



بررسی پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی نسبی طبقات در سیستم‌های

فولادی EBF با تیر پیوند متوسط بر پایه FEMA-440

با استفاده از روش‌های تحلیلی موجود

میلاد محمدیان^{۱*}، علی اکبر میمند پاریزی^۲، عباس مهدویان^۳

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه شهید بهشتی، تهران

۲- دکتری تخصصی مهندسی زلزله، دانشگاه شهید بهشتی، تهران

۳- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه شهید بهشتی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۷۱۹-۱۶۷۶۵، milad.mohammadian@mail.sbu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۸/۰۲، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۸/۲۲)

چکیده

از جمله مخاطرات طبیعی که هر ساله باعث بروز آسیب‌های جانی و مالی فراوانی در کشور است پدیده زلزله است. بر اساس نیاز، کشورهایی که بیشتر در معرض این خطر قرار دارند بیشتر به فکر حل این مسئله بوده و پیشرفت‌های را در این زمینه داشته‌اند. بدون شک ایران یکی از این جمله کشورها است که وقوع زلزله‌های مخرب همچون زلزله بوئین‌زهره، منجیل، رودبار و طبس مهندسين را به فکر ایجاد ضوابطی در خصوص طراحی لرزه‌ای سازه‌ها واداشته، به‌طوری‌که در سال ۱۳۶۷ اولین آیین‌نامه خاص جهت طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله تحت عنوان آیین‌نامه ۲۸۰۰ منتشر گردید. همچنین از سوی دیگر در سال‌های اخیر بحث رفتار غیرخطی و روش عملکردی در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مطرح شده که در این زمینه مراکز تحقیقاتی متعددی فعالیت داشته و نتایج اقدامات خود را در دستورالعمل‌هایی همچون ATC و یا FEMA مطرح ساخته‌اند. در این پژوهش ضوابط دستورالعمل‌های مذکور در خصوص ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی با سیستم‌های مهاربندی برون‌محور (EBF) با استفاده از مدل‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه با سیستم دوگانه، مطابق با آیین‌نامه‌های مختلفی طراحی شده و با اعمال چندین الگوی بار جانبی مختلف و با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی این مدل‌ها به بررسی و مقایسه پاسخ‌ها با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی پرداخته شده است که انتقال نیروی محوری مهارها به ستون‌ها از طریق خمش و برش در تیرها به عمل آمده است. نتایج این پژوهش حاکی از آن است که به‌طور کلی پاسخ تمامی سازه‌ها به‌غیراز سازه‌های کوتاه مرتبه، تحت تأثیر مودهای بالاتر قرار دارد.

واژگان کلیدی

تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، طیف ظرفیت، تیر پیوند، FEMA

Seismic Performance Evaluation of Eccentrically Braced Steel Frames with Intermediate Link Lengths

M. Mohammadian, A.A. Meymandi Parizi, A. Mahdavian

Abstract

One of the natural disasters that cause many human and financial detriments in various countries is the earthquake phenomenon. In this regards, countries that are more at risk are extra concerned with problem solving procedures and have made progress in this regard. Certainly, one of these countries is Iran, which caused the occurrence of destructive earthquakes such as the earthquake of Buin Zahra, Manjil, Rudbar and Tabas, that led to further studies about establishing criteria for the design of seismic structures. In this way, the first distinctive guideline (2800 standard) planned for designing buildings against earthquakes in 1367. In addition, recently, the evaluation of nonlinear behavior and performance-based method have been introduced in the seismic evaluation of structures, in which research centers and agencies have been active in this field and presented their effort in related guidelines such as ATC and FEMA. In this study, the guidelines rules for assessing the seismic of steel structures with eccentric braced frame (EBF) were evaluated by 4, 8, 12 and 16 models with dual system. These guidelines are designed in accordance with the rules of Iran and the world and by applying several lateral loading patterns. Also, nonlinear static analysis on these models has been used to review and compare the responses with nonlinear dynamics analysis. In this study, some criterions of the mentioned guidelines are studied, which are about seismic evaluation of the eccentric braced frame (EBF) systems, then the results of the research indicate that the response of all structures other than short-term structures is influenced by higher modes.

Keywords

Nonlinear static analysis, Nonlinear dynamic analysis, Capacity spectrum, Link beam, FEMA guideline

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۱۳



طراحی لرزه‌ای سازه‌ها تفاوت زیادی با طراحی آن‌ها تحت اثر بارهای استاتیکی دارد. در واقع هدف از طرح لرزه‌ای تأمین مقاومت اجزاء نیست، بلکه باید شکل‌پذیری لازم برای مقابله با نیروی زلزله در اعضا سازه و اتصالات آن وجود داشته باشد. لازم به ذکر است که با توجه بهیقین نداشتن در تعیین بارهای ناشی از زلزله تأمین شکل‌پذیری اهمیت ویژه‌ای دارد.

در زمان طراحی سازه طبق آئین‌نامه‌های معتبر، سازه‌ها به نحوی طراحی می‌شوند که تا حدی از بارگذاری دارای رفتار خطی و افزون بر آن از رفتار غیرخطی تبعیت نماید. این‌گونه طراحی بر اساس فلسفه‌ای است که علاوه بر مقاومت مصالح از خاصیت شکل‌پذیری آن‌ها نیز استفاده گردد، پس می‌توان انتظار داشت در زمان وقوع یک زلزله شدید تنش در بسیاری از اعضا از حد تسلیم فراتر رفته و لذا در محل‌های موردنظر مفصل پلاستیک تشکیل شود. با تشکیل این مفصل سازه وارد حوزه رفتار غیر الاستیک شده و لذا پاسخ آن با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی قابل‌بررسی و ارزیابی خواهد بود [۱ و ۲]. از این‌رو انجام تحلیل‌های بار افزون (پوش آور) در بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بسیار رایج است و نیاز به بررسی و ارزیابی این روش در بحث عملکردی سازه‌ها احساس می‌شود.

در طول دهه گذشته تحلیل پوش آور به‌عنوان یک ابزار کاربردی مناسب نقش موثری در توسعه مهندسی زلزله بر مبنای عملکرد ایفا کرده و به‌طور گسترده‌ای در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است [۳-۶]. با رواج یافتن تحلیل پوش آور به صورت حرفه‌ای در بین مهندسان، مطالعات گسترده‌ای در خصوص مزایا و معایب این روش صورت گرفته است [۷ و ۸].

ازجمله تحقیقات صورت گرفته در این حوزه می‌توان به مطالعات دقیق Krawinkler و Seneviratna در خصوص قابلیت‌های روش تحلیل پوش آور، نقاط قوت و ضعف آن اشاره کرد. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که تحلیل پوش آور، تخمین مناسبی از نیازهای لرزه‌ای ایجادشده در سازه‌های کوتاه مرتبه‌ای که توزیع یکنواختی از رفتار غیر ارتجاعی در ارتفاع را تجربه می‌کنند ارائه می‌دهد [۹].

Gupta نیز پاسخ ثبت‌شده ۸ سازه واقعی (۵، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۴، ۱۷، ۱۹ و ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی و دیوار برشی) در جریان زلزله نورث‌ریج که شتابی بیش از ۰/۲۵g را تجربه کردند، تحلیل نمود تا ابتدا رفتار واقعی سازه‌ها را درک کند و در ادامه

تغییر مکان طبقات، تغییر مکان نسبی طبقات، نیروی اینرسی و برش هر طبقه که در طول زلزله ثبت شده بود را با روش تحلیل پوش آور مقایسه و بررسی کند. با توجه به نتایج این پژوهش مشاهده شد که پاسخ تمامی سازه‌ها به‌غیر از سازه‌های کوتاه مرتبه، بسیار تحت تأثیر مودهای بالاتر قرار دارد [۱۰].

Mwafy و Elnashai نیز چندین تحلیل پوش آور و دینامیکی را به‌منظور بررسی دقت و قابلیت تحلیل پوش آور انجام دادند و نتایج حاکی از آن بود که تحلیل با توزیع بار مثلی، پیش‌بینی مناسبی از رفتار سازه در قیاس با تحلیل دینامیکی غیرخطی ارائه می‌دهد، همچنین در این پژوهش توصیه شده است که تحلیل پوش آور برای سازه‌های کوتاه مرتبه با زمان تناوب کوتاه و توزیع بار مثلی مناسب‌تر بوده و بهتر است برای تحلیل‌های سازه‌های بلند و دارای بی‌نظمی زیاد از توزیع بارهای دیگری استفاده شود [۱۱].

Abbaspour و S. Moghadam در پژوهشی با استفاده از ۹ مدل (یک مدل منظم و ۹ مدل نامنظم) که کلیه مدل‌های در نظر گرفته شده قاب‌های خمشی دوبعدی با سیستم قاب خمشی بتنی متوسط ۱۰ طبقه است به مقایسه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال با مقادیر متناظر تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی در سطوح مختلف زلزله پرداخته‌اند. نتایج این پژوهش نشان داد که روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال (الاستیک) در مقایسه با روش‌های تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی در سطوح زلزله‌های پایین دارای دقت مناسبی است اما در سطوح زلزله‌های بالا اختلاف زیادی داشته و پیشنهاد شده در این حالت، الگوی بارگذاری جانبی بر اساس شکل مود پلاستیک سازه در انتهای تغییر مکان هدف اولیه، به سازه‌ها اعمال گردد [۱۲].

