



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امیدی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و
شهرسازی - بخش سازه
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir
www.journaliss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

دکتر علی اکبر آقا کوچک	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر مجتبی ازهری	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه صنعتی اصفهان
دکتر حسین باقرنژاد	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ماینز آلمان
دکتر ابراهیم ثنایی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه علم و صنعت ایران
دکتر فرهاد دانشجو	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر رضا رازانی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه فنی شیراز
دکتر مجید صادق آذر	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تهران
دکتر سعید صبوری	(دانشیار مهندسی عمران)	دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی
دکتر حجت عادل	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه اوهایو آمریکا
دکتر مهدی فرشاد	(استاد مهندسی عمران)	انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس
دکتر شمس‌الدین میردامادی	(استاد مهندسی مواد)	دانشگاه علم و صنعت
دکتر فرزاد نعیم	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا
دکتر سید احمد نور بخش	(استاد مهندسی مکانیک)	دانشگاه تهران
دکتر هشیار نوشین	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ساری انگلیس

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال بیست و پنجم - شماره‌ی سی و دوم

تابستان ۱۴۰۰

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

فهرست

۲ انجمن سازه‌های فولادی ایران

۵ ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه بلند مرتبه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت زلزله‌های متوالی
Evaluation of Seismic Performance of Tall Bundled Tube Structural System Under Multiple Earthquakes
شهرزاد محمدی، افشین مشکوه الدینی، علی معصومی

۲۱ بررسی آزمایشگاهی سختی، مقاومت و برش پایه دیوارهای برشی فولادی صاف و موجدار ذوزنقه‌ای قائم
Experimental Investigation for Stiffened, Strength and Cut the Base Steel Plate Shear Wall and Trapezoidally Corrugated Plumb
سیده مریم دشتی زند، وحیدرضا کلاتجاری، نادر خواجه احمد عطاری

۳۵ تحلیل لرزه‌ای احتمالاتی سازه‌های فولادی مجهز به میراگرهای ویسکوز غیر خطی
Probabilistic Seismic Analysis of Steel Structures Equipped with Nonlinear Viscous Dampers
شاهرخ انوری زاده، محمد بهمنی، سید افشین محبی نودز

رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربند ضربداری با فولاد گرید پایین با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی در
زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل
۵۳
Seismic Response of X-Bracing System with Lower Grade Steel using Nonlinear Static and Dynamic Analyses
in Near and Far Field Earthquakes
پرویز عبادی، محمود گلی

۷۱ طراحی لرزه‌ای مهاربندهای کمانش تاب با طول کوتاه
Seismic Design of Reduced-Length Buckling-Restrained Brace
علی رضوی طباطبائی

۸۱ معرفی و ارزیابی سازه‌های مرکزگرای ترکیبی با رویکرد تاب‌آوری لرزه‌ای
Development and assessment of hybrid self-centering structures for seismic resilience
امیر سینا شمس، محمد سهیل قبادی

۹۲ شیوه نگارش

۹۳ فرم عضویت

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفات که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود مارادر تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران

ارزیابی رفتار لرزه‌های سازه‌های بلند مرتبه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت زلزله‌های متوالی

شهرزاد محمدی^۱، افشین مشکوه‌الدینی^{۲*}، علی معصومی^۳

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

۳- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۴۹۱۱-۱۵۷۱۹، meshkat@khu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۷/۰۲، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۶/۱۰)

چکیده

هدف از این پژوهش، ارزیابی پارامترهای پاسخ یک ساختمان فولادی ۲۰ طبقه با ساختار قاب خمشی محیطی دسته شده تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک سه مولفه‌ای به همراه اثرات پس‌لرزه‌ها می‌باشد. ساختار طیفی و مشخصات فیزیکی پس‌لرزه‌ها نیز با شدت‌های متفاوت بوده و فرآیند مدل‌سازی ارتعاشات زمین بر اساس نسبت‌های مختلف بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی صورت گرفته است. ضوابط و توصیه‌های آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای سازه‌ها، بر اساس تعیین "زلزله طرح" بوده و از اثرات پس‌لرزه‌ها بر روی روند طراحی صرف نظر شده است. این در حالی است که در نواحی با خطرپذیری بالا پس از وقوع تحریک اصلی، پس‌لرزه‌هایی با بزرگای مختلف و در فواصل زمانی متفاوت رخ می‌دهند. مشخصه اصلی موجود در تاریخچه زمانی زمین‌لرزه‌های نیرومند حوزه نزدیک، وجود پالس‌های متوالی و پیوسته سرعت با پیروید بلند و دامنه بزرگ است. وقوع پس‌لرزه‌های قوی و متوالی، می‌تواند سبب تجمع جابجایی ماندگار در رفتار لرزه‌ای سازه بشود. پارامترهای پاسخ بررسی شده در این مطالعه، پوش بیشینه جابجایی نسبی (دریفت) طبقات، جابجایی نسبی ماندگار طبقات، مکانیزم مفاصل پلاستیک و آرایش نیرویی حاصل از اثر لنگی برش است. ارزیابی نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که اندازه و تغییرات پارامتر جابجایی نسبی ماندگار طبقه، وابستگی مستقیم به ماهیت شتاب‌نگاشت از لحاظ چگونگی اثرات جهت‌داری و نیز نسبت طیفی میان بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی دارد. نمودارهای جابجایی نسبی ماندگار تحت اثر زلزله‌های متوالی حاوی پس‌لرزه در حالت میدان آزاد و بدون مقیاس و نیز در حالت مقیاس شده، تغییرات قابل ملاحظه‌ای را به نمایش می‌گذارد. حفظ مشخصات رفتار پایدار سازه بویژه در بازه زمانی پالس بزرگ سرعت و پس‌لرزه‌های پیوسته آن، همراه با حفظ دامنه تغییر مکان جانبی در محدوده ایمن، موضوع مهم در بحث فوق است.

واژگان کلیدی

قاب محیطی دسته شده، رفتار غیرخطی، لرزه اصلی، پس‌لرزه، رکورد حوزه نزدیک، پالس سرعت

Evaluation of seismic performance of tall bundled tube structural systems under multiple earthquakes

S. Mohamadi, A. Meshkat-Dini, A. Massumi

Abstract

Provisions and recommendations of seismic codes are generally based on the determination of design earthquake and also the effects of aftershocks are neglected. Moreover, in regions with high seismicity risk, aftershocks with different magnitude and occurrence time would take place following the main-shock. The main purpose of this paper is to evaluate seismic response parameters of a twenty-story bundled tube frame subjected to three-components near-field ground motions considering the effects of aftershocks. Spectral and physical characteristics of aftershocks encompass a wide range of magnitudes. Hence, the ground shaking modeling procedure is conducted via different ratios of aftershock peak ground acceleration divided by that of the proposed main-shock. The main characteristic of strong ground motion records used in this research is the existence of consecutive long duration and high amplitude velocity pulses. Occurrence of successive strong aftershocks leads to accumulation of permanent displacement as well as residual drift in the structures. In order to generate aftershocks, the randomized approach was applied in this study. The response parameters studied in this paper include maximum story drift envelope, story residual drift, plastic hinge mechanisms and induced axial forces due to shear lag effect. The results obtained from analyses reveal that the amount of story drift and its variations, are directly proportional to the presence of rupture directivity effects in earthquake record as well as the ratio of aftershock peak ground acceleration to that of the main-shock, i.e. PGAas/PGAs. Moreover, residual drift under earthquake tremors containing successive aftershocks, either free field records (related to the actual dynamic behavior viewpoint) or scaled ones (related to the performance based design viewpoint) represents considerable variations.

Keywords

Bundled tube, Nonlinear response, Mainshock, Aftershock, Nearfield record, Velocity pulse

یکی از موضوعات جامع مطالعاتی در سال‌های اخیر، ارزیابی پارامترهای پاسخ سازه تحت اثر زلزله‌های متوالی می‌باشد. بر اساس مطالعات میدانی مربوط به زلزله‌هایی که در نواحی با خطر لرزه خیزی بالا از جمله کالیفرنیا (۱۹۸۰ Mammoth Lake, ۱۹۸۳ Coalinga, ۱۹۹۴ Northridge)، ژاپن (۱۹۹۵ Kobe, ۲۰۱۱ Tohoku)، نیوزلند (۲۰۱۰ Darfield, ۲۰۱۱ Christchurch) و ترکیه (۱۹۹۹ Izmit) به وقوع پیوسته است، می‌توان پی برد که سازه‌ها در این نواحی علاوه بر تحریک اصلی، تحت تاثیر پس‌لرزه‌هایی با شدت‌های مختلف نیز قرار گرفته اند. پس‌لرزه‌ها اغلب به طور ناگهانی بعد از تحریک اصلی و به دلیل تغییرات مولفه‌های تانسور تنش دینامیکی ساختار گسل رخ می‌دهند. به عنوان نمونه، یک روز پس از وقوع زلزله ۱۹۸۵ Michoacan ($M_w=8$) در مکزیک، پس‌لرزه‌ای با بزرگی ۷/۶ به وقوع پیوست و نمود بارزی در افزایش خسارت و دامنه جابه‌جایی ماندگار سازه‌های آسیب دیده داشت. شایان ذکر است که در روند عمومی طراحی لرزه‌ای، تحریک اصلی زمین به صورت عامل تاثیرگذار در نظر گرفته شده و از اثرات پس‌لرزه‌ها به عنوان یک عامل قابل توجه، چشم‌پوشی می‌شود.

زلزله‌های متوالی می‌توانند باعث ایجاد خسارت قابل توجه در اعضای اصلی اسکلت مقاوم سازه و المان‌های غیرسازه‌ای گردند. هرگونه عمل بهسازی و ترمیم بین دو رویداد لرزه‌ای به دلیل نبود زمان کافی، به آسانی امکان‌پذیر نمی‌باشد. همچنین وضعیت پایداری عمومی سازه‌ها تحت اثرات حاصل از پس‌لرزه‌های متوالی، همراه با افزایش جابه‌جایی ماندگار بوده و ممکن است که تا حد فروریزش نهایی نیز پیش رود. بدین ترتیب، ناپایداری دینامیکی کلی برای اسکلت مقاوم حاصل خواهد شد. نمود این پدیده به صورت افزایش خسارت تجمعی تحت اثر زلزله‌های متوالی است. نکته دیگر آن که میزان جابه‌جایی ماندگار نیز مانند پارامتر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات سازه، یک نیاز لرزه‌ای بسیار با اهمیت است [۱-۷].

انجام مطالعات بر روی ویژگی‌های زلزله‌های حوزه نزدیک، بویژه بعد از خسارات شدید حاصل از دو زلزله نوتریج ۱۹۹۴ کالیفرنیا و کوبه ۱۹۹۵ ژاپن، مورد توجه بیشتری قرار گرفته است. خسارت‌های ناشی از این زلزله‌ها، پژوهشگران را بر آن داشته که همواره به دنبال راه‌حل‌هایی برای جلوگیری از این آسیب‌ها باشند. رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک که حاوی مشخصات فرایند جهت‌داری پیشرونده نیز هستند، تاثیرات بزرگ و ویران‌گری را بر روی اسکلت مقاوم سازه‌ها دارند.

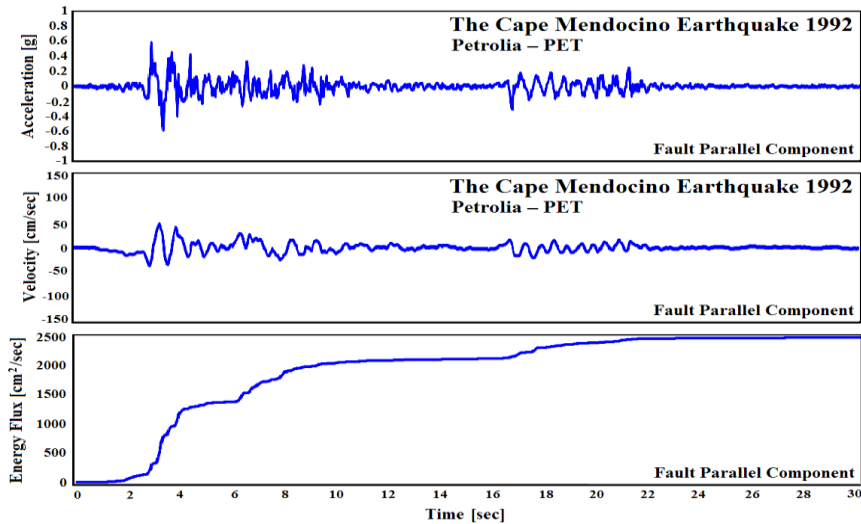
بر اساس شکل (۱)، حضور اثرات جهت‌داری پیشرونده در رکورد حوزه نزدیک کیپ مندوسینو باعث ایجاد اسپایک‌های نیرومند در تاریخچه زمانی شتاب و پالس‌های پدمانه در تاریخچه زمانی سرعت شده است. نمود عمومی اثرات جهت‌داری پیشرونده، همراه با بروز اسپایک‌های پرانرژی شتاب و پالس‌های بزرگ و بلند مدت در تاریخچه زمانی سرعت و جابه‌جایی زمین می‌باشد. نکته دیگر آن که در هنگام زلزله‌های بزرگ، بروز جنبش‌های نیرومند ضربه‌ای زمین که حاوی پالس‌های پرانرژی جهت‌داری پیشرونده نیز هستند، منجر به افزایش برش پایه، نیاز شکل‌پذیری و جابه‌جایی نسبی طبقات در رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند می‌گردد. همانطور که در شکل ۱ مشاهده می‌گردد، انداز و دامنه عددی مشخصات طیفی مربوط به مولفه افقی در راستای عمود بر شکست گسل (مولفه TR) نسبت به مولفه افقی موازی راستای مذکور (مولفه LN)، بیشتر است. حضور ساختارهای پالس‌گونه در تاریخچه زمانی رکوردهای حوزه نزدیک سبب می‌شود که مقدار انرژی جنبشی اعمالی به سازه‌ها چندین برابر میزان متناظر آن، ایجاد شده توسط رکوردهای حوزه دور باشد [۸].

یکی از سازه‌های مورد استفاده در اسکلت مقاوم ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند، پیکربندی قاب خمشی محیطی است. این سیستم سازه‌ای به لحاظ عملکردی، می‌تواند رفتار لرزه‌ای مناسبی را به نمایش بگذارد. اسکلت سازه‌ای قاب خمشی محیطی، به صورت یک ساختار پیوسته طراحی می‌شود و ستون‌ها در فواصل نزدیک به هم توسط شاه‌تیرهای عمیق در تراز طبقات به یکدیگر اتصال می‌یابند. یکی از موضوعات موجود در طراحی این سیستم سازه‌ای، افزایش نسبی تنش‌های محوری در ستون‌های گوشه‌ای واقع در پیرامون پلان سازه است که تحت اثرات لنگی برش بوجود می‌آید. با بیشتر شدن ارتفاع ساختمان، اثرات بارهای جانبی نیز به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. بنابراین نیاز است تا حد امکان از روند گسترش یابنده کاهش سختی و زوال مقاومت، بویژه در عملکرد ساختمان‌های بلند مرتبه جلوگیری شود. سیستم مقاوم سازه مطالعاتی در این پژوهش از نوع قاب محیطی دسته شده است که علاوه بر چهار قاب خمشی پیرامونی دارای قاب‌های صلب داخلی نیز می‌باشد [۹]. وجود قاب‌های صلب داخلی باعث توزیع یکنواخت‌تر تنش محوری در ستون‌های پیرامونی پلان این سیستم سازه‌ای، نسبت به قاب خمشی محیطی منفرد می‌گردد. بر این اساس نیز اثرات لنگی برش کاهش می‌یابد. همچنین تغییرات لحاظ شده در مدولاسیون و ساختار اسکلت مقاوم نیز به صورت تغییر آرایش

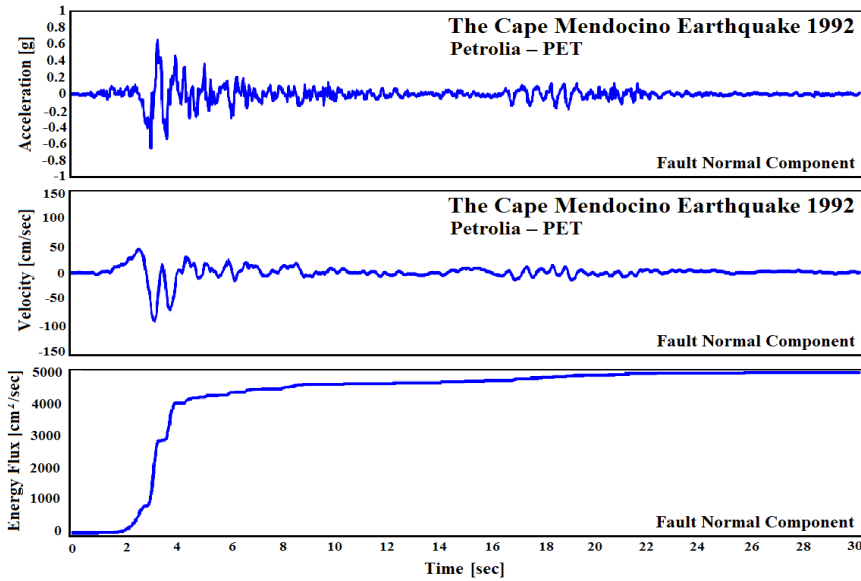


(دریفت)، جابجایی نسبی ماندگار طبقات، مکانیزم مفاصل پلاستیک و تغییرات نیروی محوری ستون‌ها مورد بررسی قرار گرفته است [۱۰].

تیپ‌بندی و ابعاد مقطع المان‌های ستون در صفحات قاب‌های صلب است. در این پژوهش جهت ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی با شدت‌های متفاوت پس‌لرزه، پارامترهایی همچون بیشینه جابجایی نسبی



(الف)



(ب)

شکل ۱- تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و نمودار انرژی متناظر با مولفه‌های افقی مربوط به رکورد PET از زلزله کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ کالیفرنیا (الف) مولفه موازی با صفحه گسیختگی گسل (مولفه LN) و (ب) مولفه متعامد با صفحه گسیختگی گسل (مولفه TR)

وقوع تحریک اصلی دچار تغییرات می‌شوند. توزیع دوباره تنش و مقاومت اصطکاکی ساختار زمین باعث می‌شود که گسل، پس‌لرزه‌های زیادی را تولید کند. تحقیقات بسیاری در راستای ارزیابی پاسخ سازه‌ها تحت تاثیر زلزله‌های متوالی انجام شده

۲- مروری بر ماهیت زلزله‌های متوالی

نواحی لرزه‌خیز علاوه بر تحریک اصلی، تحت تاثیر پس‌لرزه‌هایی با شدت‌های مختلف نیز قرار می‌گیرند. مولفه‌های تنش در نقاط مختلف محیط پیوسته گسل، بشدت در هنگام

نیرومند، افزایش می‌یابد. بدین لحاظ، یکی از معیارهای مناسب جهت ارزیابی سازه تحت اثر پس‌لرزه، مقدار جابجایی نسبی ماندگار سازه بعد از تحریک اصلی است.

نکته دیگر در خصوص زمینه فوق، کاربرد شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی به جای رکوردهای ثبت شده زلزله‌ها است. روند بکارگیری زلزله‌های متوالی مصنوعی شامل تحریک اصلی و پس لرزه، بر پایه دو روش تحلیلی Back to back و Randomized استوار می‌باشد. در روش Back to back، تحریک اصلی با دامنه یکسان یا مقیاس شده به عنوان پس‌لرزه به کار می‌رود. خصوصیات تحریک اصلی زمین شامل محتوای فرکانسی و مدت دوام مربوط به هر دو رویداد تحریک اصلی و پس‌لرزه، یکسان می‌باشند. روش Randomized شامل یک تحریک اصلی و نیز انتخاب یک تحریک اصلی با دامنه یکسان یا کاهش یافته، به عنوان پس‌لرزه می‌باشد. در این خصوص نیز یک موضوع جامع آن است که ماهیت محتوای فرکانسی تحریک اصلی و پس‌لرزه دارای تفاوت‌های قابل توجه بوده و کاربرد تحریک اصلی زمین به عنوان پس‌لرزه، مناسب نیست. نکته دیگر آن که مکانیزم تسلیم و روند وقوع ناپایداری احتمالی سازه‌ها تحت رکوردهای زلزله نیز بسیار متفاوت است [۲۱ و ۲۲].

۳- توصیف سازه مطالعاتی

سازه مطالعاتی در این پژوهش از نوع قاب خمشی محیطی دسته شده به ارتفاع ۲۰ طبقه و با مدولاسیون ۵ طبقه‌ای در نظر گرفته شده است. این سازه بر اساس ضوابط لرزه‌ای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان، بارگذاری و طراحی گردید. طرح پلان منظم و نمای سازه در شکل ۲ مشهود است. پلان سازه دارای شش دهانه به طول ۶ متر در هر دو جهت X و Y می‌باشد. خاک ساختگاه از نوع تیپ ۲ و منطقه پروژه در پهنه بندی با خطر نسبی زیاد فرض گردیده است [۲۵-۲۳].

ارزیابی معیارهای محدودکننده احتمال وقوع مود کماتش جانبی در کلیه المان‌های شاه تیرها و ستون‌ها صورت گرفته است. نکته دیگر آن که در روند طرح لرزه‌ای سازه مطالعاتی، دو معیار محدودیت جابجایی نسبی طبقات و رعایت اصل ستون قوی-تیر ضعیف لحاظ گردیده است [۲۶ و ۲۷]. تعریف معیار شکل‌پذیری نیز حد متوسط می‌باشد. بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، مقادیر بار مرده و زنده اعمالی برای تمام طبقات به ترتیب $0/5 t/m^2$ و $0/2 t/m^2$ و برای بام $0/5 t/m^2$ و $0/15 t/m^2$ است. مشخصات مقاطع اعضا سازه بر اساس

است. چندین محقق از جمله Mahin [۱۱]، Amadio و همکارانش [۱۲]، Hatzigeorgiou [۱۳] مطالعات خود را بر روی بررسی پاسخ غیرالاستیک مدل‌های یک درجه آزادی تحت اثر زلزله‌های متوالی متمرکز نمودند. بر اساس مطالعات تحلیلی مهین بر روی رفتار سیستم‌های یک درجه آزادی الاستوپلاستیک مشخص شد که نیاز شکل‌پذیری جابجایی که برابر نسبت بیشینه جابجایی غیرالاستیک نرمال شده به جابجایی تسلیم است، می‌تواند با یک روند آهسته در انتهای بازه زمانی وقوع پس‌لرزه، نسبت به مقادیر حاصل شده در پایان تحریک اصلی افزایش یابد. اثرات زلزله‌های متوالی روی پاسخ غیرخطی سیستم‌های یک درجه آزادی تحت مدل‌های هیستریزیک گوناگون توسط آمادیو و همکاران بررسی گردید. هاتزیگرجیو پارامترهای پاسخ دینامیکی سیستم‌های یک درجه آزادی را تحت اثر زلزله‌های متوالی مطالعه نمود. مطابق با نتایج تحقیقات وی، دامنه فاکتور کاهش مقاومت سازه تحت اثر زلزله‌های متوالی در مقایسه با تحریک اصلی، کاهش می‌یابد.

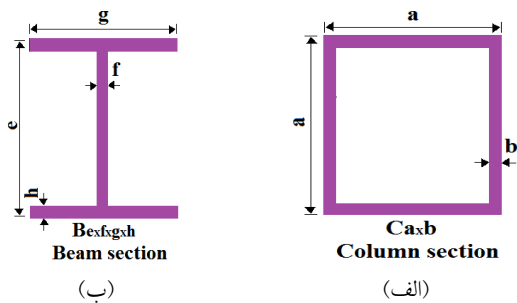
مطالعات زیادی بر روی پاسخ غیرخطی سیستم‌های چند درجه آزادی تحت اثر زلزله‌های متوالی توسط Di-Sarno [۱۴]، Foutch و همکارانش [۱۵]، Ellingwood و همکارانش [۱۶]، Hatzigeorgiou و همکارانش [۱۷ و ۱۸] انجام گردید. پارامتر زمان تناوب (پریود) غالب در نتایج این مطالعات دخالت مستقیم دارد. این پارامتر برابر با زمان تناوب متناظر با مقدار بیشینه در طیف پاسخ سرعت با میرایی ۵ درصد است. هاتزیگرجیو و همکاران، پارامترهای پاسخ سازه‌های سه بعدی بتن آرمه را تحت تاثیر زلزله‌های متوالی مورد ارزیابی قرار دادند و مشخص شد که سازه‌ها تحت تاثیر زلزله‌های متوالی، دریفت جانبی و جابجایی نسبی ماندگار بیشتری را نسبت به تحریک اصلی تجربه نموده‌اند. بر اساس مطالعات Garcia و همکارانش [۱۹]، به طور معمول زمان تناوب غالب تحریک اصلی، طولانی‌تر از زمان تناوب غالب بزرگترین پس‌لرزه است و این امر سازگار با نتایج لرزه شناسی می‌باشد. همچنین طبق مطالعات وی بر روی رفتار لرزه ای قاب‌های فولادی تحت اثر زلزله‌های متوالی، دامنه پاسخ اسکلت سازه‌ای ساختمان‌ها وابسته به نسبت زمان تناوب غالب پس‌لرزه به زمان تناوب غالب تحریک اصلی و نیز نسبت زمان تناوب سازه خسارت دیده در اثر تحریک اصلی به زمان تناوب غالب پس‌لرزه می‌باشد. طبق نتایج مطالعات Erochko و همکارانش [۲۰]، وقوع تحریک اصلی ممکن است باعث وقوع جابجایی نسبی ماندگار در ساختمان‌های فولادی شود و همچنین دامنه جابجایی نسبی ماندگار تحت اثر پس‌لرزه‌های



مشخصات مقاطع طراحی شده برای المان‌های تیر و ستون سازه مطالعاتی در جدول (۱) و شکل (۳) نمایش داده شده‌اند [۱۰].

