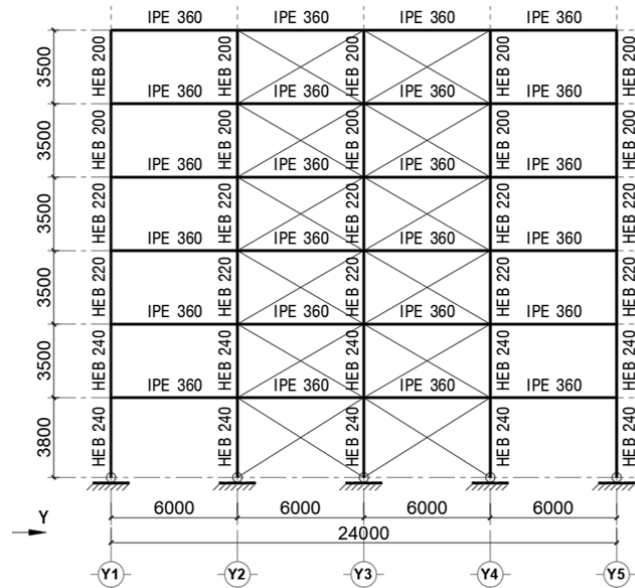
Các kích thước tiết diện và đặc trưng hình học của các thanh giằng bằng thép ống tròn được chỉ ra ở Bảng 1 và của các dầm và cột ở Bảng 2 và 3. Ở các bảng này, D là đường kính ngoài của ống thép; t là chiều dày thành ống; A là diện tích tiết diện; $N_{pl,Rd}$ là độ bền dẻo kéo; G là trọng lượng bản thân; h là chiều cao tiết diện; b là chiều rộng tiết diện; t_w là chiều dày bản bụng; t_f là chiều dày bản cánh; I_x và I_y lần lượt là các mô men quán tính của tiết diện đối với trục x và y ; $W_{el,x}$ và $W_{el,y}$ là các mô đun chống uốn đàn hồi của tiết diện lần lượt đối với trục x và y ; $W_{pl,x}$ và $W_{pl,y}$ là các mô đun chống uốn dẻo của tiết diện lần lượt đối với trục x và y . Mác thép S235 được sử dụng cho các thanh giằng X và mác thép S355 sử dụng cho các dầm và cột. Mô đun đàn hồi $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

Bảng 1. Các thanh giằng X

Tầng	D (mm)	t (mm)	A (cm ²)	$N_{pl,Rd}$ (kN)
6	70	4	8,294	194,899
5	80	6	13,948	327,784
4	82,5	8	18,723	439,998
3	82,5	10	22,776	535,233
2	88,9	10	24,786	582,481
1	92,5	10	25,917	609,058



Hình 2. Số hiệu tiết diện dầm và cột khung theo phương trục X



Hình 3. Số hiệu tiết diện dầm và cột khung theo phương trục Y

Bảng 2. Thông số hình học của các tiết diện

Tiết diện	G kG/m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	A cm ²
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	72,7
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	84,5
HEB 200	61,3	200	200	9	15	78,1
HEB 220	71,5	220	220	9,5	16	91,0
HEB 240	83,2	240	240	10	17	108

Bảng 3. Đặc trưng hình học của các tiết diện

Tiết diện	I_x cm ⁴	I_y cm ⁴	$W_{el,x}$ cm ³	$W_{el,y}$ cm ³	$W_{pl,x}$ cm ³	$W_{pl,y}$ cm ³
IPE 360	16270	1043	904	123	1019	191
IPE 400	23130	1318	1156	146	1307	229
HEB 200	5696	2003	569,6	200,3	642,5	304,8
HEB 220	8091	2843	735,5	258,5	827	393,9
HEB 240	11260	3923	938,3	326,9	1053	498,4

Trong bài báo này, các mô hình phân tích kết cấu được thiết lập sử dụng các thanh giằng chéo chịu nén có độ cứng thay đổi từ 0, 25, 50, 75 và 100% đều cho các tầng và được ký hiệu lần lượt là XBF-0, XBF-25, XBF-50, XBF-75 và XBF-100. Ví dụ, mô hình XBF-0 tương ứng với trường hợp các thanh giằng chéo chịu nén có độ cứng bằng không, tức là bỏ qua các thanh giằng chéo chịu nén khi phân tích ứng xử của kết cấu chịu tác động động đất như được quy định trong TCVN 9386 [1]. Các mô hình khác với XBF-0 có thể tồn tại vì nếu việc thiết kế các thanh giằng được quyết định bởi tải trọng gió. Trong mô hình phân tích, các thanh giằng chịu nén được xác định tương ứng với tải trọng động đất tác dụng theo phương trục X từ trái sang phải và theo phương trục Y từ trước ra sau nhà.