Shayanfar و Rezaey Abyaneh در پژوهشی دیگر به بررسی اثرات الگوهای مختلف توزیع بار جانبی بر آنالیز استاتیکی غیرخطی قاب‌های خمشی پرداختند. در این پژوهش که با استفاده از دو قاب فولادی ۶ و ۱۸ طبقه و سیستم مقاوم باربر جانبی هر دو قاب از نوع خمشی فولادی ویژه است، تلاش شده با در نظر گرفتن الگوهای بار مختلف موجود در FEMA و همچنین معرفی روش MPA و در نظر گرفتن سه الگوی بار متناسب با سه مود اول تغییر شکل سازه‌ها، اثرات مودهای بالاتر در مقایسه با روش‌های مرسوم آنالیز استاتیکی غیرخطی در FEMA و بالا بردن دقت پاسخ‌ها در مقایسه با آنالیز دینامیکی غیرخطی برای قاب‌های خمشی را مورد بررسی قرار دهند. همچنین جهت افزایش سرعت محاسبه در روش MPA از روش



میانگین گیری نمایی استفاده شده است. نتایج این پژوهش حاکی از آن است که استفاده از میانگین گیری نمایی به دلیل ماهیت غیرخطی عوامل پاسخ در آنالیز دینامیکی غیرخطی، منطقی به نظر می رسد و به طور قابل توجهی از حجم محاسبات می کاهد و با مقایسه نتایج حاصل از روش MPA با آنالیز دینامیکی غیرخطی مشاهده شد که روش MPA تخمین قابل قبولی از عوامل پاسخ سازه از قبیل جابجایی طبقات و جابجایی نسبی طبقات ارائه می دهد [۱۳].

Shakeri و Shayanfar در پژوهشی دیگر به منظور بهبود و افزایش دقت روش های تحلیل پوش آور با یکبار اجرا با استفاده از الگوریتمی ارائه شده در محیط Matlab و قابلیت های تحلیل سازه غیرخطی نرم افزار DRAIN-2DX یک روش جدید تحلیل پوش آور مودال با یکبار اجرا با الگوی بار به هنگام شونده بر اساس برش طبقات ارائه کرده اند که این برنامه کامپیوتری قابلیت اجرا بر روی انواع سازه ها را دارد. روش پیشنهادی بر روی یک نمونه سازه ۹ طبقه فولادی تحت اثر زلزله کوبه به کار گرفته شده و با پاسخ های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی مقایسه شده است و مشاهده شد که روش مذکور با دقت مناسبی می تواند پاسخ های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی را تقریب بزند [۱۴].

Shayanfar و همکارانش در پژوهشی دیگر به بررسی عملکرد قاب های مهاربندی شده واگرا با تیر پیوند افقی متقارن پرداختند و از روشی جدید که اثر رفتار پلاستیک سازه را در توزیع نیروی زلزله در ارتفاع لحاظ می نماید، استفاده کردند. در این پژوهش طراحی قاب های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه بر اساس روش ظرفیت بوده و جهت بررسی تاثیر نیروها و مکانیزم تشکیل مفصل ها در این قاب ها از آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. همچنین از روش های تحلیلی و عددی برای مقایسه عملکرد لرزه ای قاب طراحی شده، از توزیع بار جانبی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، ۲۰۰۹ IBC و روش طراحی پلاستیک استفاده شده است. بررسی نتایج این پژوهش نشان دهنده این است که در روش طراحی پلاستیک قاب های طراحی شده به روش مفصل های پلاستیک، جابجایی طبقه ها و چرخش پلاستیک پیوندها به طور یکنواخت در ارتفاع توزیع می شود [۱۵].

Tameh و Tahghighi در پژوهشی در این راستا به بررسی قابلیت، محدودیت و دقت روش MPA نسبت به تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی و نیز روش تحلیل دینامیکی فزاینده مودال نسبت به تحلیل دینامیکی فزاینده پرداختند؛ بنابراین با استفاده از دو مدل طراحی شده فولادی ۵ و ۱۵ طبقه با سیستم

مقاوم قاب خمشی با شکل پذیری ویژه در جهت X و قاب ساده با مهاربندی ضربدری در جهت Y و با استفاده از تحلیل های غیرخطی ناشی از زلزله های دور از گسل، تغییر مکان نسبی و مطلق طبقات ساختمان را به عنوان اندازه ی خسارت محاسبه کردند. در این پژوهش نتایج به این صورت بود که روش MPA در مقایسه با تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی در قاب های ۵ طبقه (خمشی و مهاربندی) و همچنین در قاب ۱۵ طبقه خمشی از دقت قابل قبولی در تخمین تقاضاهای لرزه ای برخوردار است، اما در قاب ۱۵ طبقه مهاربندی با در نظر گرفتن آثار سه مود اول سازه نمی توان به پاسخ دقیق دست یافت. همچنین روش تحلیل دینامیکی فزاینده مودال از دقت قابل قبولی نسبت به تحلیل دینامیکی فزاینده برخوردار است که با توجه به زمان تحلیل کمتر و نتایج محافظه کارانه تر می توان روش تحلیل دینامیکی فزاینده مودال را در ارزیابی عملکرد سازه ها استفاده کرد [۱۶].

Gerami و همکارانش الگوهای مختلف بار جانبی در روش پوش آور سنتی به همراه روش های پیشرفته شامل روش تطبیقی بر اساس جابجایی (DAP) و به هنگام شونده با لحاظ کردن اثر اندرکنش مودی (APAM) را مورد ارزیابی قرار دادند و نتایج را با تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل از ۱۰ شتاب نگاشت دور از گسل مقایسه کردند. نتایج این پژوهش نشان داد که روش های سنتی تخمین مناسبی از جابجایی و زاویه دررفت سازه های بلندمرتبه ارائه نمی دهند و بیشترین مقدار اختلاف در مقایسه با روش های تطبیقی است. همچنین در میان روش های مختلف، روش پوش آور تطبیقی (DAP) تخمین مناسبی از نیازهای لرزه ای سازه ها ارائه داده و به خوبی اثر مودهای بالاتر را در فرآیند تحلیل لحاظ می کند. در روش تطبیقی (APAM) تخمین مناسبی از زاویه دررفت طبقات تحتانی سازه به ویژه در سازه های بلندمرتبه ندارد به نحوی که بیشترین میزان اختلاف در مقایسه با روش DAP معرفی شده است [۱۷].

از سوی دیگر در دهه ۷۰ میلادی بود که سیستم باربر جانبی مهاربندی واگرا در دانشگاه کالیفرنیا ابداع گردید [۱۸]. Popov و همکارانش بیان کردند که EBF ها در مقایسه با دیگر سیستم های باربر جانبی (MRF و CBF) دو معیار طراحی لرزه ای، سختی و شکل پذیری را به خوبی ارضا می نمایند. این قاب ها تحت زلزله های خفیف و متوسط سختی زیاد و در برابر زلزله های شدید، شکل پذیری مناسبی از خود بروز می دهند [۱۹-۲۱].

پس از آن این سیستم به سرعت مورد توجه طراحان حرفه ای همچون Teal [۲۲]، Libby [۲۳] و Merovich و همکارانش [۲۴] قرار گرفت.

مطالعات زیادی بر روی رفتار تیر پیوند و پاسخ آن تحت بارهای تناوبی و چرخه‌ای صورت گرفت که از آن جمله می‌توان به Manheim و Popov [۲۵]، Helmeted و Popov [۲۶]، Popov و Malley [۲۷]، Popov و Kasai [۲۸]، Ricles و Popov [۲۹] و همچنین Engelhardt و Popov [۳۰] اشاره کرد. اما اولین تحقیق، در سال ۱۹۹۲ میلادی بود که به طور مشخص بر روی رفتار غیر برشی تیر پیوندهای با طول متوسط و بلند به صورت آزمایشگاهی صورت پذیرفت. نتایج این پژوهش حاکی از آن بود که به دلیل وقوع شکست‌های ناگهانی تحت گسیختگی اتصال ناشی از لنگرهای بسیار بالا، منجر به پیشنهاد عدم به کارگیری تیرهای بلند به صورت متصل به ستون شد [۳۱].

از دیگر نتایج، مطالعات برخی از پژوهشگران بود که نشان داد نه تنها اتصال تیرهای پیوند بلند بلکه اتصال تمامی انواع تیرهای پیوند، به صورت مستقیم به ستون تا انجام مطالعات بیشتر و ارائه جزئیات اتصال مناسب مجاز نیست [۳۲]. Okazaki و همکارانش نیز مجموعه‌ای شامل ۲۳ آزمایش را برای بررسی عملکرد تیرهای پیوند در قاب‌های مهارشده و اگر فولادی مقاوم در برابر زلزله تحت بارگذاری متناوب انجام دادند [۳۳].

در راستای پژوهش‌های صورت گرفته در راستای قاب‌های فولادی برون محور Meymandi Parizi و همکارانش در پژوهشی به مطالعه و ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای برش و لنگر واژگونی طبقات در سیستم‌های فولادی برون محور با تیر پیوند متوسط پرداخته‌اند [۳۴].

S. Moghadam و همکارانش با بررسی آسیب‌پذیری سازه دو طبقه فولادی مهاربندی شده و اگر با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی سه بعدی بر اساس ضوابط مقررات ملی مبحث دهم و آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران نتایج این پژوهش را به صورت شکست سازه بیان نموده‌اند و دلیل این موضوع را شکست تیرهای خارج از پیوند و مهارها قبل از تیر پیوند متصل به آن معرفی کرده‌اند [۳۵].

Rossi و Bosco نیز ضمن بررسی رفتار لرزه‌ای بادبند‌های و اگر، به نقش تیرهای پیوند و عملکرد ارتجاعی آن‌ها، اقدام به ارزیابی تأثیرات جاری شدن بر روی تیرهای پیوند، جهت رفتار مناسب سازه، کردند [۳۶].

Adlparvar نیز مطالعاتی بر روی ویژگی قاب‌های مهاربندی و اگر با استفاده از سه مدل ۶، ۱۰ طبقه در هر دو محدوده استاتیک خطی و غیرخطی انجام داده است. Adlparvar با

استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه در قاب‌های MRF و CBF و EBF ارائه کرده است. نتایج به دست آمده پژوهش حاکی از آن است که ضریب رفتار قاب‌های با مهاربندی و اگر به شدت متأثر از طول تیر پیوند است. بررسی تغییر مکان نسبی و کل در مدل‌ها نشان داده که طول تیر پیوند در مقدار آن‌ها تأثیر به سزایی دارد که استفاده از بادبند‌های و اگر چنانچه طول تیر پیوند بلند باشد، به شدت باعث افت ضریب رفتار سازه می‌گردد و از این رو توصیه کردند که طول تیر رابط محدود به دامنه برش خالص تا خمش خالص گردد [۳۷].