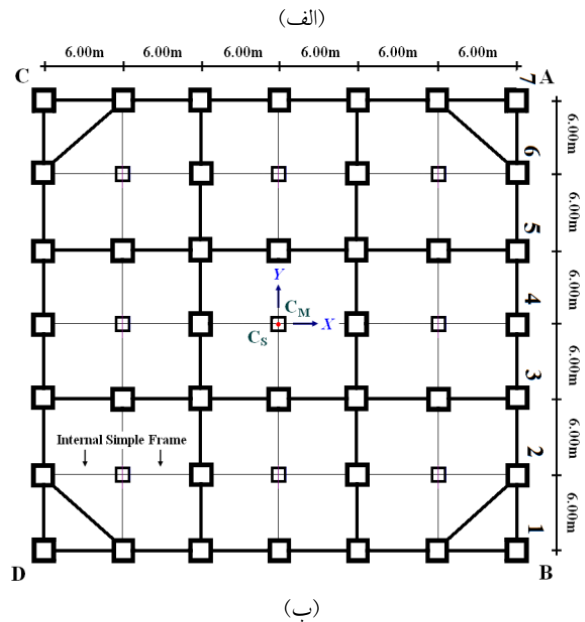
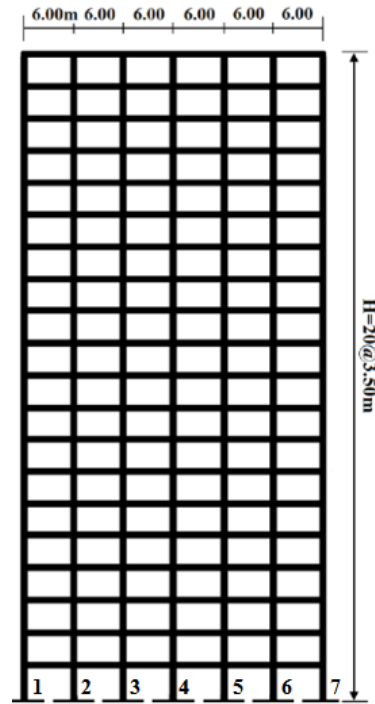
جدول ۱- مقاطع اعضای سازه مطالعاتی قاب محیطی دسته شده طبقه ۲۰ (mm)، [۱۰]

گروه ستون‌های داخلي	گروه طبقات	تیرها	ستون‌های خارجی	گروه طبقات
C 500×25	۱-۴	B 500×15×350×25	C 600×30	۱-۵
C 450×20	۵-۸	B 450×15×350×25	C 550×25	۶-۱۰
C 400×15	۹-۱۲	B 450×10×350×25	C 500×20	۱۱-۱۵
C 350×15	۱۳-۱۶	B 400×10×300×20	C 450×15	۱۶-۲۰
C 300×10	۱۷-۲۰			



شکل ۳- مقاطع المان‌های سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه (الف) شاه تیرهای با وضعیت دو سر گیردار و (ب) ستون‌های دارای اتصالات صلب [۱۰]

زمان تناوب (پریود) پنج مود اول ارتعاشی سازه مطالعاتی در جدول (۲) مشخص است. بر اساس این جدول، به دلیل بیشتر بودن زمان تناوب مود اول انتقالی نسبت به اولین مود پیچشی، سازه به صورت پیچشی سخت رفتار می‌نماید. همچنین بر اساس ضوابط گزارش‌های ۴۴۰ و FEMA ۳۵۶ برای توصیف پارامتری رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون در قاب‌های خمشی در اسکلت یکپارچه سازه مطالعاتی، به ترتیب از مفصل غیرخطی M (خمشی) و نیز مفصل غیرخطی PMM (اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی) استفاده شده است [۲۷ و ۲۸]. مفصل غیرخطی P با ماهیت رفتار محوری نیز برای توصیف عملکرد المان‌های ستون در قاب‌های با اتصالات ساده برشی بکار برده شده است. ساختار تحلیلی رفتار غیرخطی مفاصل فوق در شکل (۴) بیان شده و تعریف عددی هر سه سطح عملکردی خدمت‌پذیری بدون وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) نیز با استناد به مراجع فوق است.



شکل ۲- سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده (الف) نمای مدل ۲۰ طبقه و (ب) پلان سازه شامل صفحات قاب‌های خمشی (خطوط تیره پررنگ) و صفحات قاب‌های ساده مفصلی (خطوط تیره نازک)؛ نمادهای C_M و C_S به ترتیب مراکز جرم و برش طبقه است. اتصالات قاب‌های ساده داخلی از نوع مفصلی می‌باشند [۱۰].

استاندارد ملی ساختمان ایران (مبحث دهم) طراحی شده و در فرآیند طراحی لرزه‌ای اسکلت مقاوم سازه، معیار صلبیت رفتار چشمه‌های اتصال (پانل زون‌ها) لحاظ گردیده است. اطلاعات و

جدول ۲- پریود پنج مود ارتعاشی نخست سازه مطالعاتی (ثانیه)

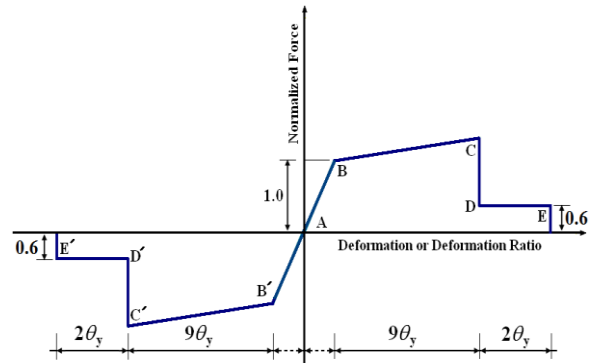
مود انتقالی اول (راستاهای x و y)	مود پیچشی اول (حول محور z)	مود انتقالی دوم (راستاهای x و y)
۲/۹۹	۲/۲۹	۱/۰۹

شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک، سبب تحمیل انرژی زیادی به سازه می‌شود. روند بسیار تند اعمال انرژی جنبشی یک رکورد نیرومند زلزله به سازه در یک مدت کوتاه و نبود زمان کافی برای میرا نمودن آن، سبب تشکیل و گسترش سریع مفاصل غیرخطی در ساختار مقاوم می‌گردد.

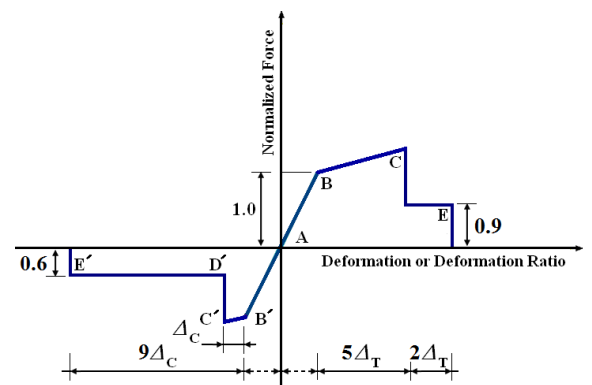
رکوردهای انتخابی نماینده تحریک‌های اصلی در جدول (۳) مشخص می‌باشند. بدیهی است که برای تعریف منطقی پس لرزه‌ها باید رکوردهای زلزله با ماهیت فیزیکی و طیفی به مراتب ضعیف‌تر نسبت به لرزه‌های اصلی را بکار برد. رکوردهای انتخاب شده در جدول (۴) نیز بر اساس همین روند در نظر گرفته شده‌اند. تاریخچه زمانی رکوردهای انتخابی به عنوان پس‌لرزه، تنها حاوی ساختارهای موجی‌شکل با دامنه کوچک (نسبت به پالس‌های بزرگ و پیوسته سرعت) می‌باشند. همچنین، مجموعه‌ای از اسپایک‌های کم‌دامنه، به عنوان نماد عمومی یک رکورد حوزه دور تا موجک‌های دامنه متوسط شتاب برای تبیین ماهیت عمومی یک رکورد حوزه نزدیک ضعیف، در نمودارهای تاریخچه زمانی آنها وجود دارد.

رکوردهای انتخابی (تحریک‌های اصلی) در این پژوهش بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده و ضرایب مقیاس نیز متناظر با زمان تناوب طبیعی (مود پایه) سازه مطالعاتی محاسبه و تعیین گردید. همچنین به منظور ارزیابی سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی با شدت‌های مختلف، از فرآیندهای ترکیبی با بیشینه شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به تحریک اصلی (PGAMs) متفاوت استفاده شده است. نکته دیگر آن که نسبت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی به صورت نسبت‌های ۰/۳۵، ۰/۷ و ۱/۰ لحاظ شد. فاصله زمانی میان تحریک اصلی و پس‌لرزه‌ها متفاوت بوده و اعمال این فاصله نیز باعث افزایش زمان تحلیل می‌گردد. بدین منظور میان تحریک اصلی و پس‌لرزه، یک فاصله زمانی به اندازه متناسب با زمان تناوب سازه و با شتاب صفر اعمال گردید. این فاصله زمانی به منظور ساکن شدن سازه تحت اثر تحریک اصلی است و از این رو هیچ‌گونه کنش دینامیکی باقی مانده در اثر تحریک اصلی بر روی رفتار سازه، تحت اثر پس‌لرزه وارد نمی‌شود [۳۰ و ۳۱].

شتاب‌نگاشت ترکیبی زلزله متوالی کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) - کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (EUR) در جهت عمود بر صفحه شکست گسل (راستای TR) تحت شدت‌های مختلف بیشینه شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به بیشینه شتاب تحریک اصلی



(الف)



(ب)

شکل ۴- مدل تحلیلی مفاصل غیرخطی المان‌های تیر-ستون (الف) مفاصل غیرخطی خمشی M و خمشی-محوری PMM و (ب) مفصل غیرخطی محوری P [۲۸ و ۲۹]

۴- جنبش‌های نیرومند انتخابی

ارزیابی عملکردی سازه‌های مهندسی وابسته به انتخاب مناسب شتاب‌نگاشت‌ها و مدل‌سازی دقیق المان‌های سازه‌ای می‌باشد. شایان ذکر است که پروسه انتخاب، مقیاس‌گذاری و ساختار طیفی شتاب‌نگاشت‌ها تاثیر بسیار مهمی بر روی نتایج تحلیل رفتار لرزه‌ای سازه دارد. در این پژوهش، جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده ۲۰ طبقه تحت اثر زلزله‌های متوالی، هفت دسته تحریک‌های متوالی مصنوعی حوزه نزدیک با استفاده از روش Randomized انتخاب شده است. حضور پالس‌های بزرگ با پریود طولانی در تاریخچه زمانی سرعت متناظر با

(PGAs) در شکل (۵) به نمایش در آمده است. مولفه موازی با صفحه شکست گسل (مولفه LN) در جهت X پلان و مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) در راستای Y پلان و مولفه عمودی (مولفه UP) در راستای Z ارتفاعی سازه وارد گردیده‌اند. مشخصات فیزیکی شتاب‌نگاشت‌های انتخابی و ایستگاه‌های لرزه‌نگاری مربوط به تحریک‌های اصلی در جدول (۳) و پس‌لرزه‌ها در جدول (۴) نمایش داده شده است. اطلاعات و داده‌ها از پایگاه PEER دریافت شده‌اند [۳۲]. ضرایب مقیاس رکوردهای انتخابی (تحریک‌های اصلی) در جدول (۵) آورده شده‌اند.

۵- ارزیابی نتایج تحلیلی انتخابی

به منظور مطالعه اثرات زلزله‌های متوالی بر پاسخ سازه‌های فولادی، یک گروه تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر روی مدل

سازه مطالعاتی انجام گردید و نتایج حاصله با پارامترهای پاسخ متناظر تحت تاثیر تحریک اصلی مقایسه شد. مجموعه تحلیل‌های صورت گرفته نیز پوشش دهنده هر دو فرایند محاسباتی مربوط به ارزیابی مشخصات رفتاری اسکلت مقاوم سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه و همچنین مطالعه پارامترهای پاسخ غیرخطی تحت رکوردهای انتخابی در دو حالت منفرد (متناظر با لرزه اصلی) و متوالی (متناظر با لرزه اصلی و پس‌لرزه) است. انجام و تکمیل هر دو فرایند محاسباتی فوق نیز بر اساس کاربرد نرم افزار Sap2000 می‌باشد [۳۳]. پارامترهای پاسخ سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه شامل بیشینه جابجایی نسبی (دریافت)، جابجایی نسبی ماندگار طبقات (دریافت ماندگار)، مکانیزم مفاصل پلاستیک و چگونگی توزیع بیشینه نیروی محوری ستون‌ها تحت اثر لنگی برش است.

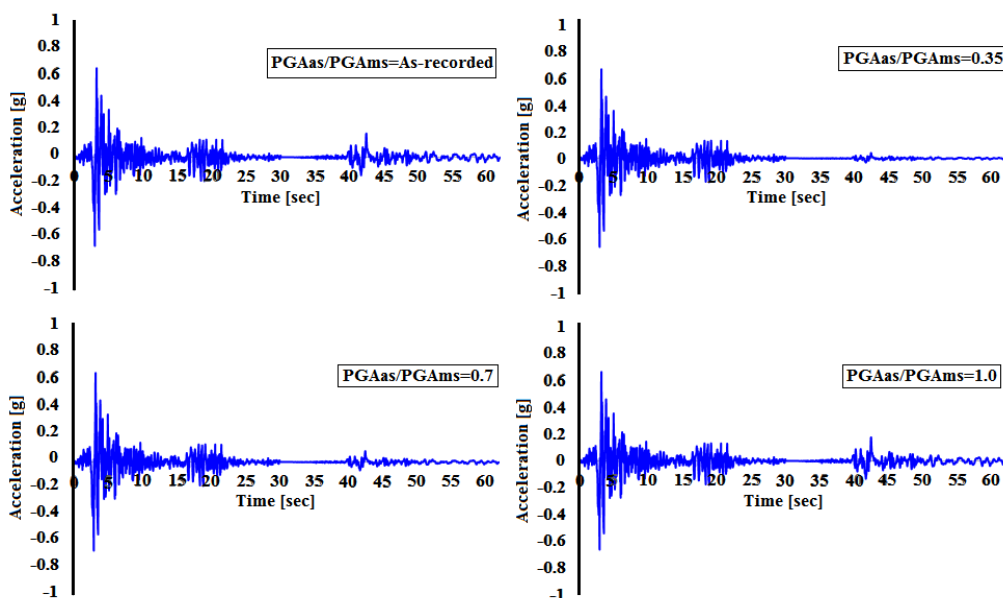
جدول ۳- مشخصات طیفی تحریک‌های اصلی مورد استفاده

PGV/PGA (sec)	PGV (cm/sec)	PGA (g)	بزرگی (M_w)	مولفه	رکورد زلزله (مشخصه جهت داری)
۰/۰۹	۵۹/۶	۰/۶۳۵	۶/۶	موازی با گسل	بم ۲۰۰۳ Bam City BAM - 1.0 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۶	۱۲۳/۷	۰/۷۹۳		عمود بر گسل	
۰/۰۴	۳۷/۶۶	۰/۹۹۹		قائم	
۰/۲۳	۷۱/۵۵	۰/۳۱	۶/۵	موازی با گسل	امپریال ولی ۱۹۷۹ Meloland Overpass MEL - 1.0 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۳۲	۹۰/۳۷	۰/۲۹		عمود بر گسل	
۰/۱۲	۲۸/۹۳	۰/۲۵		قائم	
۰/۱۲	۹۷/۷	۰/۸۳۶	۷/۴	موازی با گسل	طیس ۱۹۷۸ Tabas City TAB - 3.0 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۴	۱۲۱/۳	۰/۸۵۱		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۴۵/۵	۰/۶۸۸		قائم	
۰/۰۹	۴۹/۸۸	۰/۵۹	۶/۹	موازی با گسل	لوما پریتا ۱۹۸۹ Los Gatos LGP - 6.1 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۷	۹۵/۸۶	۰/۵۶۳		عمود بر گسل	
۰/۰۶	۵۳/۱۶	۰/۸۶		قائم	
۰/۱۲	۱۰۲/۸	۰/۸۹۷	۶/۷	موازی با گسل	نورتریج ۱۹۹۴ Sylmar Converter SCS - 6.2 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۹	۱۱۷/۴	۰/۶۱۲		عمود بر گسل	
۰/۰۶	۳۴/۶	۰/۵۸۶		قائم	
۰/۰۸	۷۵/۹۵	۰/۹۳۹	۶/۷	موازی با گسل	نورتریج ۱۹۹۴ Sepulveda SPV - 8.9 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۱	۸۴/۴۸	۰/۷۵۲		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۳۳/۰۵	۰/۴۶۷		قائم	
۰/۰۸	۴۸/۰۲	۰/۵۸۹	۷/۱	موازی با گسل	کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ Petrolia PET - 9.5 km (جهت داری پیشرونده)
۰/۱۴	۸۹/۵۴	۰/۶۶۲		عمود بر گسل	
۰/۱۶	۲۵/۳۰	۰/۱۶۳		قائم	



جدول ۴- مشخصات طیفی پس‌لرزه‌های مورد استفاده

PGV/PGA (sec)	PGV (cm/sec)	PGA (g)	بزرگی (M_W)	مولفه	رکورد زلزله (نوع جهت داری)
۰/۰۹	۴۰/۸۱	۰/۴۸	۶/۵	موازی با گسل	امپریال ولی ۱۹۷۹ El Centro Differential Array EL DA - 5.3 km (حوزه نزدیک ضعیف)
۰/۲۱	۷۱/۲۶	۰/۳۵۲		عمود بر گسل	
۰/۰۳	۲۰/۵۸	۰/۷۰۷		قائم	
۰/۱۸	۳۷/۴۲	۰/۲۱۳	۶/۵	موازی با گسل	امپریال ولی ۱۹۷۹ El Centro County Center EL CC - 7.6 km (حوزه نزدیک ضعیف)
۰/۲۹	۶۸/۷۵	۰/۲۳۵		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۱۸/۰۹	۰/۲۴۶		قائم	
۰/۰۸	۴۱/۱۵	۰/۵۱۲	۶/۹	موازی با گسل	لوما پریتا ۱۹۸۹ Saratoga Aloha STG - 8.5 km (حوزه نزدیک ضعیف)
۰/۱۳	۴۲/۵۹	۰/۳۲۴		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۲۶/۸۲	۰/۳۸۹		قائم	
۰/۱۱	۳۱/۴۰	۰/۳۰۱	۶/۷	موازی با گسل	نورتیج ۱۹۹۴ Pacoima Kagel PKC - 8.2 km (جهت داری خنثی)
۰/۱۲	۵۱/۴۰	۰/۴۳۲		عمود بر گسل	
۰/۱۱	۲۱/۵۰	۰/۱۹۵		قائم	
۰/۰۶	۲۰/۶	۰/۳۲۸	۷/۴	موازی با گسل	طبس ۱۹۷۸ Dayhook DAY - 17 km (حوزه نزدیک ضعیف)
۰/۰۷	۲۶/۵	۰/۴۰۶		عمود بر گسل	
۰/۰۷	۱۲	۰/۱۸۳		قائم	
۰/۱۳	۲۰/۱۴	۰/۱۵۴	۷/۱	موازی با گسل	کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ Eureka EUR - 44.6 km (حوزه دور)
۰/۱۶	۲۸/۲۳	۰/۱۷۸		عمود بر گسل	
۰/۱۸	۷/۵۵	۰/۰۴۲		قائم	



شکل ۵- شتاب نگاشت ترکیبی متناظر با مولفه متعامد با صفحه شکست گسل (مولفه TR) مربوط به زلزله متوالی کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) - کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (EUR) تحت شدت‌های متفاوت پس‌لرزه (PGAAs/PGAs)

جدول ۵- ضرایب مقیاس رکوردهای انتخابی به عنوان تحریک اصلی (جدول ۳)

ضریب مقیاس	رکورد	ضریب مقیاس	رکورد
۲/۰۹	Cape Mendocino 1992 - PET	۲/۲۶	Bam 2003 - BAM
۱/۶۴	Northridge 1994 - SPV	۱/۷۱	Tabas 1978 - TAB
۱/۰۳	Imperial Valley 1979 - MEL	۱/۰۶	Northridge 1994 - SCS
۱/۹۰	Northridge 1994 - ARL	۱/۰۵	Loma Prieta 1989 - LGP

با مولفه عمود بر جهت گسلش (مولفه TR) است. بیشینه جابجایی نسبی سازه ۲۰ طبقه در راستای مولفه LN رکورد SPV برابر با ۰/۱۸ شده، در حالی که بیشینه دررفت در راستای مولفه TR برابر با ۰/۱۴ می‌باشد.

بر اساس نتایج این پژوهش ملاحظه گردید که یک تحریک اصلی نیرومند و پرانرژی باعث ایجاد پاسخ غیرخطی به نسبت بزرگ در اسکلت مقاوم می‌گردد و روند تشکیل حوزه های غیرخطی نیز منجر به افزایش زمان تناوب ارتعاش سازه می‌شود. بنا بر این، رابطه بین زمان تناوب سازه آسیب دیده در اثر تحریک اصلی و زمان تناوب غالب پس‌لرزه، می‌تواند بزرگ‌تر از یک نیز بشود. بدین لحاظ ملاحظه شد که با وجود پس‌لرزه در زلزله‌های متوالی $MEL-EL DA$, $LGP-STG$, $TAB-DAY$, $PET-EUR$, $SCS-PKC$ (جدول (۳) و (۴))، دامنه عددی نیاز دررفت جانبی چندان افزایش نمی‌یابد. مطابق با شکل (۷)-الف، اعمال پس‌لرزه انتخابی از زلزله امپریال ولی ۱۹۷۹ (رکورد $EL CC$) با شدت‌های متفاوت بیشینه شتاب پس‌لرزه ($PGAAs$) به بیشینه شتاب تحریک اصلی ($PGAs$)، باعث تغییر نیاز بیشینه جابجایی نسبی در مقایسه با حالت انفرادی تحریک اصلی $SPV 1994$ شده است.

بیشینه جابجایی نسبی در طبقه هفتم سازه مطالعاتی تحت اثر پس‌لرزه مقیاس شده فوق با نسبت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی زمین برابر با ۱ ($PGAAs/PGAs=1/0$) حدود ۰/۲۴ است. این مقدار تحت اثر تحریک اصلی نورتریج ۱۹۹۴ (SPV) برابر با ۰/۱۴ می‌باشد. این نتیجه متأثر از نزدیکی زمان تناوب سازه آسیب دیده تحت اثر تحریک اصلی نورتریج ۱۹۹۴ (SPV) به زمان تناوب غالب پس‌لرزه امپریال ولی ۱۹۷۹ ($EL CC$) و همچنین طولانی‌تر بودن نسبی زمان تناوب غالب پس‌لرزه نسبت به تحریک اصلی است. زمان تناوب سازه آسیب دیده در اثر تحریک اصلی (SPV) برابر با ۳/۱ ثانیه می‌باشد. بدین ترتیب، بر اساس شکل (۸)، نسبت زمان تناوب غالب مربوط به پس‌لرزه ($EL CC$) به تحریک اصلی (SPV) مساوی با ۴/۵ بدست می‌آید. مطابق با شکل ۷-ب، پس‌لرزه امپریال ولی ۱۹۷۹ ($EL DA$) با شدت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با یک ($PGAAs/PGAs=1/0$) باعث افزایش بیشینه دررفت جانبی در طبقات نیمه پایینی اسکلت مقاوم شده است. به عنوان نمونه، دررفت جانبی طبقه دوازدهم سازه مطالعاتی تحت اثر تحریک اصلی بم ۲۰۰۳ (BAM) برابر با ۳/۲ درصد حاصل شده و اندازه این پارامتر نیز پس از اعمال پس‌لرزه شدید به ۴/۱ درصد رسیده

شکل‌های (۶) تا (۱۲) نمایش‌دهنده نمودارهای تغییرات پارامترهای پاسخ حاصل از تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی می‌باشند. به منظور جلوگیری از آسیب‌های قابل توجه سازه‌ای و حصول پایداری اسکلت مقاوم، محدودیت‌های مشخص توسط آیین‌نامه‌های طراحی ارائه گردیده است. در همین موضوع نیز یکی از مشخصه‌های مهم در ارزیابی سازه، پارامتر جابجایی نسبی طبقه (دررفت جانبی) می‌باشد. یک ارتباط ساختاری میان پارامتر جابجایی نسبی و تقاضای شکل‌پذیری برای هر طبقه اسکلت مقاوم سازه وجود دارد [۳۴ و ۳۵].

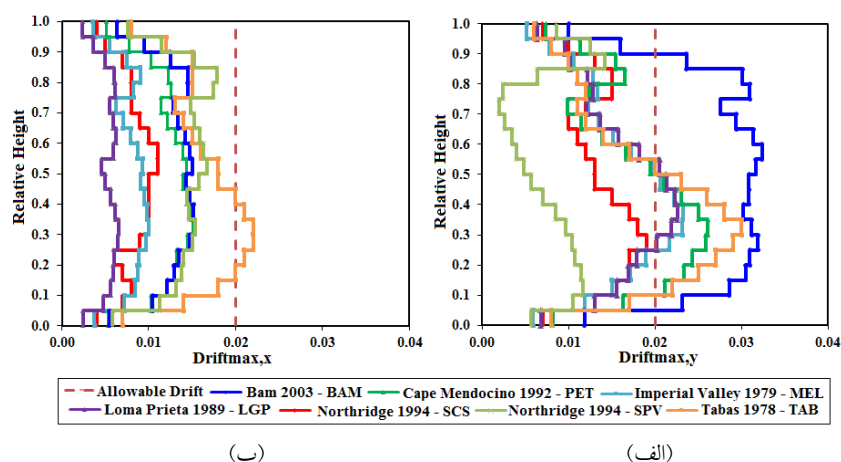
بیشینه جابجایی نسبی حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی تحت تحریک‌های اصلی (جدول (۳)) در نقطه A پلان مدل مطالعاتی، در شکل (۶) نمایش داده شده است. نتایج تحلیلی حاصل از رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک حاوی پالس بزرگ سرعت، افزایش قابل ملاحظه‌ای در مقدار جابجایی نسبی ایجاد نموده و همچنین حد مجاز ۰/۰۲ نیز مشهود است. ارزیابی ساختار پاسخ لرزه‌ای سازه ۲۰ طبقه در راستای مولفه LN (مولفه موازی صفحه شکست گسل) نشان دهنده مقادیر بیش از ۲ درصد برای جابجایی نسبی در طبقات پایینی تحت شتاب نگاشت نیرومند حوزه نزدیک طبس ۱۹۷۸ (TAB) می‌باشد. همچنین در راستای عمود بر گسل (مولفه TR) مقدار جابجایی نسبی نیز تحت اکثر تحریک‌های اصلی (جدول (۳)) بجز رکوردهای SPV و SCS از زلزله نورتریج ۱۹۹۴، به بیش از ۲ درصد رسیده است.

