فصلنامه پژوهش در علوم، مهندسی و فناوری
دوره ۶، شماره ۲، پاییز ۱۳۹۹
صفحات ۱-۱۰
ISSN: 2476-5082
www.uctjournals.com

تحلیل لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی و مقاوم سازی ساختمان‌های فولادی

وحید نجاری مهربانی[۱]

[۱] دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران-سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

چکیده

روش‌های طراحی بر اساس عملکرد شیوه نوینی از طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد که به منظور بهبود بخشیدن به عملکرد لرزه ای سازه های مقاوم در برابر زلزله توسعه پیدا کرده است. قابهای خمشی فولادی برای مقاومت در برابر زمین لرزه‌ها نیاز به رفتاری شکل پذیر دارند. پیش بینی عملکردی نزدیک به واقعیت دربرابر زلزله جهت اطمینان از ایمنی سازه بدست طراحان نیازمند بررسی و تحقیق می‌باشد. در این مقاله روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد که یکی از روش های جدید طراحی در برابر زلزله محسوب می شود، مورد مطالعه قرار می گیرد. بدین منظور سه سازه قاب خمشی ویژه فولادی ۴ ، ۸ ،۱۲ طبقه بر اساس آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ایران(آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم) و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ۱۳۹۲ به عنوان سازه های پایه در نظر گرفته می شود و بار دیگر با روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی می شوند. سازه‌های پایه و سازه های طراحی شده بر اساس عملکرد تحت آنالیز قرار می گیرند. سازه های طراحی شده بر اساس عملکرد تحت آنالیز غیر الاستیک پوش آور قرار می گیرند. عملکرد و مکانیزم تسلیم سازه ها مورد بررسی قرار می گیرند.

واژه‌های کلیدی: قاب خمشی فولادی، زلزله، مفصل پلاستیک.

۱- مقدمه

گرچه قاب‌های خمشی فولادی از جمله سیستم‌های بسیار متداول مقاوم در برابر بارهای جانبی مانند زلزله و باد می‌باشند، با این وجود با افزایش بار جانبی قاب، مفاصل پلاستیک در نقاط متعدد و نامناسبی از قاب از جمله در چشمه اتصال ستون ها ایجاد می‌گردد. با اجرای اتصال کاهش یافته، مفاصل پلاستیک به مقاطع مشخصی از تیر انتقال یافته و از ایجاد مفصل پلاستیک در چشمه اتصال ممانعت می‌گردد. در سال های اخیر استفاده از اتصالات کاهش یافته مورد توجه بسیاری از طراحان سازه قرار گرفته است. پیش از دهه ۹۰ میلادی قاب‌های خمشی به عنوان یکی از ایمنی‌ترین و مطلوب ترین سیستم های باربر لرزه ای در نظر گرفته می‌شد. این امر به آن علت بود که اعضای فولادی که اعضای فولادی به عنوان اجزایی در نظر گرفته می-شوند که در مقابل خمش و برش، دارای قابلیت تحمل تغییر شکل‌های زیادی هستند. اما این اعتماد پس از زلزله ۱۹۹۴ نورثریج به طور جدی مورد تردید واقع شد. در این زلزله بیش از ۱۵۰ قاب خمشی متداول به صورت جدی آسیب مورد قرار گرفتند[۱]. به طوری که در محل جوش اتصال تیر به ستون، گسیختگی‌های زیادی ایجاد شده بود. آسیب‌های سازه‌ای و فروریزش قاب‌های خمشی طی زلزله ۱۹۹۵ کوبه، اهمیت این مشکل را بیش از پیش روشن ساخت[۱]. در سال‌های بعد، نظریات متعددی پیرامون نحوه اتصال تیر به ستون مطرح شد. تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتها تیر معمول‌ترین مکانیزم جذب انرژی در قاب خمشی است[۲]. اگرچه تحقیقات زیادی برای بهبود طراحی رفتار قاب‌های خمشی ارائه شده، اما دو محدودیت نسبت حداقلی طول دهانه به عمق تیر و بهسازی این قاب‌ها پس از تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای آن می‌باشد. دلیل اصلی تاکید آیین نامه‌ها بر رعایت اندازه حداقلی دهانه تیر به عمق آن، تشکیل مفاصل پلاستیک به طول کافی در دو انتهای تیر است[۳]. تلاش‌های زیادی جهت توسعه مکانیزم سازه‌ای جدیدی برای قاب‌های خمشی صورت گرفته است که تاکید آن‌ها ر عملکرد فوری پس از زلزله است. به عنوان مثال می‌توان از اتصالات تیرهای پس کشیده شده به ستون[۴] اتصالات تیر به ستون براساس مقاومت اصطکاکی[۵و۶] و قاب‌های ستون پیوند[۷] نام برد. هر دو استراتژی تقویت اتصال و تضعیف تیر، در جهت بهبود رفتار لرزه‌ای و رضایت بخشی از عملکرد اتصال می باشد[۸]. تا کنون روش‌های مختلفی جهت بررسی رفتار سازه‌ها و یا به عبارت دیگر، تحلیل سازه‌ها تحت اثر بارهای مختلف به ویژه نیروهای ناشی از زلزله، توس محققین ارائه گشته است. امروزه رشد توان و قدرت پردازش کامپیوترها، امکان انجام محاسبات پیچیده را به صورت دقیق و ا سرعت کافی فراهم آورده است که این امر خود منجر به دقیق‌تر شدن تطبیق بیشتر روش‌های تحلیل با واقعیات موجود و در عین حال پیچیده‌تر شدن روش‌های تحلیل سازه‌ها گردیده است. به منظور مقایسه نتایج طراحی ساختمان های فولادی با مهاربند فولادی هم محور بر مبنای ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران و ارزیابی ساختمان ها بر مبنای ضوابط "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان‌های موجود و همچنین مقایسه بین نتایج حاصل از ارزیابی مدل ها به روش استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیرخطی بعنوان روش مبنا، اقدام به تهیه ۳ مدل متقارن و منظم ۴،۸،۱۶ طبقه فولادی دارای سیستم دوگانه مهاربند ضربدری و قاب خمشی متوسط و۳ مدل متقارن و منظم ۴،۸،۱۶ طبقه فولادی دارای سیستم دوگانه مهاربند۷ شکل همگرا و قاب خمشی متوسط گردیده است.