علاوه بر پژوهش‌های صورت گرفته توسط محققین که به آنها اشاره شد از دستورالعمل‌های مهم و مؤثر در زمینه روش‌های غیرخطی و ارائه ضوابط مورد نظر جهت انجام پروژه‌های تجاری می‌توان به دستورالعمل‌های ATC-40، FEMA-356 و یا پروژه FEMA-440 اشاره کرد [۳۸]؛ بنابراین بررسی دقت نتایج حاصل از ضوابط آن‌ها یکی از نیازهای امروز جامعه است. از طرفی تحلیل‌های دقیق‌تر مانند روش تاریخچه-زمانی غیرخطی بسیار وقت‌گیر و پرهزینه بوده و انجام آن نیاز به دقت و تجربه بالایی دارد. بنابراین در این پژوهش ما برآئیم که ضوابط این دستورالعمل‌ها را در خصوص ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با سیستم باربر جانبی مهاربندی برون‌محور^۱ (EBF) مورد بررسی قرار داده و صحت نتایج را کنترل کنیم.

در این پژوهش چهار ساختمان فولادی با سیستم باربر جانبی مهاربندی برون‌محور، به صورت منظم و متقارن با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ انتخاب و به صورت سه بعدی با نرم‌افزار SAP2000V14 مدل‌سازی شد [۳۹]. سپس بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم [۴۰] و تعدادی از روابط آیین‌نامه آمریکا^۲ مدل‌ها بارگذاری و طراحی شده‌اند و سرانجام به صورت مناسب تیپ بندی شده است. کلیه ساختمان‌ها با این فرض که بر روی خاک نوع II قرار گرفته و در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده بر اساس طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ (طیف با احتمال فرا گذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال) طراحی شده است. پس از طراحی جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از انواع الگوی بارگذاری از جمله الگوی یک‌نواخت^۳، مثلی^۴، آئین‌نامه‌ای^۵، مود اول^۶، تحلیل طیفی^۷ و پوش آور مودال^۸ (MPA) استفاده شده و برای تخمین تغییر مکان هدف از ضوابط دستورالعمل‌های ATC-40، FEMA-356 [۴۱] و روش‌های اصلاح شده در FEMA-440 استفاده شده است. برای ارزیابی دستورالعمل‌های مذکور از



تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی مدل‌ها و زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده بر اساس طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰، استفاده شده است. در پایان نتایج تحلیل‌ها مقایسه و پیشنهاد‌های لازم ارائه شده است.

۲- روش پژوهش

امروزه تحلیل پوش آور در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها نقش مهمی پیدا کرده است. از دلایل اهمیت این موضوع می‌توان به سادگی انجام این تحلیل نسبت به تحلیل‌های دینامیکی و با بهره‌گیری از اعضای غیرخطی اشاره کرد.

جهت تخمین نیازهای لرزه‌ای متناظر با سطوح عملکردی مورد انتظار از روش‌های مختلفی می‌توان استفاده نمود، از جمله این پارامترهای مهم می‌توان به جابه‌جایی نسبی طبقات اشاره نمود. در این بخش مدل‌های سازه‌ای با قاب‌های باربر جانبی مهاربندی برون‌محور بر اساس آئین‌نامه‌های معتبر طراحی شده و سپس با توجه به چگونگی توزیع بار جانبی (الگوی توزیع بار) در تحلیل استاتیکی غیرخطی و تأثیر قابل توجه آن بر رفتار سازه، برآورد ظرفیت و تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه، انواع روش‌های پوش آور تک مودی^{۱۲} و روش پوش آور مودال اصلاح شده^{۱۳} تحلیل شده‌اند. جهت تخمین نیازهای لرزه‌ای در سطح عملکرد ایمنی جانی از روش دستورالعمل FEMA-356، ATC-40 و دو روش اصلاح شده FEMA-440-DM و FEMA-440-EL استفاده شده و نتایج حاصل با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی به عنوان مرجع مقایسه شده است. لازم به بیان است علت انتخاب ساختمان‌های سه‌بعدی و همچنین استفاده از سیستم باربر جانبی برون‌محور در این پژوهش، متداول بودن این سیستم‌ها در امور اجرایی و همچنین بررسی دقت روش‌های تخمین نیازهای لرزه‌ای در خصوص سازه‌های واقعی سه‌بعدی است.

۳- معرفی ساختمان‌های مدل‌سازی شده

در این بخش فرضیات اولیه در مدل‌سازی، هندسه مدل‌ها، پیکربندی، بارگذاری و سپس نحوه طراحی مدل‌ها با توجه به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و آئین‌نامه ASCE/SEI 7-05 [۴۲] ارائه شده است.

۳-۱- هندسه و پیکربندی

– مدل‌ها به صورت ۳ بعدی تحلیل و طراحی شده و در پلان و ارتفاع کاملاً منظم می‌باشند.
– مدل‌ها با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ و نسبت ارتفاع به عرض آن‌ها بین ۰/۶ تا ۳ است.

– ارتفاع مرکز به مرکز تمام طبقات ۳/۲ متر است.
– در تمامی مدل‌ها دهانه‌های بادبندی شده ۴/۵ متر و سایر دهانه‌ها ۴ متر است.

– آئین‌نامه‌های مورد استفاده در این پژوهش شامل مبحث ششم [۴۳]، استاندارد ۲۸۰۰ (شامل پارامترهای وابسته به منطقه شامل طیف، رابطه برش پایه و نوع خاک)، ASCE/SEI 7-05 (شامل پارامترهای مستقل از منطقه شامل رابطه پیوند تجربی، ضریب رفتار R ، رابطه توزیع برش پایه در ارتفاع، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)) و آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی AISC2005 [۴۴].

– نرم‌افزار SAP2000 V14.00 جهت طراحی و تحلیل مدل‌ها مورد استفاده است.

– اتصالات تیر به ستون دور از تیر پیوند، در قاب‌های مهاربندی شده در جهت X به صورت ساده و در جهت Y به صورت گیردار در نظر گرفته شده است.

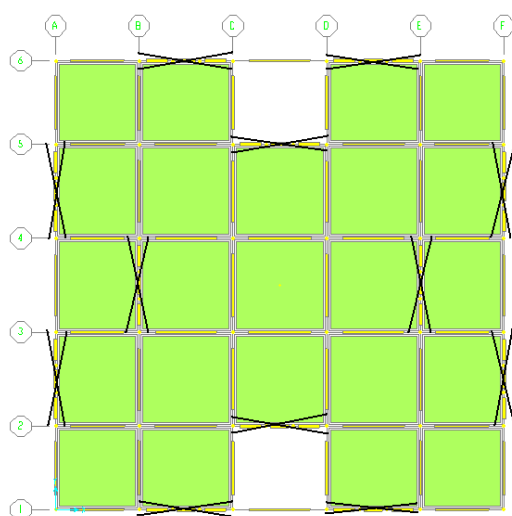
– طول تیر پیوند در تمامی مدل‌ها ۱/۳ متر است.

– پلان کلیه مدل‌ها مشابه و مطابق شکل (۱) است که در آن محل قرارگیری مهاربند‌های برون‌محور با ضربدر نشان داده شده است.

– در تحلیل مدل‌ها خروج مرکزیت تصادفی ۵٪ در نظر گرفته شده است.

– فولاد St 37 مصالح بکار رفته در اعضا است.

– بارگذاری ساختمان به صورت بار زنده (200 kg/m^2) برای طبقات و 150 kg/m^2 برای بام) بر اساس مبحث ششم از مقررات ملی ساختمان و بار مرده (600 kg/m^2) بر اساس بارهای متداول ارائه شده است [۴۳].



شکل ۱- پلان مدل‌های مهاربندی شده برون‌محور [۳۴]

۳-۲- محاسبه زمان تناوب اصلی

در آئین نامه ASCE/SEI 7-05 بند (12.8-2) [۳۴] برای محاسبه زمان تناوب اصلی، از رابطه (۱) استفاده شده است؛ که برای ساختمان ۴، ۱۶، ۱۲ و ۸ طبقه این زمان به ترتیب برابر ۱/۴، ۱/۱۳، ۰/۸۴ و ۰/۵ ثانیه است [۳۴].

$$T_a = C_t h_n^X \quad (۱)$$

در این رابطه ضرایب ثابت C_t و X برای قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور به ترتیب برابر ۰/۷۳۱ و ۰/۷۵ است و h_n ارتفاع سازه از تراز پایه برحسب متر است.

۳-۳- طیف طراحی منطقه

در این پژوهش از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران با احتمال فراگذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال، استفاده شده است [۴۰].

- خاک منطقه نوع II (طبق تعریف ۲۸۰۰) و ضریب اهمیت (I) برابر یک انتخاب شده است.

- منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و شتاب مبنای طرح $A = ۰/۳۵$ در نظر گرفته شده است.

- پارامترهای تعریف طیف به صورت $S = ۱/۵$ و $T_s = ۰/۵ \text{ sec}$ و $T_0 = ۰/۱$ است.

- ضریب بازتاب B در تمامی مدل‌ها با توجه به زمان تناوب‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.

ضریب رفتار (R)، ضریب تبدیل جابجایی خطی به غیرخطی (C_d) و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) از آئین نامه ASCE/SEI-05 تعیین شده است [۴۲].