2.2. Xác định tải trọng

a. Tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời

Tải trọng thường xuyên (TX) được xác định từ trọng lượng bản thân của các bộ phận nhà bao gồm của kết cấu thép hình, bản sàn bê tông cốt thép dày 12 cm, lớp vữa lót dày 2 cm ở các sàn tầng 1 đến 5 và dày 5 cm ở sàn mái và lớp gạch lát dày 1 cm. Như vậy, tổng giá trị tiêu chuẩn của tải trọng TX phân bố đều trên sàn là 1,06 kN/m² cho các tầng 1 đến 5 và 1,60 kN/m² cho mái. Trọng lượng của các cột, dầm và thanh giằng bằng thép hình được tính bởi chương trình ETABS [10]. Tải trọng TX còn gồm trọng lượng của tường xây bằng gạch bao quanh nhà ở các tầng 2 đến 5 được lấy bằng 3,3 kN/m² tường với hệ số lỗ cửa lấy bằng 0,7, tương ứng giá trị tiêu chuẩn là 7,323 kN/m; và tường xây bảo vệ ở trên mái cao 0,9 m được lấy bằng 1,8 kN/m² tường, tương ứng giá trị tiêu chuẩn là 1,62 kN/m.

Tải trọng tạm thời dài hạn (TTDH) được xác định từ tường xây và vách ngăn trên sàn, được lấy bằng 1,0 kN/m² phân bố đều trên sàn. Tải trọng tạm thời ngắn hạn (TTNH) đối với nhà văn phòng được lấy bằng 2,0 kN/m² cho các tầng, bao gồm cả trên mái nhà.

b. Tải trọng động đất

Tải trọng động đất được xác định theo TCVN 9386:2012 và QCVN 02:2022/BXD [11]. Công trình ở khu vực Hà Nội có giá trị đỉnh gia tốc nền tham chiếu theo phương ngang tương ứng với chu kỳ lặp 500 năm và nền loại A là $a_{gR} = 0,12g$ với gia tốc trọng trường $g = 9,80 \text{ m/s}^2$. Giá trị gia tốc thiết kế theo phương ngang trên nền loại A được xác định $a_g = \gamma_I a_{gR} = 1,411 \text{ m/s}^2$ trong đó $\gamma_I = 1,0$ là hệ số tầm quan trọng của nhà văn phòng. Nền đất xây dựng công trình thuộc loại D với hệ số nền $SD = 1,35$ và các chu kỳ phổ gia tốc $T_B = 0,2$ giây và $T_C = 0,8$ giây. Hệ số cản nhớt của nhà thép được lấy bằng 3% do vậy hệ số điều chỉnh $\eta = 1,118$.

Khối lượng nhà để tính chu kỳ dao động riêng của nhà được xác định tương ứng với các tải trọng trọng trường TX, TTDH và 0,15 TTNH trong đó tải trọng TTNH trên mái nhà được lấy bằng không [1, 2, 4]. Các kết quả giá trị chu kỳ dao động riêng thứ nhất và thứ hai của các mô hình phân tích theo các phương trục X và Y được chỉ ra ở Bảng 4 và 5. Trong các bảng này, các kết quả tính lực cắt đáy F_b theo phương ngang nhà tương ứng với hai dạng dao động thứ nhất và thứ hai, trong đó UX và UY lần lượt là các tỷ lệ khối lượng tham gia dao động tương ứng theo phương trục X và Y; M là khối lượng

tham gia dao động của nhà và S_d là phổ gia tốc thiết kế. Hệ số ứng xử đối với các mô hình kết cấu XBF được lấy bằng 4 tương ứng với cấp độ dẻo trung bình.

Bảng 4. Đặc trưng dao động và lực cắt đáy theo phương trục X

Mô hình	Dao động	T (s)	UX	M (kN)	S_d (m/s ²)	F_b (kN)
XBF-0	Thứ nhất	1,067	0,798	2479,161	0,832	2062,085
	Thứ hai	0,382	0,140	435,763	1,109	483,422
XBF-25	Thứ nhất	0,987	0,789	2451,518	0,899	2204,368
	Thứ hai	0,347	0,148	459,679	1,109	509,954
XBF-50	Thứ nhất	0,930	0,782	2427,292	0,954	2316,355
	Thứ hai	0,321	0,154	478,315	1,109	530,628
XBF-75	Thứ nhất	0,888	0,775	2406,793	0,999	2405,425
	Thứ hai	0,301	0,159	494,155	1,109	548,200
XBF-100	Thứ nhất	0,854	0,769	2389,089	1,039	2482,793
	Thứ hai	0,286	0,164	507,821	1,109	563,361

Bảng 5. Đặc trưng dao động và lực cắt đáy theo phương trục Y

Mô hình	Dao động	T (s)	UY	M (kN)	S_d (m/s ²)	F_b (kN)
XBF-0	Thứ nhất	1,000	0,815	2530,720	0,887	2246,002
	Thứ hai	0,373	0,125	389,485	1,109	432,083
XBF-25	Thứ nhất	0,910	0,809	2512,084	0,975	2449,960
	Thứ hai	0,337	0,131	406,257	1,109	450,689
XBF-50	Thứ nhất	0,845	0,803	2495,002	1,050	2620,476
	Thứ hai	0,310	0,135	419,302	1,109	465,161
XBF-75	Thứ nhất	0,795	0,799	2480,404	1,109	2751,684
	Thứ hai	0,290	0,139	430,794	1,109	477,909
XBF-100	Thứ nhất	0,756	0,794	2467,359	1,109	2737,212
	Thứ hai	0,273	0,142	441,043	1,109	489,280

