

ارزیابی ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده همگرای ضربدری تحت الگوی بارگذاری

مثلی

وحید چگنی¹، جواد سلاجقه²، سهراب لک³

1- عنوان (کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه، دانشگاه شهید باهنر، مدرس دانشگاه علمی کاربردی، دورود، ایران)

vahid_sazeh2800@yahoo.com

2- عنوان (استاد بخش عمران، دانشکده فنی دانشگاه باهنر، کرمان، ایران)

javdsalajegheh@mail.uk.ac.ir

3- عنوان (کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه، مدرس دانشگاه علمی کاربردی، دورود، ایران)

Lak.sohrab@yahoo.com

چکیده

الگوی توزیع بار جانبی در واقع نمایانگر توزیع نیروهای اینرسی جانبی اعمال شده ناشی از زلزله به سازه است. نیروهای اینرسی ناشی از زلزله با تغییرات زمان و همچنین خصوصیات دینامیکی ساختمان دچار تغییر می‌شوند. اما در تحلیل استاتیکی غیر خطی به منظور اجتناب از پیچیده شدن این روش، نیروها در طول تحلیل ثابت در نظر گرفته می‌شوند. از این رو آیین نامه های تحلیل و طراحی ساختمان برای کم کردن اثر این ساده سازی غیر واقعی الگوهای مختلفی برای بار جانبی پیشنهاد کرده‌اند. تحلیل پوش آور از جمله روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی می باشد که برای بدست آوردن منحنی ظرفیت سازه استفاده می‌شود. از عوامل موثر در تعیین منحنی ظرفیت سازه، نحوه توزیع بار جانبی می‌باشد. در این مقاله به بررسی الگوی بارگذاری جانبی مثلی در سازه‌های با مهاربندی هم محور ضربدری که قبلاً به صورت سه بعدی تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گرفته و یکی از قاب‌های سازه‌های سه بعدی بعنوان نمونه در نرم افزار SAP2000 مورد تحلیل قرار گرفته، می‌پردازیم. بدین منظور در چندین قاب با مهاربند هم محور ضربدری (با تعداد طبقات 3، 5، 7، 10 و 15) تحلیل پوش آور انجام شده و مقادیر اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار را بدست آورده و نتایج را با تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی مقایسه می‌نماییم. همچنین تاثیر بسیاری از پارامترهای موثر بر ضریب رفتار از جمله، نوع مقاطع ایرانی و امریکایی برای تیرها و ستون‌ها، مقاطع ناودانی دویل، قوطی برای مهاربندها مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

واژه‌های کلیدی: ضریب کاهش نیرو، ضریب رفتار، تحلیل استاتیکی غیرخطی، الگوی توزیع بار مثلی، مهاربند هم محور

1. مقدمه

ضریب رفتار در طراحی لرزه‌ای، نقش بسیار مهمی دارد و پایه و اساس فلسفه طراحی بر آن استوار است، ولی از دقت کافی برخوردار نمی‌باشد و آیین‌نامه‌ها در تعیین مقادیر آن دقت کافی نداشته‌اند که این در برخی از

موارد باعث عدم اطمینان در طراحی لرزه‌ای می‌شود. به عبارت دیگر نمی‌توان اطمینان داشت که استفاده از این ضریب، طرح مناسبی را نتیجه می‌دهد. منظور از طرح مناسب، طرحی است که سازه در زلزله‌های شدید بتواند احتیاجات لرزه‌ای مانند شکل‌پذیری و مقاومت را به خوبی تأمین کند و در نهایت پایدار بماند و تلفات جانی کمینه داشته باشد. یکی از مسائل قابل توجه وابستگی پاسخ‌ها به توزیع مقاومت و سختی سازه و وابستگی این توزیع به الگوی معادل بارجانبی است. از آنجائی که الگوی بارگذاری می‌تواند بر روی آرایش مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه تأثیرگذار باشد، لذا بر روی پاسخ‌های لرزه‌ای سازه از جمله ضریب رفتار نیز مؤثر خواهد بود بارگذاری زلزله از طرفی بدلیل ماهیت تصادفی و از سوی دیگر نوع(شتاب و جابجایی پایه در عوض بار نیرویی) مشخصات منحصر بفردی دارد که تحلیل و طراحی سازه‌ها را با دشواری و پیچیدگی‌های فراوان مواجه ساخته است. از آنجا که روند روبه گسترش آیین‌نامه‌ها با مطالعه اثرات زلزله روی بناهای شروع شده که طراحی آنها مطابق بار ثقلی بوده اند الگوی بار فعلی هم بر اساس این دسته خاص از طرح‌های ممکن برای سازه‌ها استخراج شده اند حال آنکه دستیابی به الگوهای جدید برای عملکرد بهتر و مناسبتر تحت زلزله هنوز مورد بحث محققین است.