به عنوان نمونه، بیشینه جابجایی نسبی در طبقه دوازدهم سازه ۲۰ طبقه تحت اثر رکورد $BAM 2003$ و هم‌راستا با مولفه TR در حدود ۳/۲ درصد می‌باشد که ۱/۲ درصد بیشتر از مقدار جابجایی نسبی مجاز آیین‌نامه است. همچنین، دررفت جانبی این سازه تحت اثر رکورد $SPV 1994$ ، در جهت مولفه موازی با راستای گسلش (مولفه LN) دارای اندازه بیشتری در مقایسه

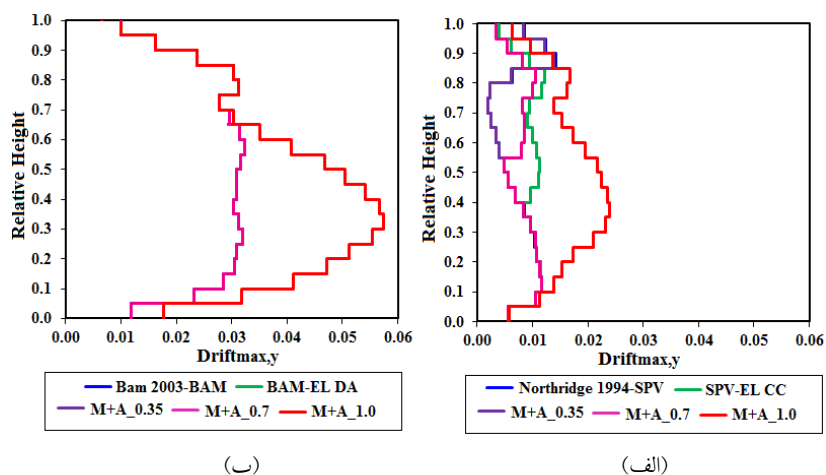
نمونه، بیشینه نیاز جابجایی نسبی ماندگار طبقه برای سطوح عملکرد ایمنی جانی (Life Safety - LS) و آستانه فروریزش (Collapse Prevention - CP) به ترتیب نباید بیشتر از ۱٪ و ۴٪ بشود. ایجاد مقدار زیاد جابجایی نسبی ماندگار می‌تواند حاکی از وضعیت بحرانی در پایداری دینامیکی سازه باشد. نکته دیگر آن که مقدار کوچک جابجایی نسبی ماندگار نیز نمی‌تواند بیان‌کننده دقیق ایجاد خسارت کم در اسکلت مقاوم سازه باشد [۳۶-۳۸]. تشریح جامع‌تر این موضوع آن است که سازه بعد از تحمل چرخه‌های شدید ارتعاشات غیرخطی، ممکن است در وضعیت بیشینه جابجایی خود به حالت سکون نرسد [۳۹ و ۴۰].

است. تغییرات دامنه بیشینه جابجایی نسبی تحت اثر پس‌لرزه، وابستگی مستقیم به ماهیت شتاب نگاشت، زمان تناوب و مشخصات طرح سازه دارد.

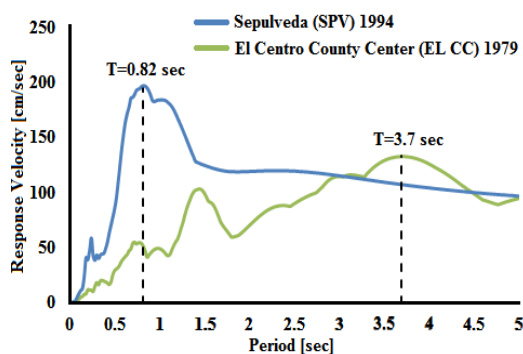
بر اساس نتایج مطالعات، تحت اثر زلزله‌های متوالی میزان جابجایی نسبی ماندگار طبقات دچار یک افزایش ناهم‌هنگ و ناهمگون در راستای ارتفاع اسکلت سازه می‌شود. جابجایی نسبی ماندگار طبقات می‌تواند به عنوان معیار مناسبی جهت ارزیابی میزان خسارت وارده بر سازه تحت اثر تحریک اصلی تعیین گردد. گزارش FEMA ۳۵۶ جهت ارزیابی و بهسازی ساختمان‌ها، حدود مجاز برای نیاز جابجایی نسبی ماندگار را توصیه نموده که وابسته به سطح عملکرد سیستم است. برای



شکل ۶- پوش بیشینه جابجایی نسبی (دریفت) طبقات سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه (شکل ۲) متناظر با (الف) مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) و (ب) مولفه موازی با صفحه شکست گسل (مولفه LN)



شکل ۷- پوش بیشینه جابجایی نسبی (دریفت جانبی) طبقات سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه (شکل ۲) متناظر با راستای مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) تحت اثر زلزله متوالی و با شدت‌های متفاوت پس‌لرزه (الف) فرآیند SPV-EL CC (نمودار با رنگ سبز مربوط به تعریف پس‌لرزه در حالت میدان آزاد است) و (ب) فرآیند BAM-EL DA (توضیح آن که به دلیل نزدیکی دامنه عددی نقاط مشخصه در نمودارهای تحلیلی در بخش (ب)، انطباق و همپوشانی رخ داده است. دو نشانه M و A در شکل‌ها به ترتیب نمایش‌گر تحریک اصلی و پس‌لرزه می‌باشند).



شکل ۸- طیف پاسخ سرعت شتاب نگاشت‌های ترکیبی نورتریج ۱۹۹۴ (SPV) و امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL CC) متناظر با مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR)؛ دو مقدار پارامتر T برابر با 0.82 ثانیه و 3.7 ثانیه به ترتیب بیان‌گر زمان تناوب غالب تحریک اصلی (رکورد SPV 1994) و نیز پس‌لرزه (رکورد EL CC 1979) است.

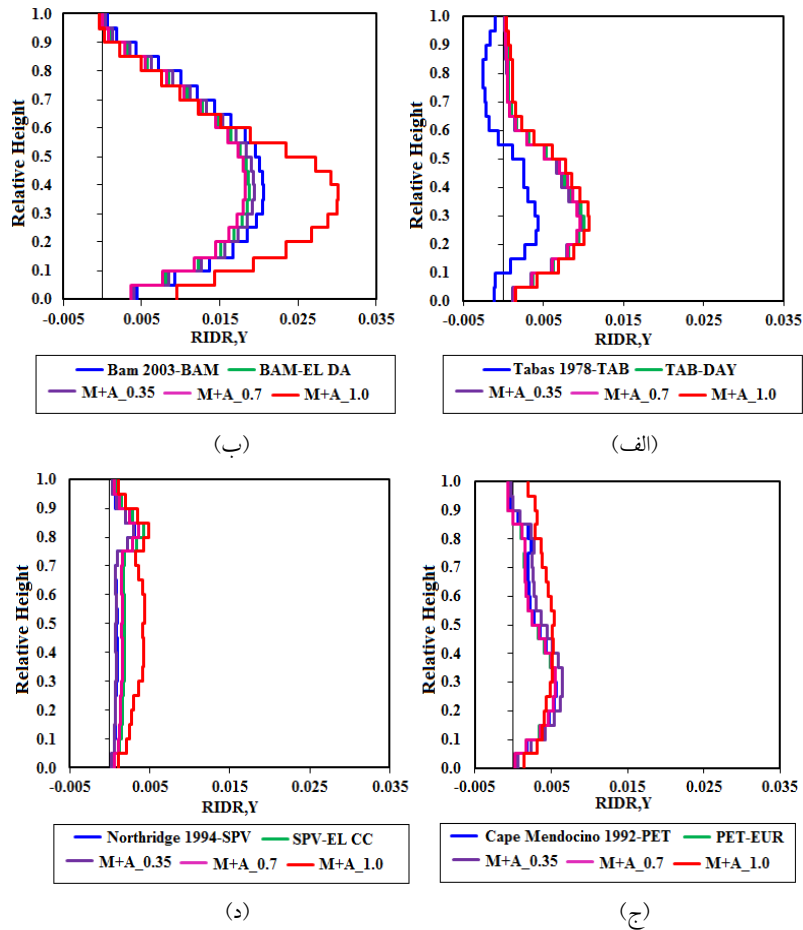
است. جابجایی نسبی ماندگار در ارتفاع سازه تحت اثر زلزله‌های متوالی SPV-EL CC و PET-EUR در حالت اعمال تحریک اصلی به تنهایی و همچنین حالت پس‌لرزه بدون مقیاس و نیز مقیاس شده (به نسبت‌های عددی بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با 0.35 و 0.7) دارای مقادیر نزدیک و یکسانی می‌باشد.

همچنین به منظور نمایش مفهومی ماهیت مخرب شتاب نگاشت‌های نیرومند حوزه نزدیک و تاثیرات آن بر عملکرد لرزه‌ای اسکلت مقاوم سازه مطالعاتی، مکانیزم مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب خمشی DB (شکل ۲) در راستای مولفه L/N (مولفه موازی صفحه شکست گسل) تحت تحریک‌های اصلی سه مولفه‌ای TAB، PET و نیز آرایش زلزله‌های متوالی TAB-DAY و PET-EUR در شکل (۱۰) به نمایش در آمده است. همانطور که در شکل به وضوح دیده می‌شود، تحت اثر شتاب نگاشت سه مولفه‌ای TAB، دامنه رفتار لرزه‌ای سازه به حد فراتر از آستانه فروریزش رسیده است. وجود پس‌لرزه DAY نیز دامنه رفتار غیرخطی سازه را در مقایسه با تحریک اصلی TAB به نسبت افزایش می‌دهد. این در حالی است که ساختار نهایی مفاصل پلاستیک تحت اثر تحریک اصلی PET، تشکیل شده و اعمال پس‌لرزه EUR تاثیری چندانی در افزایش تعداد و دامنه عملکردی مفاصل پلاستیک ندارد.

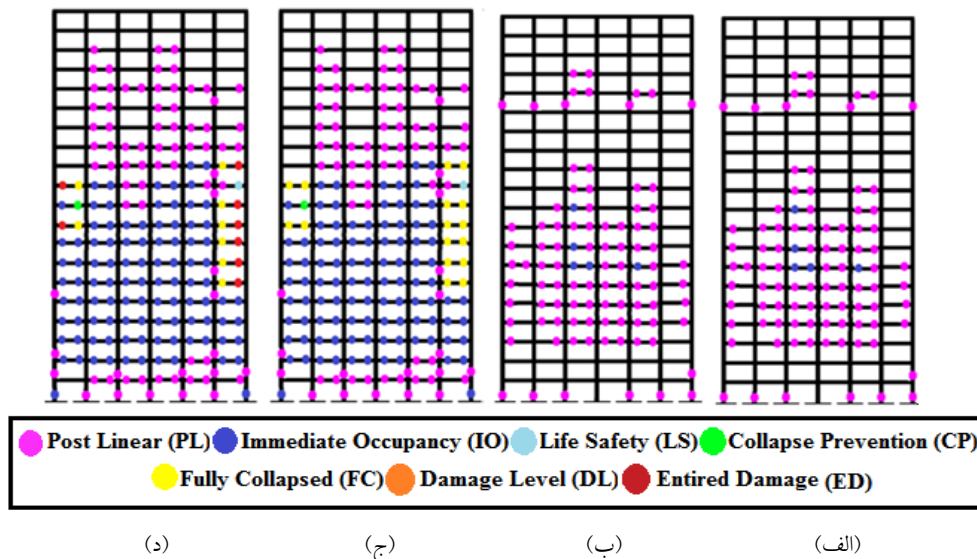
سطح عملکرد با نشانه PL بیان‌گر پدیدار شدن نخستین مشخصات رفتار غیرخطی است. تعریف عمومی سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (Immediate Occupancy - IO) نیز به ترتیبی است که در اثر وقوع زلزله، مقاومت و سختی اجزای اسکلت مقاوم سازه دچار کاهش ناچیزی شده و قابلیت استفاده

رفتار لرزه‌ای سیستم سازه‌ای مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی حاوی پس‌لرزه در دو حالت بدون مقیاس و مقیاس شده و با شدت‌های مختلف بیشینه شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به بیشینه شتاب تحریک اصلی (PGAs)، مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفته است. همچنین نتایج مشروح حالت یاد شده، با پارامترهای عددی متناظر حاصل شده از حالت در نظرگیری تنها خود تحریک اصلی نیز مقایسه گردید. شکل (۹) جابجایی نسبی ماندگار طبقات را در ثانیه آخر تحریک، در محل مرکز جرم C_M و در راستای Y پلان سازه تحت زلزله‌های متوالی با شدت‌های متفاوت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی، نشان می‌دهد.

بر طبق شکل (۹) تغییرات جابجایی نسبی ماندگار سازه ۲۰ طبقه در راستای ارتفاع اسکلت مقاوم، روند مشخصی ندارد. این موضوع به محتوای فرکانسی شتاب نگاشت زلزله و اثرات انتشار امواج در اسکلت مقاوم وابسته است. سازه تحت شتاب نگاشت نیرومند BAM بزرگترین جابجایی نسبی ماندگار را تجربه نموده و نرخ جابجایی نسبی ماندگار تحت تحریک اصلی در طبقات پایینی بیشتر می‌باشد. بیشینه جابجایی نسبی ماندگار تحت رکورد BAM به حدود $2/1$ درصد رسیده که این مقدار تحت اثر پس‌لرزه با شدت نسبی بیشینه برابر با یک ($PGAAs/PGAs=1/0$) به مقدار ۳ درصد افزایش یافته است (شکل ۹). همچنین بیشینه جابجایی نسبی ماندگار تحت اثر رکوردهای PET، TAB و SPV به ترتیب برابر با 0.57 ، 0.44 و 0.31 درصد می‌باشد. مقادیر متناظر نیز تحت اثر پس‌لرزه با شدت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با یک، به ترتیب به 0.53 ، $1/1$ و 0.48 درصد افزایش یافته



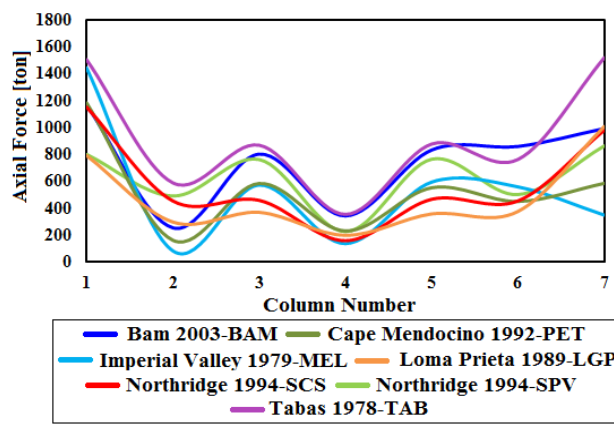
شکل ۹- تغییرات جابجایی نسبی ماندگار (دریفت ماندگار) واقع در محل مرکز جرم طبقات سازه مطالعاتی (شکل (۲)) در آخرین ثانیه تحریک تحت آرایش‌های مختلف زلزله‌های متوالی با تحریک اصلی به ترتیب (الف) طیس ۱۹۷۸ (TAB)، (ب) بم ۲۰۰۳ (BAM)، (ج) کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) و (د) نورتریج ۱۹۹۴ (SPV) متناظر با مولفه عمود بر گسل (دو نشانه M و A به ترتیب نمایش گر تحریک اصلی و پس لرزه می باشند).



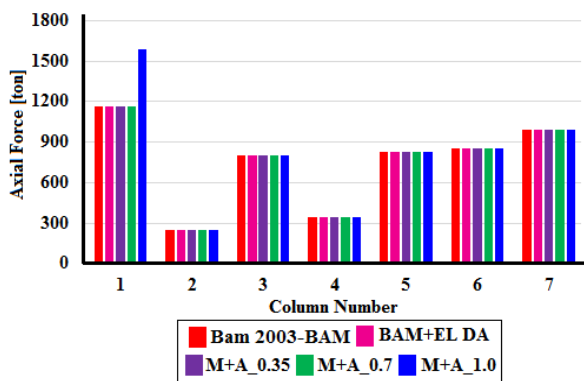
شکل ۱۰- ساختار مفاصل غیرخطی تشکیل شده در قاب خمشی BD (شکل (۲)) در راستای X پلان سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه تحت اثر (الف) شتاب نگاشت حوزه نزدیک PET، (ب) زلزله متوالی PET-EUR، (ج) شتاب نگاشت حوزه نزدیک TAB و (د) زلزله متوالی TAB-DAY

است. محور عمودی در این شکل نشان دهنده نیروی محوری المان ستون و محور افقی نیز نمایشگر شماره ستون است. ملاحظه شد که وقوع پس‌لرزه بعد از تحریک‌های اصلی حوزه نزدیک TAB، LGP، PET، MEL و SCS تاثیر چندانی در تغییر نیروی محوری نداشته و تغییرات مشخص پاسخ لرزه‌ای سازه تحت تاثیر تحریک اصلی است. همانطور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، پس‌لرزه‌های (EL DA) و (EL CC) در حالت‌های بدون مقیاس و مقیاس شده به نسبت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب اصلی برابر با ۰/۳۵ و ۰/۷، تاثیری در تغییر بیشینه نیروی محوری نداشته است.

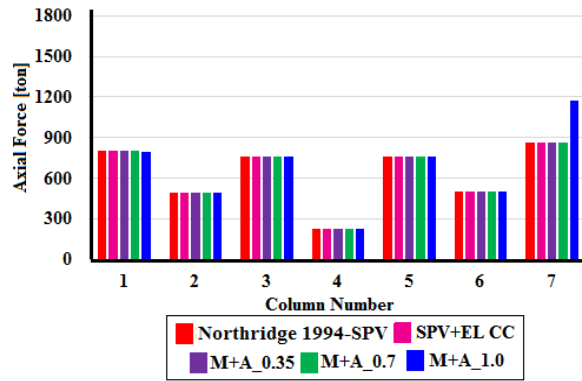
از آن برقرار باشد. وضعیت احتمالی ایجاد خسارت قابل ملاحظه در سازه، متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) نیز می‌تواند برقرار شود. همچنین با وجود این میزان خرابی‌ها، ناپایداری دینامیکی رخ نداده و انتظار خسارت جانی نیست. دامنه تحلیلی متناظر با سطح عملکرد آستانه فروریزش (GP) هنگامی رخ می‌دهد که آستانه ناپایداری کلی یا موضعی در اسکلت سازه ایجاد بشود. پخش بیشینه نیروی محوری ستون‌های طبقه اول قاب خمشی AB (شکل (۲)) در راستای Y پلان سازه تحت تحریک‌های اصلی به همراه میانگین نیروی محوری حاصل از شتاب نگاشت‌های اعمالی، در شکل (۱۱) به نمایش در آمده



شکل ۱۱- بیشینه نیروی محوری همگی ستون‌های قاب خمشی AB (شکل (۲)) در راستای Y پلان سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه تحت اثر تحریک‌های اصلی مورد استفاده، (محل هر ستون در پلان و نمای سازه در شکل (۲) مشخص شده است).



(ب)



(الف)

شکل ۱۲- بیشینه نیروی محوری همگی ستون‌های قاب خمشی AB (شکل (۲)) در راستای Y پلان سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه تحت آرایش‌های مختلف زلزله متوالی متناظر با: (الف) SPV-EL CC و (ب) BAM-EL DA. (محل هر ستون در پلان و نمای سازه در شکل ۲ مشخص شده است).

اعمال پس‌لرزه‌های (EL DA) و (EL CC) با شدت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با ۱/۰، بعد از تحریک‌های اصلی BAM و SPV به ترتیب باعث افزایش نیروی محوری ستون‌های شماره ۱ و ۷ شده‌اند. نیروی محوری دو ستون مذکور تحت اثر پس‌لرزه‌های (EL DA) و (EL CC) با شدت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی برابر با ۱/۰ (PGAAs/PGAs=۱/۰)، به ترتیب در حدود ۴۲۳ و ۳۱۳ تن نسبت به حالت تحریک‌های منفرد اصلی BAM (ستون شماره ۱) و SPV (ستون شماره ۷) افزایش داشته است. اندرکنش نیرویی قابل توجه میان المان‌های سازنده قاب‌های خمشی سازه مطالعاتی بویژه در طبقات پایین‌تر اسکلت مقاوم، سبب می‌شود تا توزیع نیروی محوری در ستون‌های گوشه‌ای پلان (به خصوص در طبقه اول) بزرگ‌تر از ستون‌های دهانه‌های میانی صفحات قابی صلب واقع در پیرامون سازه شود. نمود این وضعیت نیز تاثیر پذیرفته از قابلیت انعطاف‌پذیری المان‌های تیر است که اثرات لنگی برش را تحمل می‌نمایند. بدین ترتیب با توجه به شکل (۱۱) نیروهای محوری در ستون‌های گوشه پلان، بطور نسبی بزرگتر از ستون‌های داخلی است. نمود این روند تحت شتاب‌نگاشت‌های نیرومند زلزله بدلیل وجود پالس‌های پر دامنه و بلند پر یود سرعت، شدیدتر نیز خواهد بود. به عنوان نمونه، بیشینه نیروی محوری ستون شماره ۷ تحت اثر شتاب‌نگاشت TAB برابر با ۱۵۱۶ تن می‌باشد که حدود ۱۱۶۵ تن بیشتر از نیروی محوری ستون شماره ۴ است. ماهیت پرنرژی و قدرتمند رکوردهای حوزه نزدیک، بویژه در حالت ضریب‌دار شده می‌تواند رسیدن به دامنه عددی مولفه‌های کرنش تسلیم در اعضای سازه را سرعت بخشد. همچنین، امکان افزایش تنش نرمال در مقطع ستون‌های اصلی اسکلت مقاوم تا حد جاری شدن نیز محتمل خواهد بود. بروز این مشخصه‌های رفتاری و برآیندهای نیرویی ناشی از آن بویژه تحت اثرات رفت و برگشتی انتشار تشدید یافته امواج زلزله در سازه و نیز وجود مولفه نیرومند قائم، می‌تواند چگونگی توزیع برآیند نیروی محوری دینامیکی در المان‌های ستون طبقات پایینی قاب‌های صلب تشکیل دهنده پوسته محیطی اسکلت مقاوم سازه را تحت تاثیر قرار دهد. همچنین با اعمال رکوردهای ضریب‌دار شده حوزه نزدیک، تاثیرات پس‌لرزه‌های مختلف و فرایند لنگی برش، بیشتر در برآیندهای نیرویی ستون‌های گوشه‌ای پلان نمود مشخص دارد.

برآیندهای نیرویی نشان داده شده در شکل (۱۲) به صورت

بیشینه محتمل در بازه زمانی پالس پیوسته سرعت می‌باشند. تشکیل و گسترش سریع ناحیه‌های تسلیم در اسکلت مقاوم سازه، همراه با افزایش سریع برآیندهای نیرویی داخلی المان‌های اصلی در محدوده زمانی پالس پیوسته سرعت و اسپایک‌های پر دامنه وابسته آن صورت می‌گیرد. بر همین پایه نیز کنش و واکنش بیشینه نیرویی المان‌های ستون در حدود نقاط اوج دامنه در بازه پر یود پالس سرعت بوقوع می‌پیوندد.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای سازه ۲۰ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده تحت اثر زلزله‌های متوالی با شدت‌های متفاوت بیشینه شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب تحریک اصلی و به صورت سه مولفه‌ای، مورد ارزیابی قرار گرفت. پدیدار شدن پالس‌های پرنرژی سرعت در تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک می‌تواند سبب ایجاد نیازهای لرزه‌ای شدید در عملکرد ساختمان‌های بلند مرتبه شود. این موضوع نیز منجر به تغییر نسبی زمان تناوب سازه آسیب دیده شده و نسبت میان زمان تناوب سازه در این حالت به زمان تناوب غالب پس‌لرزه، در دامنه بیشتر از یک قرار خواهد گرفت.

نتایج این پژوهش بیان‌گر آن است که اعمال پس‌لرزه‌های ضعیف رخ داده پس از تاثیرگذاری لرزش‌های نیرومند حوزه نزدیک بر اسکلت مقاوم سازه، نمود چندانی در تغییر پارامتر بیشینه جابجایی نسبی (دریفت) جانبی طبقات نخواهد داشت. وقوع پس‌لرزه‌های نیرومند با شدت‌های متفاوت بیشینه شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به بیشینه شتاب تحریک اصلی (PGAs) بعد از جنبش اصلی زمین، می‌تواند باعث تغییر دامنه نیاز بیشینه جابجایی نسبی (تا حدود ۳ درصد) در مقایسه با تحریک اصلی گردد. نمود این وضعیت در طبقات نیمه پایینی اسکلت مقاوم سازه بیشتر و مشخص‌تر است. همچنین احتمال بالای وقوع جابجایی نسبی (دریفت) بیشتر از حد مجاز آیین‌نامه (۰/۰۲) به ویژه در طبقات پایین اسکلت مقاوم سازه، نمود روشن‌تری دارد. بر اساس بررسی‌های صورت گرفته مشخص شد که چگونگی تغییرات پارامتر جابجایی نسبی ماندگار سازه مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی، غیرقابل پیش‌بینی بوده و در بعضی موارد نیز پس‌لرزه باعث یک کاهش نسبی کوچک در دریفت ماندگار شده است. باید دانست که کاهش جابجایی نسبی ماندگار توسط پس‌لرزه به معنای خسارت کمتر سازه‌ای نمی‌باشد. همچنین احتمال برقرار شدن این وضعیت وجود دارد که سازه بعد از

- pp. 2744-2755.
- [4] Loulelis, D., Hatzigeorgiou, G. and Beskos, D. (2012), "Moment resisting steel frames under repeated earthquakes", *Earthquake and Structures*, Vol. 3, pp. 231-248.
- [5] García, J.R., Marín, M.V. and Terán-Gilmore, A. (2014), "Effect of seismic sequences in reinforced concrete frame buildings located in soft-soil sites", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 63, 56-68.
- [6] García, J.R. and Aguilar, J.D. (2015), "Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(9), 1391-1407.
- [7] Yaghmaei-Sabegh, S. and García, J.R. (2016), "Nonlinear response analysis of SDOF systems subjected to doublet earthquake ground motions: A case study on 2012 Varzaghan-Ahar events", *Engineering Structures*, Vol. 110, pp. 281-292.
- [8] Dabaghi, M. and Der Kiureghian, A. (2018), "Simulation of orthogonal horizontal components of near-fault ground motion for specified earthquake source and site characteristics", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 47, pp. 1369-1393.
- [9] Moon, K.S. (2018), "Dynamic interrelationship between the evolution of structural systems and façade design in tall buildings: from the Home Insurance building in Chicago to the present", *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 7, pp. 1-16.
- [10] Mohammadi, S. (2017), "Assessment of seismic demand parameters of modular steel buildings under strong earthquake records containing the effects of aftershocks", MSc. Thesis, Kharazmi University, (in Persian).
- [11] Mahin, S.A. (1980), "Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes", *Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering*, Istanbul, Turkey, pp. 677-680.
- [12] Amadio, C., Fragiaco, M. and Macorini, L. (2004), "Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions", *Engineering Structures*, Vol. 26, pp. 2021-2035.
- [13] Hatzigeorgiou, G.D. (2010), "Ductility demand spectra for multiple near-and far-fault earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp. 170-183.
- [14] Di-Sarno, L. (2013), "Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response", *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 673-681.
- [15] Foutch, D.A. and Lee, K. (2004), "Performance evaluation of damaged steel frame buildings subjected to seismic loads", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, 588-599.
- [16] Ellingwood, B.R. and Li, Q. (2007), "Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock earthquake sequences", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 405-427.
- [17] Hatzigeorgiou, G.D. and Liolios, A.A. (2010), "Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp. 1010-1025.
- [18] Hatzivassiliou, M. and Hatzigeorgiou, G.D. (2015), "Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 72, pp. 77-88.
- [19] García, J.R. and Negrete-Manriquez, J.C. (2011), "Evaluation of drift demands in existing steel frames

حرکت سیکلیک در بیشینه جابه‌جایی غیرخطی متوقف نشود. روند تغییرات جابجایی نسبی ماندگار تحت اثر زلزله‌های متوالی با ترکیبات طیفی مختلف، بسیار متغیر است.