Kết quả cho thấy từ các mô hình XBF-0 đến XBF-100 các giá trị của chu kỳ dao động thứ nhất và thứ hai đều giảm trong khi đó các giá trị của cả hai hệ số UX và UY ứng với dao động thứ nhất thì giảm và ứng với dao động thứ hai thì tăng. Cụ thể, ứng với dạng dao động thứ nhất theo phương trục X các giá trị của chu kỳ giảm từ 1,067 đến 0,854 giây (giảm 20%) và của UX giảm từ 0,798 đến 0,769 (giảm 4%); trong khi ứng với dạng dao động thứ hai các giá trị của chu kỳ giảm từ 0,382 đến 0,286 giây (giảm 25%) và của UX tăng từ 0,140 đến 0,164 (tăng 15%).

Trong bài báo này, tải trọng động đất được tính theo phương pháp phổ phản ứng có kể đến hai dạng dao động đầu tiên theo từng phương ngang để bảo đảm tổng khối lượng của nhà tham gia dao động đạt trên 90% (Bảng 4 và 5). Các kết quả tính tải trọng động đất tương ứng với hai dạng dao động thứ nhất và thứ hai theo phương trục X cho các mô hình phân tích được chỉ ra ở Bảng 6 và 7.

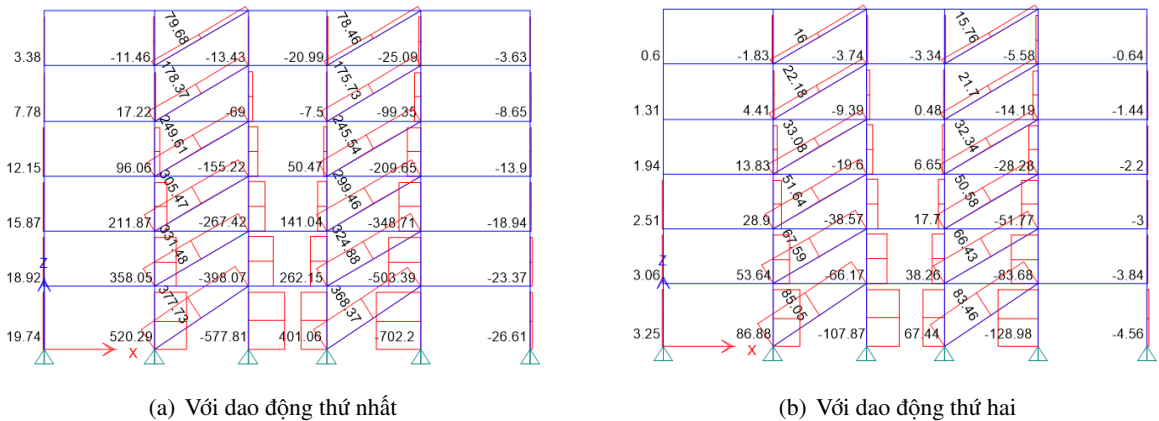
Bảng 6. Tải trọng động tương ứng với dạng dao động thứ nhất theo phương trục X, F_i (kN)

Tầng	XBF-0	XBF-25	XBF-50	XBF-75	XBF-100
6	502,493	546,865	583,058	612,845	639,081
5	532,243	573,938	607,395	634,533	658,341
4	418,093	446,800	469,361	487,318	502,931
3	307,375	324,758	337,918	348,008	356,619
2	200,383	208,667	214,445	218,406	221,595
1	101,498	103,340	104,179	104,314	104,227

Bảng 7. Tải trọng động tương ứng với dạng dao động thứ hai theo phương trục X, F_i (kN)

Tầng	XBF-0	XBF-25	XBF-50	XBF-75	XBF-100
6	113,432	119,433	123,928	127,641	130,769
5	29,698	28,699	27,766	26,953	26,229
4	62,115	67,711	72,181	76,008	79,345
3	106,343	113,366	118,966	123,793	128,018
2	104,564	110,451	115,131	119,141	122,628
1	67,271	70,294	72,656	74,664	76,372

Hình 4 minh họa kết quả biểu đồ lực dọc trong các cột và thanh giằng chịu kéo của khung trục Y4 thuộc mô hình XBF-0 chỉ do các tải trọng động đất tác dụng theo phương trục X tương ứng với dạng dao động thứ nhất và thứ hai. Kết quả cho thấy các thanh giằng và cột thuộc nhịp có thanh giằng chịu hầu hết các tải trọng động đất ngang.