2. مدل‌های تحلیل

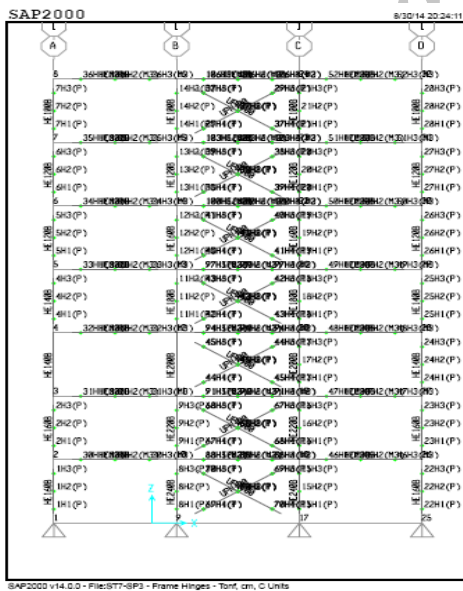
گستره‌ای از قاب‌های مهاربندی شده هم‌گرای ضربداری با تعداد دهانه‌های 2 و 3 و تعداد طبقات (3، 5، 7، 10، 15) به منظور پوشش دادن دامنه‌ی متنوعی از پریود بررسی شده است. در تمامی قاب‌های مورد بررسی طول دهانه‌ها 5 متر و ارتفاع طبقات 3 متر در نظر گرفته شده است. قبل از انجام تحلیل پوش آور، ابتدا مدل‌های فوق مورد تحلیل استاتیکی خطی قرار گرفته و مقاطع بهینه استخراج شده و بر مبنای آنها تحلیل پوش آور انجام گرفته است. سیستم سقف بصورت یکطرفه بوده بطوری که بارهای قائم بر روی قاب مورد نظر اعمال می‌گردد. بدین ترتیب سطح بارگیر قاب و مقدار وزن ساختمان که در محاسبات زلزله برای قاب در نظر گرفته می‌شود محاسبه گردیده است.

3. مشخصات زلزله‌های منتخب

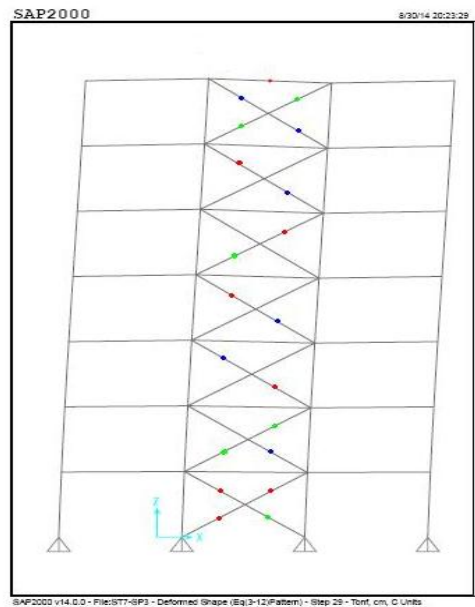
بدلیل اینکه اثر نوع حرکت زمین نیز در رفتار سازه‌ها منظور گردد، در آنالیز نمونه‌ها از داده‌های شتاب‌نگاشت 3 زلزله با زمان‌های تداوم و محتوای فرکانس متفاوت (Cape Mendocino و Northridge و Sanfernando) استفاده شده است.