طبق نتایج این تحقیق در مواردی که پروده‌های غالب پس‌لرزه و تحریک اصلی به هم نزدیک نباشند، دامنه جابجایی نسبی ماندگار نیز به طور قابل توجهی افزایش پیدا نمی‌کند. این در حالی است که در صورت نزدیکی زمان تناوب غالب پس‌لرزه و تحریک اصلی، پس‌لرزه می‌تواند منجر به افزایش دامنه جابجایی نسبی ماندگار تا حد بیشینه ۳ برابر نسبت به تحریک اصلی نیز گردد. حضور پالس‌های قوی و پر دامنه در تاریخچه زمانی شتاب نگاشت‌های نیرومند حوزه نزدیک می‌تواند باعث تشکیل حوزه‌ها و مفاصل غیرخطی در سازه شود. همچنین در صورت نزدیکی زمان تناوب غالب پس‌لرزه و تحریک اصلی، ارتعاشات ناشی از یک پس‌لرزه قوی می‌تواند دامنه رفتار غیرخطی سازه را نیز افزایش دهد. افزون بر این مطلب؛ از آنجایی که بیشینه جابجایی نسبی در طبقات تحتانی و میانی سازه مطالعاتی رخ داده، آرایش مفاصل غیرخطی نیز بیشتر در همین طبقات تشکیل گردیده است. ملاحظه شد که تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های قوی، مقادیر نیروی محوری در ستون‌های گوشه‌ای پلان به مراتب بیشتر از ستون‌های میانی می‌شود. وقوع پس‌لرزه با نسبت طیفی $(PGAAs/PGAs=1/0)$ بعد از تحریک اصلی به نسبت نیرومند SPV از زلزله نورتریج ۱۹۹۴ کالیفرنیا و نیز تحریک پرقدرت BAM از زلزله بم ۲۰۰۳ در ایران، منجر به افزایش نیروی محوری ستون‌ها شده است. به عنوان نمونه، بیشینه نیروی محوری ستون شماره ۷ در طبقه اول سازه مطالعاتی ۲۰ طبقه تحت اثر زلزله متوالی به نسبت نیرومند SPV-EL CC با پس‌لرزه شدید $(PGAAs/PGAs=1/0)$ در حدود ۳۱۳ تن نسبت به تحریک اصلی و منفرد SPV افزایش داشته است. بر این اساس، مطالعه روند تاثیرگذاری پس‌لرزه‌ها در تغییر مشخصات رفتار لرزه‌ای غیرخطی ساختمان‌ها نیاز به نگرش‌های جامع تحلیلی دارد.

۷- مراجع

- [1] Fakharifar, M., Chen, G., Sneed, L. and Dalvand, A. (2015), "Seismic performance of post-mainshock FRP/steel repaired RC bridge columns subjected to aftershocks", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 72, pp. 183-198.
- [2] García, J.R. (2012), "Mainshock-aftershock ground motion features and their influence in building's seismic response", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 16, pp. 719-737.
- [3] Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. (2009), "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes", *Engineering Structures*, Vol. 31,



- [37] Khaloo, A.R., Khosravi, H. and Hamidi Jamnani, H. (2015), "Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using modified fish-bone models", *Advances in Structural Engineering (SAGE Journals)*, Vol. 18, pp. 603–627.
- [38] Chang, H.Y. and Chiu, C.K. (2019), "Uncertainty assessment of field weld connections and the related effects on service life of steel buildings", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 15, pp.1333–1345.
- [39] Etili, S. and Güneş, E.M. (2020), "Response of steel buildings under near and far field earthquakes", *Civil Engineering Beyond Limits, Turkey*, Vol. 2, pp.24–30.
- [40] Oggu, P. and Gopikrishna, K. (2020), "Assessment of three-dimensional RC moment-resisting frames under repeated earthquakes", *Structures*, Vol. 26, pp. 6–23.
- under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences", *Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 621–634.
- [20] Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R. and Choi, H. (2010), "Residual drift response of SMRFs and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, pp. 589–599.
- [21] Pnevmatikos, N.G. and Hatzigeorgiou, G.D. (2016), "Damage detection of framed structures subjected to earthquake excitation using discrete wavelet analysis", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 15, pp. 227–248.
- [22] Narayan, S., Shrimali, M.K., Bharti, S.D., Datta, T.K. (2018), "Collapse of damaged steel building frames because of earthquakes", *Journal of Performance of Constructed Facilities (ASCE)*, Vol. 32, pp. 04017128-1-12.
- [23] The Iranian National Building Code (Design Loads for Buildings - Issue 6), 2005, Tehran, Iran.
- [24] The Iranian National Building Code (Steel Structures - Issue 10), 2014, Tehran, Iran.
- [25] Standard No. 2800, 2014, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Tehran, Iran.
- [26] Movahed, H., Meshkat-Dini, A. and Tehranizadeh, M. (2014), "Seismic evaluation of steel special moment resisting frames affected by pulse type ground motions", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, Vol. 15, pp. 575–585.
- [27] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A. and Sarvghad-Moghadam, A. (2015), "Study on the seismic response parameters of steel medium-height buildings with framed-tube skeleton under near-fault records", *Electronic Journal of Structural Engineering (EJSE)*, Vol. 15, pp. 70–87.
- [28] FEMA 356, 1998, Federal Emergency Management, United State of America.
- [29] FEMA 440, 2005, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (ATC-55 Project).
- [30] Riahi, H.T., Amouzegar, H. and Fosoul, S.A.S. (2015), "Comparative study of seismic structural response to real and spectrum matched ground motions", *Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering*, Vol. 22, pp. 92–106.
- [31] García, J.R. (2012), "Issues on the response of existing buildings under mainshock-aftershock seismic sequences", 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- [32] PEER Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/>.
- [33] SAP2000, 2010, Integrated Software for Structural Analysis and Design (CSI), Berkeley, California.
- [34] Mohammadi, M. and Afzal-Soltani, R. (2016), "Investigating the seismic behavior of slender buildings, regarding how to satisfy drift control criteria", *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, Vol. 48, pp. 407–417. (In Persian)
- [35] Rodríguez, A.A. and Miranda, E. (2015), "Assessment of building behavior under near-fault pulse-like ground motions through simplified models", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 79, pp. 47–58.
- [36] Bojorquez, E. and Garcia, J.R. (2012), "Evaluation of residual drift demands in steel frames subjected to narrow-band earthquake ground motions", 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.



بررسی آزمایشگاهی رفتار عملکردی دیوارهای برشی فولادی با ورق جان صاف و موج دار دوزنقه‌ای عمودی با زاویه ۴۵ درجه

سیده مریم دشتی زند^{۱*}، وحیدرضا کلات جاری^۲، نادر خواجه احمد عطاری^۳

۱- دانشجوی دکتری، عمران-سازه، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود

۳- استاد، مهندسی عمران، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران

* شاهرود، صندوق پستی ۳۱۶، m.dashtizand@shahroodut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۳/۰۵، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۶/۱۰)

چکیده

تحقیقات پیشین نشان داده، دیوارهای برشی فولادی (SPSW) سیستم مهاربندی مناسب، اقتصادی کارآمد نسبت به دیگر سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی می‌باشد. مهمترین پارامترهایی که در انتخاب سیستم مقاوم در مقابل بارهای جانبی مورد توجه می‌باشد، عبارتند از: سختی اولیه و موثر، مقاومت، شکل پذیری، ظرفیت جذب انرژی می‌باشد. به طور کل، دیوارهای برشی فولادی معمولاً به دو صورت سخت نشده و سخت شده، طراحی می‌گردد. استفاده از ورق موجدار برای جان دیوار برشی فولادی، با توجه به شکل خاص ورق‌های موجدار دوزنقه‌ای و سختی بالای خارج از صفحه، می‌تواند جز سیستم دیوار برشی فولادی صاف و سخت شده بشمار آید. در این مقاله به بررسی آزمایشگاهی منحنی Backbone، سختی، مقاومت و برش حداکثر پایه، شکل پذیری، جذب انرژی و ضریب اصلاح شکل پذیری (ضریب m) نمونه‌های دیوار برشی صاف و موجدار دوزنقه‌ای عمودی با زاویه ۴۵ درجه که ورق جان با ورق اتصال به المان مرزی متصل شده، تحت بارگذاری چرخه‌ای، پرداخته شده است. مشاهده شد، سختی اولیه و موثر نمونه‌ی موجدار بیشتر از نمونه صاف می‌باشد و جذب انرژی دیوار برشی صاف نسبت به دیوار برشی موجدار بیشتر است و رفتار پایداری نسبت به دیوار برشی موج دار پایداری است. بنابراین دیوار برشی با ورق صاف در مناطق با خطر زلزله خیزی زیاد بسیار مناسب می‌باشد.

واژگان کلیدی

دیوار برشی فولادی، دیوار برشی فولادی موجدار دوزنقه‌ای، ضریب اصلاح شکل پذیری، بارگذاری چرخه‌ای

Experimental investigation of the behavior of steel plate shear walls with flat sheet and corrugated vertical trapezoidal sheet with an angle of 45 degrees

S.M. Dashti zand, V.R. Kalatajari, N. Khajeh Ahmad Attari

Abstract

Previous research has showed that steel shear walls (SPSWs) are a suitable, cost-effective bracing system compared to other lateral load-bearing systems. The most important parameters that are considered in choosing a lateral load resistant system are: initial and effective stiffness, strength, ductility, energy absorption capacity. In general, steel shear walls are usually designed in methods, unstiffened and stiffened. Using corrugated sheet in the web of steel plate shear wall (because of the special shape of trapezoidal corrugated sheets and its high out of plane stiffness) can be considered as a part of flat and stiffened steel plate shear wall system. In this paper investigate, the backbone curve, stiffness, strength and maximum shear base, ductility, energy absorption and m-factor of flat and corrugated vertical trapezoidal steel plate shear walls with 45 degree angle connected by welding of fishplate to the boundary element, under cyclic loading was studied. It was observed that the initial and effective stiffness of the corrugated sample is higher than the smooth sample and the energy absorption of the smooth shear wall is higher than the corrugated shear wall and the more stable behavior is more stable than the corrugated shear wall. Therefore, shear walls with smooth sheets are very suitable in areas with high seismic risk

Keywords

Steel plate shear wall, Trapezoidal corrugated steel plate shear wall, m-factor, Cyclic loading

در دهه‌های اخیر استفاده از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم برای مقابله با بارهای جانبی ناشی از زلزله‌های شدید و نیروی باد مورد توجه پژوهشگران در نقاط مختلف جهان قرار گرفته است. این سیستم لرزه‌ای نوین که در جهان به سرعت روبه گسترش است و برای ساختمان‌های تازه ساخت و همچنین مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود در کشورهای لرزه‌خیزی مانند، آمریکا و ژاپن مورد استفاده قرار گرفته است [۱]. رفتار و عملکرد دیوار برشی فولادی در مقایسه با دیگر سیستم‌های لرزه‌ای مناسب‌تر می‌باشد. مهمترین پارامترهای مورد توجه از جمله مقاومت، سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی به وسیله رفتار چرخه‌ای می‌باشد. دیوارهای برشی فولادی از صفحات فولادی که توسط تیرها و ستون‌های احاطه شده‌اند و می‌توان تا حدودی آن را به یک تیر ورق طره‌ای قائم شبیه دانست به طوریکه صفحه فولادی پرکننده قاب مشابه جان تیر ورق و ستون‌ها، بال‌های آن و تیرها، مشابه سخت‌کننده‌های عرضی آن می‌باشند. دیوار برشی فولادی که با نام اختصاری SPSW در آیین نامه AISC معرفی می‌شود سامانه‌ای است که از ورق فولادی، ستون‌های حایل و تیرهایی که در تراز هر طبقه وجود دارند، تشکیل شده است. ورق فولادی که به تیرها و ستون‌ها سیستم باربر جانبی متصل است، ورق جان^۱ نامیده می‌شود. ستون‌ها در سیستم دیوار برشی فولادی به اعضای مرزی قائم (VBE) و تیرها به اعضای مرزی افقی (HBE) موسوم هستند. رفتار دیوار برشی فولادی در تحمل بارهای جانبی ناشی از زلزله را می‌توان با عملکرد تیورورق‌ها شبیه‌سازی کرد.

تفاوت اصلی تیر ورق‌ها و دیوار برشی، مربوط به عملکرد برشی آن‌ها می‌شود. تیر ورق‌ها در حالت بارگذاری استاتیکی باید برش و لنگر حاصل از بارها را تحمل نمایند و در این حالت کافی است برش و لنگر حاصل از تحلیل، از ظرفیت برشی و خمشی تیر کمتر باشد. ظرفیت برشی و خمشی تیورورق می‌تواند از ظرفیت کمانش آن و با اعمال ضریب اطمینان، به دست آید و در واقع رفتار تیورورق، فرای بارهای طراحی مورد بارگذاری زلزله، دیوار باید در برش، از ظرفیت تغییر شکل‌های خمیری یا شکل‌پذیری برشی برخوردار باشد. بنابراین در دیوارهای برشی فولادی، فقط عامل مقاومت در تعیین کفایت ورق جان دخیل نیست، بلکه رفتار پس کمانشی و ظرفیت تغییر شکل‌های خمیری نیز از پارامترهای طراحی محسوب می‌شوند [۲].

دیوار برشی فولادی موقعی که در معرض تغییر شکل‌های غیرخطی رفت و برگشتی قرار می‌گیرد، از خود سختی اولیه بالا نشان داده، بسیار شکل‌پذیر عمل کرده و مقدار زیادی انرژی را مستهلک می‌کند. این ویژگی‌ها دیوارها را برای تحمل بارهای لرزه‌ای مناسب می‌سازد. پیش از اینکه تحقیقات کلیدی در دهه ۱۹۸۰ انجام شود، حد طراحی به صورت کمانش خارج صفحه دیوار در نظر گرفته می‌شد. برای پیشگیری از کمانش، مهندسان برای دیوار سخت‌کننده در نظر می‌گرفتند. هرچند آزمایش‌ها و تحلیل‌های انجام شده تحت بارهای شبه استاتیکی و دینامیکی نشان داد که مقاومت پس‌کمانشی^۲ و شکل‌پذیری ورق جان نازک می‌تواند قابل توجه باشد. پژوهش‌های انجام شده در سال‌های اخیر نشان داد که وقوع کمانش برشی در ورق به معنای پایان ظرفیت باربری سیستم نیست و با توسعه میدان کشش قطری در ورق، سیستم می‌تواند حتی پس از کمانش ورق نیز همچنان به باربری خود ادامه دهد.

بر این اساس ضوابط آئین‌نامه‌های CAN/CSAS16-01 [۳] کانادا، FEMA 450، NEHRP2003 و AISC 341 تدوین شده که در آن‌ها اجازه کمانش برشی دیوار و عملکرد میدان کششی را می‌دهد.

تحقیقات روی دیوارهای برشی فولادی سخت نشده با بررسی تاثیر اتصال ساده در مقابل اتصال گیردار تیر به ستون بر رفتار دیوار (Caccese و همکارانش [۴])، پاسخ دینامیکی دیوار برشی فولادی (Sabouri-Ghomi و Roberts [۵] و Rezaei [۶])، تاثیر سوراخ در ورق پرکننده (Roberts و Sabouri-Ghomi [۷])، استفاده از فولاد مقاومت پایین و ورق فولادی نازک (Vian و Bruneau [۸]) و بررسی اتصالات ورق جان (Schumacher و همکارانش [۹]) مطالعه شده است. به علاوه، مدل‌سازی اجزای محدود دیوارهای برشی سخت نشده در تعدادی از مقالات ارائه شده است که می‌توان به کارهای انجام شده توسط Elgaaly و همکارانش [۱۰] و Driver و همکارانش [۱۱] اشاره کرد. در مورد دیوارهای سخت شده نیز تحقیقاتی انجام شده است. در این مورد می‌توان به بررسی رفتار سیکلیک، قابلیت تغییر شکل و سختی سیستم (Alinina و همکارانش [۱۲])، بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی دیوارهای برشی سخت‌شده (Sabouri-Ghomi و همکارانش [۱۳])، بررسی رفتار دیوارها تحت فشار و خمش (Grondin و همکارانش [۱۴]) اشاره کرد.

مطالعات نظری و آزمایشگاهی فراوانی در زمینه رفتار کمانشی و مقاومت ورق‌های موج‌دار در جان تیورورق‌ها توسط Elgaaly



و همکارانش [۱۵ و ۱۶]، Ahmed [۱۷]، Yi و همکارانش [۱۸] صورت گرفت.

این گروه از مدل‌های اجزاء محدود و مدل‌های بر پایه روش چند نواری تکامل یافته که توسط Timler و Kulak [۱۹]، ۱۹۸۳ ارائه شده بود، استفاده نمودند. در مدل اجزاء محدود از هندسه و رفتار غیرخطی مصالح برای مدل‌سازی رفتار دیوار استفاده گردید. ضخامت ورق مشابه نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته شد. اتصالات تیر به ستون گیردار بود و بار جانبی به صورت یکنواخت تا جایی اعمال شد که ناپایداری بر اثر تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها و کماتش موضعی بال روی داد. نتیجه‌گیری شد که دیوارهای با ورق ضخیم‌تر الزاماً پر مقاومت‌تر نیستند زیرا در صورتی که ستون به اندازه کافی سختی و مقاومت نداشته باشد، تسلیم آن حاکم بر طرح خواهد بود. مدل‌های اجزای محدود با المان‌های شیل به صورت محسوسی ظرفیت و سختی را بیش‌تر از نتایج آزمایشگاهی تخمین می‌زد. در سال ۲۰۰۶، Botros و Kulak [۲۰] با بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق‌های موج‌دار دوزنقه‌ای نشان داد دیوارهای برشی فولادی با ورق‌های موج‌دار دارای ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بیشتری نسبت به دیوارهای با ورق‌های صاف می‌باشند. در این پژوهش رفتار دیوار برشی فولادی با ورق موج‌دار پرداخته شد. نتایج نشان داد که دیوارهای برشی فولادی موج‌دار، دارای مقاومت برشی بالاتری نسبت به ورق ساده بوده‌است. از طرفی عرض پانل، زاویه موج‌ها و نوع پروفیل‌های موج‌دار اثر کمتری روی مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دارند، همچنین دیوارهای برشی فولادی موج‌دار، دارای ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری بالاتری نسبت به ورق صاف دارد. او همچنین در بررسی‌های تئوریک خود بیان نمود که دیوارهای دارای ورق‌های موج‌دار افقی دارای اتلاف انرژی و شکل‌پذیری بیشتر نسبت به دیوارهای موج‌دار مورب می‌باشد.

در سال ۲۰۰۸، Tipping و Stojadinovic [۲۱] آزمایش‌هایی را بر روی ۴۴ مدل مختلف دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دوزنقه‌ای یک طبقه انجام دادند. ورق‌های مورد آزمایش با پیچ به قاب پیرامونی متصل شده بودند. همچنین، ضخامت ورق‌های سرد نورد مورد استفاده بسیار کم بود، از این رو خرابی دیوارها بیشتر در محل پیچ‌ها اتفاق افتاد و دیوارها وارد مرحله پس‌کمانش نشدند. آنها در این پژوهش به بررسی ابعاد و اندازه ورق، شکل ورق، نوع قید و بست‌ها پرداختند. ضریب رفتار پیشنهادی آنها برای این نوع دیوار ۵/۵ بوده‌است. همچنین

دریافتند که این سامانه باعث افزایش ظرفیت برشی دیوار برشی می‌گردد.

Tanaka و همکارانش [۲۲] در سال ۲۰۰۸ روی قاب‌های بتنی پیش ساخته که با استفاده از ورق‌های موج‌دار دوزنقه‌ای مقاوم شدند و بصورت آزمایشگاهی و تئوریک مورد مطالعه قرار دادند. آنها چهار قاب بتنی با شرایط ساختار متفاوت که با استفاده از ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای جهت استهلاک انرژی در دهانه قاب و تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار دادند. قاب‌های بتنی شامل قاب بتنی معمولی، قاب بتنی پیش‌تینده و پیش ساخته کاملاً چسبیده به هم و قاب بتنی پیش‌تینده و پیش ساخته که به طور کامل به یکدیگر نچسبیده‌اند، مورد آزمایش قرار دادند. ورق‌های فولادی دارای تنش‌های تسلیم ۳۰۰، ۲۲۵ و ۱۰۰ مگا پاسکال بودند. نتایج حاصل از بررسی آزمایشگاهی نشان داد که تغییر شکل‌های پسماند خیلی کوچک در قاب‌های پیش‌ساخته نسبت به قاب بتنی معمولی دارد و اتلاف انرژی در قاب‌ها با پانل‌های فولادی بسیار قابل ملاحظه بود. نتایج تئوریک بدست آمده بسیار به نتایج آزمایشگاهی نزدیک بود. در تحقیقی که به مقایسه رفتار خطی دیوارهای برشی فولادی ساخته شده از ورق‌های صاف و موج‌دار انجام گرفت، نتایج بیانگر افزایش قابل توجه جذب انرژی توسط ورق‌های موج‌دار نسبت به ورق‌های صاف بود.

در ارزیابی آزمایشگاهی، توسط Emami و همکارانش [۲۳] در سال ۱۳۹۲ رفتار دیوارهای برشی سخت‌نشده، موج‌دار قائم و افقی مورد بررسی قرار گرفت.

در این آزمایش نمونه‌های دیوار برشی شامل دیوار برشی فولادی با ورق‌های صاف بدون سخت‌کننده و دیوار برشی فولادی با ورق موج‌دار مورد بررسی قرار گرفته‌است. نمونه‌ها در مقیاس ۱/۲ و در یک قاب یک طبقه و یک دهانه ساخته شده و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته‌اند. نتایج مقایسه نمونه‌های ورق فولادی موج‌دار و صاف نشان داد، مقادیر سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی نمونه‌های موج‌دار بالاتر از نمونه سخت نشده‌است در حالی که مقاومت نهایی نمونه سخت‌نشده بیشتر از نمونه‌های موج‌دار بوده‌است.

Kalantari و Kalatjari [۲۴] در سال ۱۳۹۶، در پژوهش انجام شده رفتار و عملکرد دیوارهای برشی فولادی در حالت‌های سخت نشده، موج‌دار افقی، موج‌دار عمودی، تقویتی ورق موج‌دار افقی با دو ورق صاف و تقویتی ورق موج‌دار عمودی با دو ورق صاف (همگی با مصرف مصالح یکسان) به صورت دقیق مورد بررسی قرار دادند. نمونه‌ها برای قاب سه

برای طراحی اعضای دیوار برشی فولادی ویژه با ورق صاف، تقویت نشده، از الزامات راهنمای طراحی AISC20 [۲۵] استفاده شد و همچنین برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های دیوار برشی فولادی در این تحقیق، همان مقاطع تیر و ستون (المان مرزی) برای سایر دیوارهای برشی نیز استفاده گردید. به این ترتیب نیروی برشی اسمی وارد شده بر ورق جان عبارتست از:

$$V_n = 0.42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (1)$$

f_y مقاومت تسلیم فولاد، t_w ضخامت ورق جان، L_{cf} طول خالص تیر (فاصله بین دو بر ستون) و α زاویه شیب میدان کشش قطری می‌باشد. برای محاسبه زاویه α تعیین اندازه و ابعاد اولیه اعضای مرزی قائم و افقی ضروری است. تعیین ابعاد اولیه بر اساس فرضیات برای تحمل نیروهای ایجاد شده در اعضا انجام می‌شود. برای طراحی اولیه فرض بر این است که ورق جان در برابر کل برش سیستم مقاومت می‌کند و زاویه تنش کششی که بین ۳۰ تا ۶۰ درجه متغیر است.

بر اساس آیین نامه AISC-341 [۲] حداقل ممان اینرسی ستون از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$I_c \geq 0.00307 t_w h^4 / L \quad (2)$$

I_c ممان اینرسی ستون، t_w ضخامت ورق جان، h ارتفاع ورق جان، L طول ورق جان می‌باشد. در صورت تغییر h با L در معادله (۲) برای عناصر مرزی افقی (HBES) قابل استفاده است. با توجه به محدودیت موجود در حداکثر بار مجاز و اندازه نمونه‌ها در آزمایشگاه، طراحی شدند و با استفاده از نرم‌افزار المان محدود آباکوس، سهم باربری جانبی ورق جان از باربری کل مجموعه برابر با ۳۵٪ محاسبه شد.

۲- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

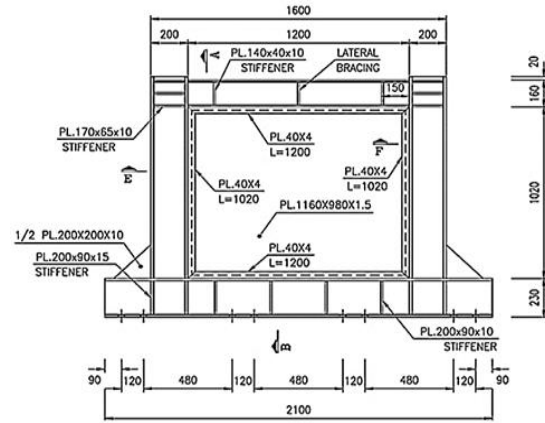
اولین نمونه که "SSPW" نامیده می‌شود، دارای دیوار سخت نشده با جان لاغر است (شکل (۱)). نمونه دوم "CSPW" نامیده می‌شود، که دیوار سخت نشده با جان لاغر موج‌دار دوزنقه‌ای عمودی با زاویه ۴۵ درجه است (شکل (۲)). کلیه مقاطع تیرها و ستون‌ها از ورق ساخته شده‌است (شکل (۳)). ستون‌ها به صورت I شکل، عرض و ضخامت ورق بال‌های ستون‌ها به ترتیب ۱۵۰ و ۱۵ میلی‌متر، عرض و ضخامت ورق جان آن‌ها به ترتیب برابر ۱۷۰ و ۱۵ میلی‌متر منظور شده است.

طبقه و یک دهانه و در مقیاس واقعی با نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده و تحت بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای قرار گرفته‌اند. نمونه‌ها برای نسبت طول دهانه به ارتفاع در سه حالت ۰/۵، ۱ و ۱/۵ و هرکدام برای سه ضخامت ۱/۳/۵ و ۴/۵ میلی‌متر ارزیابی شده‌اند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که دیوار برشی مرکب از ورق صاف و موج‌دار در طول بارگذاری رفتار پایدار و مناسبی از خود نشان داده و توانسته‌است ضعف‌های مربوط به عملکرد لرزه‌ای دیوارهای سخت‌نشده و موج‌دار را به خوبی بهبود بخشد.

