

## بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی

علی سیدکاظمی<sup>۱\*</sup> و مرتضی حسینعلی بیگی<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> بورسیه دکتری و عضو هیأت علمی تمام وقت، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد آیت‌الله آملی

<sup>۲</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

### چکیده

در این مقاله، بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران مورد بررسی قرار می‌گیرد. این کار از طریق طراحی چندین نمونه و کنترل قاب بحرانی آن‌ها بر اساس روش‌های مختلف دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (استاتیکی غیر خطی، دینامیکی خطی طیفی و تاریخچه زمانی) تحت بهسازی مینا انجام می‌شود. در ادامه، اعضای پذیرش نشده با مقاطع بالاتر مورد پذیرش، جایگزین شده و درصد افزایش وزن سازه‌های بهسازی شده به دست می‌آید. طبق نتایج این پژوهش در کنترل و بهسازی ساختمان‌های تا ۶ طبقه، روش استاتیکی غیر خطی مناسب‌تر از روش دینامیکی خطی است. اما در ساختمان‌های بالای ۶ طبقه توجه به روش‌های دینامیکی ضروری است. با این وجود، هر روشی برای بهسازی اتخاذ شود، درصد اضافه وزن سازه‌های بهسازی شده (در این تحقیق) حداکثر به ۱۴٪ می‌رسد.

**واژگان کلیدی:** بهسازی لرزه‌ای، مقاوم‌سازی، قاب خمشی فولادی.

### ۱- مقدمه

تقریباً دو برابر ارتفاع طبقه است، ضمن اقتصادی بودن عملکرد لرزه‌ای مناسب دارند. Shakib و همکاران [۸] در سال ۲۰۱۱ یک مطالعه موردی روی مقاوم‌سازی یک ساختمان قاب خمشی نیمه صلب انجام داده و برای مقاوم‌سازی آن، استفاده از دیوار برشی بتنی را ارجح دانسته‌اند. Ghodrati و همکاران [۹، ۱۰] ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش دوم) [۱۱] را بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱۲] کنترل نموده و به این نتیجه رسیده‌اند که ساختمان‌های با ارتفاع متوسط به بالا در سطح بهسازی مینا در کنترل با روش استاتیکی غیر خطی، نیاز به مقاوم‌سازی دارند همچنین تمامی ساختمان‌ها در کنترل با روش دینامیکی طیفی دارای سطح بهسازی پایین‌تر از سطح بهسازی مینا بوده و باید مقاوم‌سازی شوند.

در این تحقیق، به بررسی و اتخاذ مناسب‌ترین روش تحلیل جهت بهسازی ساختمان‌های فولادی پرداخته شده است به نحوی که ضمن نشان دادن عملکرد واقعی سازه، کمترین هزینه را داشته باشد.

### ۲- مدل‌های مورد بررسی

پلان ساختمان‌های نمونه در نظر گرفته شده، مربعی با ابعاد ۱۵×۱۵ 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

بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، یک موضوع کلیدی در هر ناحیه زلزله خیز می‌باشد. در حقیقت، زلزله‌های متوسط تا قوی زندگی افراد زیادی را تهدید می‌کنند و در مقیاس ناحیه‌ای، با وارد کردن خسارات سنگین به سازه‌ها و زیرساخت‌ها زندگی عادی و اقتصاد را با وقفه و رکود مواجه می‌سازند [۱، ۲]. علاوه بر این در کشورهای پیشرفته، زلزله‌ها ممکن است باعث زیان‌های اقتصادی فراوان در مقیاس ملی شوند. در برخی از نواحی برآورد خسارت مالی، رقمی قابل توجه را برای هزینه‌های مستقیم ارائه می‌دهد که آن را می‌توان به صورت درصدی از تولید ناخالص داخلی (GDP) بیان کرد [۳، ۴]. نکته دیگر این که در خسارات ناشی از زلزله‌های رخ داده بعد از اواسط سال ۱۹۹۰ در کالیفرنیا، ژاپن و تابوان، سهم قاب‌های فولادی و نیز سازه‌های مرکب بتن- فولاد با ارتفاع کم تا متوسط، قابل توجه بوده است [۵]. از این رو در سال‌های اخیر، تحقیقات گسترده‌ای در زمینه ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی انجام شده است. Pirizadeh و همکاران [۶] به ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی نامنظم در ارتفاع پرداخته و چهار نوع نامنظمی غیر هندسی ایجاد شده در اثر تغییرات جرم، سختی، مقاومت و ترکیب سختی و مقاومت را بررسی کردند. Özhendekci و همکاران [۷] به عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی با تغییر در اندازه دهانه پرداختند. تحقیقات آن‌ها نشان دادند قاب‌هایی که در آن‌ها طول دهانه