در تعیین ضریب رفتار (R) در حالتی که اتصالات تیر به ستون خارج از پیوند در قاب مهاربندی شده به صورت ساده و یا گیردار باشد، داریم:

$R = ۸ \times ۱/۴۴ = ۱۱/۵$	اتصالات	$R = ۷ \times ۱/۴۴ = ۱۰$	اتصالات
$\Omega = ۲$	گیردار:	$\Omega = ۲$	ساده:
$C_d = ۴$		$C_d = ۴$	

جدول ۱- محاسبه ضریب بازتاب مدل‌ها [۳۴]

تعداد طبقات	پریود اصلی تجربی (T_0)	ضریب بازتاب (B)
۴	$T_a = ۰/۵۰۰ \leq T_s$	$B = (S + 1) = ۲/۵$
۸	$T_s < T_a = ۰/۸۴۰$	$B = (S + 1)(T_s/T)^{2/3} = ۱/۷۷$
۱۲	$T_s < T_a = ۱/۱۳۰$	$B = (S + 1)(T_s/T)^{2/3} = ۱/۴۵$
۱۶	$T_s < T_a = ۱/۴۰۰$	$B = (S + 1)(T_s/T)^{2/3} = ۱/۲۶$

برش پایه [۸] از رابطه آئین نامه ۲۸۰۰ ایران از رابطه (۲) به دست آمده است:

$$V_s = C_s \cdot W, \quad C_s = \frac{ABI}{R} \quad (۲)$$

در رابطه بالا W وزن مؤثر لرزه‌ای، برابر مجموع وزن مرده سازه و وزن تأسیسات ثابت به‌طور کامل + ۲۰٪ بار زنده و یا بار برف، I ضریب اهمیت سازه، B ضریب بازتاب، A شتاب مبنای سنگ‌بستر و R ضریب رفتار سازه است. برای توزیع برش پایه در ارتفاع سازه از رابطه (۳) مطابق آئین نامه ASCE، استفاده شده است [۴۲].

$$F_i = V_s \frac{W_i \times h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}, \quad \begin{cases} T \leq 0.5 \rightarrow K = 1 \\ T \geq 2.5 \rightarrow K = 2 \\ \text{for } (0.5 < T < 2.5) \text{ Linear interpolatin } K = 0.5T + 0.75 \end{cases} \quad (۳)$$

طراحی و تیپ بندی مدل ۴ و ۱۶ طبقه در جدول (۲) ارائه شده است [۳۴].

۴- تحلیل غیرخطی

۴-۱- مشخصات غیرخطی اعضاء در تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی

برای انجام تحلیل پوش آور نیاز به تعریف خصوصیات غیرخطی اعضاء سازه است. با توجه به اینکه قاب‌های باربر جانبی برون‌محور دارای یک فیوز غیرخطی بنام تیر پیوند است [۴۵]، تنها برای تیرهای پیوند نیاز به تعریف مفصل‌های پلاستیک است. در این پژوهش بر اساس اصول دستورالعمل

F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i ام، W_i وزن طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز پایه و K ضریبی که با دور تناوب اصلی سازه در ارتباط است. جهت مدل‌سازی، تحلیل و طراحی مدل‌ها از برنامه جامع SAP2000 V14.00 استفاده شده است و در تحلیل به‌صورت پیش‌فرض آنالیز $P - \Delta$ انجام گرفته است. جهت طراحی اعضاء از آئین نامه معتبر AISC-ASD05 استفاده شده است.

از ترکیب بارهای آئین نامه ASCE/SEI05 (ترکیب بارهای پایه جهت طراحی و ترکیب بارهای ویژه لرزه‌ای) جهت ترکیب بارهای طراحی استفاده شده است [۴۲]. پروفیل طراحی تیرها IPE، ستون‌ها و مهاربندها از نوع TUBO-BOX است که نتایج



جدول ۲- نتایج طراحی مدل ۴ طبقه و ۱۶ طبقه [۳۴]

مدل ۴ طبقه					
جهت x	تیر پیوند و خارج از پیوند	تیرهای پله	سایر تیرهای ساده	ستونها	مهاربند
طبقات ۱-۲	IPE330	IPE160	IPE220	TUBO180x180x10	TUBO120x120x8
طبقه ۳	IPE300	IPE160	IPE220	TUBO120x120x10	TUBO100x100x8
طبقه ۴	IPE240	IPE160	IPE220	TUBO80x80x8	TUBO80x80x8
جهت y	تیر پیوند و خارج از پیوند	سایر تیرهای قاب‌های مهاربندی شده	سایر تیرهای ساده	ستونها	مهاربند
طبقات ۱-۲	IPE300	IPE200	IPE220	TUBO180x180x10	TUBO120x120x8
طبقه ۳	IPE270	IPE200	IPE220	TUBO120x120x10	TUBO100x100x8
طبقه ۴	IPE220	IPE200	IPE220	TUBO80x80x8	TUBO80x80x8
مدل ۱۶ طبقه					
جهت x	تیر پیوند و خارج از پیوند	تیرهای پله	سایر تیرهای ساده	ستونها	مهاربند
طبقات ۱-۵	IPE330	IPE160	IPE220	TUBO360x360x20	TUBO140x140x7.1
طبقه ۶-۹	IPE300	IPE160	IPE220	TUBO200x200x16	TUBO120x120x7.1
طبقه ۱۰-۱۲	IPE270	IPE160	IPE220	TUBO180x180x10	TUBO100x100x7.1
طبقه ۱۱-۱۲	IPE270	IPE160	IPE220	TUBO160x160x10	TUBO100x100x7.1
طبقه ۱۳	IPE240	IPE160	IPE220	TUBO140x140x10	TUBO90x90x5
طبقه ۱۴-۱۵	IPE240	IPE160	IPE220	TUBO120x120x8	TUBO80x80x5
طبقه ۱۶	IPE220	IPE160	IPE220	TUBO100x100x8	TUBO80x80x5
جهت y	تیر پیوند و خارج از پیوند	تیرهای قاب‌های مهاربندی شده و ساده	ستون‌های ثقلی	ستونها	مهاربند
طبقات ۱-۵	IPE330	IPE220	TUBO300x300x20	TUBO320x320x20	TUBO120x120x7.1
طبقه ۶-۹	IPE330	IPE220	TUBO300x300x20	TUBO280x280x16	TUBO120x120x7.1
طبقه ۱۰-۱۲	IPE300	IPE220	TUBO280x280x16	TUBO220x220x16	TUBO100x100x7.1
			TUBO240x240x16	TUBO220x220x16	
			TUBO240x240x16	TUBO200x200x12.5	
			TUBO200x200x16	TUBO200x200x12.5	
طبقه ۱۱-۱۲	IPE270	IPE220	TUBO200x200x16	TUBO160x160x10	TUBO90x90x8
طبقه ۱۳	IPE270	IPE220	TUBO180x180x16	TUBO140x140x10	TUBO90x90x8
طبقه ۱۴-۱۵	IPE240	IPE220	TUBO160x160x10	TUBO140x140x8	TUBO80x80x8
			TUBO140x140x10	TUBO120x120x7.1	TUBO80x80x8
			TUBO120x120x7.1	TUBO100x100x5.4	TUBO80x80x5
			TUBO100x100x5.4	TUBO100x100x5.4	TUBO80x80x5
طبقه ۱۶	IPE220	IPE220	IPE220	TUBO100x100x5.4	TUBO80x80x5

۴-۲- الگو بارهای استفاده شده در تحلیل پوش آور
برای اعمال بار ثقلی در تحلیل‌های پوش آور از رابطه (۴) استفاده شده است.

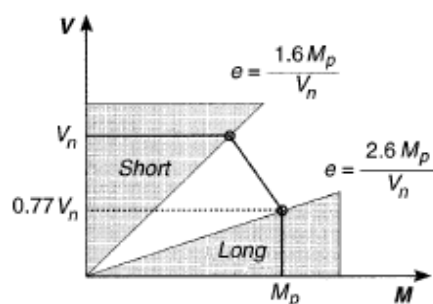
$$\begin{cases} Q_{G1} = 1.1[Q_D + Q_L] \\ Q_{G2} = 0.9Q_D \end{cases} \quad (۴)$$

در رابطه Q_D بار مرده و Q_L بار زنده مؤثر که برابر ۲۰٪ بار زنده است [۴۱].

FEMA-356 به تعریف مفاصل پلاستیک برشی و خمشی پرداخته شده است.

مطابق شکل (۲) یک تیر پیوند متوسط هم تحت برش و هم خمش کنترل شونده توسط تغییر شکل است، لذا بایستی هم مفصل خمشی و هم برشی تعریف شود [۴۶ و ۴۷]. در این شکل محور افقی و محور عمودی به ترتیب بیانگر لنگر و نیروی برشی وارد بر تیر پیوند و M_p و V_p به ترتیب بیانگر لنگر و برش ایجاد کننده مفصل پلاستیک در تیر پیوند هستند.





شکل ۲- اندرکنش خمش و برش در تیرهای پیوند [۴۶ و ۴۷]

۲- مدل‌سازی اعضا: مدل‌سازی اعضا برای تحلیل‌های دینامیکی نظیر تحلیل‌های پوش آور در این پژوهش به صورت رابطه نیرو-تغییر مکان برای تیرهای پیوند انجام گرفته است.

۳- مدل‌سازی هیسترتیک: در این پژوهش از مدل‌سازی هیسترتیک برای اعضای غیرخطی صرف نظر شده است.

۵- شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده

در تحلیل دینامیکی مدل‌ها از شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده با خصوصیات زیر استفاده شده است.

- ۱- نگاشت‌ها بر روی خاک نوع II
 $760 \text{ m/s} \ll V_{S(30 \text{ m})} \ll 360 \text{ m/s}$ ثبت شده‌اند.
- ۲- فاصله ایستگاه‌های ثبت تا مرکز سطحی زلزله^{۱۴} بین ۲۰ تا ۴۵ کیلومتر است.
- ۳- ماکزیمم شتاب زمین (PGA) در رکوردها بین ۰/۲۹ و ۰/۷۳ شتاب ثقل است.
- در این تحقیق مطابق جدول (۳) از ۹ زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده و مطابق شکل (۳) طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها برای ساختمان ۸ طبقه و ۱/۳ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران نشان داده شده است. طیف‌های پاسخ هر زوج با روش SRSS باهم ترکیب شده تا یک طیف واحد برای هر زوج ساخته شود. طیف‌های پاسخ ترکیبی زوج‌ها، متوسط گیری شده و در محدوده زمان‌های ۰/۲T و ۱/۵T با ۱/۳ برابر طیف طرح مقایسه شده است. ضرایب مقیاس هر زوج تعیین شده و شتاب‌نگاشت‌های اولیه ضرب شده و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گرفته است [۳۴].