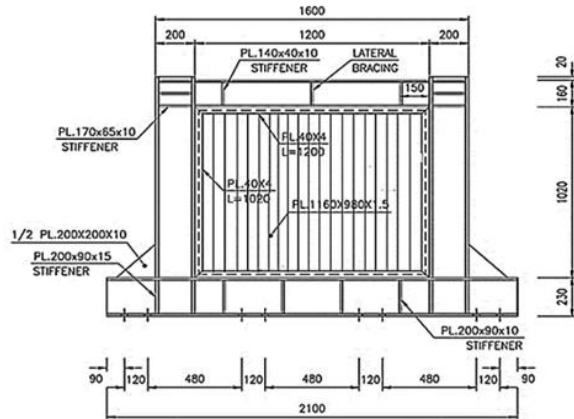
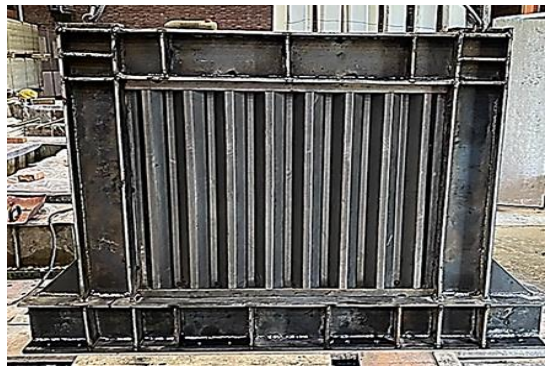
دیوار برشی فولادی با سخت کننده به دلیل تنش‌های پس‌ماند ناشی از جوشکاری سخت‌کننده‌ها و با جزئیات اجرایی بیشتر نیاز به وقت و هزینه زیاد می‌باشد. بنابراین، با توجه به شکل هندسی خاص ورق موج‌دار دوزنقه‌ای و سختی هندسی خارج از صفحه قابل ملاحظه آن، این نوع ورق‌ها از مقاومت کم‌انرژی به مراتب بیشتری نسبت به ورق صاف برخوردار می‌باشد. همچنین به علت وجود خم‌های متعدد در ورق و تبدیل نیروی درون صفحه‌ای به نیروهای برون صفحه‌ای و بالعکس، ورق‌های صاف تشکیل‌دهنده ورق موج‌دار، یکدیگر را مقید می‌نمایند، با بکارگیری آن به عنوان جان تیورق، علاوه بر کاهش ضخامت مورد نیاز جان، ضرورت استفاده از سخت‌کننده نیز مرتفع می‌شود و می‌توانند مزایای هر دو نوع دیوار برشی سخت‌شده و سخت‌نشده را دارا باشد. یعنی به دلیل وجود سختی هندسی ذاتی ورق موج‌دار، مشکلات مربوط به کم‌انرژی برون صفحه‌ای و یا سختی عملیات حمل و نصب را برطرف می‌کند و به علت عدم احتیاج به سخت‌کننده‌ها و کاهش زمان ساخت و عملیات مرتبط، هزینه‌ها نیز کاهش می‌یابد.

در این مقاله طی یک تحقیق آزمایشگاهی در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، بار چرخه‌ای بر روی دو نمونه پیشنهادی دیوار برشی فولادی صاف و موج‌دار دوزنقه‌ای عمودی با زاویه ۴۵ درجه که ورق جان با ورق اتصال به المان‌های مرزی متصل شده، با مقیاس یک به سه، در یک دهانه و یک طبقه ساخته شدند، مورد بررسی قرار گرفت. مدل‌ها از نظر ضخامت ورق‌های جان (۱/۵ میلی‌متر) و مشخصات المان‌های مرزی و همچنین اتصالات مشابه در نظر گرفته‌شد. نمونه‌ها در کف گیردار و اتصالات تیر به ستون صلب و خمشی اجرا شدند. این آزمایشات بر اساس یک روش تأیید شده برای شبیه سازی بارهای لرزه‌ای و به صورت بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی انجام شده است. همچنین، از بارهای ثقلی برای نمونه‌ها صرف نظر شده‌است.





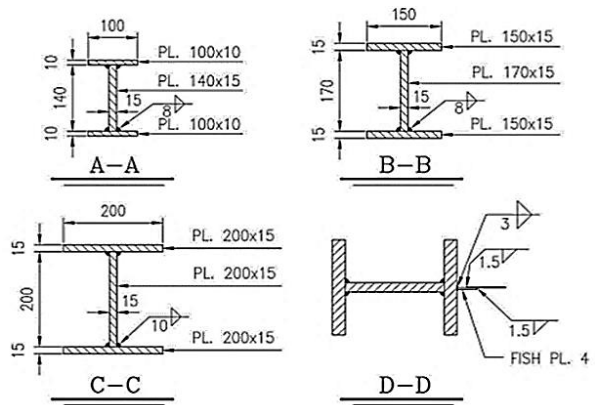
شکل ۱- نمونه "SSPW"



شکل ۲- نمونه "CSPW"

۱۴۰ و ۱۵ میلی متر می باشد و بال به جان تیر به وسیله جوش گوشه با ضخامت ۸ میلی متر با الکتروود E6013 متصل شده است. اتصال ورق جان به قاب پیرامونی (المان مرزی) به وسیله ورق اتصال به عرض ۴۰ میلی متر و ضخامت ۴ میلی متر انجام شده است.

در نمونه "CSPW" قسمت ورق موج دار جان، به دو ورق اتصال جوش شد و سپس ورق جان که با دو ورق اتصال احاطه شده به تیر بالا و پایین جوش شد (شکل ۴). عرض، ارتفاع و ضخامت ورق جان نمونه ها به ترتیب برابر ۱۱۶۰، ۹۸۰، ۱/۵ میلی متر می باشد. اندازه گذاری و مشخصات ورق دوزنقه ای جان در شکل (۵) نشان داده شده است. در نمونه ها، به علت ضخامت کم ورق جان، از جوش با بعد کم، برای اتصال ورق جان به ورق اتصال استفاده شد. به منظور جلوگیری از حرکت خارج از صفحه، دو تیر به عنوان مهار جانبی در تراز بالای نمونه ها و موازی باتیر بالایی در هر دو طرف اجرا شد. از جوش نفوذ کامل برای اتصال پای ستون به تیر کف استفاده شده و اتصال جوشی به بال تیر کف متناسب با بار طراحی انجام شد. برای جلوگیری



شکل ۳- جزئیات مقاطع تیر و ستون ها و اتصالات

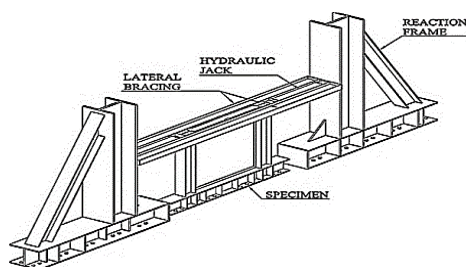
در کلیه نمونه ها، عرض و ضخامت بال های تیر فوقانی به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۱۰ میلی متر و عرض و ضخامت جان آن به ترتیب برابر ۱۴۰ و ۱۵ میلی متر می باشد. ورق های ستون و تیرها به وسیله جوش گوشه به بعد ۸ میلی متر با الکتروود E6013 متصل شده است. عرض و ضخامت بال تیر بالایی به ترتیب ۱۰۰ و ۱۰ میلی متر و عرض و ضخامت جان تیر بالایی به ترتیب

جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح

ورق اعضا	مدول یانگ، E (GPa)	تنش تسلیم، f _y (MPa)	تنش حداکثر، f _u (MPa)	$\frac{f_u}{f_y}$	ازدیاد طول نسبی (%)
ورق جان (1/5 mm)	۲۱۰	۳۳۱	۳۴۵	۱/۰۴	۴۸
ورق اتصال (۴ mm)	۲۱۰	۲۹۰	۴۳۰	۱/۴۸	۱۴
ستون و تیر (۱۰ mm)	۲۱۰	۲۸۵	۳۹۰	۱/۳۹	۳۴
ستون و تیر (۱۵ mm)	۲۱۰	۲۸۰	۴۳۰	۱/۵۳	۴۶

نمونه‌ها پس از ساخت و پیش از بارگذاری، با محلول آهک هیدراته کلیه سطوح قابل مشاهده، پوشانده شد تا امکان مشاهده رفتار نمونه در طول بارگذاری را تسهیل نماید.

نمونه‌ها پس از ساخت، بین دو پایه قائم موجود در آزمایشگاه قرار گرفته و جک‌های هیدرولیکی، بار و جابجایی مورد نظر را در تراز تیر فوقانی نمونه با آن وارد می‌کنند. همچنین موقعیت پروفیل‌های که تامین‌کننده مهار جانبی تیر فوقانی در نمونه‌ها است و از تغییر شکل خارج از صفحه آن جلوگیری می‌کنند (شکل (۷)).

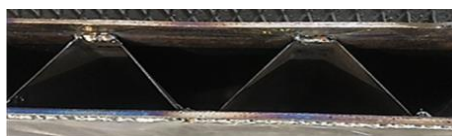


شکل ۷- قرارگیری نمونه‌ها برای انجام آزمایش

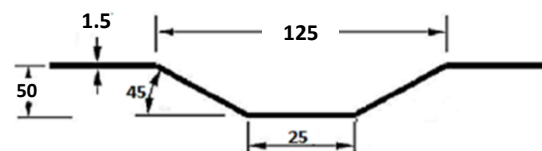
۳- ابزاربندی نمونه‌ها

برای مطالعه رفتار هر دیوار در حین آزمایش، لازم است اطلاعات مورد نیاز اندازه‌گیری و ثبت شود. مهمترین داده‌هایی که در شناخت رفتار دیوارها نقش تعیین کننده‌ای داشته و در این پژوهش به آنها پرداخته شد، عبارتند از: نیرو، تغییرمکان و کرنش. همچنین در این مطالعه نحوه توزیع ترک و گسترش آنها در دیوارهای برشی فولادی در مراحل مختلف بارگذاری، برداشت شده است. برای اندازه‌گیری تغییرمکان‌های دیوار در نقاط حساس، از جابجایی سنج‌های الکتریکی استفاده شد. با توجه

از گسیختگی اتصال جان به بال تیر کف، ورق تقویت‌کننده مثلی متساوی‌الساقین، به اتصال پای ستون به تیر کف افزوده شد تا بار متمرکز ستون در طول بیشتر به تیر کف منتقل شود و از زوال اتصال جلوگیری نماید. به منظور برقراری اتصال با گیرداری کامل، اتصال ستون‌ها به تیر تحتانی و اتصال تیر فوقانی به ستون‌ها با جوش شیاری نفوذ کامل بال‌ها و جوش گوشه ورق جان و ورق اتصال، اجرا شد. پس از ساخت کامل نمونه‌ها، کنترل کیفیت جوش‌های شیاری و آزمایش نفوذ برای جوش‌ها بر اساس استاندارد AWS و بازرسی چشمی جوش (VT) و بازرسی مایعات نافذ (PT) انجام شده‌است

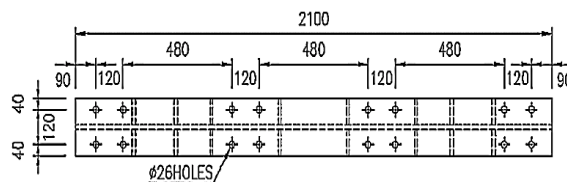


شکل ۴- تصویر اتصال ورق جان به تیرها



شکل ۵- اندازه‌گذاری ورق دوزنقه‌ای (mm)

برای اتصال دیوار برشی فولادی به کف آزمایشگاه از یک تیر عمیق H شکل استفاده شد. نمونه‌ها با استفاده از اتصال بال پایین تیر تحتانی به کف قوی آزمایشگاه و با پیچ و مهره‌های مقاومت بالا M24 متصل شدند. چیدمان پیچ و مهره‌ها در شکل (۶) نشان داده شده است.

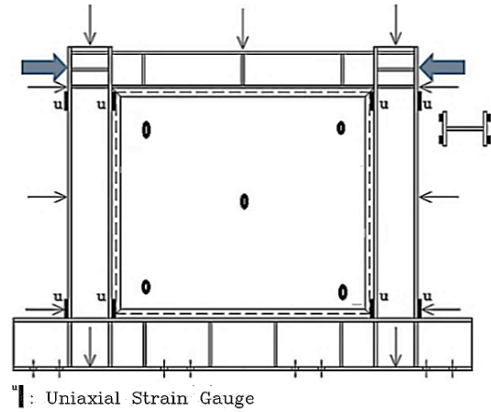


شکل ۶- جزئیات اتصال نمونه به کف آزمایشگاه

فولاد مورد استفاده برای ورق جان و اجزای مرزی برای کلیه نمونه‌ها ST37 مطابق با استاندارد DIN [۲۶] آلمان است. خواص مکانیکی ورق‌های فولادی مورد استفاده برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول (۱) گزارش شده‌است. برای هر ضخامت ورق، سه نمونه تحت آزمایش قرار گرفت.

به اینکه با ابزارهای موجود، اندازه گیری تنش به صورت مستقیم امکان پذیر نیست، اندازه گیری کرنش اهمیت پیدا می کند. با اندازه گیری کرنش و با استفاده از روابط موجود در مکانیک مصالح، مقدار تنش قابل محاسبه است.

برای نمونه های مورد مطالعه این کرنش سنج ها روی بال ستون ها و به موازات لبه بال استفاده شده است. در مقاطع فوقانی و تحتانی هر ستون از ۸ کرنش سنج تک محوری مطابق با آنچه در شکل (۸) مشاهده می شود، استفاده شد.



شکل ۸- موقعیت کرنش سنج ها

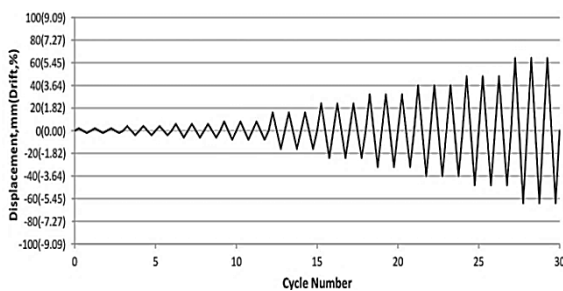
نیروها، تغییر مکان ها و کرنش ها همگی توسط یک سیستم جمع آوری اطلاعات ثبت و نگهداری شدند. دستگاه ثبت داده ها از مدل TDS 601 ساخت شرکت TML ژاپن در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفت. ابزارهای الکتریکی اندازه گیری شامل نیروسنج ها، جابجایی سنج ها و کرنش سنج ها به وسیله کابل های چند سیمی به صورت منظم و طبق یک شماره گذاری مشخص، به جعبه سوئیچ روی دستگاه وصل شدند و در هنگام آزمایش، مقادیر آنها مرتب ثبت گردید تا نمونه به مرحله گسیختگی برسد.

۴- سیستم انجام آزمایش و بارگذاری

برای بررسی رفتار لرزه ای تحت اثر زلزله، لازم است بار زلزله یا مشابه آن به سازه وارد شود. بارگذاری جانبی در این مطالعه، از روش بارگذاری جانبی شبه استاتیکی سیکلی افزاینده استفاده شد (شکل ۹). برای شبیه سازی بار زلزله و همچنین بررسی رفتار رفت و برگشتی نمونه، پروتکل ATC-24 [۲۷] به کار گرفته شده است. بارگذاری به صورت کنترل جابجایی بوده و دامنه بارگذاری به صورت متغیر (افزاینده-کاهنده) در نظر گرفته شده است و بارگذاری در قسمت تیر فوقانی اعمال می شود.

برای شبیه سازی زلزله و بررسی دقیق رفتار چرخه های دیوارهای برشی فولادی از بارگذاری شبه استاتیکی با افزایش بار و جابجایی در هر چرخه استفاده شده است. برای اعمال این بارگذاری جانبی، از سیستم هیدرولیک دستی استفاده شد. این سیستم دارای پمپ دستی مجهز به ترمینال تقسیم کننده فشار هیدرولیکی، شیلنگ های فشار قوی و دو جک هیدرولیکی فشاری ۱۰۰ کیلو نیوتن می باشد. از آن جا که جک های هیدرولیکی مورد استفاده از نوع فشاری بودند لذا برای اعمال بارگذاری رفت و برگشتی، ابتدا در هر طرف نمونه یک قاب صلب فولادی که توسط پیچ های پر مقاومت به کف صلب آزمایشگاه متصل می شود، قرار داده شد. دو نشیمن گاه فولادی ساخته شد و به قاب های صلب متصل شد تا جک های هیدرولیکی بر روی آنها قرار بگیرند. این مجموعه مقاوم نقش تکیه گاه جک های هیدرولیکی را دارد که نیروهای افقی را به نمونه آزمایشگاهی اعمال می کنند.

بار افقی با استفاده از دو جک هیدرولیکی اعمال شد. برای آنکه در حین آزمایش نیروی وارده به دیوارها توسط جک ها همواره در راستای افقی باشد. برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه دیوارها در حین آزمایش، از دو پروفیل I شکل استفاده شد که به هم متصل بوده و در دو طرف تیر بارگذاری با فاصله اندکی قرار گرفتند. همان طور که اشاره شد، جک های اعمال نیرو از نوع فشاری بوده و توانایی اعمال نیروهای کششی را نداشتند. از این رو هنگام اعمال بار جانبی توسط هر یک از جک ها، بایستی جک دیگر به عقب کشیده می شد تا مزاحمتی برای حرکت جانبی دیوار ایجاد ننماید. همچنین در حین آزمایش ها مشاهده شد که این روش باعث شد حرکت دیوارها کاملاً داخل صفحه باشد و حرکت خارج از صفحه، اتفاق نیفتد. بارگذاری سیکلی به صورت کنترل شونده توسط تغییر مکان درآمد که در آن، هر سیکل بارگذاری با دامنه تغییر مکانی مشخص، ۳ بار تکرار شد.



شکل ۹- پروتکل بارگذاری با کنترل جابجایی

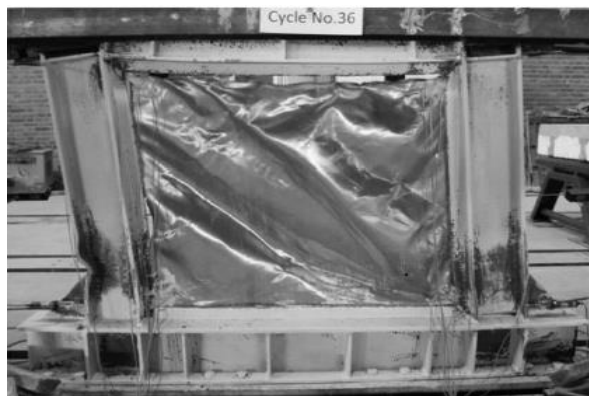
اعمال جابجایی بر نمونه تا حداکثر مقدار رفت و برگشت جک‌ها که برابر با ۸۰ میلی‌متر بود، ادامه داشت (شکل (۱۴)). حداکثر ظرفیت برشی نمونه اول برابر ۹۰۰ کیلونیوتن در چرخه نوزدهم بارگذاری با جابجایی متناظر ۲۲/۵۲ میلی‌متر (۲/۰۵٪) مشاهده شد.



شکل ۱۲- تسلیم بال ستون در مجاورت لبه فوقانی ورق مثلثی تقویت اتصال در جابجایی ۲/۸۳٪



شکل ۱۳- پارگی بال ستون در مجاورت لبه فوقانی ورق مثلثی تقویت اتصال در جابجایی ۶/۶۱٪



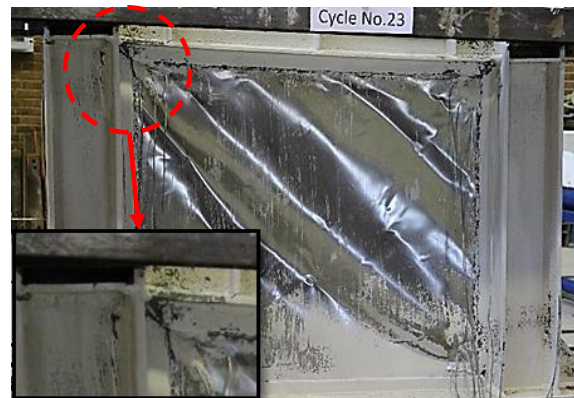
شکل ۱۴- نمونه پس از بارگذاری تا جابجایی ۷/۲۷٪

۵- رفتار نمونه ساده "SSPW" در طول بارگذاری

در این نمونه تسلیم ورق جان با تحلیل اطلاعات ثبت شده توسط داده نگار در اولین چرخه بارگذاری در جابجایی ۱/۹۳ میلی‌متر (۰/۱۸٪) اتفاق افتاد. با ادامه‌ی بارگذاری، در چرخه یازدهم با جابجایی ۷/۷۱ میلی‌متر (۰/۷٪) کماتش دائمی در ورق جان کاملاً مشاهده شد (شکل (۱۰)) و تسلیم بال خارجی ستون در مقطع پای آن نیز اتفاق افتاد. در چرخه بیست و سوم بارگذاری با جابجایی جانبی ۳۰/۸۳ میلی‌متر (۲/۸٪) اولین سوراخ شدگی روی ورق جان در کنج آن و در نزدیکی اتصال تیر به ستون روی داد (شکل (۱۱))، سوراخ شدگی پس از تسلیم کامل ورق جان و پیدایش تغییر شکل‌های بزرگ روی آن بود.



شکل ۱۰- وقوع کماتش دائمی ورق جان در جابجایی ۰/۷٪



شکل ۱۱- تسلیم کامل و گسترش تغییر شکل‌های ماندگار روی ورق جان و پیدایش اولین سوراخ روی ورق جان در مجاورت اتصال تیر فوقانی به ستون در جابجایی ۲/۸۰٪

با ادامه بارگذاری نمونه، تسلیم بال تیر فوقانی در مجاورت اتصال به ستون و خرابی اتصال آن، تسلیم بال ستون (شکل (۱۲))، گسیختگی جوش ورق جان به ورق اتصال و جداشدگی لبه اتصال فوقانی ورق مثلثی از بال ستون مشاهده شد (شکل (۱۳)).

۶- رفتار نمونه ساده "CSPW" در طول بارگذاری

در این نمونه بر پایه اطلاعات ثبت شده در دستگاه داده‌نگار، تسلیم ورق جان در چرخه دوم بارگذاری در جابجایی ۴ میلی‌متر (۰/۳۶٪) رخ داد. در چرخه هفتم بارگذاری زمانی که جابجایی ۶ میلی‌متر (۰/۴۵٪)، ترک در جوش ورق موج‌دار با ورق اتصال پایین از یک طرف، مشاهده شد (شکل ۱۵)). در چرخه یازدهم بارگذاری زمانی که جابجایی ۸ میلی‌متر (۰/۷۳٪)، ادامه تنش در ورق موج‌دار جان و شکست جوش ورق موج‌دار با ورق اتصال پایین به همراه سوراخ شدگی در ورق جان مشاهده و همچنین تنش در لچکی پای ستون آغاز شد. در چرخه شانزدهم بارگذاری زمانی که ۱۶ میلی‌متر (۰/۱۴۵٪)، ترک خوردگی در جوش ورق اتصال با ستون رخ داد. در چرخه بیستم با جابجایی ۲۴ میلی‌متر (۰/۲۱۸٪)، ادامه تنش در ستون‌ها و همچنین ورق جان به صورت قطری و پراکنده در موج‌های مختلف ورق جان و باز شدن موج ورق در پایین ورق جان (شکل ۱۶)) مشاهده شد و در چشمه اتصال جوش سخت‌کننده ستون دچار شکستگی شد و لچکی پای ستون کمی دچار کمایش شد. در چرخه بیست و سوم (شکل ۱۷)) با جابجایی ۳۲ میلی‌متر (۰/۲۹۰٪)، جوش سخت‌کننده زیر ستون شکست و مجدد اصلاح گردید. از آنجایی که دیوار هنوز توانایی تحمل بار از خود نشان می‌داد، بارگذاری ادامه پیدا کرد. وضعیت نمونه در پایان بارگذاری در شکل (۱۸) نشان داده شده است. حداکثر ظرفیت برشی این نمونه برابر ۷۷۰ کیلو نیوتن در چرخه هجدهم با جابجایی متناظر ۲۴ میلی‌متر، مشاهده گردید. از آنجایی که خرابی در پای ستون، زودتر از ظرفیت باربری اتفاق افتاد آزمایش با شکست مجدد در چشمه اتصال تیر، متوقف گردید.



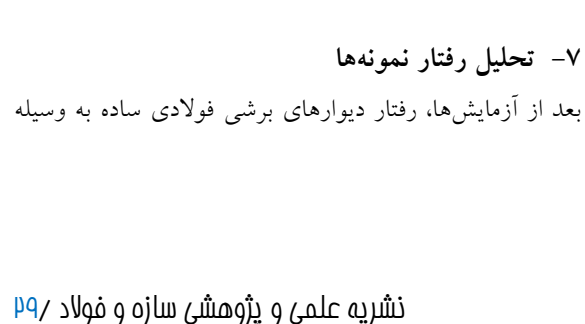
شکل ۱۵- ترک در جوش ورق موج‌دار با ورق اتصال پایین در جابجایی ۰/۴۵٪



شکل ۱۶- ترک جوش در چشمه اتصال و جوش سخت‌کننده ستون در جابجایی ۰/۲۱۸٪



شکل ۱۷- شکست جوش سخت‌کننده زیر ستون در جابجایی ۰/۲۹۰٪



شکل ۱۸- روند تغییر شکل در پایان بارگذاری تا جابجایی ۰/۴۵٪

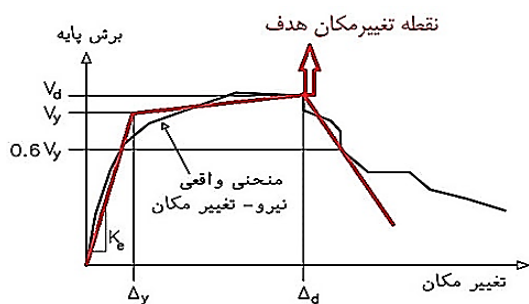
۷- تحلیل رفتار نمونه‌ها

بعد از آزمایش‌ها، رفتار دیوارهای برشی فولادی ساده به وسیله



شکل ۱۵- ترک در جوش ورق موج‌دار با ورق اتصال پایین در جابجایی ۰/۴۵٪

چند خطی نیرو جابجایی بر منحنی پوش هر یک از نمونه‌ها برآزش داده شود. طبق آئین نامه ASCE41-17 [۲۸] برای محاسبه مقادیر سختی و مقاومت رسم منحنی سه خطی خواهد بود (شکل ۲۱)). خط اول منحنی چند خطی نیرو-جابجایی از مبدا شروع شده و شیبی برابر با سختی جانبی موثر، K_e دارد. سختی جانبی موثر، K_e برابر است با سختی محاسبه شده برای نمونه در نیرویی معادل ۶۰٪ مقاومت تسلیم موثر سازه. مقاومت تسلیم موثر V_y ، نباید بزرگتر از برش پایه حداکثر قرائت شده در منحنی نیرو-جابجایی در هیچ نقطه‌ای باشد. خط دوم باید نمایانگر شیب مثبت پس از تسلیم باشد. این شیب با ترسیم خطی بین $(V_d$ و Δd) و نقطه‌ای از خط اول بدست می‌آید به نحوی که سطح زیر منحنی واقعی با منحنی دو خطی حاصله با هم برابر باشد. $(V_d$ و Δd) نقطه‌ای روی منحنی رفتار واقعی نمونه است که بیانگر نقطه هدف جابجایی یا جابجایی معادل با حداکثر برش پایه هر کدام که کمتر است می‌باشد. خط سوم می‌بایست نمایانگر شیب منفی پس از تسلیم باشد که دو انتهای آن با نقطه‌های $(V_d$ و Δd) و نقطه‌ای که برش پایه به ۶۰٪ مقاومت تسلیم موثر می‌رسد، محدود می‌شود.