### ۳- بارگذاری و طراحی بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰، تحلیل مدل‌ها بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

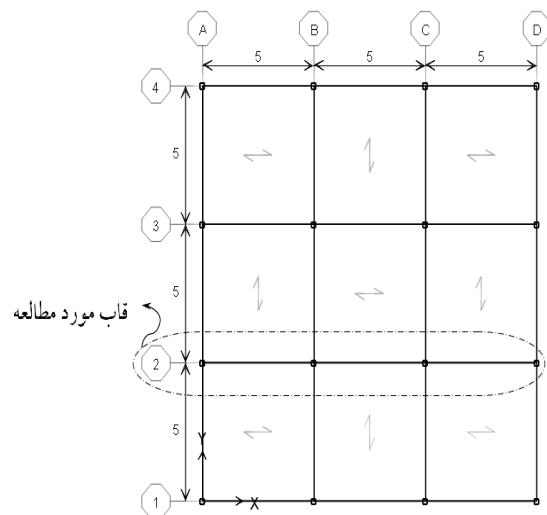
در این تحقیق برای مدل‌سازی نمونه‌ها از نرم‌افزار ETABS 2000 استفاده شده است [۱۴]. بارگذاری ثقلی ساختمان‌های مورد بررسی بر مبنای مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و بارگذاری جانبی آن‌ها بر اساس آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش دوم، صورت گرفته است [۱۵]. بارهای سطحی مرده و زنده و بار دیوارهای جانبی در مورد طبقات به ترتیب  $200 \text{ kgf/m}^2$ ،  $655 \text{ kgf/m}^2$ ،  $900 \text{ kgf/m}^2$  و در مورد بام به ترتیب  $605 \text{ kgf/m}^2$ ،  $150 \text{ kgf/m}^2$  و  $200 \text{ kgf/m}^2$  در نظر گرفته شده است. در محاسبه ضریب زلزله (C) ساختمان‌ها بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰، نوع زمین IV انتخاب شده است. طراحی قاب‌ها هم مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و به روش تنش مجاز صورت گرفته است [۱۶]. همچنین ضوابط لرزه‌ای پیوست دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ و نیز جابجایی نسبی مجاز هر طبقه طبق همین آیین‌نامه ( $0.03/R$ ) برابر ارتفاع آن طبقه) در روند طراحی ساختمان‌ها مد نظر قرار گرفته است.

نمونه‌های طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰، بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای تحت بهسازی مبنا و با سه روش استاتیکی غیر خطی، دینامیکی خطی طیفی و دینامیکی خطی تاریخچه زمانی تحلیل شدند. لازم به ذکر است در تحلیل با روش استاتیکی غیر خطی دو نوع توزیع بار جانبی (توزیع نوع اول و توزیع نوع دوم مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای) بر روی سازه‌ها اعمال شد. از آن‌جا که هدف بهسازی، بهسازی مبنا 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) تعیین می‌شود که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران «زلزله طرح» (DBE) نامیده شده است. در تحلیل دینامیکی خطی (طیفی و تاریخچه زمانی) پاسخ سازه‌ها (مقادیر نیروها و تغییر مکان‌ها) در ضرایبی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ضرب شدند تا حداکثر تغییر شکل سازه‌ها با آنچه که در زلزله پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. در روش شتاب طیفی، طیف طرح استاندارد استفاده شد که از حاصل ضرب مقادیر طیف ضریب بازتاب ساختمان و شتاب مبنای طرح به دست آمد. طیف ضریب بازتاب برای "سطح خطر-۱" مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای میرایی ۵٪ تعیین شد. در روش تاریخچه زمانی پاسخ سازه، تحت تحریک شتاب زمین بر اساس چهار شتاب نگاشت زلزله بم،

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 می‌باشند. با توجه به نوع پلان انتخاب شده و جهت تیرچه‌ریزی (شطرنجی)، تمامی قاب‌های موجود در ساختمان‌ها، وضع تقریباً مشابهی دارند. به طوری که از بررسی یک قاب، نتایج مورد نظر برای کل ساختمان به دست می‌آید. در همه این ساختمان‌ها، قاب مورد مطالعه، قاب محور ۲- قاب میانی- می‌باشد که حالت بحرانی‌تری از نظر بارگذاری به ویژه در ستون‌ها دارد. پلان ساختمان‌های مورد بررسی و قاب مورد مطالعه در شکل (۱) نمایش داده شده اند. 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

برای ستون‌ها از مقطع جعبه‌ای استفاده شده است که ضمن قابلیت ایجاد اتصال خمشی مناسب در دو طرف دارای چرخه‌های هیستریزس پایدار و دوکی شکل می‌باشد [۱۳]. مقاطع تیرها نیز IPE انتخاب شده اند.