۲- مدل‌سازی

به منظور مدل سازی، تحلیل و طراحی مدل های مفروض از نرم افزار کامپیوتری ETABS ver9.1.2 استفاده شده است. شایان ذکر است که نرم افزار یاد شده توانایی تحلیل و طراحی سه بعدی سازه های ساختمانی را مطابق با آیین نامه های معتبر دنیا دارا می باشد. پس از تعیین نیروهای ثقلی، بارهای لرزه ای و همچنین تهیه مدل های سازه ای، این مدل ها مورد تحلیل و آنالیز نیرویی قرار می گیرند. نکته قابل توجه آنکه آنالیز P- Δ ، برای کلیه مدل ها به صورت پیش فرض انجام شده است. به منظور لحاظ کردن ضوابط طرح لرزه ای طراحی سازه های فولادی از آیین نامه UBC97-ASD استفاده شده است و به علت اینکه ترکیبات بار طراحی این آیین نامه با بار آیین نامه ۲۸۰۰ ایران تطابق ندارد،ترکیبات بار را به صورت ذیل در قسمت Define > load combinations وارد می کنیم.

DL+LL
0.75(DL+LL+EL)

0.75(DL+LL-EL)
0.75(DL+EL)
0.75(DL-EL)

پروفیل های انتخاب شده برای تیرها از نوع IPE، و ستون ها برای ساختمان ۴ طبقه از نوع دوبل IPE و برای ساختمان های ۸ و ۱۶طبقه از نوع BOX می باشد. مقادیر نسبت تنش ها در طراحی سعی شده است که در حدود ۰,۷ الی ۱ باشد. روش تحلیل استاتیکی رانشی غیرخطی شامل دو مرحله اصلی می باشد، در مرحله اول تغییرمکان هدف تعیین می گردد و در مرحله دوم نیروهای جانبی به طور رانشی به سازه اعمال می شود، این نیرو تا دستیابی به تغییرمکان هدف ادامه می یابد. از روش هایی که برای تعیین تغییرمکان هدف مورد توجه محققین قرار گرفته است روش ضرایب تغییرمکان و روش طیف ظرفیت می باشد در ادامه به بررسی این دو روش و مقایسه نتایج پرداخته می شود. ساختمان های معرفی شده پس از بارگذاری، تحلیل، و نهایی شدن مقاطع اعضا، به ترتیبی که در ادامه ذکر می گردد تحلیل استاتیکی غیرخطی شده اند و نمودار برش پایه-تغییرمکان بام آنها تحت الگوهای مختلف بارگذاری رسم شده است. ازآنجا که هدف بررسی ضوابط آئین نامه۲۸۰۰ می باشد، لذا بهسازی مبناء که درآن هدف، ارضاء سطح عملکرد ایمنی جانی در زلزله سطح خطر-۱ می باشد، انتخاب گردید.

