



ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی

غلامرضا قدرتی امیری^۱، علی سید کاظمی^۲، سید علی رضویان امرئی^۳

(دریافت: شهریور ۸۷، پذیرش: بهمن ۸۷)

چکیده

در این مقاله، ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، ارزیابی و عملکرد لرزه‌ای آنها در حوزه رفتارهای خطی و غیرخطی بررسی می‌گردد. بدین منظور ابتدا نمونه های متعارفی از ساختمان طبق استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده و سپس قاب بحرانی آنها براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، تحت بهسازی مینا و با روش های استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی طیفی و تاریخچه زمانی کنترل می‌شود. مطابق نتایج این تحقیق، عملکرد خمشی کلیه اعضاء در تمامی ساختمان‌ها کنترل شونده توسط تغییرشکل بوده و با روش دینامیکی خطی تاریخچه زمانی بر مبنای شتاب نگاشت زلزله های رخ داده در ایران (از جمله بم) نیازی به بهسازی ندارند. ساختمان‌های کوتاه برشی در حوزه رفتار غیرخطی عملکرد بسیار مناسبی دارند در حالیکه ساختمان‌های خمشی (۶ و ۸ طبقه) با روش استاتیکی غیرخطی و تمامی ساختمان‌ها با روش دینامیکی طیفی می‌بایستی بهسازی شوند.

کلمات کلیدی

بهسازی لرزه‌ای، عملکرد لرزه‌ای، ساختمان فولادی، قاب خمشی معمولی

Seismic Evaluation of Steel Ordinary Moment Frame Buildings

G.Ghodrati Amiri, A. Seyyed Kazemi, S.A.Razavian Amrei

ABSTRACT

In this paper, steel ordinary moment resisting frame buildings designed according to the Iranian Earthquake Code (Standard No.2800, 2nd edition) are evaluated based on seismic retrofitting provision for existing buildings. Also, their seismic performance is investigated in the range of both linear and non-linear behaviors. At first, several common samples of these systems were designed through 2800 code. So, critical frame of these samples was controlled using the seismic retrofitting provision in base upgrading level through the several detailed numerical analyses (non-linear static, linear dynamic spectrum and time history). Based on the obtained results, bending performance of all members in all structures is controlled by deformation and with linear dynamic time history analysis using the record of happened earthquakes in Iran such as Bam, do not need to be strengthened. The shearing low-height structures showed a reasonable performance in the range of non-linear behavior. However the flexural structures (6 and 8-storeyed) with non-linear static procedure and all of structures with linear dynamic spectrum method should be improved.

Key words

Seismic Retrofitting, Seismic Performance, Steel Ordinary, Moment Resisting Frame, Building

۱.استاد، قطب مطالعات بنیادی در مهندسی سازه‌ها، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، ghodrati@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲.کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه علوم و فنون مازندران - بابل، ali_sk_ardebili@yahoo.com

۳.دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، ali_razavian@iust.ac.ir



به جای طراحی بر اساس مقاومت بوده است. به عبارتی دیگر وجه تمایز اصلی این آیین‌نامه - که چهارچوب پیش نویس اولیه آن بر اساس گزارشات FEMA قرار دارد، با آیین‌نامه‌های قبلی همچون استاندارد ۲۸۰۰ [۶] در استفاده از روش غیرخطی است که روش نگرش به طراحی لرزه‌ای و نحوه تحلیل و طراحی سازه را بطور بنیادی دگرگون ساخته است.

۲- مدل‌های مورد بررسی

پلان ساختمان‌های نمونه در نظر گرفته شده، مربعی با ابعاد 15×15 m و قاب‌هایی به فاصله ۵ متر است. ساختمان‌های مورد مطالعه در چهار تیپ ارتفاعی دو طبقه، چهار طبقه، شش طبقه و هشت طبقه انتخاب شدند که ارتفاع هر طبقه ۳ m می‌باشد. نوع ساختمان، مسکونی با اهمیت متوسط و محل احداث جنوب تهران در نظر گرفته شد. در کلیه ساختمان‌ها، سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در هر دو راستا، قاب خمشی فولادی معمولی بوده و جهت تحمل بار ثقلی طبقات در سقف‌ها از سیستم دال یک طرفه (تیرچه و بلوک) استفاده شده است. اتصالات نیز از نوع صلب می‌باشد. با توجه به نوع پلان انتخاب شده و جهت تیرچه‌ریزی (شطرنجی)، تمامی قاب‌های موجود در ساختمان‌ها، وضع تقریباً مشابهی دارند بطوریکه از بررسی یک قاب، نتایج مورد نظر برای کل ساختمان بدست می‌آید. در همه این ساختمان‌ها قاب مورد مطالعه، قاب محور ۲ (قاب میانی) می‌باشد که حالت بحرانی تری از نظر بارگذاری بویژه در ستون‌ها دارد. پلان ساختمان‌های مورد بررسی و قاب مورد مطالعه در شکل (۱) نمایش داده شده است.

۳- مشخصات مصالح و نوع مقاطع اعضا

مشخصات مصالح به شرح ذیل در نظر گرفته شده است:

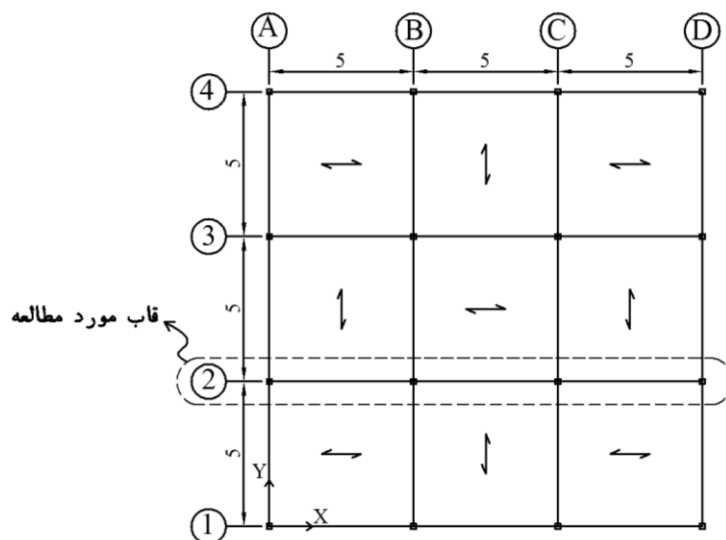
$F_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$	تنش تسلیم فولاد
$F_u = 3600 \text{ kgf/cm}^2$	مقاومت نهایی فولاد
$E = 2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$	مدول الاستیسیته فولاد
$\nu = 0.3$	ضریب پواسون