شکل ۱- پلان ساختمان‌های مورد بررسی (واحد بر حسب m)

گردید. سپس اعضای پذیرش نشده با مقاطع قوی‌تر مورد پذیرش، جایگزین گشته و بهسازی شدند. در جداول (۱) و (۲) اعضای پذیرش نشده و اعضای جایگزین مورد پذیرش در دو روش استاتیکی غیر خطی و دینامیکی خطی ذکر شده‌اند. لازم به توضیح است طبق نتایج تحلیل، کلیه اعضا در تمامی ساختمان‌ها در کنترل با روش دینامیکی خطی تاریخچه زمانی مورد پذیرش بودند و نیازی به بهسازی سازه‌ها با این روش نبود.

طیس، منجیل و ناغان محاسبه شده و بیشینه اثر آن‌ها برای کنترل تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی منظور گردید.

#### ۴- کنترل قاب بحرانی در مدل‌های مورد بررسی و بهسازی اعضای پذیرش نشده

پس از تحلیل مدل‌ها، قاب بحرانی آن‌ها - قاب محور ۲- بر اساس روش‌های مختلف دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (استاتیکی غیر خطی، دینامیکی خطی طیفی و تاریخچه زمانی) کنترل

جدول ۱- اعضای پذیرفته نشده و اعضای جایگزین مورد پذیرش در روش استاتیکی غیر خطی

نوع اعضا	اعضای جایگزین مورد پذیرش	اعضای پذیرفته نشده	نوع ساختمان
-	-	-	دو طبقه
-	-	-	چهار طبقه
سازه‌های بتنی	TUBO 320*320*25	ST.1 2.A & ST.1 2.D TUBO 320*320*20	شش طبقه
سازه‌های بتنی	TUBO 380*380*50	ST.1 2.A & ST.1 2.D TUBO 380*380*20	هشت طبقه
	TUBO 360*360*50	ST.2 2.A & ST.2 2.D TUBO 340*340*20	
	TUBO 380*380*22.2	ST.1 2.B & ST.1 2.C TUBO 380*380*20	

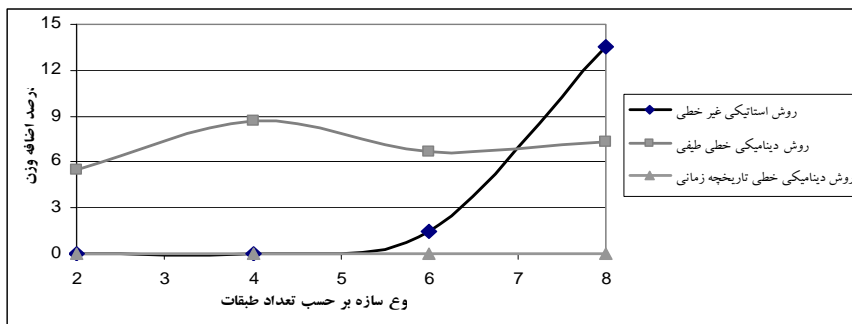
جدول ۲- اعضای پذیرفته نشده و اعضای جایگزین مورد پذیرش در روش دینامیکی خطی

نوع اعضا	اعضای جایگزین مورد پذیرش	اعضای پذیرفته نشده	نوع تحلیل دینامیکی	نوع ساختمان
سازه‌های بتنی	TUBO 220*220*20	ST.1 2.B & ST.1 2.C TUBO 200*200*20	طیفی	دو طبقه
	TUBO 180*180*12.5	ST.2 2.B & ST.2 2.C TUBO 160*160*10		
سازه‌های بتنی	TUBO 280*280*25	ST.1 2.A & ST.1 2.D TUBO 260*260*20	طیفی	چهار طبقه
	TUBO 300*300*25	ST.1 2.B & ST.1 2.C TUBO 260*260*20		
	TUBO 260*260*20	ST.2 2.B & ST.2 2.C TUBO 220*220*20		
سازه‌های بتنی	TUBO 360*360*28	ST.1 2.A & ST.1 2.D TUBO 320*320*20	طیفی	شش طبقه
	TUBO 340*340*28	ST.1 2.B & ST.1 2.C TUBO 320*320*20		
	TUBO 320*320*20	ST.2 2.B & ST.2 2.C TUBO 300*300*20		
سازه‌های بتنی	TUBO 400*400*30	ST.1 2.A & ST.1 2.D TUBO 380*380*20	طیفی	هشت طبقه
	TUBO 360*360*25	ST.2 2.A & ST.2 2.D TUBO 340*340*20		
	TUBO 320*320*25	ST.3 2.A & ST.3 2.D TUBO 320*320*20		
	TUBO 380*380*25	ST.1 2.B & ST.1 2.C TUBO 380*380*20		
	TUBO 320*320*25	ST.2 2.B & ST.2 2.C TUBO 320*320*20		