4. تحلیل مدل‌ها و نتایج

با توجه به اینکه نحوه طراحی سازه در مقدار ضریب رفتار قاب بطور قابل ملاحظه تأثیر دارد، در طراحی قاب‌ها سعی شده تا با چندین بار تکرار عملیات تحلیل و طراحی مجدد تا حد یکسان شدن مقاطع تحلیل و طراحی حاصل شده‌اند. همچنین نسبت تنش (تنش موجود به تنش مجاز) در مقاطع نهایی طرح عمدتاً در فاصله 0/85 تا 1 قرار می‌گیرند. جهت تحلیل غیرخطی سازه از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، یا همان روش بار افزون انطباقی (pushover) تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی استفاده گردیده تا با بررسی سازه‌های طراحی شده طبق این الگو و انجام تحلیل‌های غیرخطی تحت آن، بتوان در مورد تأثیر این پارامتر بر روی R و ضرایب مؤثر مربوط به آن (ضریب کاهش شکل پذیری و اضافه مقاومت) در این تحقیق نتیجه گرفت. در حین افزایش بار جهت مدل‌سازی واقعی رفتار غیرخطی سازه، سختی اعضایی که به تسلیم رسیده‌اند در گام‌های بعدی افزایش بار دخالت داده شده‌اند. همچنین آنالیز اولیه تحت یک بارگذاری ثقلی ثابت به صورت بار مرده به طور کامل به اضافه 20 درصد بار زنده برای هر نمونه قاب در نظر گرفته شده است. در تحلیل غیرخطی قاب‌های مورد نظر آنگونه که در تحلیل غیرخطی سازه‌ها انجام می‌شود. با تخصیص یا پیش‌بینی مفاصل پلاستیک مطابق آنچه در جداول آئین‌نامه‌های FEMA-356 و ATC 40 بدان اشاره شده، در محل‌های مناسب اعضای سازه یا به عبارتی نقاط حداکثر تنش، عمل تحلیل غیرخطی انجام می‌شود. پیش‌بینی مفاصل با توجه به رفتار مکانیکی مورد انتظار اعضا در قاب مشابه اشکال ذیل به آنها اختصاص یافته است. (شکل 1 و شکل 2)



شکل 2- شکل گیری مفاصل پلاستیک



شکل 1- اختصاص مفاصل پلاستیک

برای تعیین ضریب رفتار سازه احتیاج به پارامترهای اضافه مقاومت R_s و ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری R_μ می باشد

روابط متعددی برای تعیین ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری با توجه به شکل پذیری و پیوند سازه یک درجه آزاد ارائه شده است که در اینجا از رابطه میراندا استفاده می شود.

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{\left[2\left(\ln t - \frac{1}{5}\right)^2\right]} \quad (1)$$

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (2)$$

بر اساس نتایج بدست آمده از تحلیل مدلها، بعد از محدوده خطی، منحنی ظرفیت تمامی مدلها سیر صعودی داشته که دلیل آن می تواند بخاطر سخت شوندگی کرنشی مصالح و نهایتاً افزایش ظرفیت سازه در این محدوده باشد (جدول 1 و 2). همچنین پس از تشکیل مفاصل پلاستیک تا محدوده فروریختگی سیر نزولی دارند و نهایتاً مقاومت سازه از بین رفته و سازه تخریب می شود. نتایج نشان می دهند که با افزایش تعداد طبقات از 3 طبقه تا 7 طبقه شکل پذیری سازه ها برای الگوی بارگذاری مثلثی با یک شیب قابل ملاحظه ای کاهش و از سازه های 7 طبقه تا 15 طبقه با یک شیب بسیار ناچیزی کاهش یافته به طوری که می توان آنرا نادیده گرفت. با این حال شکل پذیری سازه ها با افزایش ارتفاع به طور کلی کاهش می یابد. (شکل 3) همچنین نتایج نشان می دهد که شکل پذیری سازه ها برای الگوی بارگذاری جانبی مثلثی با افزایش تعداد دهانه ها به میزان ناچیزی کاهش می یابد. همچنین که با افزایش ارتفاع سازه ظرفیت جانبی سازه کاهش می یابد این امر به دلیل حاکم شدن نیروهای جانبی بر نیروهای ثقلی با افزایش ارتفاع سازه می باشد. (شکل 4)

جدول (1): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه های سه دهانه طراحی شده با مقاطع مهاربند ناودانی تحت الگوی

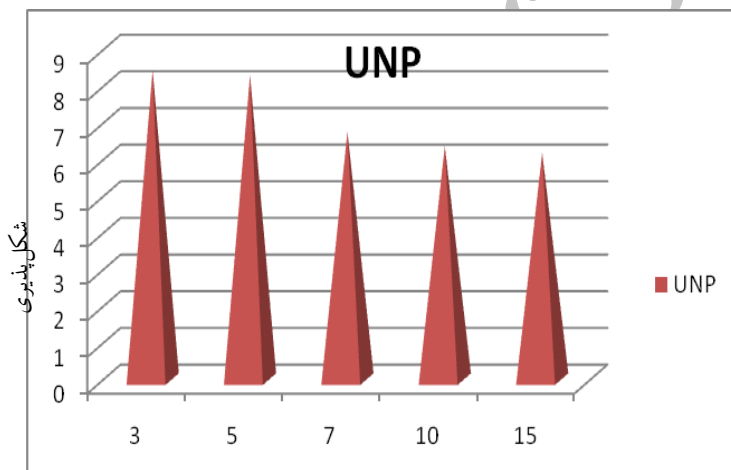
جانبی مثلثی

طبقه	μ	R_μ	R_s	R_w
3	8.44	4.64	1.807	8.384
5	8.3	5.40	1.131	6.108
7	6.75	5.34	0.958	5.114
10	6.36	5.74	0.845	4.216
15	6.18	5.62	0.848	3.112