پاسخ لرزه‌ای قاب‌های فولادی تحت زلزله متناسب ناشی از حرکت زمین طی مطالعاتی بررسی شده است [۱]. نتایج، حاکی از آن است که مقاومت یک معیار ناکافی برای طراحی لرزه‌ای است، زیرا اغلب سازه‌ها در زلزله‌های قوی تسلیم شده و وارد ناحیه خمیری می‌گردند. طراحی بر پایه عملکرد، یک فلسفه طراحی جامع‌تری است که در آن معیار طراحی بر حسب اهداف عملکردی بیان می‌شود. هدف عملکردی را می‌توان تراز مطلوب و مورد نظر عملکرد لرزه‌ای سازه، نظیر تغییرشکل‌های جانبی، تغییر مکان‌های جانبی طبقه، شکل‌پذیری المان و شاخص خسارت المان در قبال تراز مشخصی از خطر زلزله دانست. به عبارت دیگر با ترکیب یک تراز عملکرد ساختمان و یک تراز زلزله، یک هدف عملکردی شکل می‌گیرد [۲]. زیر بنای تدوین آیین‌نامه ساختمانی بر مبنای طراحی عملکردی در سال ۱۹۹۲ توسط گروه تصمیم‌گیرندگان Seaoc طی کمیته Vision 2000 توسعه یافت و مقرر شد این کار تا قبل از سال ۲۰۰۰ انجام شود ولی بجز فعالیت‌های محدود اقدامی در این باره صورت نگرفت. علت تشکیل این کمیته خسارت سنگین ۸ میلیارد دلاری ناشی از زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا بود. در ژانویه سال ۱۹۹۴ زلزله نرتریج با بزرگی ۶.۷ به وقوع پیوست و خسارتی در حدود ۲۰ میلیارد دلار به بار آورد. متعاقب این مسئله، طی مدت یک سال، کمیته Vision 2000 پیشنهادهایی برای طراحی بر پایه عملکرد ارائه داد. گزارش این کمیته در سال ۱۹۹۵ منتشر شد که حاوی مباحث مفصل مهندسی زلزله در زمینه طراحی بر اساس عملکرد بود [۳]. برترو در سال ۱۹۹۷ دستورالعمل Seaoc برای ساختمان‌های جدید و NEHRP (FEMA 273) را بازنگری نمود [۴]. بدین ترتیب یک منبع اصلی و اولیه در رابطه با طراحی بر پایه عملکرد در اختیار قرار گرفت که شامل پیشنهادها و راهنمایی‌هایی برای طراحی ساختمان‌های جدید و بهسازی ساختمان‌های موجود می‌باشد [۳]. در کشور ایران نیز تدوین دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۵] در راستای جایگزینی فلسفه طراحی بر اساس عملکرد



چرخه های هیستریزس پایدار و دوکی شکل می باشد [۷]. مقاطع تیرها نیز از پروفیل IPE انتخاب شده است.

برای ستون‌ها از مقطع جعبه‌ای استفاده شده است که ضمن قابلیت ایجاد اتصال خمشی مناسب در دو طرف دارای



شکل (۱): پلان ساختمان های مورد بررسی (واحد بر حسب متر)

و نیز جابجایی نسبی مجاز هر طبقه طبق همین استاندارد ($\frac{0.03}{R}$ برابر ارتفاع آن طبقه) در روند طراحی ساختمان‌ها مد نظر قرار گرفته است. نتایج طراحی در جدول‌های ۱ تا ۴ آمده است.

۴- نرم افزار تحلیل و طراحی

در این تحقیق برای آنالیز و طراحی نمونه‌ها طبق استاندارد ۲۸۰۰ و نیز کنترل و ارزیابی آنها بر اساس روش‌های مختلف دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای از نرم‌افزار ETABS 2000 [۸] استفاده شده است.

۶- آنالیز مدل‌ها، ارزیابی و کنترل قاب‌های بحرانی بر

اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

نمونه های طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰، براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای تحت بهسازی مینا و با سه روش استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی طیفی و دینامیکی خطی تاریخچه زمانی تحلیل و آنالیز شدند. سپس قاب بحرانی آنها (قاب محور ۲) طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، ارزیابی و کنترل گردید. لازم به ذکر است در تحلیل با روش استاتیکی غیرخطی دو نوع توزیع بار جانبی (توزیع نوع اول و توزیع نوع دوم) بر روی سازه‌ها اعمال شد. از آنجا که هدف بهسازی، بهسازی مینا انتخاب شده است انتظار می‌رود که تحت زلزله "سطح خطر- ۱" ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد. این سطح خطر بر اساس ۱۰٪ احتمال رویداد زلزله در ۵۰ سال (معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال)

۵- بارگذاری و طراحی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰

بارگذاری ثقلی ساختمان‌های مورد بررسی بر مبنای آیین‌نامه ۵۱۹ ایران [۹] و بارگذاری جانبی آنها بر اساس آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش دوم، صورت گرفته است. بارهای سطحی مرده و زنده و بار دیوارهای جانبی در مورد طبقات به ترتیب 655 kgf/m^2 ، 200 kgf/m^2 و 900 kgf/m^2 و در مورد بام به ترتیب 605 kgf/m^2 ، 150 kgf/m^2 و 200 kgf/m^2 در نظر گرفته شده است. در محاسبه ضریب زلزله (C) ساختمان‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، نوع زمین IV انتخاب شده است. طراحی قاب‌ها هم مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۰] و به روش تنش مجاز صورت گرفته است. همچنین ضوابط لرزه‌ای پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

تعیین می‌شود. که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران «زلزله طرح» (DBE) نامیده شده است.

برای تیرها مفصل غیر خطی M3 در وسط و هر دو انتهای تیر تعریف شد و برای ستون‌ها نیز مفصل غیر خطی PMM به ابتدا و انتهای ستون اختصاص یافت. در این روش دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر بر روی سازه‌ها اعمال گشت:

۶-۱- روش استاتیکی غیرخطی

جدول (۱): نتایج طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰ در قاب مورد مطالعه (قاب محور ۲) مربوط به ساختمان ۲ طبقه

طبقه	ستون‌های 2.A & 2.D	ستون‌های 2.B & 2.C	تیرهای 2.AB & 2.CD	تیر 2.BC
2	TUBO 160*160*20	TUBO 160*160*10	IPE 300	IPE 300
1	TUBO 200*200*20	TUBO 200*200*20	IPE 300	IPE 300

جدول (۲): نتایج طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰ در قاب مورد مطالعه (قاب محور ۲) مربوط به ساختمان ۴ طبقه