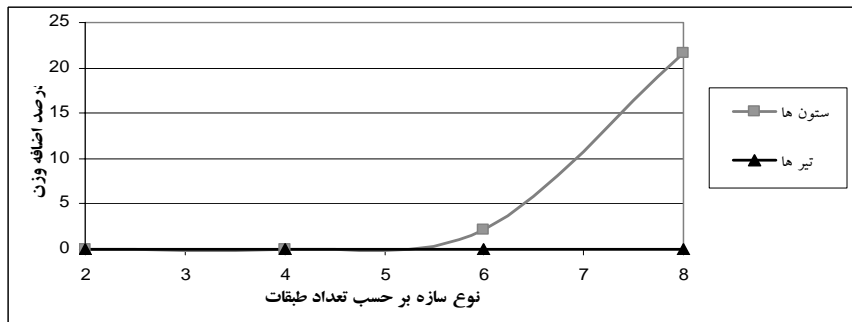
۵- بررسی نتایج حاصل از بهسازی در قاب‌های نمونه

طبق تحقیقات انجام شده قبلی، ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش دوم) در کنترل با برخی از روش‌های دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای نیاز به مقاوم‌سازی داشتند [۹]. در پژوهش حاضر به بررسی و معرفی مناسب‌ترین روش تحلیل جهت بهسازی این ساختمان‌ها پرداخته شده است. به نحوی که ضمن نشان دادن عملکرد واقعی سازه، کمترین هزینه را داشته باشد. برای رسیدن به این هدف پس از بهسازی اعضا در تحلیل‌های مختلف دستورالعمل بهسازی

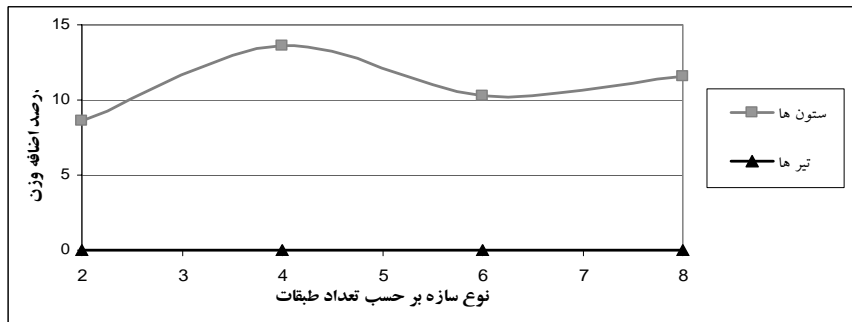
لرزه‌ای (جدول (۱) و (۲))، وزن سازه‌ها و اعضای جدید محاسبه شده، با وزن اولیه آن‌ها مقایسه گردید و درصد افزایش وزن به سبب بهسازی به دست آمد. در شکل (۲) نمودار درصد اضافه وزن سازه‌های بهسازی شده و در شکل‌های (۳) تا (۵) نمودار درصد اضافه وزن اعضای بهسازی شده با روش‌های مختلف دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ارائه شده‌اند. شکل (۶) نیز، نمودار درصد اضافه وزن اعضای بهسازی شده در ساختمان‌های مختلف را به تفکیک طبقات نشان می‌دهد.