جدول ۳- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده [۳۴]

شماره	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه	مقدار (Ms)	Epicentral Distance (km)	V_{S30} (m/s)	PGA (%g)	PGV (cm/sec)	PGD (cm)
۱	لاندز	۱۹۹۲	SCE 24 Lucerne	۷/۲۸	۴۴/۰۲	۶۸۴/۹	۰/۷۲۱	۱۱۱/۰۵	۱۸۸/۳۲
۲	لوما پریتا	۱۹۸۹	CDMG 58235 Saratoga - W Valley Coll.	۶/۹۳	۲۷/۰۵	۳۷۰/۸	۰/۳۱۱	۵۷/۰۹	۲۵/۷۳
۳	نیوزیلند-۰۲	۱۹۸۷	99999 Matahina Dam	۶/۶۰	۲۴/۲۳	۴۲۴/۸	۰/۲۹۲	۲۱/۰۷	۴/۶۰
۴	پارکفیلد کالیفرنیا	۱۹۶۶	CDMG 1438 Temblor pre-1969	۶/۱۹	۱۵/۹۶	۵۲۷/۹	۰/۲۹۴	۱۷/۴۵	۳/۶۱
۵	طیس	۱۹۷۸	9102 Dayhook	۷/۳۵	۲۰/۶۳	۶۵۹/۶	۰/۳۵۰	۲۸/۲۴	۹/۰۳
۶	سن فرناندو	۱۹۷۱	CDMG 24278 Castaic - Old Ridge Route	۶/۶۱	۲۵/۳۶	۴۵۰/۳	۰/۲۹۹	۱۹/۸۳	۳/۲۹
۷	نورت ریج-۰۱	۱۹۹۴	CDMG 24278 Castaic - Old Ridge Route	۶/۶۹	۴۰/۶۸	۴۵۰/۳	۰/۴۸۹	۴۶/۵۱	۱۳/۵۷
۸	نورت ریج-۰۱	۱۹۹۴	CDMG 24605 LA - Univ. Hospital	۶/۶۹	۳۶/۴۷	۳۷۶/۱	۰/۳۴۹	۱۹/۳۹	۲/۳۸
۹	منجیل	۱۹۹۰	BHRC 99999 Abbar	۷/۳۷	۴۰/۴۳	۷۲۴/۰	۰/۵۰۵	۴۳/۷۸	۱۸/۹۶

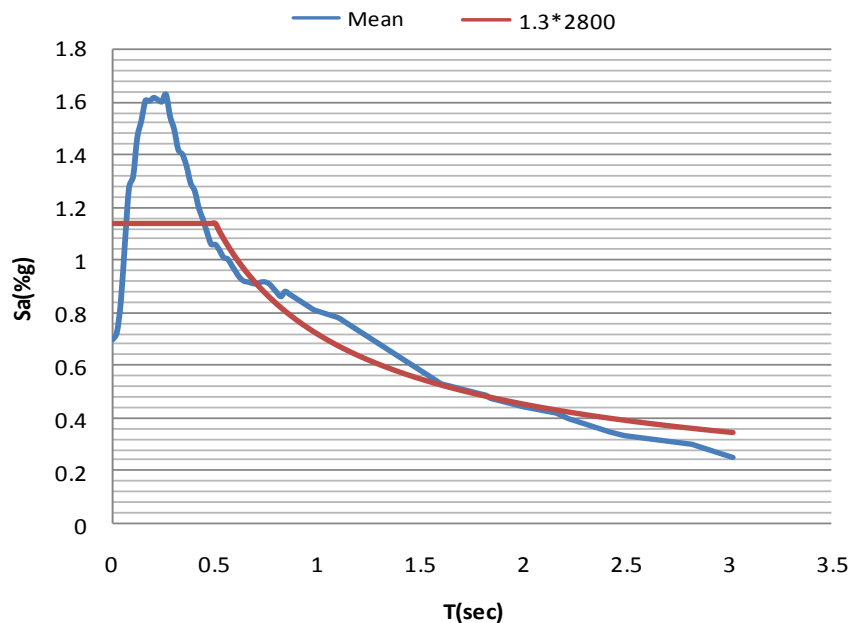
الگو بارهای استفاده شده در تحلیل پوش آور تک مودی شامل موارد ۱۱ الی ۵ به قرار ذیل است و همچنین برای انجام تحلیل پوش آور چند مودی از روش اصلاح شده چوپرا و گوئل با در نظر گرفتن سه مود اول هر مدل، استفاده شده است [۴۸].

۱- الگوی بار یکنواخت ۲- الگوی بار متناسب با توزیع برش پایه در ارتفاع ۳- الگوی بار متناسب با مود اول سازه ۴- الگوی بار متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی ۵- الگوی بار به شکل مثلث وارونه.

۴-۳- مدل‌سازی در تحلیل دینامیکی غیرخطی

۱- مدل‌سازی سازه‌ای: نکته مهم در این بخش مدل‌سازی صحیح تکیه‌گاه‌ها، اتصالات، در نظر گرفتن بعد المان‌ها و سختی آن‌ها و در نظر گرفتن کلیه خصوصیات پیکربندی سازه مانند پیچش در مدل‌های سه‌بعدی و یا در نظر گرفتن دیافراگم صلب، است. در این پژوهش مدل‌سازی‌ها به صورت سه‌بعدی و با در نظر گرفتن کلیه شرایط سازه‌ای انجام گرفته است.





شکل ۳- مقایسه طیف میانگین زوج شتاب‌نگاشت‌ها با ۱/۳ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ در مدل ۸ طبقه [۳۴]

۶- نتایج تحلیل

تحلیل‌های پوش آور تک‌مودی و تحلیل‌های چندمودی، با استفاده از روش پوش آور مودال اصلاح‌شده Chopra و Chintanapakdee [۴۸] مدل‌ها تحلیل گردیده و نتایج حاصل با انواع الگوهای توزیع بار مقایسه گردیده است. جهت ارزیابی دقت نتایج تحلیل‌های پوش آور از کمیت پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات به‌صورت درصدی از ارتفاع طبقه جهت مقایسه استفاده شده است (شکل ۴).

۷- محاسبه خطاها

میزان خطای ناشی از انواع روش‌های تخمین نیاز لرزه‌ای و همچنین انواع الگوهای توزیع بار در تحلیل‌های غیرخطی ارائه‌شده است که برای محاسبه میزان خطا از رابطه (۵) استفاده شده است.

$$E(i, j) = \left| \frac{Q_{NPA}(i, j) - \bar{Q}_{NDA}(i, j)}{\bar{Q}_{NDA}(i, j)} \right| \times 100 \quad (5)$$

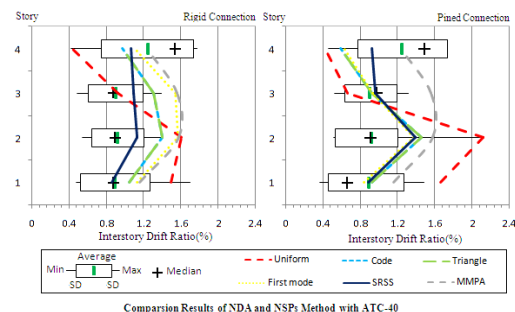
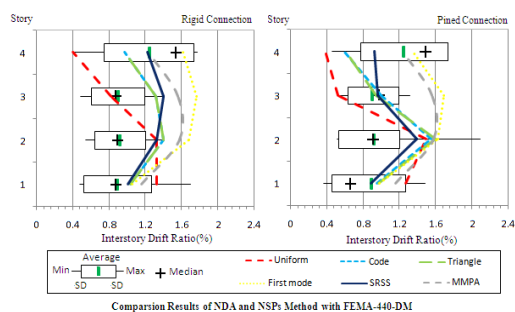
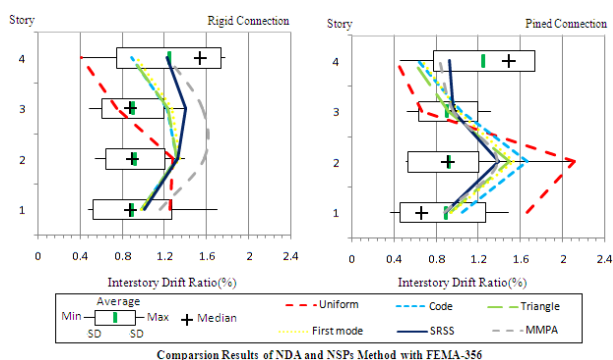
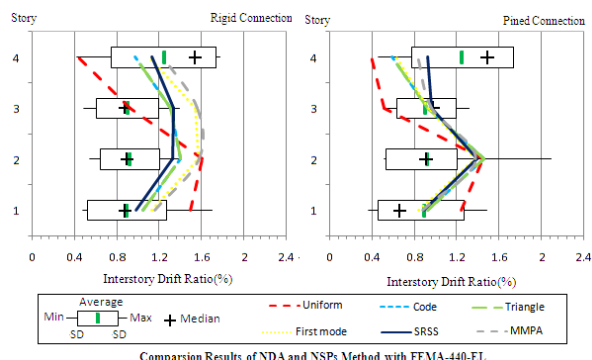
در اینجا $Q_{NPA}(i, j)$ کمیت پاسخ نام در تراز (طبقه) j ام حاصل از تحلیل پوش آور و $\bar{Q}_{NDA}(i, j)$ میانگین کل پاسخ‌ها حاصل از تحلیل دینامیکی از کمیت نام و تراز j ام است. برای نمایش بهتر میزان خطا از میانگین و ماکزیمم خطا در کل طبقات استفاده شده است. خطای پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه در شکل (۵) تا (۸) آورده شده است.