Hình 4. Biểu đồ lực dọc của khung trục Y4 mô hình XBF-0 do các tải trọng động đất tác dụng theo phương trục X (kN)

c. Ảnh hưởng của xoắn ngẫu nhiên

Ảnh hưởng của xoắn ngẫu nhiên làm tăng tác động động đất lên kết cấu nhà. Đối với nhà đều đặn trong mặt bằng và trên mặt đứng, ảnh hưởng này có thể đơn giản được kể đến bằng cách nhân tải trọng động đất ở mục 2.2(b) với hệ số 1,3 [1, 2].

d. Lực ngang do ảnh hưởng của không hoàn hảo của kết cấu

Ảnh hưởng của không hoàn hảo của kết cấu được thay thế bằng các lực ngang F_{H_i} tác dụng tại các cao trình sàn nhà. Các lực ngang này được xác định từ các lực cắt tầng H_i do ảnh hưởng của không

hoàn hảo của kết cấu như sau [5]:

$$H_i = \phi P_{Ed}; \phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m; \phi_0 = 1/200; \alpha_h = 2/\sqrt{H} \text{ với } 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0 \text{ và } \alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)} \quad (1)$$

trong đó P_{Ed} là tổng lực nén theo phương thẳng đứng của kết cấu ở từng tầng do các tải trọng trọng trường trong tình huống thiết kế chịu tác động động đất; H là tổng chiều cao của kết cấu ($H = 21,32$ m) và m là tổng số lượng cột ở mỗi tầng ($m = 30$). Kết quả tính cho giá trị $\phi = 0,0024$.

Bảng 8 minh họa kết quả tính lực cắt tầng H_i và tương ứng là lực ngang F_{H_i} tác dụng tại các cao trình sàn nhà. Các giá trị này giống nhau cho các mô hình phân tích theo cả hai phương trục X và Y. Ngoài ra, Bảng 8 minh họa kết quả xác định lực nén P_{Ed} theo phương thẳng đứng ở từng tầng do các tải trọng trọng trường trong tình huống thiết kế chịu tác động động đất và các lực cắt $V_{Ed,X}$ và $V_{Ed,Y}$ ở từng tầng lần lượt do các tải trọng động đất tác dụng theo phương trục X và Y. Ảnh hưởng của không hoàn hảo của kết cấu có thể được bỏ qua nếu $V_{Ed,X}$ và $V_{Ed,Y}$ có giá trị không lớn hơn 15% giá trị của P_{Ed} . Kết quả cho thấy đối với kết cấu XBF thì ảnh hưởng của không hoàn hảo của kết cấu là giảm dần từ các tầng trên xuống dưới và có thể được bỏ qua (Bảng 8).

Bảng 8. Lực ngang do ảnh hưởng không hoàn hảo của kết cấu

Tầng	H_i (kN)	F_{H_i} (kN)	$V_{Ed,X}$ (kN)	$V_{Ed,Y}$ (kN)	$0,15P_{Ed}$ (kN)
6	10,12	10,12	515,14	539,49	633,73
5	23,26	13,13	1044,59	1106,77	1455,89
4	36,30	13,04	1467,26	1565,00	2272,32
3	49,37	13,07	1787,57	1916,46	3090,70
2	62,47	13,10	2004,27	2157,79	3910,71
1	75,60	13,14	2117,99	2287,19	4733,13

e. Ảnh hưởng của hiệu ứng bậc hai

Ảnh hưởng của hiệu ứng bậc hai đối với ứng xử của kết cấu ở từng tầng được biểu thị bằng tỷ số sau theo từng phương trục X và Y [1, 2]:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \quad (2)$$

trong đó P_{tot} là tổng lực nén của kết cấu theo phương thẳng đứng ở từng tầng chỉ do các tải trọng trọng trường trong tình huống thiết kế chịu tác động động đất gây ra (giá trị của P_{tot} bằng của P_{Ed}); V_{tot} là tổng lực cắt của kết cấu ở từng tầng do các tải trọng động đất F_i gây ra và lực cắt tầng H_i do ảnh hưởng của không hoàn hảo của kết cấu (giá trị của V_{tot} bằng của V_{Ed}); d_r là chuyển vị lệch tầng phi tuyến ở từng tầng do tải trọng động đất gây ra, được xác định từ chuyển vị lệch tầng đàn hồi nhân với hệ số ứng xử q ; h là chiều cao tầng nhà; X và Y là các ký hiệu của hai trục theo phương ngang. Tổng lực cắt tầng do tải trọng động đất tác dụng theo từng phương được xác định bằng căn bậc hai của tổng bình phương các lực cắt tầng tương ứng với hai dạng dao động thứ nhất và thứ hai.