طبقه	ستون‌های 2.A & 2.D	ستون‌های 2.B & 2.C	تیرهای 2.AB & 2.CD	تیر 2.BC
4	TUBO 200*200*20	TUBO 180*180*20	IPE 300	IPE 270
3	TUBO 220*220*20	TUBO 220*220*20	IPE 360	IPE 330
2	TUBO 240*240*20	TUBO 220*220*20	IPE 450	IPE 360
1	TUBO 260*260*20	TUBO 260*260*20	IPE 400	IPE 360

جدول (۳): نتایج طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰ در قاب مورد مطالعه (قاب محور ۲) مربوط به ساختمان ۶ طبقه

طبقه	ستون‌های 2.A & 2.D	ستون‌های 2.B & 2.C	تیرهای 2.AB & 2.CD	تیر 2.BC
6	TUBO 240*240*20	TUBO 240*240*20	IPE 300	IPE 300
5	TUBO 240*240*20	TUBO 240*240*20	IPE 330	IPE 330
4	TUBO 300*300*20	TUBO 280*280*20	IPE 400	IPE 330
3	TUBO 300*300*20	TUBO 280*280*20	IPE 500	IPE 500
2	TUBO 320*320*20	TUBO 300*300*20	IPE 550	IPE 600
1	TUBO 320*320*20	TUBO 320*320*20	IPE 400	IPE 330

جدول (۴): نتایج طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰ در قاب مورد مطالعه (قاب محور ۲) مربوط به ساختمان ۸ طبقه

طبقه	ستون‌های 2.A & 2.D	ستون‌های 2.B & 2.C	تیرهای 2.AB & 2.CD	تیر 2.BC
8	TUBO 260*260*20	TUBO 260*260*20	IPE 300	IPE 300
7	TUBO 260*260*20	TUBO 260*260*20	IPE 360	IPE 360
6	TUBO 260*260*20	TUBO 260*260*20	IPE 400	IPE 400
5	TUBO 280*280*20	TUBO 280*280*20	IPE 450	IPE 450
4	TUBO 300*300*20	TUBO 280*280*20	IPE 600	IPE 600
3	TUBO 320*320*20	TUBO 320*320*20	IPE 600	IPE 550
2	TUBO 340*340*20	TUBO 320*320*20	IPE 500	IPE 550
1	TUBO 380*380*20	TUBO 380*380*20	IPE 450	IPE 450



منظور محاسبه تغییر مکان هدف واقعی طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شد. در جدول (۵) تغییر مکان هدف واقعی طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای در دو نوع توزیع آمده است. بعد از محاسبه تغییر مکان هدف واقعی، تغییر مکان نقطه کنترل (مرکز جرم بام) برابر این مقدار قرار داده شده و دوباره سازه‌ها با دو نوع توزیع آنالیز غیرخطی شدند.

نیروی محوری فشاری در ستون‌ها کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود برای کنترل تلاش خمشی در ستون‌ها نسبت نیروی محوری ستون در تغییر مکان هدف، P ، به کرانه پایین مقاومت فشاری ستون، PCL ، بدست آمد. این نسبت در جداول ۶ تا ۹ ارائه شده است. از آنجا که برای تمامی ستون‌ها در همه ساختمان‌ها $\frac{P}{P_{CL}} < 0.5$ است لذا تلاش خمشی کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شده و حداکثر زاویه چرخش تک تک ستون‌ها (θ_C) با زاویه چرخش خمیری مجاز در هنگام رعایت ایمنی جانی (LS) مقایسه گردید. معیار پذیرش چنین است:

$$\theta_C \leq LS \quad (4)$$

عملکرد خمشی تیرها بر مبنای رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل می‌باشد. معیار پذیرفته شدن تیر چنین می‌باشد:

$$\theta_b \leq LS \quad (5)$$

در این رابطه θ_b حداکثر زاویه چرخش گره ابتدای تک تک تیرها حول محور عمود بر صفحه قاب و LS مقدار تغییر شکل دورانی خمیری مجاز در هنگام رعایت ایمنی جانی است.

۱- توزیع نوع اول: از آنجا که در تمامی ساختمان‌ها حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کردند این توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی یعنی مطابق رابطه (۱) انتخاب شد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (1)$$

۲- توزیع نوع دوم: توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه گردید (رابطه ۲):

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{j=1}^n W_j} V \quad (2)$$

در روابط فوق F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i ، W_i وزن طبقه i ، h_i ارتفاع طبقه i و V نیروی برشی پایه است و مقدار k برابر است با: $k = 0.5T + 0.75$ زمان تناوب اصلی است. به ازای $T \leq 0.5$ مقدار k برابر یک و برای $T \geq 2.5$ مقدار k برابر ۲ انتخاب می‌شود.

در انجام اولین آنالیز غیرخطی تغییر مکان هدف بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران انتخاب شد (رابطه ۳):

$$(0.4R) \times \frac{0.03}{R} \times H = 0.012H \quad (3)$$

که در این رابطه، R ضریب رفتار و H ارتفاع ساختمان است. نمودار رفتار غیرخطی (برش پایه - تغییر مکان) بعد از رسیدن تغییر مکان نقطه کنترل (مرکز جرم بام) به ۱.۵ برابر تغییر مکان هدف، بدست آمد. سپس این نمودار به

جدول (۵): مقادیر تغییر مکان هدف واقعی طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

تغییر مکان هدف واقعی، δt (m)		نحوه عملکرد	نوع ساختمان
توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم		
0.04272	0.04094	برشی*	دو طبقه
0.11089	0.10424	برشی	چهار طبقه
0.2058	0.19845	غیر برشی	شش طبقه
0.2848	0.28084	غیر برشی	هشت طبقه

* منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی کوچکتر از طبقه زیرین باشد

۶-۲- روش دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی به دو روش طیفی و تاریخچه زمانی بر روی مدل‌ها انجام شد. پاسخ سازه‌ها (مقادیر نیروها و تغییرمکان‌ها) در ضرایبی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ضرب شدند تا حداکثر تغییرشکل سازه‌ها با آنچه که در زلزله پیش بینی می‌شود مطابقت داشته باشد.

۱- روش طیفی: در این روش شتاب طیفی برابر است با مقدار حاصله از طیف طرح استاندارد. این طیف از حاصل ضرب مقادیر طیف ضریب بازتاب ساختمان (B) و شتاب مبنای طرح (A) بدست آمد.