۳- توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی

از آنجایی که نحوه توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی بر صحت نتایج بسیار تاثیر گذار است لذا انتخاب الگوی مناسب جهت توزیع بار جانبی از اهمیت خاصی برخوردار است. در انجام این تحلیل ها از ۳ الگوی مختلف بارگذاری استفاده شده است.

۱- بارگذاری ثقلی سازه جهت فراهم آمدن شرایط اولیه در تحلیل تحت اثر نیروهای جانبی (Gravity)
۲- بارگذاری مطابق با بار استاتیکی معادل آیین نامه۲۸۰۰، این الگو حاصل توزیع نیروی جانبی پیشنهادی در آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله است. در این روش نیروی جانبی زلزله بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان و با استفاده از طیف بازتاب طرح تعیین می شود(Push2) .
۳- بارگذاری یکنواخت و متناسب با جرم طبقه (Push4).

در این نوع توزیع بار برش پایه ساختمان به طور یکسان بر مرکز جرم طبقات وارد می شود.

قبل از اشاره به روند تعیین تغییر مکان هدف اشاره به یک نکته ضروری است، در گزارش FEME356 جهت تعیین زمان تناوب موثر سازه دو روش پیشنهاد شده است اول استفاده از رابطه تجربی و دوم استفاده از زمان تناوب محاسبه شده بر مبنای تحلیل دینامیکی خطی سازه اما در دستورالعمل ATC40 فقط زمان تناوب محاسبه شده بر مبنای تحلیل دینامیکی ملاک قرار داده شده است. مقادیر تغییرمکان هدف نمونه های مورد مطالعه به روش ضرایب تغییرمکان مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه ای ارائه شده است.

جدول زیر تغییرمکان هدف به روش ضرایب تغییرمکان مطابق با دستورالعمل بهسازی و تغییرمکان هدف به روش ضرایب تغییرمکان مطابق با دستورالعمل بهسازی

جدول۱- تغییرمکان هدف به روش ضرایب تغییرمکان مطابق با دستورالعمل بهسازی

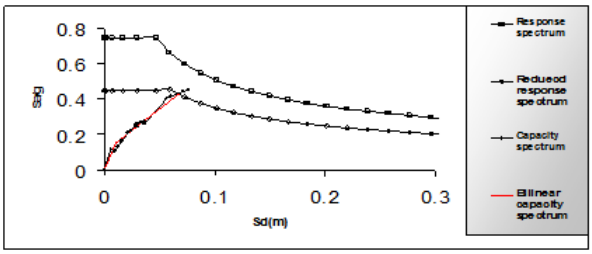
نوع ساختمان (سیستم دوگانه با مهاربند ضربدری)	T_e	C_o	C_1	C_2	C_3	Sa	تغییرمکان هدف(cm)
۴ طبقه	۰/۷۶۱	۱/۳۵	۱	۱/۱	۱	۰/۷۵	۳/۹۸
۸ طبقه	۱/۰۸۴	۱/۴۵	۱	۱/۱	۱	۰/۷۵	۱۴/۵۲
۱۶ طبقه	۱/۴۶۸	۱/۵	۱	۱/۱	۱	۰/۵۴	۲۰/۰۵

جدول۲- تغییرمکان هدف به روش ضرایب تغییرمکان مطابق با دستورالعمل بهسازی

نوع ساختمان (سیستم دوگانه با مهاربند ۷ شکل)	T_e	C_o	C_1	C_2	C_3	Sa	تغییرمکان هدف(cm)
٤ طبقه	۰/۷۹۱	۱/۴۲	۱	۱/۱	۱	۰/۷۵	۴/۴۵
۸ طبقه	۱/۱۸۴	۱/۴۹	۱	۱/۱	۱	۰/۷۵	۱۸/۵۲
١٦ طبقه	۱/۵۵۸	۱/۵۸	۱	۱/۱	۱	۰/۵۴	۲۷/۵۹