شکل ۲۱- چند خطی سازی رفتار نمونه‌ها

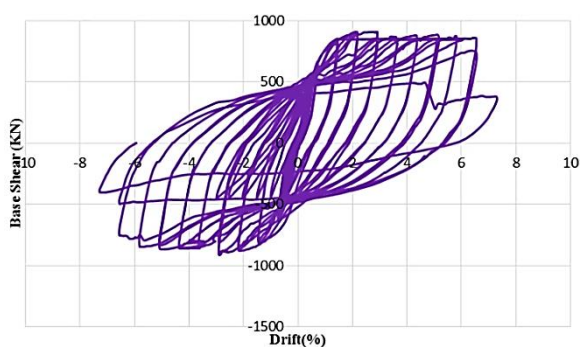
منحنی چند خطی رفتار نمونه‌ها در شکل (۲۲) و (۲۳) نشان داده شده است.

آئین نامه ASCE41-17 ضریبی به نام m را پیشنهاد کرده‌است که برای در نظر گرفتن شکل‌پذیری مورد انتظار عضو سازه‌ای در هر تراز عملکردی سازه است که به کمک منحنی خطی سازی شده حاصل از منحنی مشخصه نتایج آزمایشگاهی محاسبه می‌گردد. با توجه به اینکه همواره سه سطح عملکردی، قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) در هنگام بررسی مفاصل مورد توجه قرار می‌گیرد، در تحلیل نتایج، این سطوح بررسی شده‌است. برای محاسبه این ضریب در هر سطح عملکردی ابتدا باید جابجایی

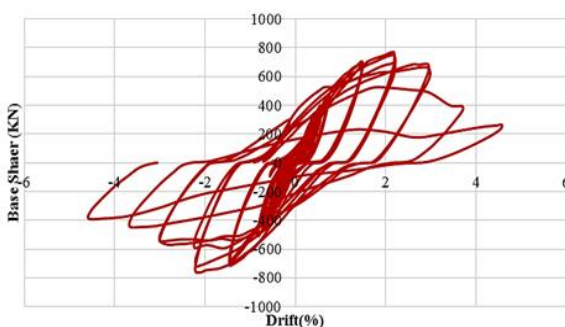
مقایسه پارامترهای عملکردی شامل سختی، مقاومت، با نتایج دیوارهای فولادی موج‌دار دوزنقه‌ای قائم با زاویه ۴۵ درجه ارزیابی می‌شوند.

۷-۱- منحنی هیستریزس نمونه‌ها

منحنی هیستریزس، منحنی تنش-کرنش می‌باشد با این تفاوت که به جای بارگذاری یکنواخت بارگذاری به صورت سیکلی (رفت و برگشتی) انجام می‌شود و سازه به طور متناوب تحت کشش و فشار قرار می‌گیرد. نیروی لازم برای هل دادن هر دیوار و تغییر مکان نظیر آن در هر مرحله بارگذاری اندازه‌گیری شد. پاسخ منحنی هیستریزس نمونه‌های نمونه "SSPW" و "CSPW" در شکل (۱۹) و (۲۰) نشان داده شده‌است.



شکل ۱۹- منحنی بار-تغییر مکان نمونه "SSPW"



شکل ۲۰- منحنی بار-تغییر مکان نمونه "CSPW"

همانطور که مشاهده می‌شود منحنی هیستریزس نمونه "SSPW" دوکی شکل می‌باشد و منحنی هیستریزس نمونه "CSPW" فشرده‌تر می‌باشد بنابراین ظرفیت جذب انرژی نمونه اول بیشتر از نمونه دوم می‌باشد.

۷-۲- چند خطی سازی رفتار نمونه‌ها

برای مقایسه برخی خواص نمونه‌ها نظیر سختی، مقاومت و اولیه و موثر، استهوالیه و موثر، استهلاک انرژی لازم است تا منحنی

در هر سطح عملکردی مشخص شود.

$$m_{LS} = \frac{\delta_{LS}}{\delta_y}, \quad \delta_{LS} = 0.75\delta_{CP} \quad (4)$$

$$m_{Io} = 0.67 \times m_{LS} \quad (5)$$

پس از دوخطی سازی، نمودارها ضریب اصلاح شکل پذیری (ضریب m)، برای نمونه‌ها استخراج و مقادیر آن در جدول (۲) نشان داده شده‌است.

جدول ۲- ضریب اصلاح شکل پذیری (ضریب m) نمونه‌ها

نمونه	m_{CP}	m_{LS}	m_{Io}
SSPW	۳/۳۵	۲/۵۱	۱/۶۸
CSPW	۲/۶۸	۲/۰۲	۱/۳۵

۳-۷- سختی و مقاومت

در جدول (۳) مقادیر سختی اولیه، سختی موثر، حداکثر برش پایه و مقاومت تسلیم نمونه‌ها که از متوسط سیکل رفت و برگشت بدست آمده‌است، نشان داده شده‌است.

جدول ۳-۵- مشخصات سازه‌ای محاسبه شده برای نمونه‌ها بر اساس

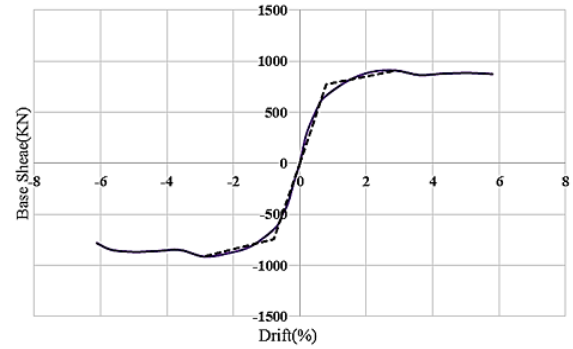
اطلاعات حاصل از آزمایش

نمونه	K_0 (kN/mm)	K_e (kN/mm)	F_u (kN)	F_y (kN)
SSPW	۱۱۳/۸۸	۹۹/۹۶	۹۰۰	۷۱۴/۷۵
CSPW	۱۵۱/۳۳	۱۱۲/۶۴	۷۷۰	۵۸۰/۶۰

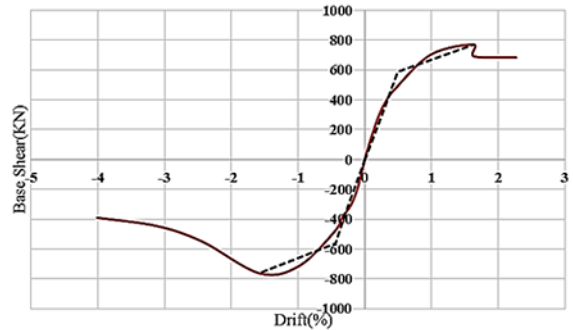
سختی اولیه و موثر نمونه "CSPW" ۳۴٪ بیشتر از نمونه "SSPW" می‌باشد. با توجه به اینکه، سهم باربری ورق جان در نمونه دیوار با ورق صاف و در طرح ابتدایی نمونه ۳۵٪ از ظرفیت باربری کل باربری جانبی سیستم است، بنابراین سختی ایجاد شده در سیستم از اهمیت ویژه‌ی برخوردار است. مقاومت تسلیم و حداکثر برش پایه نمونه "CSPW" به ترتیب ۳۱٪ و ۱۶٪ کمتر از نمونه "SSPW" می‌باشد و این موضوع به دلیل سختی بالا و عدم تحمل جوش‌ها در تیر کف نمونه می‌باشد.

۴-۷- ضریب شکل پذیری نمونه‌ها

شکل‌پذیری سازه‌های باربر لرزه‌ای تا حدی که بتواند تغییر شکل‌های غیرارتجاعی را در مقطع خاصی بدون کاهش مقاومت و سختی قابل ملاحظه در برابر بارگذاری‌های رفت و برگشتی



شکل ۲۲- منحنی Backbone نمونه "SSPW" (خطوط ممتد) و چندخطی برازش شده بر آن (خطوط منقطع)



شکل ۲۳- منحنی Backbone نمونه "CSPW" (خطوط ممتد) و منحنی‌های چندخطی برازش شده بر آن (خطوط منقطع)

جابجایی در سطح جلوگیری از فروریزش (δ_{CP}): این جابجایی برابر با جابجایی نمودار دوخطی شده در حداکثر برش پایه می‌باشد (فرمول (۳)). جابجایی در سطح ایمنی جانی (δ_{LS}): این جابجایی برابر با ۰/۷۵ جابجایی سطح جلوگیری از فروریزش می‌باشد (فرمول (۴)). جابجایی در سطح قابلیت استفاده بی وقفه (δ_{Io}): این جابجایی برابر با جابجایی است که در آن، اولین آسیب‌های (ترک) دائمی و قابل مشاهده در نمونه آزمایشگاهی رخ می‌دهد. این مقدار نباید بیشتر از ۰/۶۷ جابجایی در سطح ایمنی جانی باشد (فرمول (۵)).

جابجایی تسلیم (δ_y): این جابجایی مربوط به نقطه تسلیم نمونه می‌باشد. مقدار ضریب m در هر سطح عملکردی برابر با ۰/۷۵ جابجایی آن سطح عملکردی تقسیم بر جابجایی نقطه تسلیم می‌باشد.

$$m_{CP} = \frac{\delta_{CP}}{\delta_y} \quad (3)$$

سختی اولیه و موثر نمونه "CSPW" به ترتیب ۳۴٪ بیشتر از نمونه "SSPW" می‌باشد. این موضوع با انتظارات قبل از انجام آزمایش سازگاری کامل دارد و می‌تواند به علت شکل هندسی خاص ورق موج‌دار دوزنقه‌ای و سختی هندسی خارج از صفحه قابل ملاحظه آن، این نوع ورق‌ها از مقاومت کماتشی به مراتب بیشتری نسبت به ورق صاف برخوردار می‌باشد.

حداکثر مقاومت تسلیم و برش پایه نمونه "SSPW" به ترتیب ۳۱٪ و ۱۶٪ بیشتر از نمونه موج‌دار دوزنقه‌ای ۴۵ درجه عمودی می‌باشد این موضوع به علت خرابی زود هنگام درجوش سخت کننده پای ستون نمونه موج‌دار می‌باشد و با توجه به شکل نمونه‌ها در آخرین مرحله بارگذاری مویید این موضوع می‌باشد که ورق جان در صورت مقاومت المان مرزی ظرفیت باربری داشته‌است.

در منحنی هیستریزس نمونه "SSPW" دوکی شکل‌تری نسبت به منحنی "CSPW" می‌باشد. بنابراین ظرفیت استهلاک انرژی در نمونه "SSPW" بیشتر از نمونه دوم می‌باشد. به صورت کمی، متوسط انرژی مستهلک شده نمونه "SSPW" از دریافت ۱ تا ۵ حدود ۳۰٪ بیشتر از نمونه "SSPW" می‌باشد.

مقدار ضریب m در سطوح جلوگیری از فروریزش، ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی‌وقفه نمونه "SSPW" حدود ۲۵٪ بیشتر از نمونه "CSPW" می‌باشد.

دیوار برشی فولادی سخت نشده، نمونه اول خرابی ایجاد شده به صورت کششی می‌باشد و دارای شکل‌پذیری بیشتر می‌باشد بنابراین سهم باربری قاب یا المان مرزی بیشتر از ورق جان می‌گردد ولی در دیوار برشی فولادی موج‌دار عمودی، نمونه دوم خرابی ایجاد شده به صورت شکست برشی در دیوار حاکم خواهد شد بنابراین سهم باربری قاب یا المان مرزی کمتر از ورق جان می‌شود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که دیوار برشی فولادی موج‌دار عمودی دارای سختی اولیه و موثر بالایی دارد و با تقویت مختصری در اعضای مرزی می‌توان به نتایج بهتری در رفتار این دیوار مشاهده نمود. جذب انرژی دیوار برشی صاف نسبت به دیوار برشی موج‌دار بیشتر است و رفتار پایداری نسبت به دیوار برشی موج‌دار پایدارتر است. و دیوار برشی با ورق صاف در مناطق با خطر زلزله خیزی زیاد بسیار مناسب می‌باشد.

۹- مراجع

- [1] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. (1998), "Cyclic test of four-story steel plate shear wall", Journal of Structural Engineering, Vol. 124, pp. 112-120.



تحمل کند، شکل‌پذیری (μ) تلقی می‌شود. این نسبت با به کارگیری فرمول (۶) محاسبه می‌شود و مقادیر آن در جدول (۴) ارائه شده‌است.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (6)$$

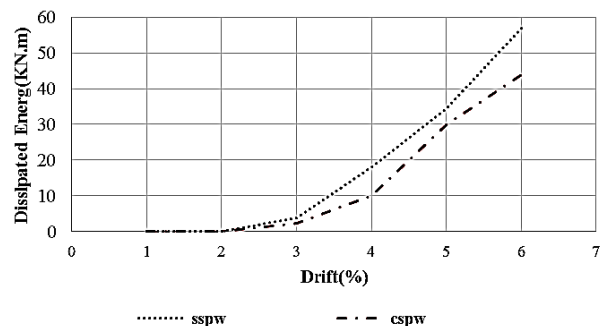
جدول ۴- ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها براساس اطلاعات حاصل از آزمایش

نمونه	Δ_y (mm)	Δ_{max} (mm)	μ
SSPW	۷/۱۵	۳۱/۹۰	۴/۴۶
CSPW	۵/۱۷	۱۷/۶۳	۳/۴۱

ضریب شکل‌پذیری نمونه "SSPW" در مقایسه با نمونه "CSPW"، ۳۰٪ بیشتر می‌باشد و این موضوع به دلیل سختی بالای ورق موج‌دار دوزنقه‌ای می‌باشد.

۷-۵- استهلاک انرژی

مقایسه مقادیر تجمعی استهلاک انرژی برای نمونه‌ها در جابجایی مختلف، در شکل (۲۴) نشان داده شده‌است.



شکل ۲۴- نمودار استهلاک انرژی نمونه‌ها

به صورت کمی، متوسط انرژی مستهلک شده نمونه "SSPW" از دریافت ۱ تا ۵ حدود ۳۰٪ بیشتر از نمونه "CSPW" می‌باشد.

۸- نتیجه‌گیری

در این تحقیق برای تعیین و مقایسه سختی، مقاومت، حداکثر برش پایه، ضریب شکل‌پذیری و ضریب اصلاح بر اساس رفتار غیرخطی در دیوارهای برشی فولادی صاف و موج‌دار دوزنقه‌ای عمودی دو آزمایش انجام شده‌است. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد:

- [18] Yi, J., Gil, H., Youm, K. and Lee, H (2008), "Interactive shear buckling corrugated steel webs," *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1659-1666.
- [19] Timler, P.A. and Kulak, G.L. (1983), "Experimental study of steel plate shear walls," Issue 114 of *Structural Engineering Report*, ISSN 0319-0110.
- [20] Gayed, B. and Kulak, G.L. (2006), "Nonlinear Finite Element Analysis of corrugated steel plate shear walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE 1998, Vol. 124, pp. 112-20.
- [21] Tipping, S. and Stojadinovic, B. (2008), "Innovative corrugated steel shear walls for multi-story residential buildings", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [22] Tanaka, Y., Ichioka, Y., Kono, S., Ohta, Y. and Watanabe, F. (2008), "Precast prestressed portal frames with corrugated steel panel dampers", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, china.
- [23] Emami, F., Mofid, M. and Vafai, A. (2012), "On the hysteretic behavior of trapezoidally corrugated steel shear walls", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23, pp. 94-104.
- [24] کلانتری، الف. و کلاتباری، و.ز. (۱۳۹۹). "بررسی عملکرد لرزه‌ی سیستم نوین پیشنهادی دیوار برشی فولادی مرکب از ورق‌های صاف و موج‌دار"، *مهندسی عمران شریف*، دوره ۳۶.۲، شماره ۲.۲، ص. ۱۲-۳.
- [25] AISC Steel Design Guide 20, (2007), Steel plate shear walls, Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, Inc.
- [26] DIN 1623, (1983), German institute for standardization.
- [27] ATC-24, 1992, Guidelines for cyclic testing of components of Steel structures" Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [28] ASCE41, SEI, (2017), ASCE standard, seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [2] ANSI/AISC 341-10, (2010), Seismic provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction Inc, Chicago, IL.
- [3] CAN/CSA S16-01, (2001), Limit states design of steel structures, Willowdale, Ontario: Canadian Standards Association.
- [4] Caccese, V., Elgaaly, M. and Chen, R. (1993), "Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, pp. 573-587.
- [5] Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T. (1992), "Nonlinear Dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations", *Engineering Structures*, Vol. 14, pp. 309-317.
- [6] Rezai, M. (1999), "Seismic behaviour of steel plate shear walls by shake table testing", PhD Disserttion, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
- [7] Roberts, T. and Sabouri-Ghomi, S. (1991), "Hysteretic characteristics of unstiffened plate shear panels", *Thin-Walled Structures*, Vol. 12, pp. 145-162.
- [8] Vian, D. and Bruneau, M. (2004), "Testing of special LYS steel plate shear walls", In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, British Columbia, Canada.
- [9] Schumacher, A., Grondin, G.Y. and Kulak, G.L. (1999), "Connection of infill panels in steel plate shear walls", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 26, pp. 549-563.
- [10] Elgaaly, M., Caccese, V. and Du, C. (1993), "Post-buckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads", *Journal of Strucural Engineering*, Vol. 119, pp.588-605.
- [11] Driver, R., Kulak, G., Kennedy, D. and Elwi, A. (1997), "Finite element modelling of steel plate shear walls", *Proceeding of the Structural Stability Research Council Annual Technical Session*, pp. 253-264.
- [12] Alinina, M. and Dastfan, M. (2007), "Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 554-563.
- [13] Sabouri-Ghomi, S. and Sajjadi, R. (2012), "Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 75, pp. 152-159.
- [14] Grondin, G., Chen, Q., Elwi, A. and Cheng, J. (1998), "Stiffened steel plates under compression and bending", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 45, pp. 125-148.
- [15] Elgaaly, M., Hamilton, R.W. and Seshadri, A. (1996), "Shear strength of beam with corrugated webs", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, pp. 390-398.
- [16] Ibrahim, S.A., El-Dakhkhni, W.W. and Elgaaly, M. (2006), "Behavior of bridge girders with corrugated webs under monotonic and cyclic loading", *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 1941-1955.
- [17] Sayed-Ahmed, E.Y. (2001), "Behavior of steel and composite girders with corrugated steel webs", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 28, pp. 656-672.

پی نوشت

1 Web plate

2 Vertical boundary element

3 Horizontal boundary element

4 Post buckling

تحلیل لرزه‌ای احتمالاتی سازه‌های فولادی مجهز به میراگرهای ویسکوز غیر خطی

شاهرخ انوری زاده^۱، محمد بهمنی^{۲*}، سید افشین محبی نودز^۳

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان

۳- مربی، گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان

* آبادان، صندوق پستی ۶۳۱۷۸۳۶۵۳۱، bahmani@iauabadan.ac.ir; bahmani.iauabadan@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۱/۱۴، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۶/۱۰)

چکیده

در دو دهه اخیر بسیاری از سازه‌ها به دلیل تغییر در ضوابط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای یا تغییر کاربری ساختمان‌ها، نیازمند بهسازی لرزه‌ای می‌باشند. از طرفی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای به دلیل نصب ساده، کمترین تداخل با سازه موجود و همچنین بهبود چشمگیر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها به سرعت در حال افزایش است. هدف اصلی این مقاله ارائه یک روند طراحی جدید جهت ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی سازه‌های فولادی مجهز به میراگرهای ویسکوز غیر خطی می‌باشد. برای بررسی عددی از سه قاب خمشی فولادی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه، به عنوان سازه محک استفاده شده است. این سازه‌ها به دلیل تفاوت محسوس مشخصات دینامیکی، بیانگر سازه‌های کوتاه، میان و بلندمرتبه می‌باشند. برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از دو شتاب نگاشت حوزه نزدیک و دو شتاب نگاشت حوزه دور با شدت‌های مختلف (جمعاً ده شتاب نگاشت) استفاده شده است. همچنین تحلیل غیر ابعادی برای ارزیابی پارامتر عدم قطعیت توان سرعت میراگرهای ویسکوز غیرخطی صورت پذیرفته است. سپس به برآورد احتمالاتی خرابی سازه‌های محک و بررسی تاثیر عدم قطعیت پارامتر بی بعد ضریب میرایی و شدت توان میراگر بر پاسخ لرزه‌ای سازه پرداخته‌ایم. با ارزیابی نتایج تحلیل لرزه‌ای برای میراگرهای ویسکوز با شدت توان ۰/۲، ۰/۳ و ۰/۴ مشخص گردید اگر چه بهسازی لرزه‌ای در همه‌ی ساختمان‌های محک منجر به بهبود چشمگیر عملکرد لرزه‌ای شده است، لیکن روند طراحی پیشنهادی در سازه‌های بلندمرتبه بهسازی شده با شدت توان ۰/۴ موثرتر می‌باشد.

واژگان کلیدی

میراگرهای ویسکوز، ساختمان‌های فولادی، ریسک لرزه‌ای، بهسازی لرزه‌ای، ارزیابی احتمالاتی، تابع چگالی بتا

Probabilistic seismic analysis of steel structures equipped with nonlinear viscous dampers

S. Anvarizadeh, M. Bahmani, S.A. Mohebi Nodetz

Abstract

During the recent two decades, many structures have become in need for seismic retrofit due to changes in either requirements of relevant seismic codes or the building usage. Viscous dampers are increasingly employed for seismically retrofitting various structures thanks to their easy installation and minimum intervention into the existing structure while significantly improving the seismic performance of the building. The main objective of this paper is to present a new design procedure for the evaluation of probabilistic seismicity of steel structures equipped with nonlinear viscous dampers. For this purpose, numerical investigation was conducted on, as benchmark structures, three steel-made moment-resistant frames with 3, 9, and 20 stories. Due to significant differences in their dynamic characteristics, these three structures represented low-rise, mid-rise, and high-rise buildings, respectively. Nonlinear time history analysis was performed using two near-field and two far-field accelerograms at various intensities (making up a total of 10 accelerograms). Moreover, nondimensional analysis was done to evaluate the uncertainties associated with velocity exponent of the nonlinear viscous dampers. Next, probabilistic estimation of damages occurred to the benchmark structures was performed and the effect of the uncertainty associated with the dimensionless power intensity of the damper on the seismic response of the structure. Investigating the results of the seismic analysis for viscous dampers at power intensities of 0.2, 0.3, and 0.4, it was found that although the seismic retrofit had significantly improved the seismic performance in all model structures but the proposed design procedure was more effective in the retrofitted high-rise structures at the power intensity of 0.4.

Keywords

Viscous dampers, Steel structures, Seismic risk, Seismic retrofit, Probabilistic response, Beta density distribution function

در هنگام وقوع زلزله انرژی زیادی به سازه وارد می شود، فلسفه طراحی های مرسوم به دنبال جلوگیری از فرو ریختن ساختمان به واسطه تغییر شکل های غیرخطی سازه و جذب انرژی القایی زلزله می باشد. در این استراتژی برخی از خرابی ها در سازه اتفاق می افتد به نحوی که با گسترش این خرابی ها به سایر اجزای سازه ای، دیگر ساختمان قابل بهره برداری نخواهد بود. در چند دهه ای اخیر سیستم های کنترل جهت رسیدن به ایمنی بیشتر و کاهش خسارت های سازه در هنگام وقوع زلزله توسعه داده شده اند. کنترل سازه ها با هدف کنترل پاسخ لرزه ای سازه و کاهش نیاز لرزه ای اجزای سازه ای به کمک اصلاح مشخصات دینامیکی سازه مورد استفاده قرار گرفته است [۱]. سیستم های کنترل ممکن است فعال یا غیرفعال باشند. سیستم کنترل غیرفعال انرژی ورودی زلزله را مستهلک می کند و بنابراین نمی تواند باعث ناپایداری پاسخ شود ولی کنترل فعال، شامل یک منبع خارجی انرژی است که امکان ایجاد ناپایداری در سیستم وجود دارد. به طور کلی میراگرهای غیرفعال سه دسته هستند. میراگرهای وابسته به تغییر مکان، میراگر وابسته به سرعت و میراگرهای وابسته به شتاب. میراگر ویسکوز از جمله میراگرهای وابسته به سرعت می باشد. میراگرهای تسلیمی و اصطکاکی جزء انواع هسترزیس هستند، آنها دارای محدودیت نیرو و وابسته به جابجایی هستند و بر پایه سرعت تحریک، نیروی داخلی شان افزایش نمی یابد. ولی میراگرهای ویسکوز، محدود به جابجایی نیستند (با فرض رسیدن به حالت حدی دریافت) و نیروی داخلی آنها وابسته به سرعت تحریک است. این میراگرها نیرویی تأمین می کنند که همیشه در مقابل حرکت سازه مقاومت می کند، این نیرو متناسب با سرعت نسبی دو سر میراگر است. از سوی دیگر هر سیستم دارای سه بخش ورودی، سیستم سازه ای و خروجی است. در سازه ورودی به سیستم، بارهای وارد بر سازه مانند بارهای ثقلی، بار باد یا بار زلزله است. بخش سیستم سازه ای شامل مشخصات سازه اعم از ماتریس های جرم، میرایی و سختی می باشد و خروجی سازه شامل پاسخ های شتاب، سرعت و تغییر مکان می باشد. کمیت ورودی به سازه می تواند به صورت تعینی یا احتمالاتی باشد. زلزله یک فرآیند نامعین و تصادفی محسوب می شود که عموماً در تحقیقات به صورت فرضی تعینی فرض می گردد. استفاده از میراگر ویسکوز مکمل به طور قابل توجهی عملکرد لرزه ای ساختمان ها را بهبود می بخشد، با این حال، یک روش طراحی که عدم قطعیت را در نظر بگیرد، ضروری است [۲ و ۳].