جدول (2): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های دو دهانه طراحی شده با مقاطع مهاربند ناودانی تحت الگوی

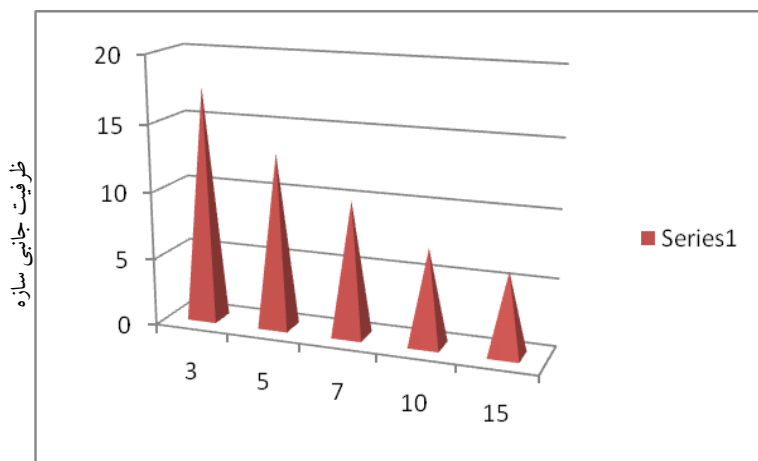
جانبی مثلثی

طبقه	μ	R_μ	R_s	R_w
3	9.21	5.976	1.815	10.847
5	9.06	5.993	1.214	7.276
7	7.22	5.573	1.065	5.936
10	6.36	5.738	0.973	5.583
15	6.49	5.826	0.929	5.413



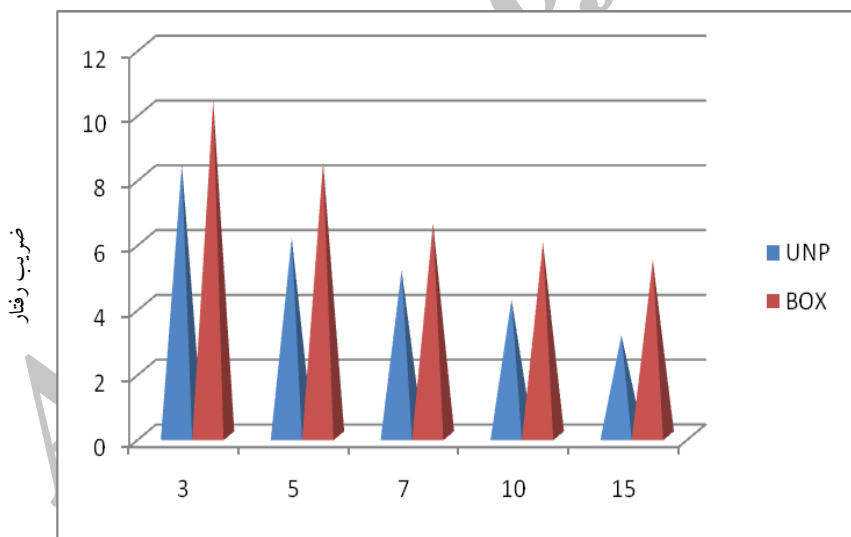
تعداد طبقات

شکل 3- شکل پذیری سازه‌های سه دهانه طراحی شده با مقاطع مهاربند ناودانی تحت الگوی بارگذاری مثلثی