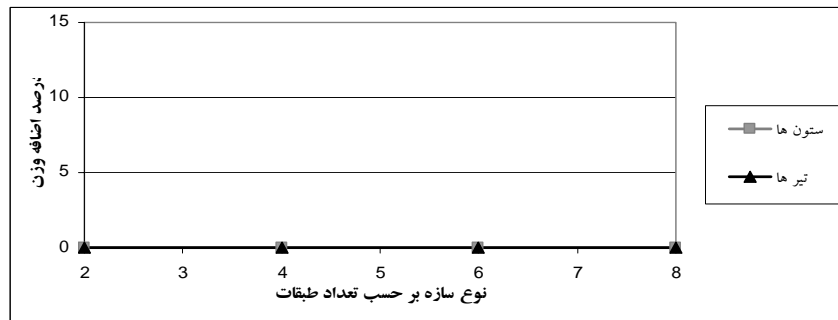
شکل ۲- نمودار درصد اضافه وزن سازه‌های بهسازی شده



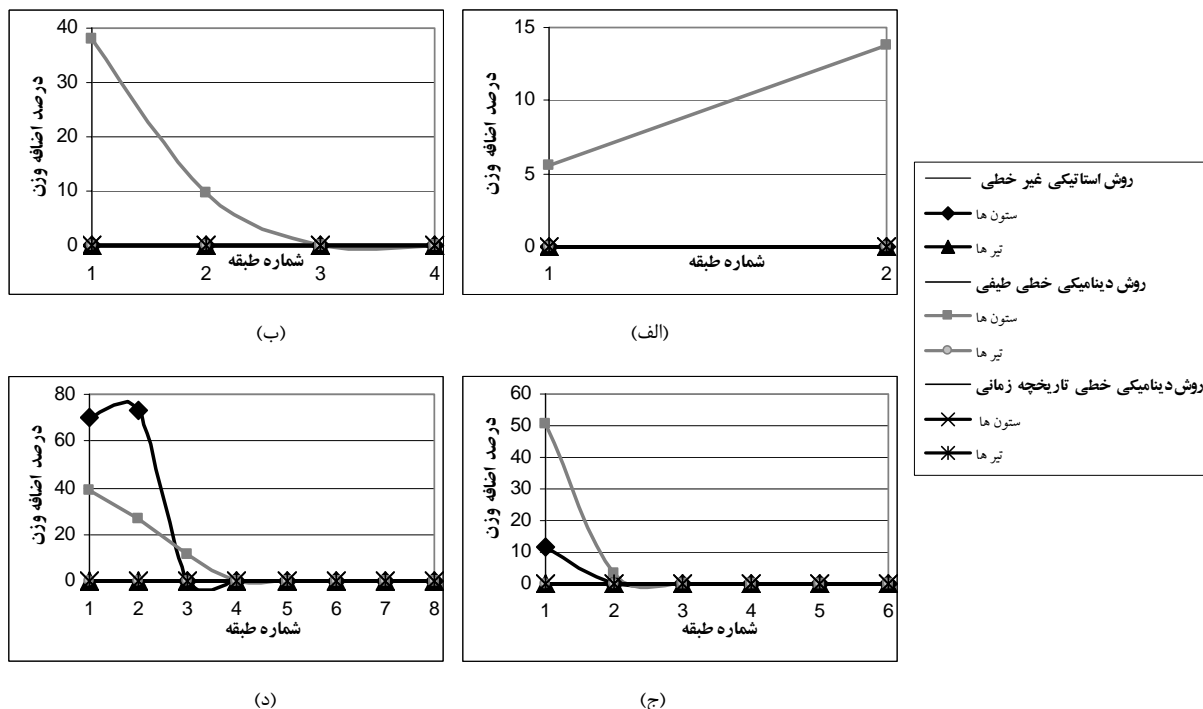
شکل ۳- نمودار درصد اضافه وزن اعضای بهسازی شده در روش استاتیکی غیر خطی



شکل ۴- نمودار درصد اضافه وزن اعضای بهسازی شده در روش دینامیکی طیفی



شکل ۵- نمودار درصد اضافه وزن اعضای بهسازی شده در روش دینامیکی خطی تاریخچه زمانی



شکل ۶- نمودار درصد اضافه وزن اعضای بهسازی شده به تفکیک طبقات: الف) ساختمان ۲ طبقه، ب) ساختمان ۴ طبقه،

ج) ساختمان ۶ طبقه، د) ساختمان ۸ طبقه

### ۶- خلاصه نتایج

توجه به روش‌های دینامیکی ضروری است و اگر این امر با تحلیل‌های غیر خطی همراه شود، بهترین نتایج حاصل خواهند شد.

۳- تیرها در کلیه روش‌ها و در تمامی ساختمان‌ها مورد پذیرش بوده و نیازی به بهسازی ندارند. در مورد ستون‌ها نتایج نشان می‌دهند اغلب ستون‌هایی که نیاز به بهسازی با روش استاتیکی غیر خطی یا دینامیکی طیفی دارند، در طبقات اول و دوم مشاهده می‌شوند. این موضوع بیانگر لزوم توجه به بهسازی ستون‌ها به ویژه در طبقات پایین ساختمان می‌باشد.