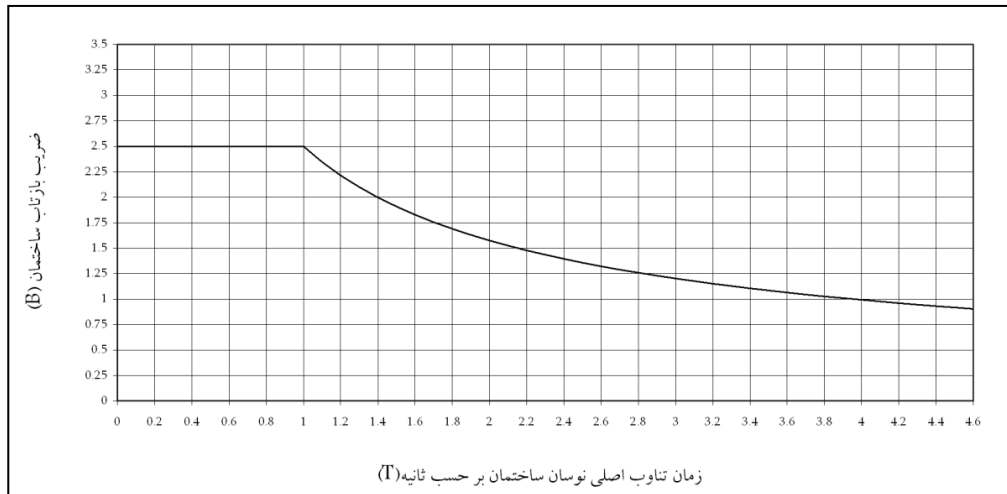
$$S_a = A \times B \quad (6)$$

طیف ضریب بازتاب برای "سطح خطر-۱" مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای میرایی ۵٪ تعیین شد که برای زمین نوع IV در شکل (۲) نشان داده شده و رابطه (۷)، آن را تعریف می‌کند.

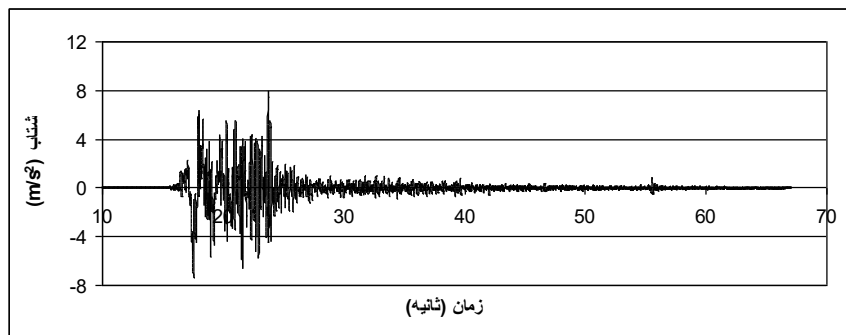
$$B = 2.5 \left(\frac{1}{T} \right)^{2/3} \leq 2.5 \quad (7)$$

شتاب مبنای طرح که بعنوان ضریب مقیاس طیف بازتاب، مطرح است برای نواحی جنوب تهران $0.35g = 3.4335$ در نظر گرفته شد.

۲- روش تاریخچه زمانی: شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق مؤلفه افقی شتاب نگاشت زلزله‌های بم، طیس، منجیل و ناغان می‌باشد. ضریب مقیاس این شتاب نگاشت‌ها بدلیل اصلاح در شتاب ثقل g ضرب نشده و ۰.۳۵ در نظر گرفته شد. از آنجا که زلزله بم باعث بوجود آمدن بیشترین نیروها و تغییرمکان‌ها در سازه‌ها شد لذا معیارهای پذیرش بر اساس نیروهای بدست‌آمده از این شتاب نگاشت کنترل گردید. در شکل (۳) مؤلفه افقی شتاب نگاشت زلزله بم نشان داده شده است.



شکل (۲): طیف بازتاب (B) برای زمین نوع IV



شکل (۳): مؤلفه افقی شتاب نگاشت زلزله بم

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{C_{mx} M_{UDx}}{m_x \kappa \left[1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ex}} \right] M_{CEx}} + \frac{C_{my} M_{UDy}}{m_y \kappa \left[1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ey}} \right] M_{CEy}} \leq 1 \quad (9)$$

و همچنین:

$$\frac{P_{UF}}{\kappa A F_{ye}} + 0.85 \left[\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{PCEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{PCEy}} \right] \leq 1.0 \quad (10)$$

$$M_{UDx} \leq m_x \kappa M_{PCEx}, M_{UDy} \leq m_y \kappa M_{PCEy}$$

در مورد تیرها عملکرد خمشی، کنترل شونده توسط تغییر شکل است و تلاش های ایجاد شده در آنها باید رابطه (۱۱) را ارضا نماید:

$$m \kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (11)$$

علائم و پارامترهای بکار رفته در روابط فوق، مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای بوده و در فهرست علائم موجود می‌باشد.

در جداول ۶ تا ۹ نسبت نیروی محوری وارده بر ستون (P_{UF}) به کرانه پایین مقاومت فشاری ستون (P_{CL}) بدست آمده است. از آنجا که در تحلیل دینامیکی خطی (طیفی و تاریخچه زمانی) برای تمامی ستون‌ها در همه ساختمان‌ها $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$ است لذا رفتار ستون‌ها از نظر خمش کنترل شونده توسط تغییرشکل بوده و از نظر نیروی محوری، کنترل شونده توسط نیرو می‌باشند. لذا معادلات کنترل کننده برای ستون‌ها بصورت روابط ۸ تا ۱۰ خواهد بود:

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.15$$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (A)$$

$$\text{و اگر } 0.15 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$$

جدول (۶): محاسبه (P/P_{CL}) و (P_{UF}/P_{CL}) در ستون‌های ساختمان ۲ طبقه

طبقه	ستون	استاتیکی غیرخطی P (Kgf)		دینامیکی خطی P _{UF} (Kgf)		P _{CL} (Kgf)	استاتیکی غیرخطی P/P _{CL}		دینامیکی خطی P _{UF} /P _{CL}	
		توزیع		طیفی	تاریخچه زمانی		توزیع		طیفی	تاریخچه زمانی
		نوع اول	نوع دوم				نوع اول	نوع دوم		
2	2.A & 2.D	4726.1	4584.2	20093.2	18057.8	214193.3	0.02206	0.02140	0.09381	0.08431
	2.B & 2.C	5814.3	5985.2	32672.6	31578.2	124048.8	0.04687	0.04825	0.26339	0.25456
1	2.A & 2.D	12509.8	12731.9	50707.0	44824.7	296348.3	0.04221	0.04296	0.17111	0.15126
	2.B & 2.C	11885.6	12468.0	68382.2	66431.7	303896.7	0.03911	0.04103	0.22502	0.21860