تحقیقات انجام شده در خصوص تحلیل احتمالاتی سازه به همراه میراگر ویسکوز را می توان به ۶ بخش عمده تقسیم بندی نمود:

۱. ارزیابی احتمالاتی تأثیر عدم قطعیت های ذاتی و شناختی بر عملکرد لرزه ای سازه های فولادی مجهز به میراگر
۲. بررسی احتمالاتی میزان خرابی قاب های بلند مرتبه مجهز به میراگر
۳. پاسخ احتمالاتی خطی سازه با میراگر الحاقی غیرخطی ویسکوز با استفاده از روش حل یکپارچه
۴. پاسخ احتمالاتی نامانا سیستم های سازه ای با میراگر ویسکوز الحاقی تحت تحریکات زلزله
۵. ارزیابی احتمالاتی ساده سازی شده عملکرد لرزه ای سازه های نامتقارن در پلان
۶. طراحی لرزه ای بهینه احتمالاتی میراگرها

Chen و همکارانش با تغییر روش طراحی از رویکردهای حوزه فرکانس به رویکرد حوزه زمان مستقیم اصلاح شده، یک روش موثر برای بررسی احتمالاتی میزان خرابی قاب های فولادی بلند مرتبه مجهز به میراگر ویسکوز با معادلات دیفرانسیل پیچیده، ارائه دادند [۴]. Landi و همکارانش تحقیقی با هدف مطالعه روش های احتمالاتی ساده شده برای ارزیابی لرزه ای سازه های غیر خطی مجهز به میراگرهای غیرخطی ویسکوز انجام دادند. هدف خاص تحقیق آنها ارزیابی همبستگی بین نتایج به دست آمده از طریق روش لرزه ای احتمالاتی برای سازه های با و بدون میراگر، با تأکید بر پراکندگی نتایج است. آنها مطالعه بدون اعمال عوامل مقیاس گذاری به رکوردهای زلزله انجام شد، اما با انتخاب مجموعه های مختلف از رکوردها برای افزایش مقادیر شدت زلزله. تمامی نتایج به دست آمده با در نظر گرفتن معیارهای مختلف، به منظور تعیین مجموعه ای از تحلیل های تاریخچه زمانی مورد استفاده برای ارزیابی احتمالی، مورد بررسی قرار گرفتند. سپس روش های مختلفی برای به دست آوردن پراکندگی تقاضای لرزه ای اعمال شد. تحقیق آنها با توجه به کاربرد روش FEMA^۱، تحلیل حساسیت نیز با در نظر گرفتن روش های مختلف درون یابی منحنی خطر انجام شده است [۵]. Barone و همکارانش، پاسخ احتمالاتی خطی سازه با میراگر الحاقی غیر خطی ویسکوز با استفاده از روش حل یکپارچه را مورد بررسی قرار دادند. مطالعه سیستماتیک آنها نشان می دهد که برای یک طیف وسیعی از پارامترها، تحلیل خطی احتمالاتی، نتایج رضایت بخشی از نظر واریانس دریافت و سرعت را ارائه می دهد، اما از لحاظ تابع چگالی احتمال چندان



مطلوب نیست [6]. Peng و همکارانش تحلیل احتمالاتی پاسخ لرزه‌ای و ارزیابی میراگر غیرفعال سازه پرداختند. در تحقیق آنها، تحلیل پاسخ لرزه‌ای احتمالاتی و ارزیابی قابلیت اطمینان سازه‌های میرا شده غیرفعال از طریق بررسی‌های آزمایشگاهی و شبیه سازی عددی انجام شد [7]. Dolšek و Fajfar ارزیابی احتمالاتی ساده سازی شده عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامتقارن در پلان پرداختند. در مقاله آنها یک رویکرد نسبتاً ساده برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامتقارن در پلان پیشنهاد شده است. این روش بر اساس چارچوب احتمالی پیر است، که در آن بخش برآورد تقاضا، یعنی تحلیل دینامیکی فراینده، با تحلیل فزاینده ساده جایگزین شده است. کاربرد روش پیشنهادی با استفاده از مثالی از یک ساختمان بتن مسلح سه طبقه نشان داده شده است. در پایان نتایج روش پیشنهادی با نتایج یک رویکرد دقیق‌تر، بر اساس IDA² مقایسه می‌شود [8].

Dadpour و Banazadeh در تحقیق خود به ساده‌سازی ارزیابی خطر لرزه‌ای قاب‌های فولادی میان طبقه با میراگرهای سیال ویسکوز خطی با استفاده از مدل‌های احتمالاتی و تحلیل قابلیت اطمینان پرداخته‌اند. توسعه یک مدل پاسخ لرزه‌ای احتمالی برای پیش‌بینی پاسخ سازه بدون انجام محاسبات گسترده جز اصلی این روش است [9]. Dimopoulos و همکارانش پتانسیل قاب‌های خمشی خود محور پس کشیده و میراگرهای ویسکوز الحاقی را برای کاهش خسارات لرزه‌ای اقتصادی در ساختمان‌های فولادی مورد ارزیابی قرار دادند. این ارزیابی براساس یک ساختمان نمونه اولیه فولادی طراحی شده با استفاده از چهار قاب مختلف مقاوم در برابر زلزله است [10]. Seo و همکارانش عملکرد لرزه‌ای و ارزیابی مقاومت فروریزش اجزاء فولادی سازه با میراگر ویسکوز مایع را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که استفاده از میرایی الحاقی می‌تواند عملکرد اجزاء فولادی سازه را با کاهش برش پایه طراحی بهبود ببخشد همچنین تحلیل دینامیکی فزاینده نشان می‌دهد که میرایی اضافه شده باعث کاهش احتمال فروپاشی اجزاء فولادی سازه می‌شود [11]. Tubaldi و همکارانش به ارزیابی تاثیر خواص میراگر بر پاسخ لرزه‌ای احتمالاتی سیستم‌های سازه‌ای مجهز به میراگرهای غیر خطی ویسکوز پرداختند. برای این منظور، یک سیستم خطی تک درجه آزادی با یک میراگر ویسکوز خطی یا غیر خطی اضافه‌شده در نظر گرفته شد و آمارهای پاسخ برای مجموعه‌ای از رکوردهای طبیعی که عدم قطعیت حرکت زمین را توصیف می‌کنند، ارزیابی شد. در این تحقیق تحلیل ابعادی مساله لرزه‌ای ابتدا برای

شناسایی حداقل مجموعه پارامترهای مشخصه که سیستم را توصیف می‌کند و کنترل پاسخ لرزه‌ای انجام می‌شود. سپس یک مطالعه پارامتری گسترده برای برآورد تاثیر خواص میراگر بر روی کمیت‌های اصلی پاسخ مورد نظر (یعنی حداکثر جابجایی‌ها، شتاب‌ها و نیروهای میراگر)، برای محدوده وسیعی از مقادیر پارامترهای مشخصه انجام شده است [12].

هدف اصلی این پژوهش ارائه یک روند طراحی جدید جهت ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی سازه فولادی مجهز به میراگرهای ویسکوز غیر خطی با لحاظ نمودن عدم قطعیت در محاسبات است. قیده‌های در نظر گرفته‌شده در حین فرآیند بهینه‌سازی شامل محدوده‌هایی برای پارامترهای عدم قطعیت میراگر غیرخطی ویسکوز (ضریب میرایی و توان سرعت) با هدف یافتن مقادیر کمینه برای پارامتر حداکثر نسبت دریافت طبقات، تعیین ضریب کاهش حداکثر نسبت دریافت و بررسی احتمال خرابی سازه ۳، ۹ و ۲۰ طبقه است. حداکثر نسبت دریافت طبقات به عنوان شاخصی مهم در ارزیابی خرابی‌های اجزای سازه ای با استفاده از تابع چگالی احتمال بتا، گاما و تابع توزیع نرمال (گوسی) با ضریب پراکندگی متفاوت و با در نظر گرفتن عدم قطعیت شدت توان متفاوت (۰/۲، ۰/۳ و ۰/۴) مورد بررسی قرار می‌گیرد.

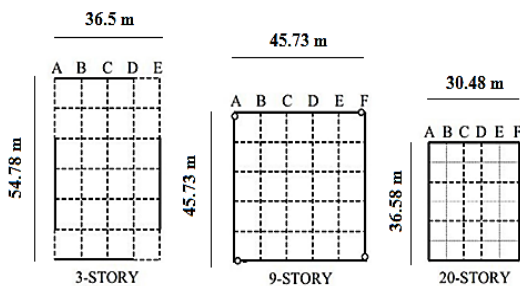
۲- روش تحلیل پیشنهادی برای ارزیابی احتمالاتی

در دو دهه ی اخیر روندهای طراحی متفاوتی توسط محققین و آیین نامه‌ها جهت طراحی ساختمان‌ها به همراه میراگر ویسکوز ارائه شده است که غالباً بدون بررسی عدم قطعیت در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها بوده است و معمولاً این پروسه های طراحی شامل یک فرآیند سعی و خطا برای رسیدن به طرح نهایی می‌باشند [13]. در این مقاله با اصلاح روندهای طراحی موجود و اضافه نمودن تحلیل احتمالاتی جهت ارزیابی اثربخشی بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با میراگرهای ویسکوز الحاقی، یک روند تحلیلی جامع جدید برای ارزیابی احتمالاتی بهسازی لرزه‌ای سازه های فولادی موجود به کمک میراگر ویسکوز غیر خطی در شکل (۱) معرفی شده است.

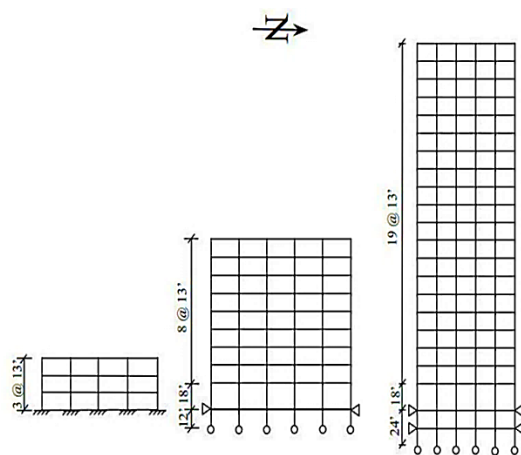
۲-۱- گام اول: انتخاب مدل‌های سازه‌ای

در این تحقیق برای ارزیابی تحلیل احتمالاتی سازه مجهز به میراگر ویسکوز، از سه سازه محک ۳، ۹ و ۲۰ طبقه که توسط Ohtori و همکارانش ارائه شده است، استفاده می‌گردد [14]. در تحقیق حاضر با توجه به اینکه قاب‌های خمشی نقش اصلی را در تحمل بارهای زلزله بازی می‌کنند، قاب‌های پیرامونی

است در نظر گرفته شده‌اند. محل قرار گیری قاب‌های خمشی ویژه پیرامونی با خطوط پر رنگ و قاب‌های ساده ساختمانی با خط چین در پلان‌های زیر نشان داده شده است. پلان و نمای سازه‌های محک به ترتیب در شکل (۲) و (۳) نشان داده شده است. شرح کامل مشخصات سازه‌ها شامل ابعاد، اندازه اعضا، بارگذاری و نوع مصالح استفاده شده در مطالعه انجام شده توسط Ohtori و همکارانش موجود می‌باشد [۱۴].



شکل ۲- پلان سازه‌های محک

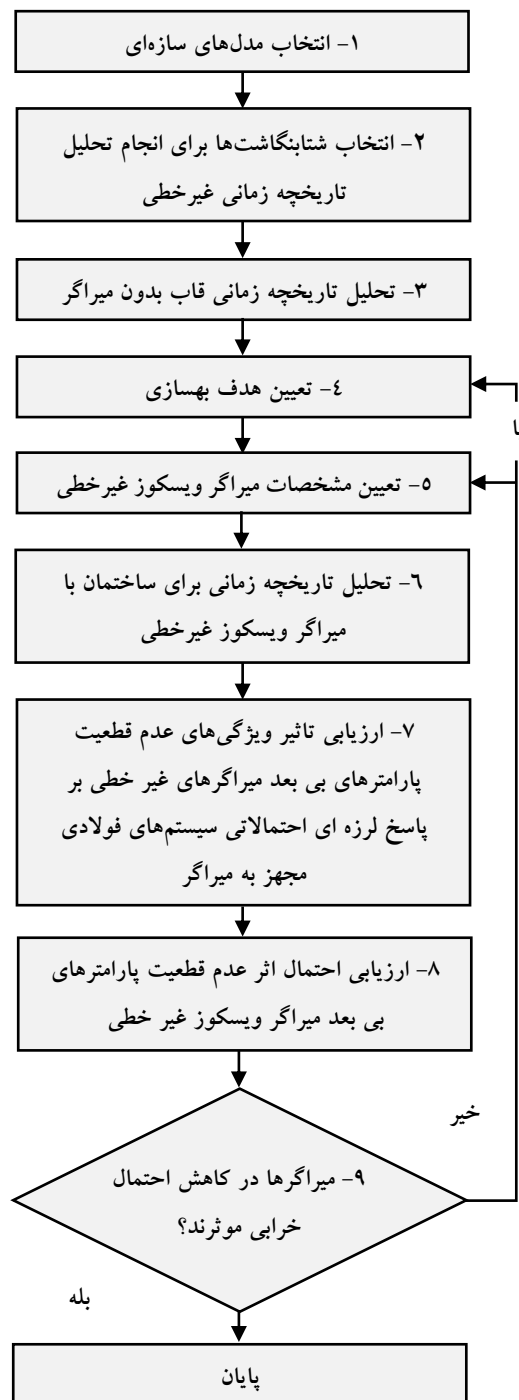


شکل ۳- نمای سازه‌های محک

۲-۲- گام دوم: انتخاب شتابنگاشت‌ها برای انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

برای انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی از دو شتاب نگاشت حوزه دور السسترو و هاجینوهه با شدت متفاوت ۰/۵، ۱ و ۱/۵ و دو شتاب نگاشت حوزه نزدیک نورث ریچ و کوبه با سطوح شدت ۰/۵ و ۱ (جمعاً ده شتابنگاشت) که توسط Ohtori و همکارانش پیشنهاد شده است، استفاده می‌گردد.

۲-۳- گام سوم: تحلیل تاریخیچه زمانی قاب بدون میراگر قبل از بهسازی سازه‌های ساختمانی موجود، جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای کنونی قاب بدون میراگر، نیاز به مدل‌سازی



شکل ۱- روند تحلیل و طراحی پیشنهادی

سازه‌های محک که عمدتاً خمشی هستند در برنامه SAP2000 مدل‌سازی شده‌اند. به استثنای یک دهانه مفصلی در سازه ۳ طبقه و یک سوی دهانه‌ای مفصلی دیگر در سازه ۹ طبقه، این قاب‌ها در تمامی دهانه‌ها خمشی ویژه هستند و با اتصالات گیردار فرض شده‌اند. در سازه‌های ۹ و ۲۰ طبقه تکیه گاه‌های جانبی همان خاک اطراف سازه بوده که تراز پایه را ایجاد کرده است و در مدل‌سازی با قرار دادن قیدی که مانع حرکت در جهت افق

۲-۵- گام پنجم: تعیین مشخصات میراگر ویسکوز غیرخطی برای قاب‌های برشی انرژی کرنشی برشی طبقه متناسب با $S_j \varphi_{mj}$ خواهد بود، بنابراین ضریب میرایی در هر طبقه از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$C_j = q S_j \varphi_{mj} \quad (1)$$

که در آن q نسبت تناسب و $S_j = \sum_{i=1}^{roof} m_i \varphi_i$ می‌باشد، بنابراین ضریب میرایی کل ساختمان برابر است با:

$$\sum_i C_i = q \sum_i \varphi_{mi} S_i \quad (2)$$

با استفاده از معادله‌های (۱) و (۲) ضریب میرایی در هر طبقه به صورت زیر به دست می‌آید:

$$C_i = \frac{\varphi_{mj} S_j}{\sum_i \varphi_{mi} S_i} \sum_i C_i \quad (3)$$

$$\xi_m = \frac{T_m \sum_j C_j \varphi_{mj}^2 f_j^2}{4\pi \sum_i m_i \varphi_{mi}^2} \quad (4)$$

با جایگذاری معادله (۳) در معادله (۴):

$$\xi_m = \frac{T_m \sum_j [\varphi_{mj} S_j (\sum_i C_i) (f_i \varphi_{mi})^2]}{4\pi (\sum_i m_i \varphi_i^2) (\sum_i \varphi_{mi} S_i)} \quad (5)$$

بنابراین برای میرایی کل سازه داریم:

$$\sum_i C_i = \frac{4\pi \xi_m (\sum_i m_i \varphi_i^2) (\sum_i \varphi_{mi} S_i)}{T_m \sum_i [\varphi_{mi} S_i (f_i \varphi_{mi})^2]} \quad (6)$$

با جایگذاری معادله (۶) در معادله (۳) ضریب میرایی در هر طبقه به صورت زیر خواهد بود:

$$C_i = \frac{4\pi \xi_m \varphi_{mj} S_j (\sum_i m_i \varphi_i^2)}{T_m \sum_i [\varphi_{mi} S_i (f_i \varphi_{mi})^2]} \quad (7)$$

با فرض اینکه میراگر ویسکوز غیر خطی در تحریک‌های لرزه‌ای یکسان، عملکردی مشابه با میراگرهای ویسکوز خطی دارد، برای تعیین ضریب میرایی میراگر ویسکوز غیر خطی با استفاده از رویکرد انرژی، فرض می‌کنیم میانگین انرژی مستهلک شده توسط میراگر ویسکوز غیر خطی و خطی در یک سیستم SDOF تحت اثر ارتعاش هارمونیک است یکسان می‌باشد.

اجزای محدود و بررسی رفتار لرزه‌ای سازه با استفاده از برنامه اجزای محدود می‌باشد. به عبارت بهتر پیش شرط انجام هرگونه عملیات بهسازی در ساختمان ارزیابی وضعیت کنونی عملکرد لرزه‌ای سازه می‌باشد. در این گام، ابتدا مفاصل پلاستیک در سازه فولادی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه بدون میراگر، در فواصل ابتدایی و انتهایی تیرها و ستون‌های مدل، که با فاصله برابر با پنچ درصد طول این المان‌ها می‌باشند، تعریف می‌گردند و سپس سازه را تحت اثر دو شتاب نگاشت حوزه دور السنترو و هاجینوهه با سطوح شدت متفاوت، ۰/۵، ۱ و ۱/۵ و دو شتابنگاشت حوزه نزدیک نورث ریچ و کوبه با سطوح شدت ۰/۵، ۱ تحلیل غیر خطی می‌کنیم. در شکل‌های (۴) تا (۶) مقدار حداکثر نسبت دریافت بین طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برای سازه‌های محک نشان داده شده است.

۲-۴- گام چهارم: تعیین هدف بهسازی

هدف بهسازی (سطح عملکرد سازه پس از بهسازی) بر مبنای فصل مشترک خواسته‌های مالک و ضوابط لرزه‌ای مورد پذیرش آیین‌نامه‌ها تعیین می‌شود. در این تحقیق برای بیان سطوح عملکرد سازه مطابق جدول (۱) از حالات حدی بیان شده توسط FEMA 227 استفاده می‌نماییم. همان گونه که در جدول (۱) مشاهده می‌شود از حداکثر درصد نسبت دریافت طبقه که از پارامترهای موثر پاسخ ساختمان است به عنوان شاخصی جهت تعیین سطح عملکرد سازه استفاده شده است. حالت حدی بهره‌برداری بی‌وقفه به این صورت تعریف می‌شود که حداکثر درصد دریافت طبقه Δ برای کل ساختمان کوچک‌تر از ۰/۷ درصد باشد. برای سطح عملکرد ایمنی جانی به این صورت تعریف می‌شود که $\Delta > 2/5\%$ و برای سطح عملکرد آستانه فرو ریزش $\Delta > 5\%$ می‌باشد [۱۳].

جدول ۱- حالات حدی و سطوح عملکرد متناظر

حالت حدی	شرح خرابی	نسبت دریافت حداکثر	سطوح عملکرد
۱	بدون خرابی	$\Delta < 0/2$	بهره برداری بی وقفه
۲	خیلی کم	$0/2 < \Delta < 0/4$	
۳	کم	$0/4 < \Delta < 0/7$	
۴	متوسط	$0/7 < \Delta < 1/5$	ایمنی جانی
	شدید	$1/5 < \Delta < 2/5$	
۶	خیلی شدید	$2/5 < \Delta < 5/0$	آستانه فروریزش
۷	تخریب کامل	$5/0 < \Delta$	

سازه‌ها استفاده می‌شوند، غالباً در محدوده‌ی ۰/۱۵ تا ۰/۵ می‌باشد و همچنین در صورت استفاده از میراگرهای ویسکوز غیرخطی برای مقابله سازه‌ها در برابر باد معمولاً در محدوده ۰/۵ تا ۱ است. در این پژوهش با توجه به اینکه هدف بهسازی لرزه‌ای می‌باشد، مقدار α برابر ۰/۲، ۰/۳ و ۰/۴ مورد بررسی و مقایسه قرار می‌گیرد.

۶-۲- گام ششم: انجام تحلیل تاریخچه زمانی برای ساختمان همراه با میراگر ویسکوز غیرخطی

با توجه به افزودن میراگرهای ویسکوز غیرخطی به سازه، برای انجام یک طراحی عملی نیازمند تحلیل تاریخچه زمانی برای بررسی رفتار سازه به همراه میراگر ویسکوز غیرخطی هستیم. دو هدف اصلی از انجام تحلیل تاریخچه زمانی در این مرحله عبارتند از:

۱) ارزیابی عملکرد سازه به همراه میراگر ویسکوز غیر خطی و مقایسه آن با هدف بهسازی انتخاب شده در گام چهارم

۲) ارزیابی میرایی مهیا شده توسط میراگر ویسکوز غیر خطی و مقایسه آن با میرایی هدف بیان شده در گام پنجم

در صورت عدم ارضا هدف عملکردی سازه، نیاز به تجدید نظر در اجرای گام‌های ۴ و ۵ می‌باشد.

با فرض اینکه در هر طبقه از قاب پیرامونی سازه در جهت شمال-جنوب دو میراگر ویسکوز غیر خطی قرار گرفته است و نسبت میرایی هدف ۲۰٪ می‌باشد، ضریب میرایی میراگرهای هر طبقه برای α ها مختلف در جدول (۲) تا (۱۰) ارائه شده است. همچنین نتایج تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌های محک با میراگرها ویسکوز در شکل‌های (۴) تا (۶) نشان داده شده است.

۶-۲-۷- گام هفتم: ارزیابی تاثیر عدم قطعیت پارامترهای بی بعد میراگرهای غیر خطی بر پاسخ لرزه‌ای احتمالاتی

با استفاده از رابطه پیشنهادی، توسط Bommer و همکارانش، ضریب کاهش در پاسخ لرزه‌ای ساختمان $\eta_{\Delta}(\xi)$ از تقسیم حداکثر درصد دریافت طبقه برای حالت بهسازی شده با میراگر ویسکوز بر حداکثر درصد دریافت طبقه برای ساختمان بدون میراگر (با میرایی ذاتی $\xi=0/05$) بدست می‌آید [۱۵]. میانگین حسابی، واریانس و ضریب تغییرات را به ترتیب با استفاده از

$$\frac{1}{u_0} \int_0^{u_0} W_{DN} du = \frac{1}{u_0} \int_0^{u_0} W_{DL} du \quad (8)$$

$$\frac{1}{u_0} \int_0^{u_0} \lambda C_N \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^\alpha u^{\alpha+1} du =$$

$$\frac{1}{u_0} \int_0^{u_0} \pi C_N \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^\alpha u^2 du$$

که در آن W_{DN} انرژی مستهلک شده توسط میراگر ویسکوز غیر خطی در یک چرخه ارتعاش هارمونیک و W_{DL} انرژی مستهلک شده توسط میراگر ویسکوز خطی در یک چرخه ارتعاش هارمونیک می‌باشد. با یکپارچه سازی معادله (۹) خواهیم داشت:

$$C = \frac{3\lambda C_N \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha-1} u_0^{\alpha-1}}{\pi(2+\alpha)} \quad (10)$$

این معادله برای سیستم‌های یک درجه آزادی می‌باشد و برای سیستم‌های چند درجه آزادی با جایگذاری $u_{roof} \phi_{mr,j} f_j$ با u خواهیم داشت:

$$C = \frac{3\lambda_j C_{N,j} \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha_j-1} (u_{roof} \phi_{mr,j} f_j)^{\alpha_j-1}}{\pi(2+\alpha_j)} \quad (11)$$

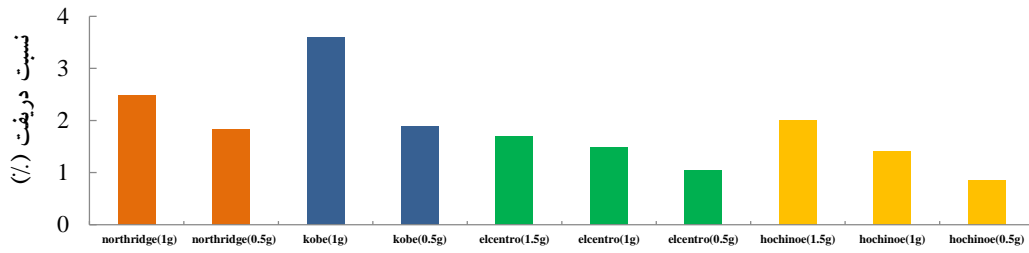
بنابراین نسبت میرایی مهیا شده توسط میراگر ویسکوز غیر خطی می‌تواند به صورت زیر با جایگذاری معادله (۱۱) در معادله (۴) به دست آید.

$$\xi_m = \frac{3 \sum_j \lambda_j C_{N,j} \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha_j-2} u_{roof}^{\alpha_j+1} \phi_{mr,j}^{\alpha_j+1} f_j^{\alpha_j+1}}{2\pi \sum_i m_i \phi_{mi}^2}; \quad (12)$$

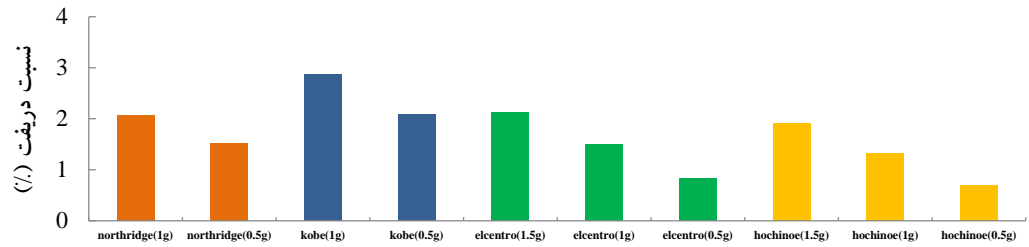
$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2\left(1+\frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2+\alpha)}$$

در این معادلات C_j ضریب میرایی برای میراگر ویسکوز خطی زام، T_m پریود ارتعاش مد اول، u_{roof} حداکثر تغییر مکان بام سازه، $\phi_{mr,j}$ تغییر مکان نسبی مودال در مد اول بین دو سر میراگر زام در جهت محور میراگر، f_j برای حالتی که مهاربند به صورت مورب باشد برابر $\cos\theta_j$ که در آن θ_j زاویه بین محور میراگر و راستای افق می‌باشد. m_i جرم کف سطح i ام و ϕ_{mi} تغییر مکان مودال در مد اول برای سطح طبقه i ام می‌باشد. مقدار α برای میراگرهای ویسکوز غیرخطی که در بهسازی لرزه‌ای

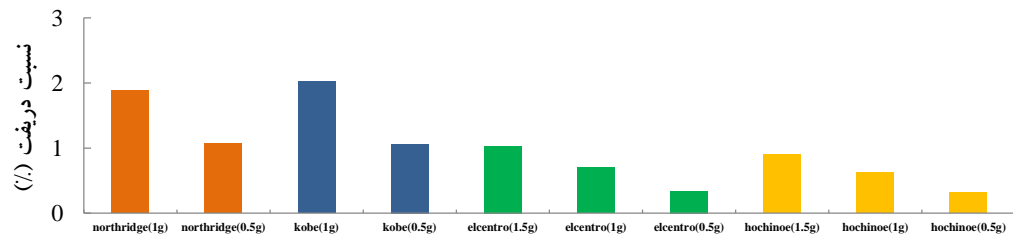




شکل ۴- حداکثر نسبت دررفت سازه ۳ طبقه بدون میراگر تحت اثر ده شتابنگاشت



شکل ۵- حداکثر نسبت دررفت سازه ۹ طبقه بدون میراگر تحت اثر ده شتابنگاشت



شکل ۶- حداکثر نسبت دررفت سازه ۲۰ طبقه بدون میراگر تحت اثر ده شتابنگاشت

جدول ۲- پارامترهای طراحی میراگرهای ویسکوز خطی و غیر خطی برای ساختمان ۳ طبقه با شدت توان $\alpha = 0.2$