۴- هزینه‌های بهسازی با روش‌های مختلف، متفاوت است. با این وجود، بهسازی با هر روشی انجام شود، درصد اضافه وزن

از مطالعه روش‌های مختلف تحلیل بهسازی ساختمان‌های فولادی قاب خمشی متعارف طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ در این پژوهش نتایج زیر به طور خلاصه به دست می‌آیند:

۱- در بهسازی ساختمان‌های تا ۶ طبقه (ساختمان‌های کوتاه و متوسط)، روش استاتیکی غیر خطی مناسب‌تر از روش دینامیکی خطی است و باعث می‌شود ضمن در نظر گرفتن رفتار واقعی سازه‌ها، هزینه بهسازی به حداقل مقدار ممکن برسد.

۲- در ساختمان ۸ طبقه (ساختمان نسبتاً بلند)، بهسازی با روش دینامیکی طیفی مناسب‌تر از روش استاتیکی غیر خطی بوده و هزینه کمتری دارد. لذا در بهسازی ساختمان‌های بلند،

- ساختمان‌های بهسازی شده حداکثر به ۱۴٪ می‌رسد و لذا هزینه قابل ملاحظه‌ای از بابت بهسازی تحمیل نمی‌شود.
- ۷- مراجع**
- [۱۰] سیدکاظمی، ع.، "کنترل ساختمان‌های فولادی قاب خمشی طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه مازندران، بابل، ۱۳۸۴.
- [۱۱] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله- استاندارد ۲۸۰۰"، ویرایش دوم، تهران، ۱۳۷۸.
- [۱۲] معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، نشریه شماره ۳۶۰، ۱۳۹۰.
- [13] Mamaghani, I. H. P., Kajikawa, Y., "Cyclic Inelastic Behavior of Compact Steel Tubular Columns", Tubular Structures VIII, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [14] Computers & Structures, Inc., "ETABS 2000 Extended 3D Analysis of Building Systems", Berkeley, California.
- [۱۵] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، "مقررات ملی ساختمان، مبحث ۶: بارهای وارد بر ساختمان"، وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان، تهران، ۱۳۸۵.
- [۱۶] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، "مقررات ملی ساختمانی ایران، مبحث ۱۰: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"، وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان، تهران، ۱۳۸۷.
- [1] O'Rourke, T. D., "Lessons Learned for Lifeline Engineering from Major Urban Earthquakes", The The 11<sup>th</sup> W.C.E.E., Acapulco, Mexico, 23-28 June, 1996, Paper No. 2172.
- [2] Lund, P. E., "Utility Lifeline Lessons Learned, January 17, 1994, Northridge earthquake", the The 11<sup>th</sup> W.C.E.E., Acapulco, Mexico, 23-28 June, 1996, Paper No. 343.
- [3] Tiedemann, H., "Earthquakes and Volcanic Eruptions, a Handbook on Risk Assessment", Swiss Re, Zurich, 1992.
- [4] The Economist, "Fear of Trembling, A Survey of Earthquake Engineering", The Economist, 1995.
- [5] Federal Emergency Management Agency, "State of Art Report on Past Performance of Steel Moment Frame Buildings in Earthquakes", Report No. FEMA 355E, Washington, DC, USA, 2000.
- [6] Pirizadeh, M., Shakib, H., "Probabilistic Seismic Performance Evaluation of Non-Geometric Vertically Irregular Steel Buildings", Journal of Constructional Steel Research, 2013, 82, 88-98.
- [7] Özhendekci, D., Özhendekci, N., "Seismic Performance of Steel Special Moment Resisting Frames with Different Span Arrangements", Journal of Constructional Steel Research, 2012, 72, 51-60.
- [8] Shakib, H., Dardaei, S., Pirizadeh, M., Moghaddasi, A., "Seismic Rehabilitation of Semi-Rigid Steel Framed Buildingsa Case study", Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67 (6), 1042-1049.
- [9] Ghodrati Amiri, G., Seyedkazemi, A., "Seismic Evaluation of Steel Ordinary Moment Frame Buildings", Structure & Steel, 2008, 5 (3), 50-65.