Ảnh hưởng của hiệu ứng bậc hai đối với ứng xử của kết cấu có thể được bỏ qua khi giá trị của $\theta \leq 0,01$. Giá trị của θ không được lớn hơn 0,3. Hệ số kể đến ảnh hưởng của hiệu ứng bậc hai đối với ứng xử của kết cấu được xác định như sau [1, 2]:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \theta} \quad (3)$$

Bảng 9 và 10 minh họa kết quả xác định hệ số kể đến ảnh hưởng của hiệu ứng bậc hai đối với mô hình XBF-100 theo từng phương trục X và Y, trong đó các hệ số θ_X và θ_Y đều có giá trị lớn hơn 0,01 và cần được kể đến, cụ thể làm tăng ứng xử của kết cấu từ 4 đến 9,5%. Đối với các mô hình phân tích khác có độ cứng ngang nhỏ hơn (do giảm độ cứng của thanh giằng chịu nén) thì các hệ số θ_X và θ_Y càng có giá trị lớn hơn, do vậy ảnh hưởng của hiệu ứng bậc hai càng tăng, cụ thể làm tăng từ 4 đến 11,6% đối với các mô hình phân tích.

Bảng 9. Hệ số hiệu ứng bậc hai đối với kết cấu XBF-100 theo phương trục X

Tầng	h_i (m)	P_{tot} (kN)	$V_{tot,X}$ (kN)	$d_{r,X}$ (mm)	θ_X	α_X
6	3,5	4,224,86	662,45	26,21	0,048	1,050
5	3,5	9,705,91	1,330,14	30,71	0,064	1,068
4	3,5	15,148,77	1,852,10	30,80	0,072	1,078
3	3,5	20,604,65	2,236,90	29,47	0,078	1,084
2	3,5	26,071,42	2,490,37	27,07	0,081	1,088
1	3,8	31,554,21	2,621,51	27,50	0,087	1,095

Bảng 10. Hệ số hiệu ứng bậc hai đối với kết cấu XBF-100 theo phương trục Y

Tầng	h_i (m)	P_{tot} (kN)	$V_{tot,Y}$ (kN)	$d_{r,Y}$ (mm)	θ_Y	α_Y
6	3,5	4,224,86	694,48	22,24	0,039	1,040
5	3,5	9,705,91	1,413,64	27,17	0,053	1,056
4	3,5	15,148,77	1,984,59	27,91	0,061	1,065
3	3,5	20,604,65	2,413,19	27,50	0,067	1,072
2	3,5	26,071,42	2,702,21	26,47	0,073	1,079
1	3,8	31,554,21	2,856,20	29,04	0,084	1,092

3. Các kết quả ứng xử của kết cấu

3.1. Nội lực trong các thanh giằng

Xét trường hợp tải trọng động đất tác dụng chủ đạo theo phương trục X từ trái sang phải (Hình 1). Tổ hợp để xác định nội lực tính toán cho các thanh giằng chéo bao gồm các tải trọng trọng trường TX, TTDH và $\psi_{2,i}$ TTNH đồng thời với tải trọng động đất tác dụng theo phương trục X và 0,3 tải trọng động đất theo phương trục Y. Tổ hợp này được biểu thị như sau:

$$TX + TTDH + \psi_{2,i} TTNH + \alpha_X(1,3\Delta X + HX) + \alpha_Y(0,3 \times 1,3\Delta Y + HY) \quad (4)$$

trong đó lần lượt α_X và α_Y là các hệ số ảnh hưởng của hiệu ứng bậc hai; $\psi_{2,i}$ là hệ số tổ hợp các tải trọng trọng trường; ΔX và ΔY là các tải trọng động đất tác dụng theo các phương trục X và Y (được xác định bằng căn bậc hai của tổng bình phương của hai dạng thứ nhất và thứ hai theo từng phương); 1,3 là hệ số kể đến ảnh hưởng xoắn ngẫu nhiên; HX và HY là các lực ngang do ảnh hưởng của không hoàn hảo của kết cấu theo các phương trục X và Y.

Bảng 11 và 12 lần lượt chỉ ra các kết quả lực dọc trục trong các thanh giằng chịu kéo và nén của khung trục Y4 của các mô hình phân tích dưới tác dụng của các tải trọng trong tình huống thiết kế chịu động đất tác dụng chủ đạo theo phương trục X. Kết quả chỉ ra rằng lực dọc trục trong các thanh giằng chịu kéo có xu hướng giảm khi tăng độ cứng của các thanh giằng chịu nén.

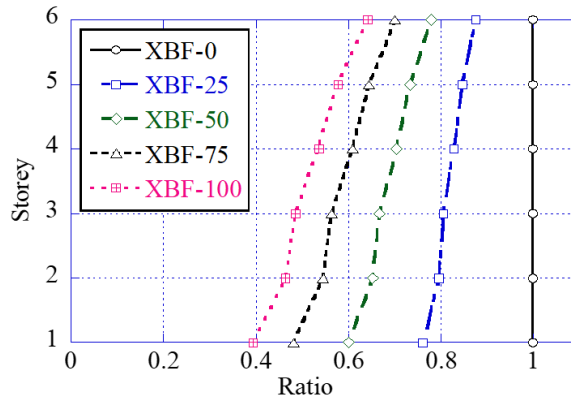
Bảng 11. Lực dọc trong các thanh giằng chịu kéo của khung trục Y4 chịu tác động động đất chủ đạo theo phương trục X (kN)