کمیت‌های پاسخ در ارائه نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به ازای احتمال فرا گذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال و سطح عملکرد ایمنی جانی تعیین شده است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۹ زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده و از این رو جهت مقایسه نتایج تحلیل‌ها طبق ضوابط آئین‌نامه ASCE/SEI07 می‌توان از میانگین داده‌ها استفاده نمود. لازم به بیان است که جهت ارزیابی بهتر نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی از تمامی داده‌های حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی یعنی حداقل، حداکثر، میانگین، میانه و غیره استفاده شده است.

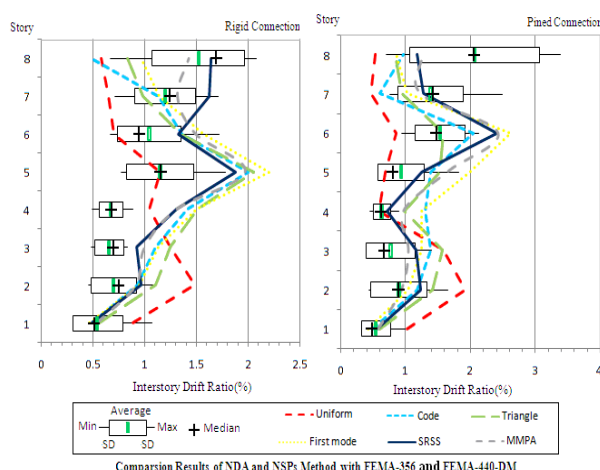
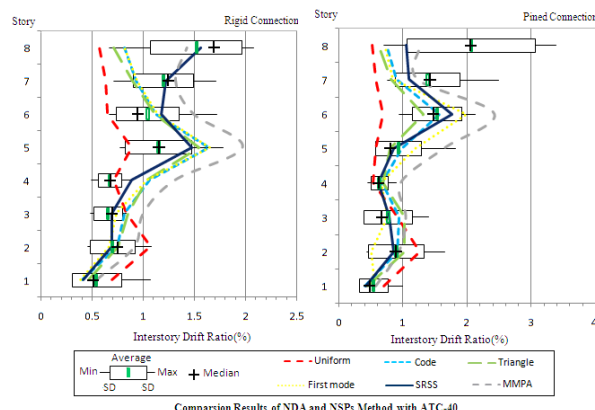
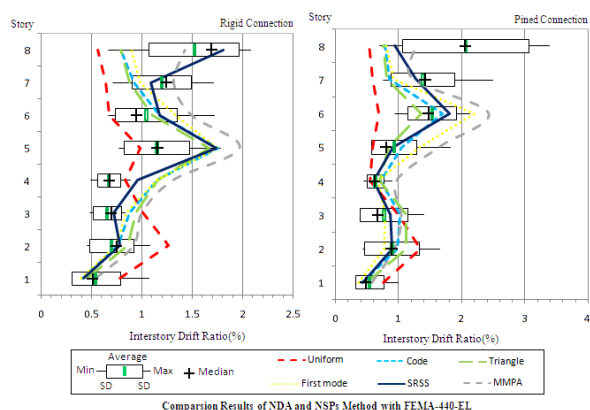
در این پژوهش قاب باربر جانبی مهاربندی برون‌محور با تیر پیوند متوسط در امتداد محور X دارای اتصالات ساده و در امتداد محور Y دارای اتصالات خمشی است. بنابراین نتایج برای هر امتداد جداگانه بررسی شده تا ضمن ارزیابی روش‌های استاتیکی غیرخطی به اثرات نوع اتصالات در رفتار لرزه‌ای این سیستم نیز توجه گردد.

در این پژوهش ضمن ارزیابی صحت نتایج انواع الگوهای توزیع بار در تحلیل پوش آور به بررسی و مقایسه کلیه روش‌های تقریبی جهت تخمین نیازهای لرزه‌ای نظیر FEMA-356 و همچنین روش‌های اصلاح‌شده FEMA-440 نیز پرداخته شده است. در پایان با مقایسه نتایج حاصل از



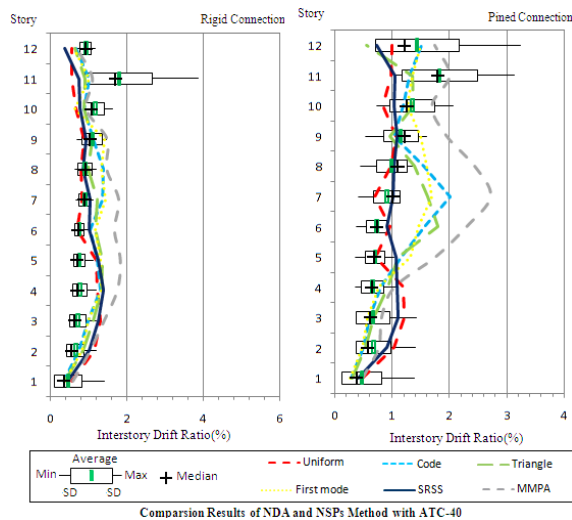
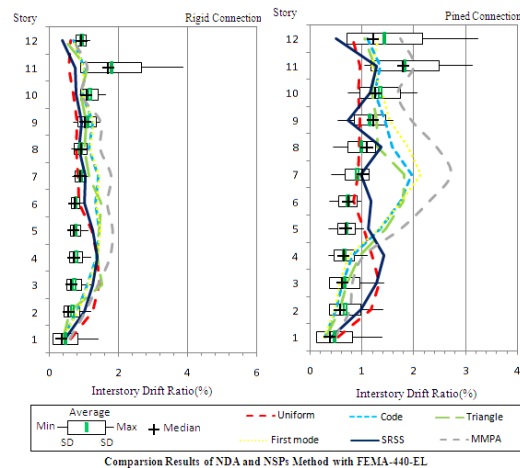
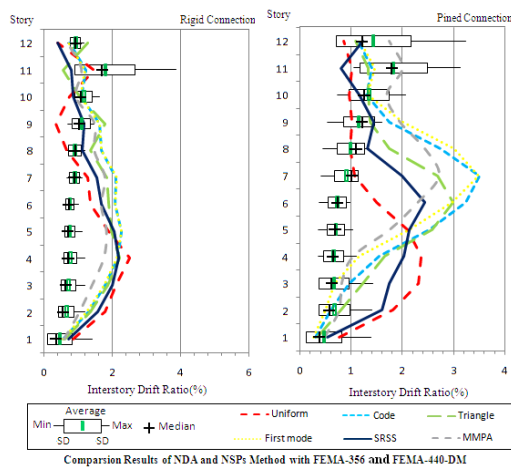


(الف)

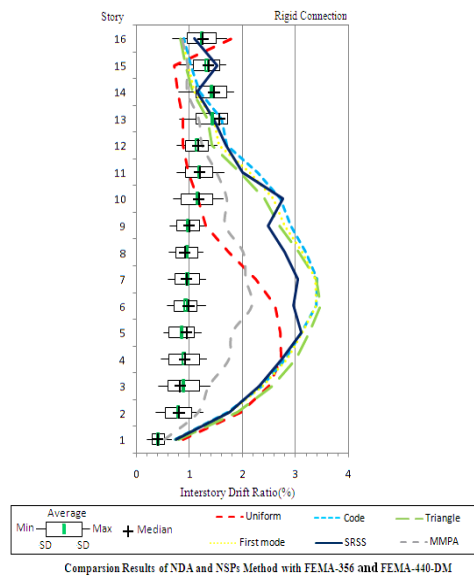
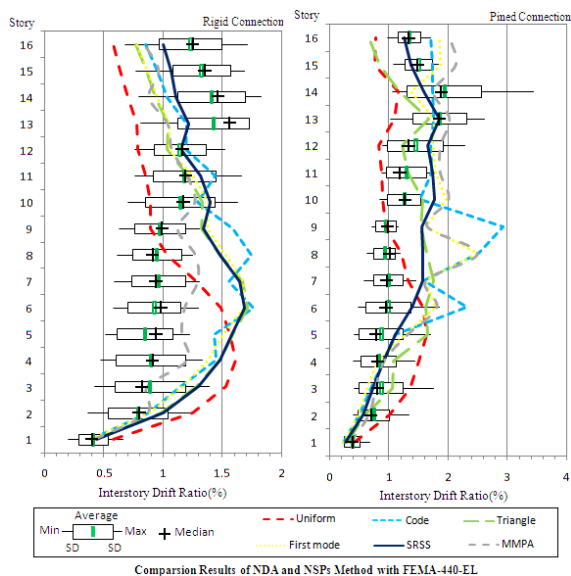


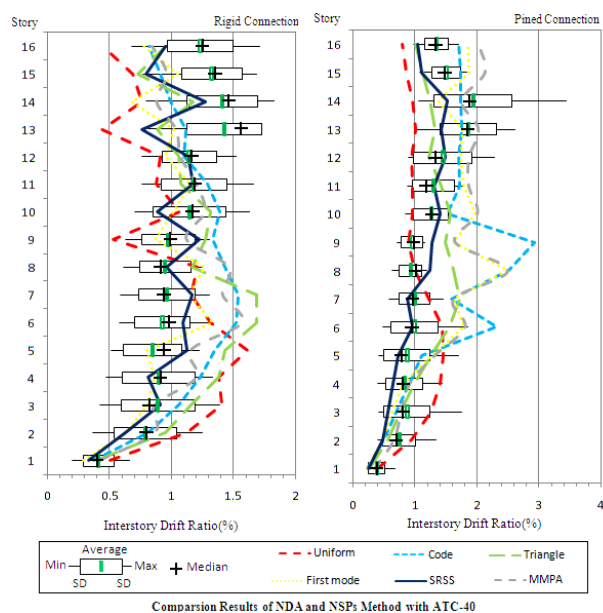
(ب)