جدول (۷): محاسبه (P/P_{CL}) و (P_{UF}/P_{CL}) در ستون‌های ساختمان ۴ طبقه

طبقه	ستون	استاتیکی غیرخطی P (Kgf)		دینامیکی خطی P _{UF} (Kgf)		P _{CL} (Kgf)	استاتیکی غیرخطی P/P _{CL}		دینامیکی خطی P _{UF} /P _{CL}	
		توزیع		طیفی	تاریخچه زمانی		توزیع		طیفی	تاریخچه زمانی
		نوع اول	نوع دوم				نوع اول	نوع دوم		
4	2.A & 2.D	8052.1	7543.7	20080.5	17612.5	293494.3	0.02744	0.02570	0.06842	0.06001
	2.B & 2.C	9842.1	9988.3	30665.5	29213.6	264999.4	0.03714	0.03769	0.11572	0.11024
3	2.A & 2.D	23153.1	21918.0	53156.8	45099.6	338751.9	0.06835	0.06470	0.15692	0.13313
	2.B & 2.C	21472.2	21844.0	65656.5	62308.7	347784.6	0.06174	0.06281	0.18878	0.17916
2	2.A & 2.D	44737.7	43537.9	92867.9	75167.0	379504.2	0.11788	0.11472	0.24471	0.19807
	2.B & 2.C	40706.9	41141.2	108599.8	98912.9	346546.6	0.11746	0.11872	0.31338	0.28542
1	2.A & 2.D	63299.8	63503.0	130053.0	103629.9	421659.5	0.15012	0.15060	0.30843	0.24577
	2.B & 2.C	49748.7	51523.5	143438.8	131698.3	424825.2	0.11710	0.12128	0.33764	0.31001

جدول (۸): محاسبه (P/PCL) و (P_{UF}/PCL) در ستون‌های ساختمان ۶ طبقه

طبقه	ستون	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی		PCL (Kgf)	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی	
		P (Kgf)		P _{UF} (Kgf)			P/PCL		P _{UF} /PCL	
		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی
6	2.A & 2.D	9687.3	8033.0	18920.3	16296.9	355602.5	0.02724	0.02259	0.05321	0.04583
	2.B & 2.C	8283.4	9408.9	25580.7	25466.1	375978.0	0.02203	0.02503	0.06804	0.06773
5	2.A & 2.D	24205.8	22080.5	49273.0	41267.5	356008.8	0.06799	0.06202	0.13840	0.11592
	2.B & 2.C	17291.8	19966.1	54397.7	54004.3	374271.1	0.04620	0.05335	0.14534	0.14429
4	2.A & 2.D	44165.4	42054.4	86986.5	69825.9	491074.7	0.08994	0.08564	0.17713	0.14219
	2.B & 2.C	31694.2	36653.8	90648.3	86057.2	464628.3	0.06821	0.07889	0.19510	0.18522
3	2.A & 2.D	71358.6	67141.6	127751.6	99626.0	501121.0	0.14240	0.13398	0.25493	0.19881
	2.B & 2.C	42636.0	48493.7	122111.3	115827.3	473491.3	0.09005	0.10242	0.25790	0.24462
2	2.A & 2.D	102574.2	100069.5	171442.7	130230.9	533074.8	0.19242	0.18772	0.32161	0.24430
	2.B & 2.C	51035.9	59419.8	151340.5	144952.1	505714.2	0.10092	0.11750	0.29926	0.28663
1	2.A & 2.D	122682.5	121974.3	209710.6	158188.9	531850.0	0.23067	0.22934	0.39430	0.29743
	2.B & 2.C	65555.0	75728.2	188634.5	177345.0	538038.2	0.12184	0.14075	0.35060	0.32961

جدول (۹): محاسبه (P/PCL) و (P_{UF}/PCL) در ستون‌های ساختمان ۸ طبقه

طبقه	ستون	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی		PCL (Kgf)	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی	
		P (Kgf)		P _{UF} (Kgf)			P/PCL		P _{UF} /PCL	
		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی
8	2.A & 2.D	9394.1	7899.0	17144.5	14937.1	393289.2	0.02389	0.02008	0.04359	0.03798
	2.B & 2.C	8196.3	10432.4	23432.9	23276.9	414681.5	0.01977	0.02516	0.05651	0.05613
7	2.A & 2.D	26263.4	22099.8	45814.6	38240.5	401514.3	0.06541	0.05504	0.11410	0.09524
	2.B & 2.C	17244.9	22362.0	49575.8	49201.7	419486.6	0.04111	0.05331	0.11818	0.11729
6	2.A & 2.D	46513.8	40567.3	79381.8	63495.4	411871.7	0.11293	0.09850	0.19273	0.15416
	2.B & 2.C	26253.5	34030.3	75626.4	75061.0	425502.3	0.06170	0.07998	0.17773	0.17641
5	2.A & 2.D	71172.3	63415.1	117052.8	90987.1	463520.6	0.15355	0.13681	0.25253	0.19630
	2.B & 2.C	35178.8	45758.0	102286.8	101334.7	472118.9	0.07451	0.09692	0.21665	0.21464
4	2.A & 2.D	106551.6	92822.0	161476.2	123314.7	511032.7	0.20850	0.18164	0.31598	0.24130
	2.B & 2.C	51593.9	57983.9	131358.4	128763.7	477004.0	0.10816	0.12156	0.27538	0.26994
3	2.A & 2.D	145858.1	133815.9	209503.4	157824.5	542997.2	0.26862	0.24644	0.38583	0.29065
	2.B & 2.C	68768.9	65826.3	165320.0	158948.4	553278.1	0.12429	0.11898	0.29880	0.28728
2	2.A & 2.D	175653.6	166254.1	253246.7	189785.5	564881.1	0.31096	0.29432	0.44832	0.33597
	2.B & 2.C	71825.0	79011.2	188033.5	183552.8	543903.8	0.13205	0.14527	0.34571	0.33747
1	2.A & 2.D	200329.7	193953.2	292234.8	219042.9	653366.3	0.30661	0.29685	0.44728	0.33525
	2.B & 2.C	81048.2	90218.3	216191.7	211078.5	661516.2	0.12252	0.13638	0.32681	0.31908

غیرخطی می‌باشد. بدین منظور نتایج حاصل از کنترل و ارزیابی قاب بحرانی نمونه‌های انتخابی (قاب محور ۲) در آنالیزهای مختلف دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای بصورت نمودار درصد قوت مقاطع در شکل‌های ۴ تا ۷ آمده است.