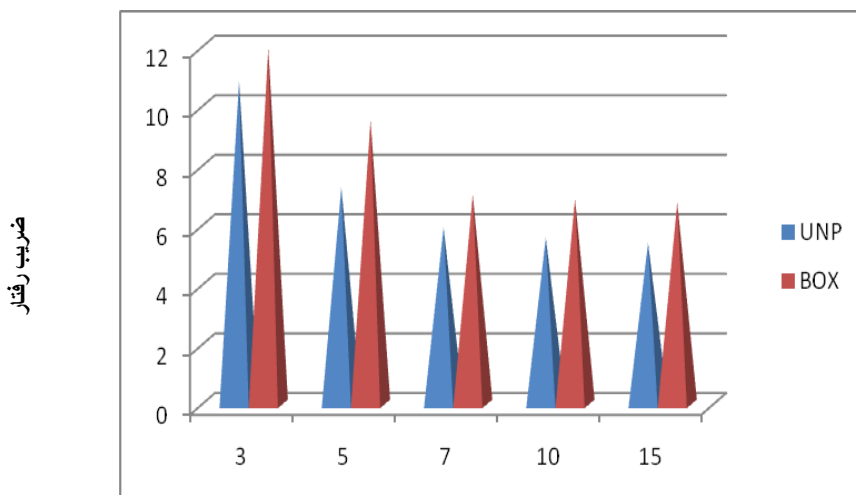
تعداد طبقات

شکل 4- نمودار ظرفیت جانبی سازه های سه دهانه طراحی شده با مقاطع مهاربند ناودانی تحت الگوی بارگذاری مثلی



افزایش ارتفاع

شکل 5- مقایسه ضرب رفتار سازه های سه دهانه طراحی شده با مقاطع مهاربند قوطی و مهاربند ناودانی تحت الگوی جانبی مثلی



افزایش طبقات

شکل 6- مقایسه ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه طراحی شده با مقاطع مهاربند قوطی و مهاربند ناودانی تحت الگوی جانبی مثالی

با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی نمونه‌ها مشاهده گردید که اختلاف نتایج قابل صرف نظر می‌باشند و این نتایج مبین صحت نتایج تحلیل می‌باشند (جدول 1 و 2 و 3).

جدول (3): خلاصه نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی سازه طراحی شده با مقاطع مهاربند ناودانی تحت رکوردهای لرزه‌ای (Cape Mendocino, Northridge و Sanfernando) مربوط به سازه پنج طبقه دو دهانه

REC	S.F(g)	V_y (ton)	V_e (ton)	V_s (ton)	R_μ	R_s	R_w
Cape	0.64	46.98	148	17.01	3.15	2.31	7.276
Sanfernando	0.88	43.95	165.20	17.01	3.76	2.21	8.143
Northridge	0.50	45.87	149.21	17.01	3.26	2.41	7.861

جدول (3): خلاصه نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی سازه طراحی شده با مقاطع مهاربند ناودانی تحت رکوردهای لرزه‌ای (Cape Mendocino, Northridge و Sanfernando) مربوط به سازه پنج طبقه دو دهانه

REC	S.F(g)	V _y (ton)	V _e (ton)	V _s (ton)	R _μ	R _s	R _w
Cape	0.64	46.98	148	17.01	3.15	2.31	7.276
Sanfernando	0.88	43.95	165.20	17.01	3.76	2.21	8.143
Northridge	0.50	45.87	149.21	17.01	3.26	2.41	7.861

5. نتیجه گیری:

- در این مقاله قاب‌های مهاربندی شده همگرای ضربداری برای دو نوع مقاطع مهاربند قوطی و ناودانی، تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی طراحی شده و مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. با توجه به نتایج آن شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار هر قاب تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی تعیین شده است.
- 1- با مقایسه این نوع مهاربندها و مهاربندهای واگرا مشاهده گردید که مقادیر شکل‌پذیری و ضریب رفتار برای تمامی نمونه‌ها کمتر از مهاربندهای واگرا می‌باشد.
- 2- سازه در حین وقوع زلزله‌های قوی رفتار خطی نخواهد داشت و پاسخ خطی نشان دهنده یک سازه واقعی در زلزله نخواهد بود. بنابراین الگوی بار جانبی در آیین‌نامه‌ها اصولاً فاقد یک بنیان منطقی می‌باشد.
- 3- می‌توان با انجام تحلیل‌های دقیق الگوی توزیع مقاومت بهینه را برای قابهای مختلف حدس زد و خرابی سازه در برابر زلزله را کاهش داد.
- 4- در حالت کلی با صرف‌نظر از برخی نتایج می‌توان گفت متوسط مقادیر ضریب رفتار بدست آمده تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی $(R_w = 6)$ کمتر از مقدار توصیه شده در آیین‌نامه 2800 می‌باشد.
- 6- بخوبی مشاهده می‌شود که مقادیر شکل‌پذیری سازه‌های طراحی شده با مهاربند ناودانی بیشتر از مقاطع مهاربند قوطی می‌باشد. بنابراین با یک نگاه کلی می‌توان سیستم‌های طراحی شده با مقاطع مهاربند ناودانی را شکل‌پذیرتر از سیستم‌های طراحی شده با مقاطع مهاربند قوطی دانست.
- 7- به طور کلی با افزایش ارتفاع سازه مقادیر شکل‌پذیری و ضریب رفتار بدست آمده برای کلیه سیستم‌های طراحی شده کاهش می‌یابد که این امر عدم تطبیق آن را با مقادیر ثابت آیین‌نامه‌ای نشان می‌دهد.
- 8- شکل‌پذیری سیستم‌های 3 و 5 طبقه طراحی شده با مقاطع مهاربند قوطی، تحت الگوی بارگذاری مثلثی در حدود (57-60٪) و سیستم‌های 7 تا 15 طبقه حدود (90-98٪) سیستم‌های طراحی شده با مقاطع مهاربند ناودانی می‌باشد.