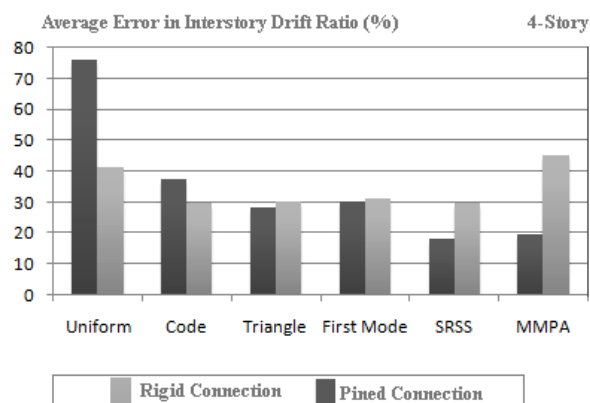
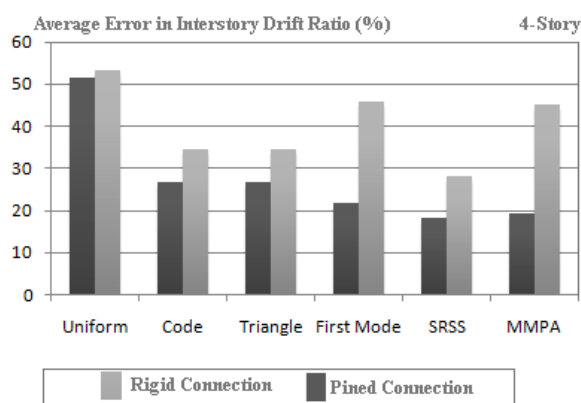
ج



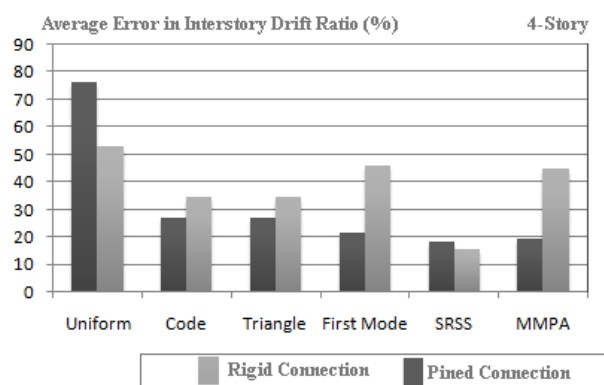


(د)

شکل ۴- نتایج حاصل از تحلیل مدل الف (چهار ب) هشت ج) دوازده د) شانزده. طبقه



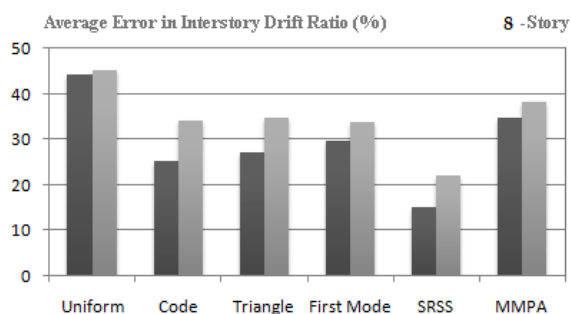
Comparison Results of NDA and NSPs Method with FEMA-440-EL Comparison Results of NDA and NSPs Method with FEMA-356 and FEMA-440-DM



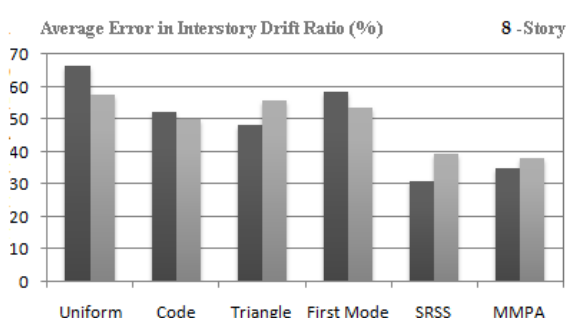
Comparison Results of NDA and NSPs Method with ATC-40

شکل ۵- خطای پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی بین طبقه‌ای به صورت درصدی از ارتفاع طبقه در مدل چهار طبقه

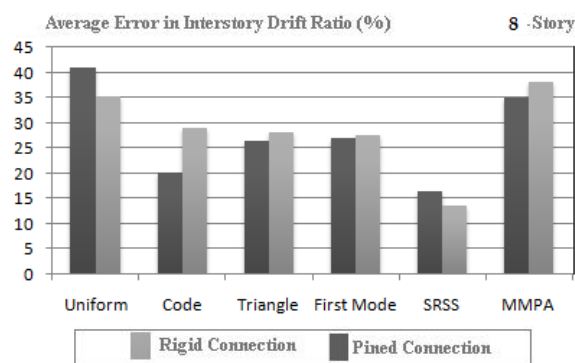




Comparsion Results of NDA and NSPs Method with FEMA-440-EL

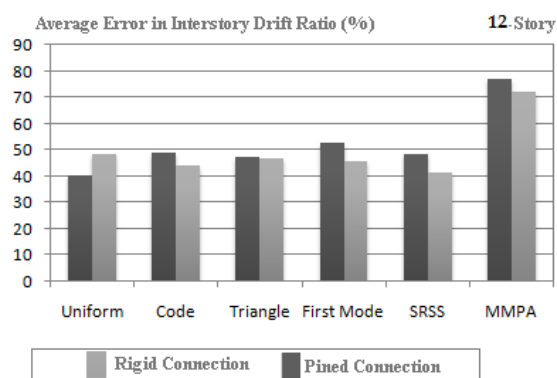


Comparsion Results of NDA and NSPs Method with FEMA-356 and FEMA-440-DM

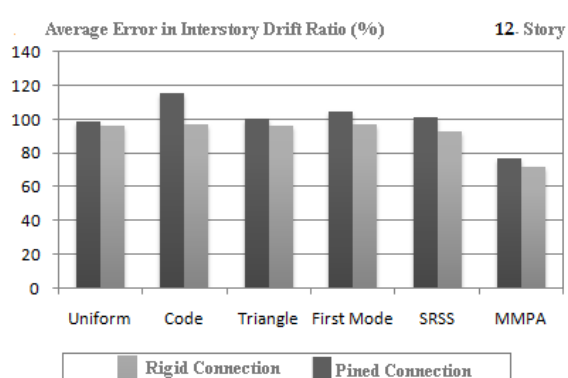


Comparsion Results of NDA and NSPs Method with ATC-40

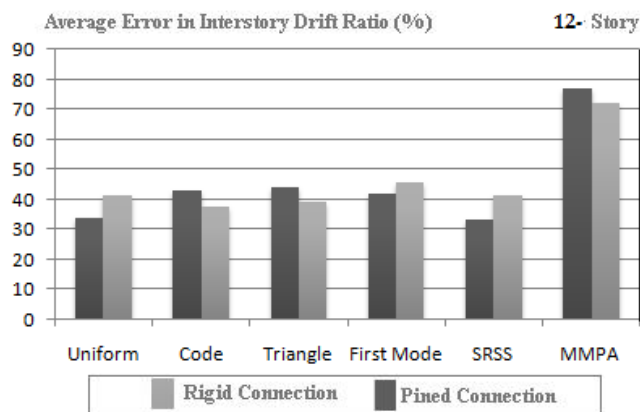
شکل ۶- خطای پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی بین طبقه‌ای به صورت درصدی از ارتفاع طبقه در مدل هشت طبقه



Comparsion Results of NDA and NSPs Method with FEMA-440-EL

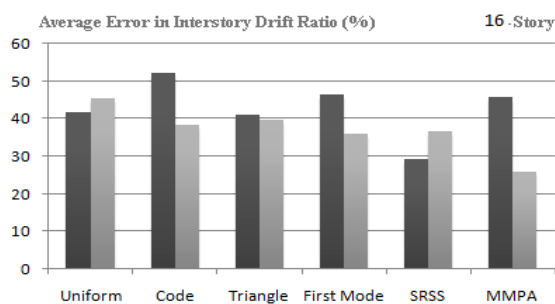


Comparsion Results of NDA and NSPs Method with FEMA-356 and FEMA-440-DM



Comparsion Results of NDA and NSPs Method with ATC-40

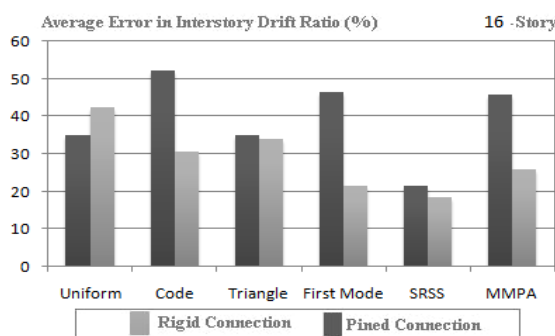
شکل ۷- خطای پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی بین طبقه‌ای به صورت درصدی از ارتفاع طبقه در مدل دوازده طبقه



Comparison Results of NDA and NSPs Method with FEMA-440-EL



Comparison Results of NDA and NSPs Method with FEMA-356 and FEMA-440-DM



Comparison Results of NDA and NSPs Method with ATC-40

شکل ۸- خطای پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی بین طبقه‌ای به صورت درصدی از ارتفاع طبقه در مدل شانزده طبقه

۴- نتیجه گیری

باتوجه به شکل‌های (۴) تا (۸) مشاهده می‌شود که نتایج مربوط به پارامتر مورد ارزیابی بر طبق دستورالعمل‌های FEMA-356 و ATC-40 دارای اختلاف است در حالی میزان این پارامتر بر طبق دستورالعمل FEMA-440 به گونه‌ای دیگر است که اتفاقاً یکی از اهداف و کاربردهای پروژه FEMA-440 کاهش اختلاف و بهبود روابط دیگر استانداردهای مذکور بوده است، بنابراین در این پژوهش نتایج زیر قابل برداشت است:

۱- تخمین پارامتر پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات با استفاده از الگوی توزیع بار SRSS و روش MMPA بهتر از سایر الگوها بوده و این برتری در مدل‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه مشخص‌تر است.

۲- نتایج تخمین کمیت پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات با استفاده از الگوی توزیع بار Code و روش Triangle بسیار نزدیک و شبیه به یکدیگر است و این نتایج در الگوی توزیع بار Uniform از کمترین دقتی برخوردار است.