۴- تعیین تغییرمکان هدف به روش طیف ظرفیت

در روش طیف ظرفیت تغییرمکان هدف از تلاقی منحنی ظرفیت با طیف پاسخ بدست می‌آید. در این روش سازه تحت الگوی بار جانبی آنالیز Pushover می شود با افزایش گام به گام بارگذاری جانبی در نقاطی از سازه تسلیم (لولای پلاستیک) رخ می دهد. در ابتدا که هنوز سیستم در حالت خطی است نسبت میرایی سازه مطابق معمول ۵٪ در نظر گرفته می شود و بتدریج که لولا های پلاستیک در نقاط مختلف به وجود می‌آیند میرایی سازه افزایش یافته و منحنی هیسترزیس بر اساس مفاصل پلاستیک ایجاد شده در آن مرحله ترسیم می گردد و متناسب با سطح حلقه هیسترزیس میرایی تعیین می‌گردد سپس بر اساس میرایی به دست آمده طیف اصلاح می‌گردد و وضعیت دو منحنی ظرفیت وطیف در دستگاه مختصات ADRS بررسی می شود. در صورت تقاطع دو منحنی با یکدیگر تغییرمکان هدف به دست می‌آید. بدین منظور می توان از نرم افزار SAP2000ver11 که قابلیت انتقال طیف معرفی شده توسط کاربر را به مختصات ADRS دارا می‌باشد بهره جست. همچنین می‌توان منحنی ظرفیت سازه را در محیط EXCEL با طیف آیین نامه ۲۸۰۰ تلاقی داده و به جابجایی متناظر با نقطه عملکرد سازه دست یافت. جدول مقادیر تغییرمکان هدف نمونه های مورد مطالعه به روش طیف ظرفیت مطابق با تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه ای ارائه شده است.



شکل۱- تعیین نقطه عملکرد به روش طیف ظرفیت

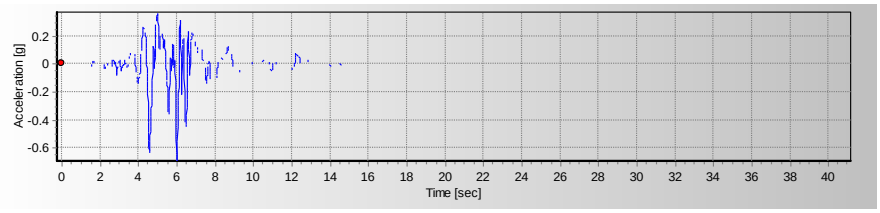
جدول۳- تغییرمکان هدف به روش طیف ظرفیت مطابق با تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه ای

تعداد طبقات	تغییرمکان هدف(cm) (با مهاربند ضربدری)	تغییرمکان هدف(cm) (با مهاربند ۷ شکل)
۴ طبقه	٥/٢	۶/۰۲
۸ طبقه	١٦/٥	۲۱/۱۱
۱۶ طبقه	٢٤/٨٥	۳۱/۲۴

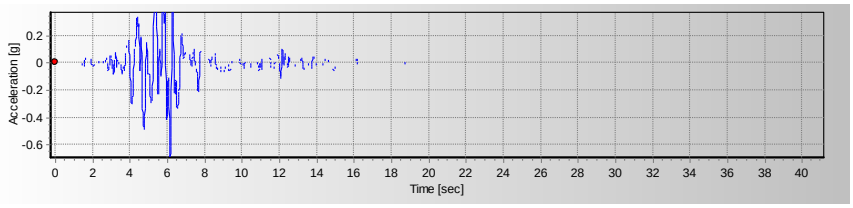
۵- تحلیل به روش دینامیکی غیرخطی

در این بخش باید پاسخ مدل سازه تحت تحریک شتاب زمین براساس حداقل سه شتاب نگاشت محاسبه شود. چنانچه کمتر از ۷ شتاب نگاشت برای تحلیل انتخاب شود باید بیشینه اثر آنها برای کنترل تغییر شکل ها و نیروهای داخلی منظور شود.