9- ضریب رفتار سیستم‌های 3 و 5 طبقه طراحی شده با مقاطع مهاربند ناودانی، تحت الگوی بارگذاری مثلثی در حدود (50-70%) و سیستم‌های 7 تا 15 طبقه حدود (90-95%) سیستم‌های طراحی شده با مقاطع مهاربند قوطی می‌باشد.

10- نتایجی که از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نمونه‌ها بدست آمده گویای صحت و درستی نتایج بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نمونه‌ها می‌باشد که با یک دقت مناسب، بیان‌کننده رفتار و مکانیزم تخریب و نحوه توزیع شکل‌پذیری در قاب‌ها می‌باشد.

11- به طوری کلی در نظر گرفتن یک الگوی بارگذاری جانبی آئین‌نامه‌ای در طراحی سیستم‌های سازه‌ای مختلف و اعمال یک ضریب به عنوان ضریب رفتار برای هر نوع سیستم سازه‌ای بدون توجه به مقادیر اضافه مقاومت و شکل‌پذیری آن، نمی‌تواند تضمین‌کننده پایداری آن تحت زلزله‌های احتمالی باشد. به طور کلی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها به عوامل بسیار زیادی مرتبط می‌باشد. مناسب‌ترین روش طراحی در نظر گرفتن خصوصیات هر سازه و اعمال آن در روش طراحی می‌باشد.

ضمناً نتایج نشان می‌دهد مقاطع آمریکایی (w) ضریب رفتار بیشتری نسبت به مقاطع ایرانی (IPB و IPE) به ما می‌دهد، بخوبی مشاهده می‌شود که علت عمده آن تفاوت مؤلفه شکل‌پذیری ضریب رفتار می‌باشد. بنابراین با یک نگاه کلی می‌توان سیستم‌های طراحی شده با مقاطع آمریکایی را شکل‌پذیرتر از سیستم‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی دانست.

مراجع

- [1] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد 2800 ایران، ویرایش سوم، 1384، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، تهران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [2] مقدم، حسن، (1381)، "مهندسی زلزله و مبانی کاربرد"، تهران: فرهنگ.
- [3] AM Mwafy, AS Elnashai. (2002), "Calibration of force reduction of factor of RC building", Journal of Earthquake Engineering, pp. 239-73.
- [4] 4- Uang C.M (1991), "Establishing R (or R_w) and Cd Factors for building seismic provisions.", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 117, NO. I, pp. 19-28.
- [5] 5- Miranda. E, bertero. V (1994), "Evaluation of strength reduction factors for Earthquake-resistant design". Earthquake Spectra, Vol.10, No. 2, pp. 357-379.
- [6] Miranda. E (1993), "Site-dependent strength reduction factors" J. of Struct. Engtg, ASCE, Vol.119, No 12, pp.3503-3519.
- [7] Jinkoo Kim, Hyunhoon Choi. (2004), "Response modification factors of chevron-braced frames", Engineering Structures, pp. 285-298.



- [8] Computers & Structures Inc., "SAP2000 Structural Program", *Berkeley*, California.
- [9] FEMA A. (2000), Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building. FEMA- 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [10] Asgarian B., Shokrgozar H.R. (2008), "BRBF response modification factor", *Journal of constructional steel research*, pp. 1507-1513.
- [11] Uang. C.M (1992), "Seismic force reduction and displacement amplification factors" *Proc. Tenth World Conference on Earthquake Engineering.*, Vol. 10. pp. 5875-5880.

Archive of SID