## EXTENDED ABSTRACT

# Seismic Retrofitting of Steel Ordinary Moment Frame Buildings

Ali Seyedkazemi <sup>a,\*</sup>, Morteza Hoseinali Beygi <sup>b</sup>

<sup>a</sup> *Department of Civil Engineering, Ayatollah Amoli Branch, Islamic Azad University, Amol, Iran*

<sup>b</sup> *Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran*

**Received:** 18 Junne 2014; **Accepted:** 17 January 2015

---

### Keywords:

Seismic retrofitting, Strengthening, Steel moment resisting frame

---

## 1. Introduction

The seismic rehabilitation of existing buildings is a key issue in seismic zones. In fact, moderate to strong earthquakes are threatening the lives of many people and inflict severe damages on structures and infrastructures, so that they put a stop to daily life and cause the economy suffer from downturn in regional scale [1, 2]. Hence, extensive researches on the evaluation of seismic performance of the steel moment frames have been carried out in recent years [3]. Ghodrati et al. studied ordinary steel moment frame buildings designed by *Code 2800* (second edition) [4] based on the Seismic Retrofitting Provisions [5] and came to the conclusion that buildings with moderate-to-high heights need retrofitting in the base upgrading level when using nonlinear static method to control [6, 7]. They also concluded that all buildings do not satisfy the base upgrading level when the spectral dynamic method is employed to control the accuracy of the design. In this study, it is intended to investigate and employ the most appropriate method in order to rehabilitate steel buildings in a way that not only it shows the real performance of the structure, but also it has the lowest cost.

## 2. Methodology

### 2.1. Studied models

The plan for designated sample buildings is a 15\*15m square with frames that are 5 meters away from each other. The studied buildings were selected in four types concerning the height: two, four, six and eight-story in which the height of each story was 3m. The buildings were assumed residential types with intermediate importance in the south of Tehran. The ground type was selected IV. In all buildings, the resistant system against the lateral loads in both directions has been steel ordinary moment frame. In order to bear the gravity load of stories, the one-way slab system (rib and block) has been used in ceiling. The connections are assumed to be rigid. Due to the type of selected plan and the direction of ribs, all of the frames in buildings have almost similar situations, and the required conclusions for the whole building can be reached through studying one frame. In all of these buildings, the frame being studied is the frame of axis-2 (a middle frame) that has more critical state due to the loading, especially in the columns. Fig. 1 shows the plan of buildings under the consideration and the frame being studied.

### 2.2. Loading and analyzing the models

Vertical loading of the studied buildings has been done on the basis of the 6<sup>th</sup> part of Iranian National Building Provisions [8] and their lateral loading has been performed using the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800, 2<sup>nd</sup> edition). Dead and live loads and the loads of outer walls have been considered 655kgf/m<sup>2</sup>, 200kgf/m<sup>2</sup>, 900kgf/m and that of the roof has been considered 605kgf/m<sup>2</sup>, 150kgf/m<sup>2</sup>, and 200kgf/m, respectively. The design of frames has also been done according to the 10<sup>th</sup> part of National Building Provisions of Iran [9] by allowable stress method. The designed samples according to the *Code 2800* were analyzed on the basis of Seismic Retrofitting Provisions under the base retrofitting target. In this procedure, 3 methods were used: non-linear static, linear dynamic spectrum and linear dynamic time history. Then, the critical frame of these samples (axis-2) was evaluated and controlled according to the Seismic Retrofitting Provisions. It should be

---

\* Corresponding Author

E-mail addresses: a.seyedkazemi@iaumol.ac.ir (Ali Seyedkazemi), m.beygi@nit.ac.ir (Morteza Hoseinali Beygi).

mentioned that, in analyzing through the non-linear static method, two kinds of lateral loads distributions were imposed on the structures (distribution type-1 and distribution type-2 according to the Seismic Retrofitting Provisions). afterwards, the non-acceptable members were rehabilitated and replaced with accepted stronger sections and the overweight percentage of rehabilitated structures was computed. Table 1 shows the rehabilitated members in non-linear static method.

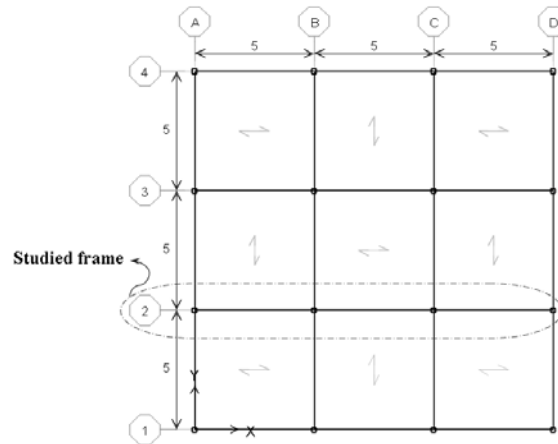


Fig. 1. The plan of the studied buildings (unit: m)