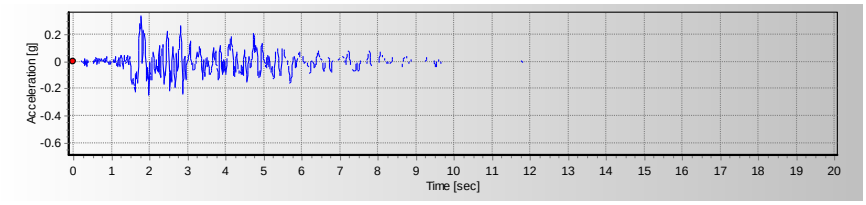
چنانچه از هفت شتاب‌نگاشت یا بیشتر استفاده شود می توان مقدار متوسط آنها را برای کنترل تغییر شکل ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت. شتاب‌نگاشت هایی که برای تحلیل دینامیکی غیرخطی انتخاب می شوند باید حتی الامکان دارای مشخصات هماهنگی با ساختگاه سازه باشند. این مشخصات شامل PGA، محتوای فرکانسی، مدت زمان دوام حرکات شدید و هماهنگی با طیف طرح می باشد. برای آنکه بتوان از شتاب نگاشت در تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده نمود باید طیف این شتاب نگاشت تا حد امکان با طیف طرح ساختگاه سازه همخوانی داشته باشد. در واقع قبل از استفاده از شتاب نگاشت ها باید آنها را هم‌پایه کرد. نحوه هم‌پایه کردن شتاب نگاشت ها در ادامه آمده است.این روش ساده ترین روش هم‌پایه کردن شتاب نگاشت‌ها می باشد روش کار به این صورت می باشد که همه شتاب نگاشت ها بر PGA خود تقسیم می شوند و همگی در مقدار شتاب مبنای طرح منطقه ضرب می شوند. بدین ترتیب شتاب نگاشت هایی خواهیم داشت که دارای PGA یکسان و برابر با شتاب مبنای طرح منطقه خواهند بود. همانطور که بیان شد باید شتاب نگاشت های انتخابی با طیف طرح منطقه نیز سازگار باشند ولی در این روش تنها مقدار شتاب آنها است که با منطقه سازگار می‌شود و بقیه پارامترها مانند انرژی، محتوای فرکانسی و ... ممکن است با طیف منطقه سازگار نباشند. هم‌پایه کردن طیف،در این روش شتاب حداکثر هر یک از شتاب نگاشت ها به 1g مقیاس می شود. سپس پاسخ سازه یک درجه آزادی در مقابل این شتاب نگاشت (طیف شتاب نگاشت)، محاسبه می شود و سطح زیر این طیف بین دوره تناوب های ۰/۱و۳ ثانیه به دست می آید. سطح زیر منحنی طیف طرح بین این دو دوره تناوب نیز محاسبه می شود. با ضرب شتاب نگاشت مقیاس شده به 1g در نسبت سطح طیف طرح ساختگاه به سطح طیف شتاب نگاشت و در پایان در شتاب طرح ساختگاه شتاب نگاشت مقیاس شده با منطقه بدست می آید. در این روش انرژی شتاب نگاشت ها با طیف طرح سازگار می شود. همانگونه که در پیش گفته شد طراحی مدل های اولیه بر اساس خاک نوع ۲ صورت گرفته است بنابراین شتاب نگاشت ها بگونه ای انتخاب شدند که با ساختگاه مورد نظر سازگار باشند. برای استفاده از این شتاب نگاشت ها در تحلیل دینامیکی غیر خطی شتاب نگاشت های مورد نظر با روش همپایه کردن طیف به وسیله نرم افزار Seismosignal مقیاس شده اند.