۷- بررسی نتایج حاصل از کنترل و ارزیابی قاب‌های نمونه همانطور که گفته شد هدف اصلی این تحقیق کنترل ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای و بررسی عملکرد لرزه‌ای آنها در حوزه رفتارهای خطی و



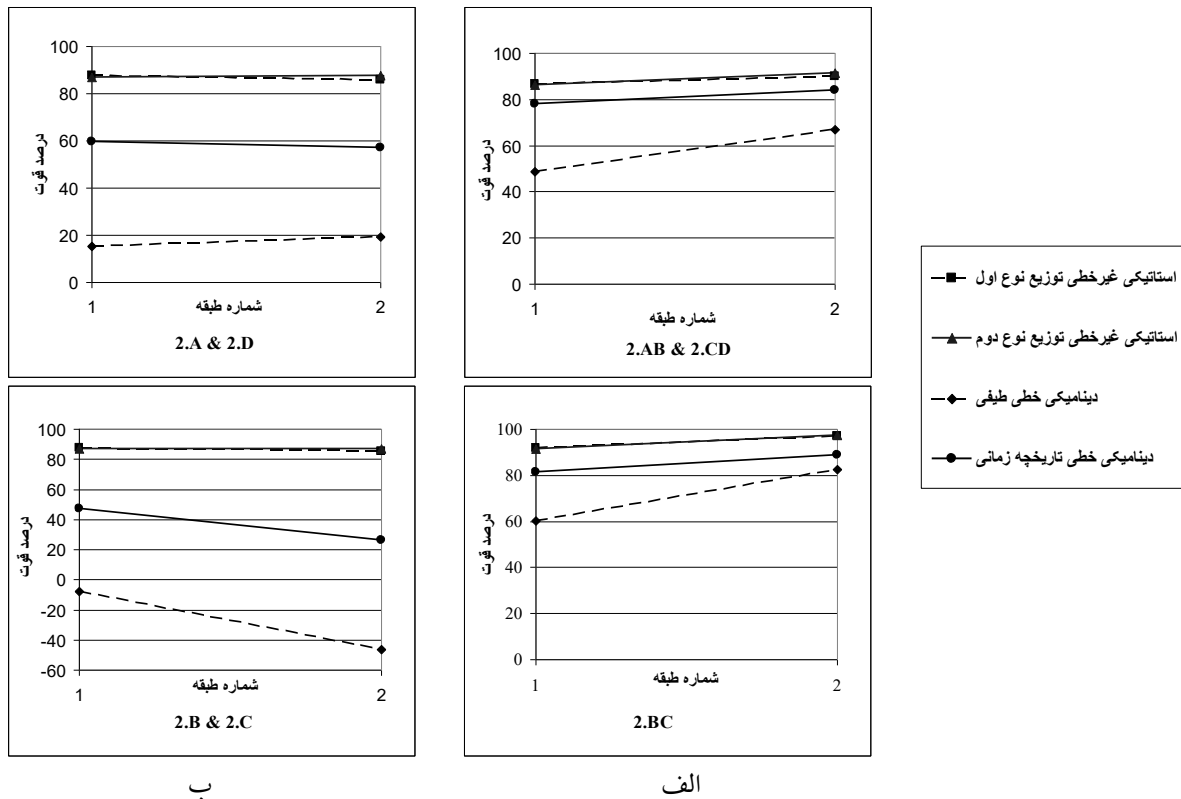
لازم بذکر است، درصد قوت (SP) برای هر عضو بصورت رابطه (۱۲) تعریف می شود:

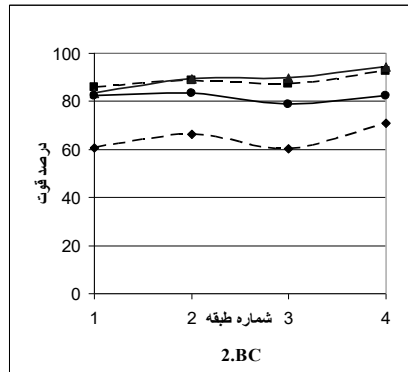
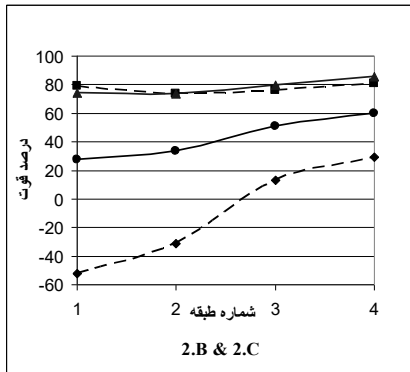
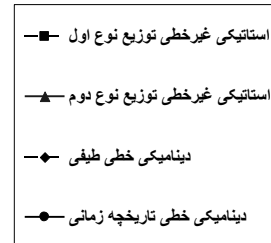
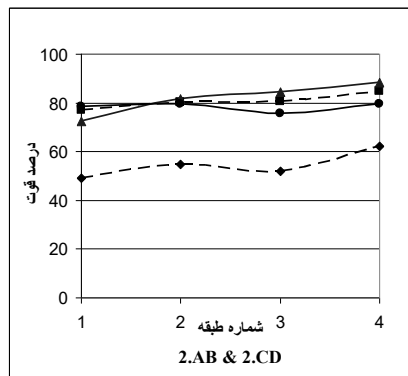
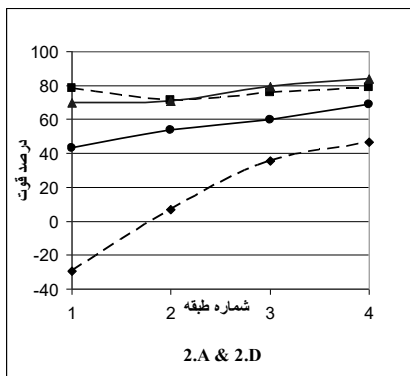
$$SP = \frac{U_{CE} - V_{CE}}{U_{CE}} \times 100 \quad (12)$$

که در آن، U_{CE} کران بالای رابطه کنترل کننده عضو و V_{CE} مقدار بدست آمده از آن رابطه می باشد. در صورت وجود چندین رابطه کنترلی برای یک عضو، کوچکترین مقدار

جبری بدست آمده از رابطه فوق بعنوان درصد قوت در نظر گرفته می شود.

مقادیر منفی در نمودارها نشان دهنده ضعف در عضو مورد نظر است و ضرورت بهسازی در آن عضو را نشان می دهد. در شکل (۸) نیز نمودار درصد تعداد کل اعضای پذیرفته نشده در قاب‌های مورد بررسی نشان داده شده است.