۳- در نگاه کلی در تخمین پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات از طریق روش‌های تقریبی، روش خطی سازی معادل در FEMA-440 برتری جزئی نسبت به سایر روش‌ها یعنی

FEMA-356، ATC-40 و همچنین روش ضرایب اصلاح FEMA-440 دارد.

۴- رفتار قاب‌های باربر جانبی برون‌محور با اتصالات خمشی در کل بهتر و مناسب‌تر از قاب باربر جانبی با اتصالات ساده بوده و نیازهای لرزه‌ای آن پایین‌تر است.

۵- روش‌های پوش آور (NSPs) برای طراحی و ارزیابی سازه‌های کوتاه مرتبه مناسب و قابل اطمینان است. با افزایش تعداد طبقات، به تدریج بر اختلاف میان نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی افزوده می‌شود، اما اثرات چند درجه آزادی به خصوص در مورد سازه‌های بلند باعث انحراف زیادی در تخمین کمیت‌های پاسخ توسط روش‌های پوش آور تک مودی می‌شود. در یک دید کلی روش پوش آور مودال اصلاح‌شده نسبت به روش‌های تک مودی تخمین بهتری از کمیت پاسخ دارد.

۶- در قاب ۴ طبقه مشاهده می‌شود که به دلیل کوتاه مرتبه بودن سازه، مدهای بالاتر چندان در پاسخ سازه نقش مهمی نداشته و با افزایش ارتفاع سازه نیاز به تحلیل بار افزون بر اساس تغییر شکل‌های حاصل از مدهای بالاتر به‌طور چشم‌گیری افزایش می‌یابد.



[۱۴] کاظم شاکری، ک. و شایانفر، م. (۱۳۸۷)، "تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال با یکبار اجرا برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۴، شماره ۴، ص. ۴۷-۵۴.

[۱۵] شایانفر، م.ع.، رضائیان، ع.ر. و زنگنه، ع. (۱۳۹۰)، "مقایسه قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا با پیوند افقی متقارن طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، IBC ۲۰۰۹ و روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد"، نشریه سازه و فولاد، دوره ۷، شماره ۱۰، ص. ۹۳-۱۰۷.

[۱۶] طامه، م.ر. و تحقیقی، ح. (۱۳۹۶)، "ارزیابی لرزه‌های غیرخطی ساختمان‌ها توسط روش‌های تحلیل تقریبی استاتیکی و دینامیکی و مقایسه با تحلیل‌های دقیق"، مجله مهندسی عمران مدرس، دوره ۱۷، شماره ۴، ص. ۱۰۱-۱۱۱.

[۱۷] گرامی، م.، مشایخی، ا.ح. و سیاه‌پلو، ن. (۱۳۹۶)، "ارزیابی نیازهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از روش‌های مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۴۹، شماره ۳، ص. ۴۳۰-۴۱۹.

[18] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978), "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquake", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 104, pp. 391-412.

[19] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), "Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames", Report No. 87/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

[20] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), "Experiments on Eccentrically Braced Frames with Composite Floors", Report No. 87/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

[21] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1977), "Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames under Cyclic Loading", Report No. 77/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

[22] Teal, E. (1979), "Practical Design of Eccentric Braced Frames to Resist Seismic Forces", Structural Steel Educational Council, CA.

[23] Libby, J.R., (1981), "Eccentrically Braced Frame Construction-A Case Study", Engineering Journal, Vol. 18, No. 4, pp. 149-153.

[24] Merovich, A., Nicollet, J.P., and Hartle, E. (1982), "Eccentric Bracing in Tall Buildings", Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST9, pp. 2066-2080.

[25] Manheim, D.N. and Popov, E.P. (1983), "Plastic Shear Hinges in Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 10, pp. 2404-2419.

[26] Helmeted, K.D. and Popov, E.P. (1983), "Cyclic Behavior and Design of Link Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 10, pp. 2387-2403, ASCE, 1983.

[27] Malley, J.O. and Popov, E.P. (1984), "Shear Links in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 110, No. 9, pp. 2275-2295.

[28] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 3, March, Reston, VA.

[29] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1989), "Composite Action in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 8, pp. 2046-2065.

[30] Engelhardt, M.D. and Popov, E.P. (1989), "On Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 3, pp. 495-511.

۷- همان‌گونه که در شکل (۴) مشهود است جابجایی نسبی در طبقات میانی بیشترین مقدار را داشته و این تفاوت جابجایی نسبی در طبقات سازه ۴، ۱۲ و ۱۶ طبقه کامل نمایان است.

۸- میزان اختلاف جابجایی نسبی در طبقات میانی بین دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی با افزایش ارتفاع در طبقات میانی شدت گرفته است.

۹- مراجع

[1] Wilson, E.L., Farhoomand, I. and Bath, K.J. (1973), "Nonlinear Dynamics Analysis of Complex Structures", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, No. 3, pp. 241-252.

[2] Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. and Lobo, R.F. (1992), "IDARC: Inelastic Damage Analysis of RC Structures-Version 3.0", Report NCEER-92-0022, State University of New York at Buffalo, New York.

[3] Applied Technology Council., (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC- 40, Vol. 1, Redwood City.

[4] American Society of Civil Engineers, (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[5] European Committee for Standardization, (2002), Eurocode8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1, European standard prEN 1998-1, Draft No.5, May 2002, CEN, Brussels, Belgium.

[6] Otani, S., Hiraishi, H., Midorikawa, M. and Teshigawara M. (2000), "New Seismic Design Provisions in Japan", Uzumeri Symposium, ACI Annual Convention, Toronto.

[7] Kim, S. and D'Amore, E. (1999), "Push-Over Analysis Procedures in Earthquake Engineering", Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 3, pp. 417-434.

[8] Applied Technology Council., (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, (ATC- 55 Project), FEMA-440. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[9] Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. (1998), "Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation", Engineering Structures, Vol. 20, No. 4-6, pp. 452-464.

[10] Gupta, b. (1999), "Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-based Seismic Evaluation of Buildings", Ph.D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, FL.

[11] Mwafy, A. and Elnashai, A. (2001), "Static Pushover versus Dynamic Collapse Analysis of RC Buildings", Engineering Structures, Vol. 23, No. 5, pp. 407-424.

[۱۲] عباسپور، م. و سروقدمقدم، ع. (۱۳۸۴)، "تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال برای ساختمان‌هایی با پس‌رفتگی در ارتفاع"، دومین کنفرانس بین‌المللی بتن و توسعه، تهران.

[۱۳] شایانفر، م. و رضایی ایبانه، ر. (۱۳۸۹)، "بررسی اثرات الگوهای مختلف توزیع بار جانبی در آنالیز استاتیکی غیرخطی قاب‌های خمشی"، نشریه مهندسی عمران و نقشه‌برداری-دانشکده فنی، دوره ۴۴، شماره ۵، ص. ۶۴۹-۶۵۵.



[۴۰] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، (۱۳۸۴)، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی مدل‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات راه و مسکن.

[41] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2000), Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Building, FEMA-356.

[42] ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineering, (2005), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

[۴۳] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۵)، بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی، وزارت مسکن و شهرسازی، ایران.

[44] American Institute of Steel Construction, AISC, (2005), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, Inc. Chicago, IL.

[45] Helmeted, K.D. and Popov, E.P. (1984), "Cyclic Behavior and Design of Link Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 10, pp. 2387-2403.

[46] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "General Behavior of WF Steel Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 2, pp. 362-382.

[47] Manheim, D.N. and Popov, E.P. (1983), "Plastic Shear Hinges in Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 10, pp. 2404-2419.

[48] Chopra, A.K. and Chintanapakdee, C. (2004), "Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems", Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 9, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, pp. 1309-1319.

[31] Engelhardt, M.D. and Popov, E.D. (1992), "Experimental Performance of Long Links in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 11, pp. 3067-3088

[32] Okazaki, T. (2004), "Seismic Performance of Link-to-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames", Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Tex.

[33] Okazaki, T., Arce, G., Ryu, G. and Engelhardt, M.D. (2004), "Recent Research on Link Performance in Steel Eccentrically Braced Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada, pp. 302.

[۳۴] میمن‌دی پاریزی، ع.ا.، محمدیان، م. و مهدویان، ع. (۱۳۹۶)، "بررسی پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های فولادی برون مرکز با تیر پیوند متوسط"، مجله ژئوفیزیک ایران، دوره ۱۱، شماره ۳، ص. ۱۰۵-۱۱۸.

[۳۵] سرومقدم، ع.، قدرتی امیری، غ.، فرهیان، م. و کریمی، ا. (۱۳۸۶)، "ارزیابی لرزه‌ای سازه فولادی با مهاربند واگرا، با مدل‌سازی ۳ بعدی"، همایش ملی زلزله و مقاوم‌سازی ساختمان، بهبهان.

[36] Bosco, M. and Rossi, P.P. (2009), "Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames", Engineering Structure, Vol. 31, No. 3, pp. 664-674.

[۳۷] عدل پرور، م.ر. (۱۳۸۹)، "تحلیل و طراحی بهینه تیر پیوند در قاب‌های فلزی با مهاربندی واگرا"، مجله مدل‌سازی در مهندسی، دوره ۸، شماره ۲۲، ص. ۸۱-۶۹.

[38] FEMA 440, (2005), Draft Camera-Ready for the Improvement of nonlinear static seismic Analysis procedures, prepared by the Applied Technology Council (ATC-55 project) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[39] SAP2000 Nonlinear, (2008), Analysis Reference Manual, Ver. 14, Computers & Structures, INC. Berkeley, California. Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 3, August, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

پی نوشت

- ¹ Pushover
- ² Displacement-Based Adaptive Pushover, DAP
- ³ Adaptive Pushover Analysis Based on Modal Mass
- ⁴ Eccentric Braced Frames
- ⁵ ASCE/SEI07
- ⁶ Uniform
- ⁷ Triangle
- ⁸ Code
- ⁹ First Mode
- ¹⁰ SRSS
- ¹¹ Modal Pushover Analysis
- ¹² Single-Mode Pushover
- ¹³ Modified Modal Pushover Analysis (MMPA)
- ¹⁴ Epicentral Distance