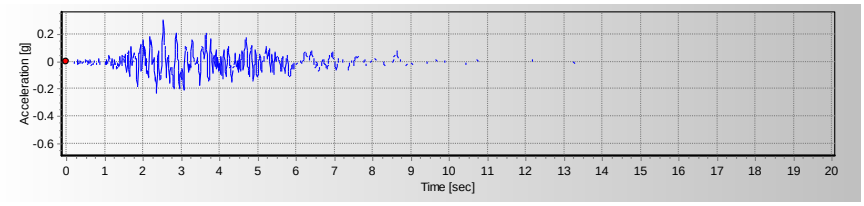
الف) شتاب نگاشت زلزله کوبه در جهت X



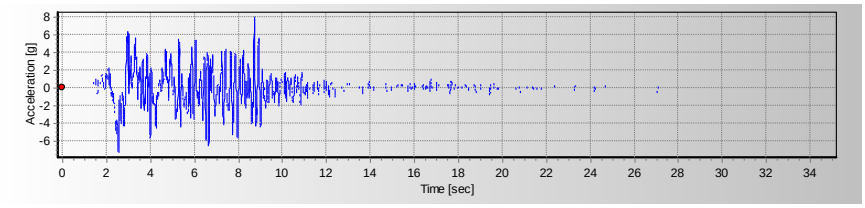
ب) شتاب نگاشت زلزله کوبه در جهت Y



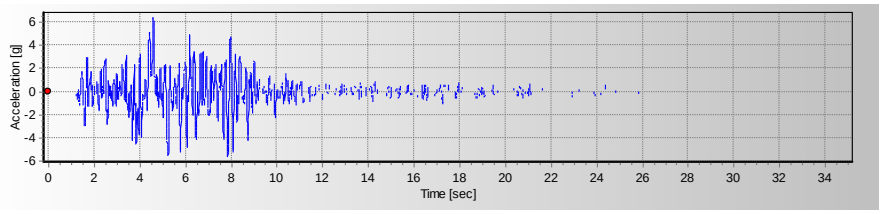
الف) شتاب نگاشت زلزله نورثریج در جهت X



ب) شتاب نگاشت زلزله نورثریج در جهت Y



الف) شتاب نگاشت زلزله بم در جهت X



ب) شتاب نگاشت زلزله بم در جهتY

جدول۴- شتاب نگاشت ها و ضرایب مقیاس مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی

زلزله	جهت	حداکثر شتاب زمین(PGA)	ضریب مقیاس
بم	X	۰/۷۹۹	۰/۵
	Y	۰/۶۳۴	۰/۶۳
کوبه	X	۰/۶۹۳	۰/۵۷۷
	Y	۰/۴۳۶	۰/۹۱۷
نورثریج	X	۰/۳۴۴	۱/۱۶
	Y	۰/۳۰۸	۱/۲۹

۶- مقادیر ماکزیمم تغییرمکان در نقطه کنترل

کاربرد روش دینامیکی غیرخطی با توجه به بررسی رفتار مدل در برابر زلزله های مختلف درک بسیار مفیدی از پاسخ سازه ارائه خواهد کرد. ضمن اینکه معایبی چون بررسی یک چهارم سیکل بارگذاری که در روش استاتیکی رانشی غیرخطی مشاهده می شود، در این روش وجود ندارد. اکنون به تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل ها تحت شتاب نگاشت های انتخاب شده با استفاده از نرم افزار SAP2000ver12 می پردازیم. برای این کار قاب محور۵ به صورت دو بعدی مدل گردیده است. مراحل معرفی و تخصیص مفاصل پلاستیک مشابه آنچه است که در بخش استاتیکی غیر خطی آورده شده است.

جدول۵- مقادیر ماکزیمم تغییرمکان در نقطه کنترل برای ساختمان با سیستم مهاربند ضرب دری طی ۳ شتاب نگاشت.

Record no.	عنوان	۴ طبقه	۸ طبقه	۱۶طبقه
۱	KOBE	۶/۴۵	۱۹/۸۷	۳۱/۷۵
۲	NORTHRIDGE	۶/۳	۱۸/۲۱	۲۹/۴۸
۳	Bam	۷/۳۰	۱۵/۲۴	۲۵/۰۴
پاسخ	ماکزیمم	۷/۳۰	۱۹/۸۷	۳۱/۷۵

جدول۶- مقادیر ماکزیمم تغییرمکان در نقطه کنترل برای ساختمان با سیستم مهاربند ۷ شکل طی۳ شتاب نگاشت

Record no.	عنوان	۴ طبقه	۸ طبقه	۱۶طبقه
۱	KOBE	۷/۴۸	۲۷/۴	۳۸/۲
۲	NORTHRIDGE	۶/۹۸	۲۴/۲۵	۳۵/۳۴
۳	Bam	۸/۳۵	۲۲/۱۹	۳۴/۴۵
پاسخ	ماکزیمم	۸/۳۵	۲۷/۴	۳۸/۲