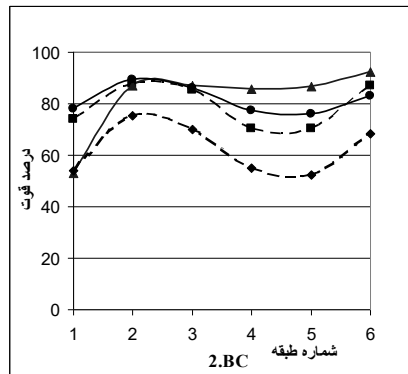
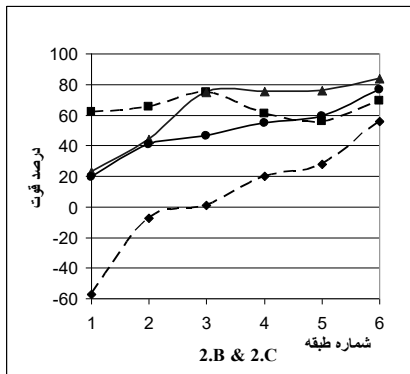
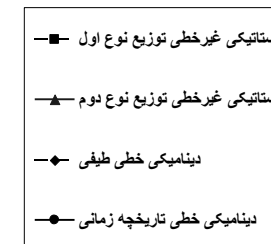
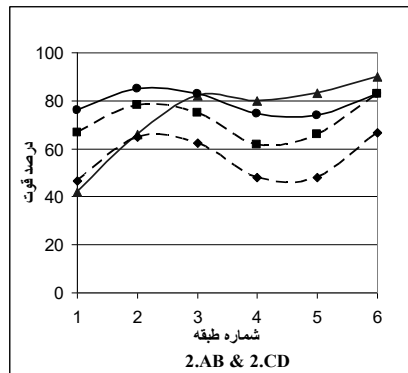
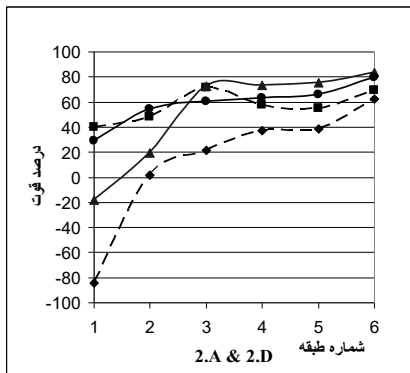




ب

الف

شکل (۵): نمودار درصد قوت مقاطع در قاب بحرانی ساختمان ۴ طبقه: (الف) تیرها (ب) ستون ها

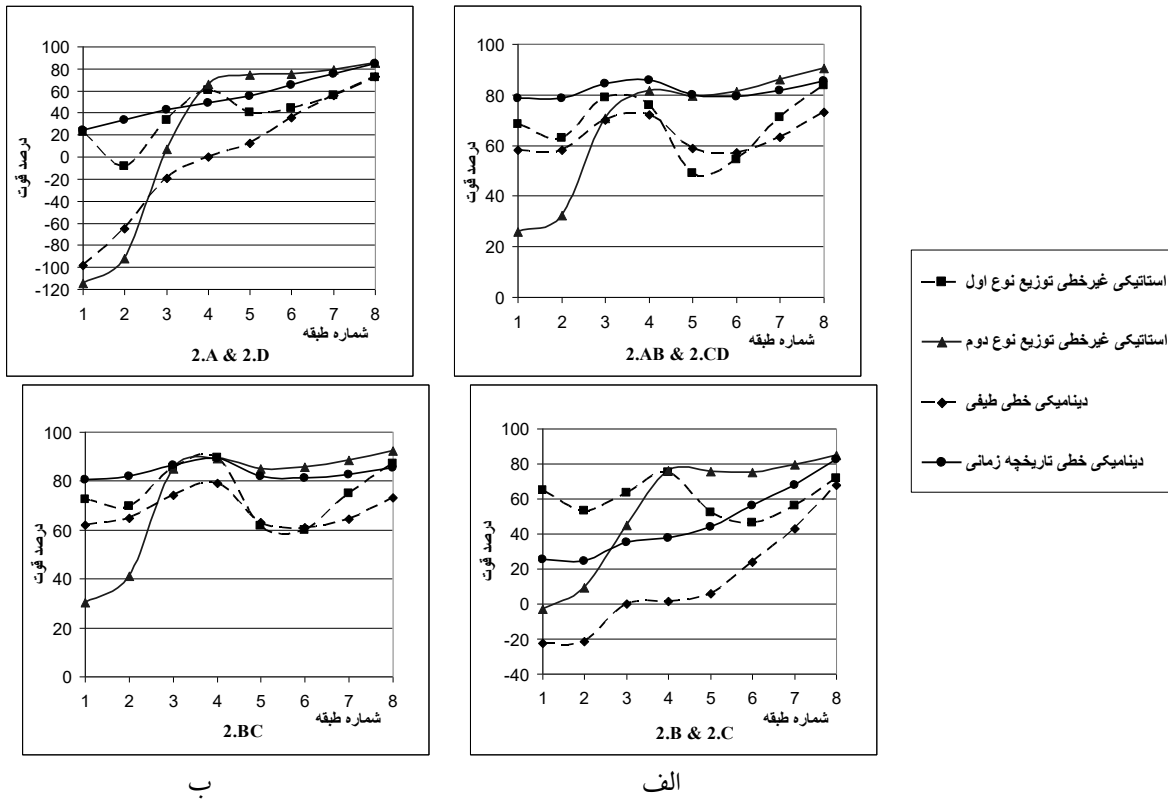


ب

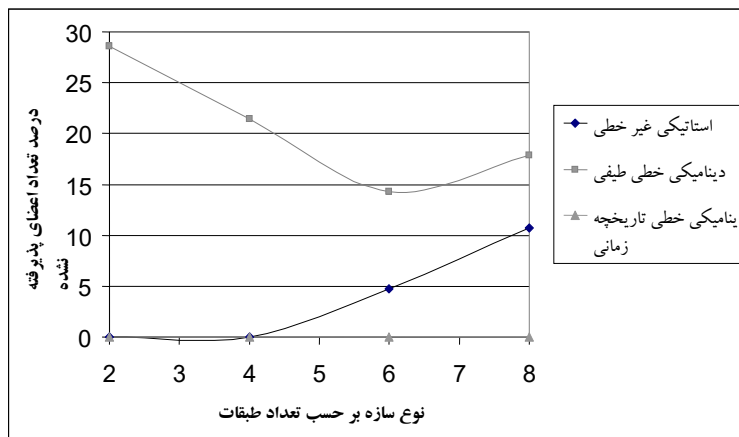
الف

شکل (۶): نمودار درصد قوت مقاطع در قاب بحرانی ساختمان ۶ طبقه: (الف) تیرها (ب) ستون ها





شکل (۷): نمودار درصد قوت مقاطع در قاب بحرانی ساختمان ۸ طبقه: (الف) تیرها (ب) ستون‌ها