Table 1. Rehabilitated members in non-linear static method

Member type	Replaced acceptable member	Non-acceptable member	Building type
-	-	-	Two-storied
-	-	-	Four-storied
Column	TUBO 320*320*25	ST.1 2.A & ST.1 2.D TUBO 320*320*20	Six-storied
	TUBO 380*380*50	ST.1 2.A & ST.1 2.D TUBO 380*380*20	
Column	TUBO 360*360*50	ST.2 2.A & ST.2 2.D TUBO 340*340*20	Eight-storied
	TUBO 380*380*22.2	ST.1 2.B & ST.1 2.C TUBO 380*380*20	

### 3. Results and discussion

Previous researches showed that ordinary steel moment frame buildings which have been designed according to the *Code 2800* (2<sup>nd</sup> edition), in controlling through the some methods of Seismic Retrofitting Provisions were not accepted and they need to be improved [6, 7]. In the present study, it is intended to investigate and identify the most appropriate method in order to rehabilitate such buildings in a way that it shows the real performance of the structure, meanwhile, it has the lowest cost. To this end, after rehabilitating of the members using different analyses in Seismic Retrofitting Provisions, the weights of structures and new members are calculated and compared with their previous weights, and overweight percentage, due to rehabilitating, is obtained. Fig. 2 shows the overweight percentage diagram of rehabilitated buildings in different methods.



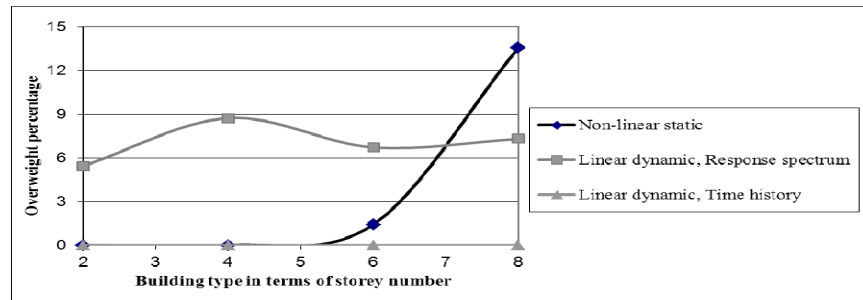


Fig. 2. Overweight percentage diagram of rehabilitated buildings

#### 4. Conclusions

In this research, the following results have been achieved through the study of different methods for retrofitting of ordinary steel moment resisting frames which have been designed according to the *Code 2800*:

- 1- The non-linear static method is more reasonable than the linear dynamic method for controlling and rehabilitating buildings up to six-story (short-to-medium height buildings), and it results in both considering real behavior of the structures and the lowest possible rehabilitating costs. However, in rehabilitation of fairly tall buildings (higher than 6-storyed), it is of vital importance to consider dynamic methods.
- 2- Considering different methods, rehabilitation costs differ. However, rehabilitating using any method cause maximum 14% overweight, therefore it does not impose considerable charges.

#### 5. References

- [1] O'Rourke, T. D., "Lessons Learned for Lifeline Engineering from Major Urban Earthquakes", The 11<sup>th</sup> W.C.E.E., Acapulco, Mexico, 23-28 June, 1996, Paper No. 2172.
- [2] Lund, P. E., "Utility Lifeline Lessons Learned, January 17, 1994, Northridge Earthquake", The 11<sup>th</sup> W.C.E.E., Acapulco, Mexico, 23-28 June, 1996, Paper No. 343.
- [3] Özhendekci, D., Özhendekci, N., "Seismic Performance of Steel Special Moment Resisting Frames with Different Span Arrangements", *Journal of Constructional Steel Research*, 2012, 72, 51-60.
- [4] Building and Housing Research Center, "Iranian Code of Practice for Seismic Resisting Design of Buildings, Standard No. 2800", 2<sup>nd</sup> Revised Edition, Tehran, 1999.
- [5] International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, "Seismic Retrofitting Provisions for Existing Buildings", Tehran, 2013.
- [6] Ghodrati Amiri, G., Seyedkazemi, A., "Seismic Evaluation of Steel Ordinary Moment Frame Buildings", *Structure & Steel*, 2008, 5 (3), 50-65.
- [7] Seyedkazemi, A., "Control of Steel Moment Frame Buildings Designed by 2800 Code on Basis of Seismic Retrofitting Provisions", MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Mazandaran University of Science & Technology, Babol, Iran, 2006.
- [8] Ministry of Housing and Urban Development, "Iranian National Building Code for Structural Loadings-Part 6", Tehran, Iran, 2006.
- [9] Ministry of Housing and Urban Development, "Iranian National Building Code for Steel Structures-Part 10", Tehran, Iran, 2008.