Tầng	XBF-0	XBF-25	XBF-50	XBF-75	XBF-100
6	95,49	83,66	74,44	67,03	61,34
5	208,04	176,17	152,50	134,09	120,09
4	290,54	240,74	204,62	176,94	156,04
3	355,78	286,50	237,52	200,56	172,84
2	390,54	310,67	254,82	212,86	181,31
1	442,32	336,79	265,53	213,27	174,33

Bảng 12. Lực dọc trong các thanh giằng chịu nén của khung trục Y4 chịu tác động động đất chủ đạo theo phương trục X (kN)

Tầng	XBF-0	XBF-25	XBF-50	XBF-75	XBF-100
6	0,00	24,15	43,17	58,80	72,33
5	0,00	55,00	96,82	130,18	158,29
4	0,00	79,21	138,27	184,65	223,12
3	0,00	102,45	177,31	235,20	282,43
2	0,00	113,91	196,61	260,30	311,79
1	0,00	139,63	238,66	313,81	373,52

Hình 5 biểu thị kết quả tỷ lệ so sánh giữa các lực dọc trục trong các thanh giằng chịu kéo của các mô hình phân tích so với của mô hình XBF-0 (không có thanh giằng chịu nén được quy định trong [1, 2]). Kết quả cho thấy lực kéo trong các thanh giằng giảm đi đáng kể, đặc biệt ở các tầng càng thấp; cụ thể giảm 60% ở tầng một và 36% ở tầng mái đối với mô hình XFB-100 (các thanh giằng chịu nén có đầy đủ độ cứng). Điều này có nghĩa là trong trường hợp các thanh giằng chịu nén không bị suy giảm độ cứng thì giá trị nội lực trong các thanh giằng chịu kéo và khá nhỏ và chúng có thể sẽ ứng xử trong giới hạn đàn hồi.



Hình 5. Tỷ lệ lực kéo trong thanh giằng của các mô hình so với XBF-0 cho khung trục Y4

3.2. Lực dọc trong các cột

Tổ hợp để xác định lực dọc tính toán cho các cột trong tình huống thiết kế chịu động đất tác dụng chủ đạo theo phương trục X được biểu thị như sau:

$$TX + TTDH + \psi_{2,i} TTNH + \alpha_X (1,3 \times 1,1 \gamma_{ov} \Omega_X \overline{DX} + HX) + \alpha_Y (0,3 \times 1,3 \times 1,1 \gamma_{ov} \Omega_Y \overline{DY} + HY) \quad (5)$$

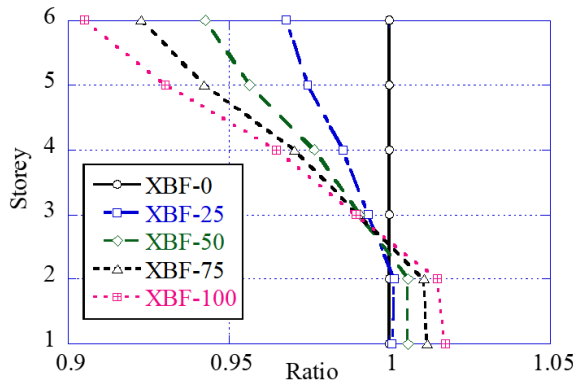
trong đó giá trị của γ_{ov} được lấy bằng 1,0; Ω_X và Ω_Y được xác định có giá trị bằng 1,25.

Bảng 13 chỉ ra kết quả lực dọc trục trong các cột giữa của khung trục Y4 cho các mô hình phân tích dưới tác dụng của các tải trọng trong tình huống thiết kế chịu động đất tác dụng chủ đạo theo phương trục X. Kết quả chỉ ra rằng lực dọc trục trong các cột thay đổi khi tăng độ cứng của các thanh giằng chịu nén.

Bảng 13. Lực nén trong các cột giữa của khung trục Y4 chịu tác động động đất chủ đạo theo phương trục X (kN)

Tầng	XBF-0	XBF-25	XBF-50	XBF-75	XBF-100
6	274,58	265,74	258,90	253,37	248,58
5	643,24	626,95	615,23	606,22	598,39
4	1071,23	1055,89	1046,29	1039,59	1033,55
3	1548,84	1538,26	1534,61	1533,65	1532,51
2	2057,98	2060,92	2069,97	2080,11	2088,45
1	2641,10	2642,99	2656,40	2672,32	2687,11

Hình 6 biểu thị kết quả tỷ lệ so sánh giữa các lực nén tại chân cột của các mô hình so với của mô hình XBF-0 không có thanh giằng chịu nén được quy định trong [1, 2]. Kết quả cho thấy lực nén trong cột có xu hướng giảm ở các tầng trên (đến 9% ở tầng mái), trong khi lại tăng đến 2% ở các tầng một và hai. Điều này có nghĩa là việc sử dụng mô hình XBF-0 được quy định trong TCVN 9386 để xác định nội lực tính toán cột có xu hướng thiên về an toàn hơn ở các tầng trên, trong khi thiên về không an toàn ở các tầng dưới, nhưng với mức độ khá nhỏ đối với kết cấu nhà 6 tầng được khảo sát.