۷- تغییرمکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی غیرخطی

یکی از پارامترهای قابل لمس و اندازه گیری برای ارزیابی آسیب پذیری سازه ها حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات می باشد. اکثر آیین نامه های زلزله این پارامتر را به عنوان عامل کنترل کننده خسارت ساختمان ها در نظر می گیرند. بطور کلی محدودیت تغییرمکان نسبی طبقات به عواملی نظیر خطر زلزله خیزی محل، تعداد طبقات ساختمان و درجه اهمیت سازه بستگی دارد. برای تعیین تغییرمکان نسبی در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، تاریخچه پاسخ یک نقطه از هر طبقه به عنوان نماینده طبقه برای هر زلزله بدست می آید. با کسر تاریخچه پاسخ این نقطه از تاریخچه پاسخ طبقه بالا تاریخچه تغییرمکان نسبی (Drift)، طبقه بالا تعیین می شود. مقدار بیشینه این تاریخچه به صورت قدرمطلق به عنوان تغییرمکان نسبی طبقه منظور می شود. با تقسیم این مقدار بر ارتفاع طبقه Drift Ratio تعیین می گردد. با توجه به جداول موجود در تفسیر دستورالعمل برای بررسی عملکرد ساختمان فولادی با مهاربند می بایست معیار تغییرمکان نسبی طبقات را که در دو حالت ماندگار و گذرا ارائه شده است در نظر گرفت. (منظور از تغییر مکان جانبی گذرا حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پیش بینی می شود در طول وقوع زلزله طرح در ساختمان ایجاد شود. منظور از تغییرمکان جانبی ماندگار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پس از وقوع زلزله به دلیل رفتار خمیری یا ترک خوردگی در سازه باقی می ماند)، در این جداول برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (IO)، تغییرمکان نسبی گذرای ۰/۵ درصد و برای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)، تغییرمکان نسبی گذرای ۱/۵ درصد و در نهایت برای سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP)، تغییرمکان نسبی گذرای ۲ درصد پیشنهاد شده است. اکنون با توجه به انجام تحلیل های استاتیکی غیرخطی بار افزون و تحلیل های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی می توانیم به بررسی عملکرد مدل ها بپردازیم. با عنایت مربوط به ماکزیمم تغییرمکان نسبی طبقات در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مقادیر مربوط به ماکزیمم تغییرمکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی غیرخطی، در ادامه به تعیین سطح عملکرد نمونه ها با توجه به نتایج حاصل شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی می پردازیم. سپس برای مقایسه و درک بهتر، سطح عملکرد سازه با توجه به نتایج تحلیل های دینامیکی غیرخطی نیز بررسی می شود.

۸- تعیین سطح عملکرد در تحلیل استاتیکی غیر خطی

جدول۷- تعیین سطح عملکرد در روش های طرح بهسازی (۴ طبقه)

روش طرح بهسازی	ساختمان با سیستم دوگانه قاب خمشی با مهاربند ضرب دری		ساختمان با سیستم دوگانه قاب خمشی با مهاربند ۷ شکل	
الگوی بارگذاری	PUSH2	PUSH4	PUSH2	PUSH4
ماکزیمم دریفت	۰/۲۸	۰/۲۸	۰/۳۱	۰/۳۲
کنترل	۰/۵ < <۱/۵		۰/۵ < <۱/۵	
عملکرد سازه	IO		IO	

جدول۸- تعیین سطح عملکرد در روش های طرح بهسازی(۸ طبقه)

روش طرح بهسازی	ساختمان با سیستم دوگانه قاب خمشی با مهاربند ضرب دری		ساختمان با سیستم دوگانه قاب خمشی با ۷ مهاربند شکل	
الگوی بارگذاری	PUSH4	PUSH2	PUSH4	PUSH2
ماکزیمم دریفت	۰/۵۳	۰/۵۶	۰/۶۰	۰/۶۲
کنترل	۰/۵ < <۱/۵		۰/۵ < <۱/۵	
عملکرد سازه	LS		LS	

جدول۹- تعیین سطح عملکرد در روش های طرح بهسازی (۱۲ طبقه)

روش طرح بهسازی	ساختمان با سیستم دوگانه قاب خمشی با مهاربند ضرب دری		ساختمان با سیستم دوگانه قاب خمشی با مهاربند ۷ شکل	
الگوی بارگذاری	PUSH4	PUSH2	PUSH4	PUSH2
ماکزیمم دریفت	0.65	0.63	۰/۷۳	۰/۶۸
کنترل	۰/۵ < <۱/۵		۰/۵ < <۱/۵	
عملکرد سازه	LS		LS	

جدول۱۰- تعیین سطح عملکرد در تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه

	سازه با سیستم مهاربند ضرب دری			سازه با سیستم مهاربند ۷ شکل		
	٤ طبقه	٨ طبقه	١٦ طبقه	٤ طبقه	٨ طبقه	١٦طبقه
ماکزیمم دریفت ۳ شتابنگاشت	۰/۹	۱/۳۵	۱/۵۸	۰/۹۷	۱/٤٨	۱/٦٨
کنترل	۰/۵ < <۱/۵	۰/۵ < <۱/۵	۰/۵ < <۱/۵	۰/۵ < <۱/۵	۰/۵ < <۱/۵	۰/۵ < <۱/۵
عملکرد سازه	*LS*	*LS*	*CP*	*LS*	*LS*	*CP*