شکل (۸): نمودار درصد تعداد کل عضوهای پذیرفته نشده

۱- ساختمان‌های ۲ و ۴ طبقه بصورت برشی و ساختمان‌های ۶ و ۸ طبقه بصورت خمشی کار می‌کنند. با وجود این، عملکرد خمشی کلیه ستون‌ها و تیرها در تمامی ساختمان‌ها بر مبنای رفتار کنترل شونده توسط

۸- نتایج از مطالعه روش‌های مختلف بهسازی بر روی قاب‌های خمشی فولادی متعارف طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در این مقاله نتایج زیر به طور خلاصه بدست می‌آیند:

۹- فهرست علائم

ستون‌ها	A
ضریب ضریب بازتاب ساختمان	B
ضریب زلزله استاندارد ۲۸۰۰	C
ضریب یکنواخت‌کننده لنگر که با توجه به مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران محاسبه می‌گردد	Cmx, Cmy
مدول الاستیسیته فولاد	E
نیروی جانبی وارد بر طبقه i	Fi
تنش تسلیم فولاد	Fy
تنش حد تسلیم مورد انتظار مصالح	Fye
مقاومت نهایی فولاد	Fu
شتاب ثقل ($9.81 m/s^2$)	g
ارتفاع کل ساختمان	H
ارتفاع طبقه i	hi
ضریب مورد استفاده جهت توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان	k
زاویه چرخش خمیری مجاز در هنگام رعایت ایمنی جانی	LS
مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محورهای x و y	$MCEx, MCEy$
ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع حول محورهای x و y	$PCEx, MPCEy$
لنگر خمشی حول محورهای x و y در عضو کنترل شونده توسط تغییرشکل	$MUDx, MUDy$
ضریب اصلاح مورد استفاده در معیار پذیرش اعضا و اجزای کنترل شونده توسط تغییرشکل، مبین قابلیت شکل‌پذیری جزء	m
مقدار ضریب m برای خمش حول محورهای x و y عضو	mx, my
نیروی محوری ستون در تغییر مکان هدف، آنالیز استاتیکی غیرخطی	P
کرنه پایین مقاومت فشاری ستون	PCL
بار بحرانی اوپلر در خمش حول محورهای x و y	

تغییر شکل بوده است و این امر توزیع نیروی زلزله را در تمامی عناصر مقاوم جانبی در این سیستم سازه‌ای نشان می‌دهد.

۲- ساختمان‌های برشی (۲ و ۴ طبقه) طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در کنترل با روش استاتیکی غیرخطی، سطح بهسازی مبنای دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای را رعایت کرده و نیازی به بهسازی ندارند. همچنین در این ساختمان‌ها نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی با دو نوع توزیع (نوع اول و نوع دوم) تقریباً یکسان است. (متوسط 0.9% اختلاف در ساختمان ۲ طبقه و 3.3% اختلاف در ساختمان ۴ طبقه)

۳- ساختمان‌های خمشی (۶ و ۸ طبقه) طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در سطح بهسازی مبنای، در کنترل با روش استاتیکی غیرخطی، ۵ تا ۱۱ درصد اعضایشان پذیرفته نشده و نیاز به بهسازی دارند. در بهسازی این ساختمان‌ها با روش استاتیکی غیرخطی نتایج دو نوع توزیع (نوع اول و نوع دوم) متفاوت از هم می‌باشند بطوریکه در طبقات پایین، توزیع نوع دوم و در طبقات بالا، توزیع نوع اول در کنترل پذیرش یا عدم پذیرش مقاطع تأثیرگذارند. لذا انجام هر دو نوع توزیع ضروری است.

۴- تمامی ساختمان‌های ۲، ۴، ۶، ۸ طبقه طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در کنترل با روش دینامیکی طیفی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، دارای سطح بهسازی پایین‌تر از سطح بهسازی مبنای بوده و بین ۱۴ تا ۲۹ درصد اعضایشان مورد پذیرش قرار نمی‌گیرند و باید بهسازی شوند.

۵- کلیه ساختمان‌های ۲، ۴، ۶، ۸ طبقه طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در کنترل با روش دینامیکی خطی تاریخچه زمانی بر اساس شتاب نگاشت زلزله‌های رخ داده در ایران از جمله بم، سطح بهسازی مبنای دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای را رعایت کرده و نیازی به بهسازی ندارند. طبق نتایج آنالیز با این روش، تمامی اعضای ساختمان‌ها بیش از ۱۹ درصد قوی می‌باشند.



۵- سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی و تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)"، ۱۳۸۵.

۶- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)- ویرایش دوم"، ۱۳۷۸.

7- Mamaghani, I.H.P. and Kajikawa, Y. (1998), "Cyclic inelastic behavior of compact steel tubular columns", Tubular Structures VIII, Choo & van der vegte (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 0019.

8- Computer & Structure Inc, ETABS Structural Program, (2000), Berkeley, California.

۹- آیین‌نامه حداقل بار وارده بر ساختمان‌ها و ابنیه فنی (تجدید نظر در استاندارد ۵۱۹)، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، تهران مدیریت، ۱۳۷۹.

۱۰- مقررات ملی ساختمانی ایران، مبحث ۱۰: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، تهران، معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۷۷.

Pex, Pey

نیروی محوری طراحی عضو

PUF

مقاومت مورد انتظار جزء یا عضو در سطح تغییرشکل

QCE

مورد بررسی

تلاش طراحی کنترل شونده توسط تغییرشکل ناشی از

QUD

بارهای ثقیلی و زلزله

R

ضریب رفتار

Sa

شتاب طیفی بر اساس طیف طرح استاندارد

T

زمان تناوب اصلی ساختمان

V

نیروی جانبی ناشی از زلزله

Wi

وزن طبقه i

δt

تغییر مکان هدف

حداکثر زاویه چرخش گره ابتدای تیر حول محور عمود

θb

بر صفحه قاب

θc

حداکثر زاویه چرخش ستون

κ

ضریب آگاهی

ν

ضریب پواسون

مراجع

- 1- Fragiacom, M., Amadio, C. and Macorini, L. (2004), "Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions", Engineering Structures, Vol. 26, Issue.13, 2021-2035.
- 2- Grecea, D., Dinu, F. and Dubina, D. (2004), "Performance criteria for MR steel frames in seismic zones", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, Issues. 3-5, 739-749.
- 3- Bertero, V.V. (1995), "Performance-based seismic engineering: conventional VS. Innovative approaches", Proc. 12th WCEE Newzealand.
- 4- Bertero, V.V. (1997), "Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines. In seismic design methodologies for the next generation of codes", 1-31.