Hình 6. Tỷ lệ lực nén trong cột của các mô hình so với XBF-0 cho khung trục Y4

3.3. Tính toán kiểm tra độ bền ổn định của cột

Như đã đề cập ở trên, nội lực để tính toán các cấu kiện kết cấu trong tình huống thiết kế chịu động đất được xác định theo giá trị tiêu chuẩn của tải trọng, không phụ thuộc vào hệ số độ tin cậy của tải trọng. Do TCVN 9386 (được biên dịch từ EN 1998-1) đã được ban hành thuộc hệ thống tiêu chuẩn quốc gia nên việc tính toán kiểm tra độ bền chịu lực của các cấu kiện kết cấu chịu tác động động đất có thể sử dụng một cách đồng bộ gồm TCVN 5575 kết hợp với TCVN 9386 hoặc EN 1993-1-1 với TCVN 9386 (tương tự với EN 1998-1). Các ví dụ tính toán theo hai hệ thống tiêu chuẩn này cũng đã được trình bày trong [7]. Việc tính toán kết cấu theo tổ hợp động đất là khác so với theo tổ hợp cơ bản (bao gồm tải trọng gió) vì các giá trị tính toán của tải trọng được sử dụng cho tổ hợp cơ bản. Các ví dụ tính toán kết cấu chịu các tải trọng cơ bản theo TCVN 2737:2023 cùng với TCVN 5575:2024 cũng như theo EN 1991 với EN 1993-1-1 được trình bày trong [8].

Đối với mô hình kết cấu có giằng X được khảo sát, kết quả phân tích cho thấy mô men uốn trong cột có giá trị rất nhỏ, do vậy trong bài báo này các cột được tính toán ổn định theo trường hợp chịu nén đúng tâm. Bảng 14 trình bày kết quả tính toán kiểm tra độ bền ổn định tổng thể của các cột khung trục Y4 thuộc mô hình XBF-0 theo TCVN 5575:2024, trong đó L là chiều dài tính toán ổn định cột được xác định bằng khoảng cách giữa hai trục dầm, hệ số chiều dài tính toán cột trong khung có giằng được lấy bằng 1,0 theo cả hai phương trục X và Y, $\bar{\lambda}_y$ là độ mảnh quy ước của cột đối với trục yếu y của tiết diện, φ_y là hệ số ổn định, $[N]$ là độ bền ổn định của cột và N_{Ed} là lực nén tính toán cột được cho ở Bảng 13. Kết quả kiểm tra cho thấy các cột khảo sát có đủ độ bền ổn định dưới tác dụng của các tải trọng trong tình huống thiết kế chịu động đất tác dụng chủ đạo theo phương trục X theo TCVN 9386 và TCVN 5575:2024, trừ cột tầng một vượt quá 6,1%. Tương tự, kết quả tính toán kiểm tra đối với mô hình XBF-100 cho thấy cột tầng một vượt quá 7,9% (do lực nén N_{Ed} tăng).

Bảng 14. Kiểm tra độ bền ổn định của các cột giữa khung trục Y4 của mô hình XBF-0 theo TCVN 5575:2024

Tầng	Tiết diện	L (cm)	$\bar{\lambda}_y$	φ_y	$[N]$ (kN)	$N_{Ed}/[N]$
6	HEB 200	350,0	2,800	0,586	1547,340	0,416
5	HEB 200	358,5	2,868	0,586	1547,340	0,416
4	HEB 220	350,0	2,537	0,647	1991,105	0,538
3	HEB 220	363,5	2,635	0,629	1935,321	0,800
2	HEB 240	350,0	2,353	0,681	2487,007	0,827
1	HEB 240	349,5	2,349	0,682	2489,254	1,061

Bảng 15 trình bày kết quả tính toán kiểm tra độ bền ổn định tổng thể của các cột khung trục Y4 thuộc mô hình XBF-0 theo EN 1993-1-1, trong đó L là chiều dài tính toán ổn định cột được xác định giống như ở Bảng 14, $\bar{\lambda}_y$ là độ mảnh quy ước của cột đối với trục yếu y của tiết diện (tính theo EN 1993-1-1), χ_y là hệ số suy giảm, $N_{b,Rd,y}$ là độ bền ổn định của cột và N_{Ed} là lực nén tính toán cột được cho ở Bảng 13. Kết quả kiểm tra cho thấy tất cả các cột khảo sát đều có đủ độ bền ổn định dưới tác dụng của các tải trọng trong tình huống thiết kế chịu động đất tác dụng chủ đạo theo phương trục X theo hệ thống tiêu chuẩn châu Âu gồm TCVN 9386 (tương tự EN 1998-1) và EN 1993-1-1. Tương tự, kết quả kiểm tra cho mô hình XBF-100 cho thấy các cột đều đủ độ bền ổn định.