با مقایسه نتایج تحلیل های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیرخطی حاصل شده ،روش های (ضرایب تغییرمکان و طیف ظرفیت) گر چه در تخمین تغییرمکان ها از دقت کافی برخوردار نیستند. اما در ارزیابی سطح عملکرد سازه در قیاس با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی، به عنوان روش مبنا، قابل استناد می باشند. یک ضعف مهم این روش ها که ناشی ازفرضیات حاکم بر تحلیل استاتیکی غیرخطی می باشد در سازه های با زمان تناوب طولانی مانند ساختمان های بلند که اثر مودهای بالاتر در رفتار لرزه ای آنها تاثیر قابل توجهی دارد نمود پیدا می کند و آن عدم توانایی روش در شناسایی مکانیزم

شکست ناشی از مودهای بالاتر می باشد. این موضوع می تواند مربوط به عدم لحاظ شدن اثر مودهای بالاتر در الگوی توزیع بار جانبی بکار رفته در روش استاتیکی غیرخطی باشد. نهایتاً با توجه به جداول فوق می توان نتیجه گرفت که سازه هایی که بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران، ویرایش سوم، برای این نوع سیستم سازه ای طرح می شوند به سختی سطح عملکرد ایمنی جانی را ارضا می‌کنند.

۹- نتیجه‌گیری

در این مقاله پلان هایی با تعداد طبقات ۴، ۸و ۱۶ انتخاب شده و توسط آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران به روش استاتیکی معادل طراحی می شود. قاب بحرانی این ساختمانها تحت بهسازی مبنا و با دو روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت شتاب نگاشت های مختلف به کمک نرافزار های ETABSو SAP2000ver12تحلیل و مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه ای کنترل گردید. روش های ضرایب تغییرمکان و طیف ظرفیت که بر تحلیل استاتیکی غیرخطی استوارند در قیاس با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به عنوان روش مبنا، گر چه در تخمین تغییرمکان ها از دقت کافی برخوردار نیستند اما در ارزیابی سطح عملکرد سازه از دقت کافی برخوردار بوده و قابل استناد می باشند. با مقایسه نتایج تحلیل بدست آمده از ساختمان های طراحی شده نتیجه می شود که با افزایش ارتفاع از میزان دقت تحلیل استاتیکی غیر خطی کاسته می شود. این موضوع می تواند مربوط به عدم لحاظ شدن اثر مودهای بالاتر در الگوی توزیع بار بکار رفته در روش استاتیکی غیرخطی باشد(چون در ساختمان های بلند، مودهای بالا دارای اثر قابل ملاحظه ای می باشند). با توجه به نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی ساختمان کوتاه مرتبه در محدوده سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه ساختمان ارتفاع متوسط طبقه در محدوده ایمنی جانی ساختمان بلند مرتبه به سختی محدوده ایمنی جانی قرار گرفته است. با توجه به نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی زلزله بم بیشترین تاثیر را بر سازه های کوتاه و زلزله kobe بیشترین تاثیر را بر سازه های بلند داشته است و با افزایش ارتفاع سازه تاثیر شتاب نگاشت انتخابی در نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایش می یابد. توجه به تحلیل دینامیکی غیرخطی مشاهده می شود که تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سازه های بلندمرتبه با سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط بادبند۷ شکل از دقت مناسبی برخوردار نیست و سازه در محدوده فروپاشی قرار می گیرد.

منابع

1. Gupta, A. and H. Krawinkler, (1999), "Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures", Doctoral dissertation, Stanford University.
2. Bruneau, M., Uang, C.M., Sabeli, R. (2011), "Ductile Design of Steel Structures", Second Edition, McGraw Hill Companies, Inc.
3. ANSI/AISC 358-10, (2010), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago.
4. Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 2, pp. 113-121.
5. Butterworth, J.W., and Clifton, C.G. (2000), "Performance of Hierarchical Friction Dissipating Joints in Moment Resisting Steel Frames", In Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering.
6. MacRae, G.A., Clifton, G.C., Mackinven, H., Mago, N., Butterworth, J. and Pampanin, S. (2010), "The Sliding Hinge Joint Moment Connection", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 43, No. 3, pp. 202- 212.
7. Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. (2013), "Seismic Response Evaluation of the Linked Column Frame System", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 201, No. 6, pp. 795-814.

8. Shen, Y., Christopoulos, C., Mansour, N. and Tremblay, R. (2010), "Seismic Design and Performance of Steel Moment-Resisting Frames with Nonlinear Replaceable Links", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 10, pp. 1107-1117.