Ngoài ra, tỷ số giữa các giá trị độ bền $N_{b,Rd,y}$ ở Bảng 15 và $[N]$ ở Bảng 14 cho kết quả từ 1,15 đến 1,18, có nghĩa là độ bền ổn định tổng thể của cột tính theo EN 1993-1-1 có giá trị lớn hơn theo TCVN 5575:2024 từ 15 đến 18%. Như vậy, đối với mô hình khảo sát thì việc sử dụng TCVN 5575:2024 cho kết quả kiểm tra ổn định tổng thể của cột thiên về an toàn hơn so với EN 1993-1-1.

Bảng 15. Kiểm tra độ bền ổn định của các cột giữa khung trục Y4 của mô hình XBF-0 theo EN 1993-1-1

Tầng	Tiết diện	L (cm)	$\bar{\lambda}_y$	χ_y	$N_{b,Rd,y}$ (kN)	$N_{Ed}/N_{b,Rd,y}$
6	HEB 200	350,0	0,905	0,658	1824,917	0,150
5	HEB 200	358,5	0,927	0,644	1785,703	0,360
4	HEB 220	350,0	0,820	0,712	2300,981	0,466
3	HEB 220	363,5	0,851	0,692	2236,659	0,692
2	HEB 240	350,0	0,760	0,749	2870,537	0,717
1	HEB 240	349,5	0,759	0,749	2873,029	0,919

4. Kết luận

Dưới đây là một số nhận xét và kết luận được rút ra từ kết quả tính toán kết cấu nhà thép 6 tầng có giằng X đúng tâm chịu tác động động đất:

- Các giá trị nội lực để tính toán các cấu kiện kết cấu thép chịu tác động động đất theo TCVN 9386 (cũng như EN 1998-1) cần kể đến các yếu tố ảnh hưởng như xoắn ngẫu nhiên, không hoàn hảo của kết cấu, hiệu ứng bậc hai, vượt cường độ vật liệu và vượt độ bền chịu lực của các thanh giằng chịu kéo.

- Kết quả phân tích ứng xử của 5 mô hình XBF-0, XBF-25, XBF-50, XBF-75 và XBF-100 với các thanh giằng chéo chịu nén có độ cứng thay đổi từ 0, 25, 50, 75 và 100% đồng đều cho các tầng cho thấy sự thay đổi về giá trị nội lực tính toán các thanh giằng chịu kéo và cột. Cụ thể, đối với mô hình XFB-100 giá trị lực kéo trong các thanh giằng giảm 60% ở tầng một và 36% ở tầng mái. Hơn nữa, lực nén trong cột có xu hướng giảm ở các tầng trên (đến 9% ở tầng mái) trong khi lại tăng đến 2% ở các tầng một và hai.

- TCVN 9386 (tương tự với EN 1998-1) được sử dụng để xác định các giá trị nội lực thiết kế kết cấu chịu động đất và các giá trị này được sử dụng để kiểm tra độ bền chịu lực theo TCVN 5575:2024 hoặc EN 1993-1-1. Kết quả tính cho thấy trong trường hợp cột chịu nén đúng tâm của kết cấu khung thép có giằng X được khảo sát, TCVN 5575:2024 cho kết quả tính độ bền ổn định tổng thể thiên về an toàn hơn so với theo EN 1993-1-1.

Tài liệu tham khảo

- [1] TCVN 9386:2012. *Thiết kế công trình chịu động đất*. Hà Nội.
- [2] EN 1998-1:2004-2013. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*.
- [3] TCVN 2737:2023. *Tải trọng và tác động*.
- [4] EN 1990:2002-2010. *Eurocode - Basis of structural design*.
- [5] EN 1993-1-1:2005-2014. *Eurocode 3 - Design of steel structures; Part 1-1: General rules and rules for buildings*.
- [6] TCVN 5575:2024. *Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế*.
- [7] Thuật, Đ. V., Huy, N. Q., Hoà, L. Đ., Long, N. (2024). [Yêu cầu độ bền ổn định của cột thép cho thiết kế kết cấu nhà nhiều tầng chịu động đất theo tiêu chuẩn Việt Nam và Châu Âu](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCNXD) - ĐHXDHN*, 18(4V):59–72.
- [8] Thuật, Đ. V., Hoà, L. Đ., Huy, N. Q., Hưng, Đ. V. (2024). [Tính toán thiết kế cột thép cho nhà nhiều tầng chịu tải trọng gió theo tiêu chuẩn Việt Nam và châu Âu](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCNXD) - ĐHXDHN*, 18(3V):81–93.
- [9] EN 10365:2017. *Hot rolled steel channels, I and H sections — Dimensions and masses*.
- [10] ETABS (2020). *Analysis and design of building systems*. Version 20.3.0.
- [11] QCVN 02:2022/BXD. *Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng*.