Cn d (MN.S/m)	Cn j (MN.S/m)	α	ξ_m (%)	Ci (MN.S/m)	Si	Seismic Mass (mi)	Modal Drift (ϕ_{mi})	Modal Displacement (ϕ_i)	طبقه
۱/۲۶	۲/۵۲	۰/۲	۰/۲	۶۵/۹	۲۲۴۰۱۸۳	۹۵۷۰۰۰	۰/۳۳	۰/۳۳	۱
۱/۸۷	۳/۷۵				۱۹۲۸۹۶۶	۹۵۷۰۰۰	۰/۴۴	۰/۷۷	۲
۰/۹۱	۱/۸۱				۱۱۹۶۰۰۰	۱۰۴۰۰۰۰	۰/۳۸	۱/۱۵	۳

جدول ۳- پارامترهای طراحی میراگرهای ویسکوز خطی و غیر خطی برای ساختمان ۳ طبقه با شدت توان $\alpha = 0.3$

Cn d (MN.S/m)	Cn j (MN.S/m)	α	ξ_m (%)	Ci (MN.S/m)	Si	Seismic Mass (mi)	Modal Drift (ϕ_{mi})	Modal Displacement (ϕ_i)	طبقه
۱/۹۹	۳/۹۷	۰/۳	۰/۲	۶۵/۹	۲۲۴۰۱۸۳	۹۵۷۰۰۰	۰/۳۳	۰/۳۳	۱
۲/۸۷	۵/۷۴				۱۹۲۸۹۶۶	۹۵۷۰۰۰	۰/۴۴	۰/۷۷	۲
۱/۴۱	۲/۸۲				۱۱۹۶۰۰۰	۱۰۴۰۰۰۰	۰/۳۸	۱/۱۵	۳

جدول ۴- پارامترهای طراحی میراگرهای ویسکوز خطی و غیر خطی برای ساختمان ۳ طبقه با شدت توان $\alpha = 0.4$

طبقه	Modal Displacement (ϕ_i)	Modal Drift (ϕ_{mi})	Seismic Mass (mi)	Si	Ci (MN.S/m)	ξ_m (%)	α	Cn j (MN.S/m)	Cn d (MN.S/m)
۱	۰/۳۳	۰/۳۳	۹۵۷۰۰۰	۲۲۴۰۱۸۳	۶۵/۹	۰/۲	۰/۴	۶/۲۶	۳/۱۳
۲	۰/۷۷	۰/۴۴	۹۵۷۰۰۰	۱۹۲۸۹۶۶	۶۵/۹	۰/۲		۸/۷۶	۴/۳۸
۳	۱/۱۵	۰/۳۸	۱۰۴۰۰۰۰	۱۱۹۶۰۰۰	۶۵/۹	۰/۲		۴/۳۶	۲/۱۸

جدول ۵- پارامترهای طراحی میراگرهای ویسکوز خطی و غیر خطی برای ساختمان ۹ طبقه با شدت توان $\alpha = 0.2$

طبقه	Modal Displacement (ϕ_i)	Modal Drift (ϕ_{mi})	Seismic Mass (mi)	ξ_m (%)	Cj (MN.S/m)	α	Cn j (MN.S/m)	Cn d (MN.S/m)
۱	۰/۱۱۳	۰/۱۱۳	۱۰۱۰۰۰۰	۰/۲	۴۹/۶	۰/۲	۲/۳	۱/۱۷
۲	۰/۱۹۵	۰/۰۸۲	۹۸۹۰۰۰		۳۴/۹		۰/۶۷	۱/۳۵
۳	۰/۲۷۸	۰/۰۸۳	۹۸۹۰۰۰		۳۳/۶		۰/۶۵	۱/۳۰۸۵۵
۴	۰/۳۶۲	۰/۰۸۴	۹۸۹۰۰۰		۳۱/۴		۰/۶۲	۱/۲۳۴۵۵
۵	۰/۴۴۲	۰/۰۸	۹۸۹۰۰۰		۲۶/۶		۰/۵	۱/۰۰۸۴۸
۶	۰/۵۱۶	۰/۰۷۴	۹۸۹۰۰۰		۲۱		۰/۳۷	۰/۷۴۶۷
۷	۰/۵۹	۰/۰۷۴	۹۸۹۰۰۰		۱۶/۷		۰/۳	۰/۵۹۵۲۳۶
۸	۰/۶۶۱	۰/۰۷۱	۹۸۹۰۰۰		۱۱/۴		۰/۲	۰/۳۹۱۸
۹	۰/۷۱۸	۰/۰۵۷	۱۰۷۰۰۰۰		۴/۹		۰/۰۷	۰/۱۴۲۵

جدول ۶- پارامترهای طراحی میراگرهای ویسکوز خطی و غیر خطی برای ساختمان ۹ طبقه با شدت توان $\alpha = 0.3$

طبقه	Modal Displacement (ϕ_i)	Modal Drift (ϕ_{mi})	Seismic Mass (mi)	ξ_m (%)	Cj (MN.S/m)	α	Cn j (MN.S/m)	Cn d (MN.S/m)
۱	۰/۱۱۳	۰/۱۱۳	۱۰۱۰۰۰۰	۰/۲	۴۹/۶	۰/۳	۴/۱	۲/۰۵
۲	۰/۱۹۵	۰/۰۸۲	۹۸۹۰۰۰		۳۴/۹		۱/۲۱	۲/۴۲
۳	۰/۲۷۸	۰/۰۸۳	۹۸۹۰۰۰		۳۳/۶		۱/۱۷	۲/۳۴۲۱
۴	۰/۳۶۲	۰/۰۸۴	۹۸۹۰۰۰		۳۱/۴		۱/۱	۲/۲۰۷
۵	۰/۴۴۲	۰/۰۸	۹۸۹۰۰۰		۲۶/۶		۰/۹۱	۱/۸۱۱۶۸
۶	۰/۵۱۶	۰/۰۷۴	۹۸۹۰۰۰		۲۱		۰/۶۸	۱/۳۵۱۹
۷	۰/۵۹	۰/۰۷۴	۹۸۹۰۰۰		۱۶/۷		۰/۵۴	۱/۰۷۷۶۷۶
۸	۰/۶۶۱	۰/۰۷۱	۹۸۹۰۰۰		۱۱/۴		۰/۳۶	۰/۷۱۲۲
۹	۰/۷۱۸	۰/۰۵۷	۱۰۷۰۰۰۰		۴/۹		۰/۱۳	۰/۲۶۴۹

جدول ۷- پارامترهای طراحی میراگرهای ویسکوز خطی و غیر خطی برای ساختمان ۹ طبقه با شدت توان $\alpha = 0.4$

طبقه	Modal Displacement (ϕ_i)	Modal Drift (ϕ_{mi})	Seismic Mass (mi)	ξ_m (%)	Cj (MN.S/m)	α	Cn j (MN.S/m)	Cn d (MN.S/m)
۱	۰/۱۱۳	۰/۱۱۳	۱۰۱۰۰۰۰	۰/۲	۴۹/۶	۰/۴	۷/۱	۳/۵۷
۲	۰/۱۹۵	۰/۰۸۲	۹۸۹۰۰۰		۳۴/۹		۲/۱۶	۴/۳۲
۳	۰/۲۷۸	۰/۰۸۳	۹۸۹۰۰۰		۳۳/۶		۲/۰۹	۴/۱۸۴۰۶
۴	۰/۳۶۲	۰/۰۸۴	۹۸۹۰۰۰		۳۱/۴		۱/۹۷	۳/۹۳۸
۵	۰/۴۴۲	۰/۰۸	۹۸۹۰۰۰		۲۶/۶		۱/۶۲	۳/۲۴۸۴۳
۶	۰/۵۱۶	۰/۰۷۴	۹۸۹۰۰۰		۲۱		۱/۲۲	۲/۴۴۳
۷	۰/۵۹	۰/۰۷۴	۹۸۹۰۰۰		۱۶/۷		۰/۹۷	۱/۹۴۷۴۴۷
۸	۰/۶۶۱	۰/۰۷۱	۹۸۹۰۰۰		۱۱/۴		۰/۶۵	۱/۲۹۲۴
۹	۰/۷۱۸	۰/۰۵۷	۱۰۷۰۰۰۰		۴/۹		۰/۲۵	۰/۴۹۱۳



جدول ۸- پارامترهای طراحی میراگرهای ویسکوز خطی و غیر خطی برای ساختمان ۲۰ طبقه با شدت توان $\alpha = 0.2$

Cn d (kN.S/m)	Cn j (kN.S/m)	α	Cj (kN.S/m)	ξ_m (%)	Seismic Mass (mi)	Modal Drift (ϕ_{mi})	Modal Displacement (ϕ_i)	طبقه
۱۰۱۴/۴	۲۰۲۸/۹	۰/۲	۵۱۳۴۱/۴۸	۰/۲	۵۶۳۰۰۰	۰/۰۵۵	۰/۰۵۵	۱
۶۸۲/۵	۱۳۶۴/۹		۳۸۹۲۲/۴۷		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۲	۰/۰۹۷	۲
۶۱۷/۲	۱۲۳۴/۴		۳۶۶۰۱/۷۳		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴	۰/۱۳۷	۳
۶۰۶/۱	۱۲۱۲/۱		۳۵۹۴۱/۷۵		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴	۰/۱۷۷	۴
۵۹۱/۷	۱۱۸۳/۴		۳۵۰۸۹/۰۷		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴	۰/۲۱۷	۵
۵۲۳/۴	۱۰۴۶/۹		۳۲۳۴۱/۵۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۵۵	۶
۵۰۴/۵	۱۰۰۹/۱		۳۱۱۷۴/۵		۵۶۳۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۹۳	۷
۴۳۷/۷	۸۷۵/۳		۲۸۲۳۸/۰۸		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۶	۰/۳۲۹	۸
۳۷۴/۹	۷۴۹/۹		۲۵۳۲۲/۱۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۴	۰/۳۶۳	۹
۳۱۶/۴	۶۳۲/۹		۲۲۴۳۳/۶۱		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۳۹۵	۱۰
۲۹۵/۰	۵۸۹/۹		۲۰۹۱۱/۳۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۳	۰/۴۲۷	۱۱
۲۴۱/۹	۴۸۳/۹		۱۸۰۶۱/۵۹		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳	۰/۴۵۷	۱۲
۲۰۶/۸	۴۱۳/۶		۱۵۸۶۳/۴۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۹	۰/۴۸۶	۱۳
۱۶۲/۴	۳۲۴/۸		۱۳۱۸۹/۰۴		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۷	۰/۵۱۳	۱۴
۱۲۳/۵	۲۴۷/۰		۱۰۶۶۷/۵		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۵	۰/۵۳۸	۱۵
۸۳/۲	۱۶۶/۴		۷۹۶۱/۹۴		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۲	۰/۵۶	۱۶
۵۷/۰	۱۱۴/۱		۵۸۱۹/۲۶		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲	۰/۵۸	۱۷
۳۲/۵	۶۴/۹		۳۸۱۸/۳۸		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۷	۰/۵۹۷	۱۸
۱۵/۶	۳۱/۱		۲۱۳۷/۹۶		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۴	۰/۶۱۱	۱۹
۴/۴	۸/۸		۷۹۱/۲۶		۵۸۴۰۰۰	۰/۰۱	۰/۶۲۱	۲۰

جدول ۹- پارامترهای طراحی میراگرهای ویسکوز خطی و غیر خطی برای ساختمان ۲۰ طبقه با شدت توان $\alpha = 0.3$

Cn d (kN.S/m)	Cn j (kN.S/m)	α	Cj (kN.S/m)	ξ_m (%)	Seismic Mass (mi)	Modal Drift (ϕ_{mi})	Modal Displacement (ϕ_i)	طبقه
۴۲۹۸/۶	۸۵۹۷/۲	۰/۳	۵۱۳۴۱/۴۸	۰/۲	۵۶۳۰۰۰	۰/۰۵۵	۰/۰۵۵	۱
۲۹۳۵/۳	۵۸۷۰/۷		۳۸۹۲۲/۴۷		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۲	۰/۰۹۷	۲
۲۶۶۷/۶	۵۳۳۵/۳		۳۶۶۰۱/۷۳		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴	۰/۱۳۷	۳
۲۶۱۹/۵	۵۲۳۹/۱		۳۵۹۴۱/۷۵		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴	۰/۱۷۷	۴
۲۵۵۷/۴	۵۱۱۴/۸		۳۵۰۸۹/۰۷		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴	۰/۲۱۷	۵
۲۲۷۴/۰	۴۵۴۸/۰		۳۲۳۴۱/۵۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۵۵	۶
۲۱۹۱/۹	۴۳۸۳/۹		۳۱۱۷۴/۵		۵۶۳۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۹۳	۷
۱۹۱۱/۷	۳۸۲۳/۵		۲۸۲۳۸/۰۸		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۶	۰/۳۲۹	۸
۱۶۴۷/۱	۳۲۹۴/۲		۲۵۳۲۲/۱۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۴	۰/۳۶۳	۹
۱۳۹۸/۶	۲۷۹۷/۲		۲۲۴۳۳/۶۱		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۳۹۵	۱۰
۱۳۰۳/۷	۲۶۰۷/۳		۲۰۹۱۱/۳۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۳	۰/۴۲۷	۱۱
۱۰۷۶/۳	۲۱۵۲/۶		۱۸۰۶۱/۵۹		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳	۰/۴۵۷	۱۲
۹۲۳/۱	۱۸۴۶/۲		۱۵۸۶۳/۴۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۹	۰/۴۸۶	۱۳
۷۳۰/۰	۱۴۶۰/۱		۱۳۱۸۹/۰۴		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۷	۰/۵۱۳	۱۴
۵۵۹/۵	۱۱۱۹/۰		۱۰۶۶۷/۵		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۵	۰/۵۳۸	۱۵
۳۸۱/۹	۷۶۳/۷		۷۹۶۱/۹۴		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۲	۰/۵۶	۱۶
۲۶۴/۲	۵۲۸/۴		۵۸۱۹/۲۶		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲	۰/۵۸	۱۷
۱۵۲/۹	۳۰۵/۸		۳۸۱۸/۳۸		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۷	۰/۵۹۷	۱۸
۷۴/۷	۱۴۹/۵		۲۱۳۷/۹۶		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۴	۰/۶۱۱	۱۹
۲۱/۹	۴۳/۷		۷۹۱/۲۶		۵۸۴۰۰۰	۰/۰۱	۰/۶۲۱	۲۰

جدول ۱۰- پارامترهای طراحی میراگرهای ویسکوز خطی و غیر خطی برای ساختمان ۲۰ طبقه با شدت توان $\alpha = 0.4$

Cn d (kN.S/m)	Cn j (kN.S/m)	α	Cj (kN.S/m)	ξ_m (%)	Seismic Mass (mi)	Modal Drift (ϕ_{mi})	Modal Displacement (ϕ_i)	طبقه
۱۸۱۸۰/۴	۳۶۳۶۰/۸	۰/۴	۵۱۳۴۱/۴۸	۰/۲	۵۶۳۰۰۰	۰/۰۵۵	۰/۰۵۵	۱
۱۲۶۰۱/۵	۲۵۲۰۲/۹		۳۸۹۲۲/۴۷		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴۲	۰/۰۹۷	۲
۱۱۵۰۸/۲	۲۳۰۱۶/۵		۳۶۶۰۱/۷۳		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴	۰/۱۳۷	۳
۱۱۳۰۰/۷	۲۲۶۰۱/۴		۳۵۹۴۱/۷۵		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴	۰/۱۷۷	۴
۱۱۰۳۲/۶	۲۲۰۶۵/۲		۳۵۰۸۹/۰۷		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۴	۰/۲۱۷	۵
۹۸۶۰/۶	۱۹۷۲۱/۱		۳۲۳۴۱/۵۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۵۵	۶
۹۵۰۴/۷	۱۹۰۰۹/۵		۳۱۱۷۴/۵		۵۶۳۰۰۰	۰/۰۳۸	۰/۲۹۳	۷
۸۳۳۴/۷	۱۶۶۶۹/۳		۲۸۲۳۸/۰۸		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۶	۰/۳۲۹	۸
۷۲۲۲/۰	۱۴۴۴۴/۰		۲۵۳۲۲/۱۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۴	۰/۳۶۳	۹
۶۱۶۹/۶	۱۲۳۳۹/۳		۲۲۴۳۳/۶۱		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳۲	۰/۳۹۵	۱۰
۵۵۵۱/۰	۱۱۵۰۲/۰		۲۰۹۱۱/۳۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۳	۰/۴۲۷	۱۱
۴۷۷۸/۶	۹۵۵۷/۲		۱۸۰۶۱/۵۹		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۳	۰/۴۵۷	۱۲
۴۱۱۲/۵	۸۲۲۵/۰		۱۵۸۶۳/۴۲		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۹	۰/۴۸۶	۱۳
۳۲۷۵/۷	۶۵۵۱/۴		۱۳۱۸۹/۰۴		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۷	۰/۵۱۳	۱۴
۲۵۲۹/۹	۵۰۵۹/۷		۱۰۶۶۷/۵		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۵	۰/۵۳۸	۱۵
۱۷۴۸/۸	۳۴۹۷/۶		۷۹۶۱/۹۴		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲۲	۰/۵۶	۱۶
۱۲۲۱/۷	۲۴۴۳/۳		۵۸۸۹/۲۶		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۲	۰/۵۸	۱۷
۷۱۸/۵	۱۴۳۷/۰		۳۸۱۸/۳۸		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۷	۰/۵۹۷	۱۸
۳۵۸/۱	۷۱۶/۱		۲۱۳۷/۹۶		۵۵۲۰۰۰	۰/۰۱۴	۰/۶۱۱	۱۹
۱۰۸/۳	۲۱۶/۶		۷۹۱/۲۶		۵۸۴۰۰۰	۰/۰۱	۰/۶۲۱	۲۰

۲-۷-۲- متغیر تصادفی

از آنجا که پارامترهای تصادفی مورد استفاده در این تحقیق از نوع توزیع نرمال پیروی می‌کنند روش تولید متغیر تصادفی توان سرعت میراگر ویسکوز غیر خطی با این نوع توزیع به اختصار توضیح داده می‌شود.

اگر u_i متغیر تصادفی با توزیع یکنواخت در بازه ، باز [۰،۱] باشد متغیرهای تصادفی نرمال استاندارد Z_i با استفاده از روابط زیر تولید می‌شوند.

$$Z_i = \Phi^{-1}(u_i) = -t + \frac{c_0 + c_1 t + c_2 t^2}{1 + d_1 t^2 + d_3 t^3}, \quad u_i \leq 0.5$$

$$t = \sqrt{-\ln(u_i^2)} \quad (17)$$

$$\begin{cases} c_0 = 2.515517 \\ c_1 = 0.802853 \\ c_2 = 0.010328 \end{cases} \quad \begin{cases} d_1 = 1.432788 \\ d_2 = 0.189269 \\ d_3 = 0.001308 \end{cases}$$

برای مقادیر $(u_i > 0.5)$ به جای u_i ، $1-u_i$ در روابط فوق قرار داده می‌شود. متغیر تصادفی نرمال با میانگین u_x و انحراف معیار σ_x ، با در نظر گرفتن رابطه (۱۷) به دست می‌آید:

فرمول‌های زیر محاسبه می‌شود:

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \quad (13)$$

$$s^2 = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2 \times \xi_i}{n} \quad (14)$$

$$Cv = \frac{s}{\bar{x}} \quad (15)$$

$$\eta_{\Delta}(\xi) = \frac{\Delta_{max}(\xi_d + \xi)}{\Delta_{max}(\xi = 0.05)} \quad (16)$$

۲-۷-۱- تعیین پاسخ احتمالاتی سازه

در این مطالعه با اعمال عدم قطعیت در ضریب توان سرعت میراگر (α) به بررسی احتمالاتی پاسخ سازه پرداخته می‌شود. برای این منظور با ضرایب پراکندگی ۰/۵، ۰/۱، ۰/۱۵، ۰/۲۰، ۰/۲۵ پاسخ حداکثر نسبت دریافت بین طبقات تعیین شده است. در این گام به معرفی متغیر تصادفی، تابع چگالی احتمال بنا، تابع چگالی احتمال گاما و تابع چگالی نرمال می‌پردازیم.



۲-۷-۴- تابع توزیع گاما

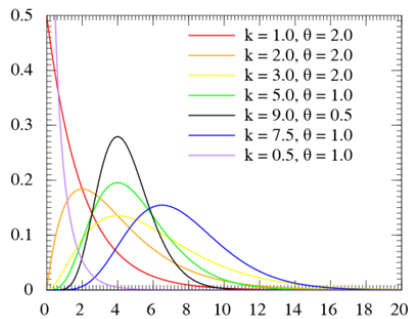
این تابع را می توان با پارامترهای شکل و معکوس-مقیاس نشان داد. در این حالت α را پارامتر شکل و β را معکوس-مقیاس می نامند. اگر X یک متغیر تصادفی با توزیع گاما باشد می نویسند: $X \sim \Gamma(\alpha, \beta)$ ، چگالی احتمال، برای این متغیر تصادفی براساس پارامترهای α و β به صورت زیر است:

$$f(x; \alpha, \beta) = \frac{\beta^\alpha}{\Gamma(\alpha)} x^{\alpha-1} (1-x)^{-\beta x} \quad (21)$$

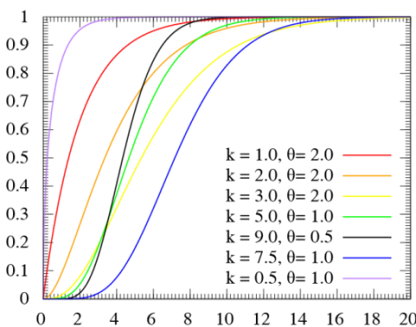
که در آن $X > 0$ و α و β مقدارهایی مثبت و $\Gamma(\alpha)$ نیز مقدار تابع گاما در نقطه α است. با توجه به این تعریف مشخص است که تکیه گاه این متغیر تصادفی مقدارهای مثبت خواهد بود. گاهی تابع چگالی این متغیر تصادفی را برحسب پارامترهای شکل (κ) و مقیاس (θ) بیان می کنند:

$$f(x; \kappa, \theta) = \frac{1}{\theta^\kappa \Gamma(\kappa)} x^{\kappa-1} e^{-\frac{x}{\theta}} \quad (22)$$

واضح است که در این حالت $\kappa = \alpha$ و $\beta = 1/\theta$ خواهد بود. براساس این تابع چگالی شکل (۹)، نشان دهنده تابع احتمال و شکل (۱۰) تابع تجمعی بر اساس مقدارهای مختلف پارامترهای شکل (κ) و مقیاس (θ) است.



شکل ۹- تابع چگالی احتمال توزیع گاما



شکل ۱۰- تابع توزیع احتمال توزیع گاما

$$x_i = \mu_x + z_i \sigma_x \quad (18)$$

۲-۷-۳- تابع توزیع بتا

تابع توزیع بتا، یکی از توزیع های احتمالی است که روی فاصله ۰ تا ۱ تعریف شده است. پارامترهای این توزیع با α و β به عنوان پارامترهای شکل مشخص می شود. در بسیاری از موارد که باید مقدار متغیر تصادفی در فاصله ۰ تا ۱ باشد از توزیع بتا استفاده می شود. اگر متغیر تصادفی X دارای توزیع بتا باشد، آن را به صورت زیر نشان می دهیم:

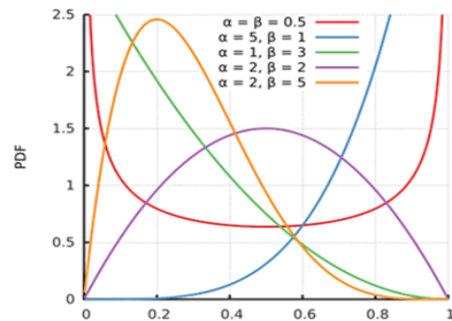
$$X \sim \text{Beta}(\alpha, \beta) \quad (19)$$

مشخص است که در این حالت پارامترهای این توزیع مثبت بوده و داریم $0 \leq X \leq 1$. شکل تابع چگالی احتمال برای این متغیر تصادفی به صورت زیر نوشته می شود:

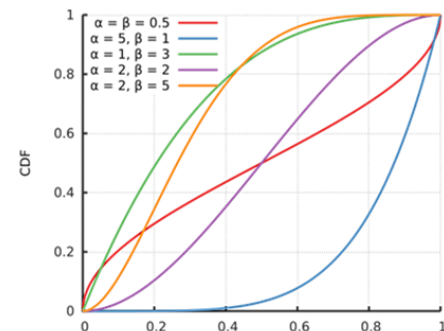
$$f(x; \alpha, \beta) = \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} = \quad (20)$$

$$\frac{1}{\text{Beta}(\alpha, \beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1}$$

تابع چگالی احتمال و تابع توزیع تجمعی این متغیر تصادفی به ترتیب در شکل (۷) و (۸) نمایش داده شده است.



شکل ۷- تابع چگالی احتمال توزیع بتا



شکل ۸- تابع توزیع احتمال توزیع بتا

۲-۷-۵- توزیع نرمال یا توزیع گاوسی

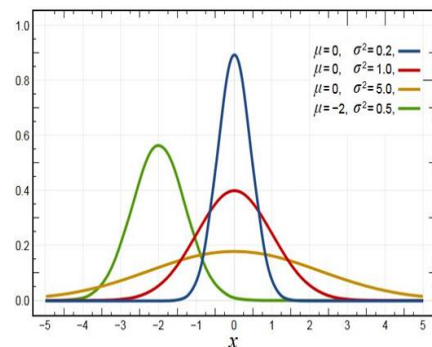
تابع چگالی احتمال برای توزیع نرمال بر حسب امید ریاضی (μ) و واریانس (σ^2) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2} \quad (23)$$

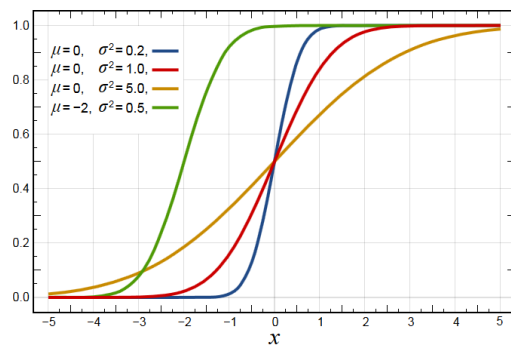
اگر در این رابطه ($\mu=0$ و $\sigma^2=1$) باشد، در این صورت به آن تابع توزیع نرمال استاندارد گویند. در این حالت تابع توزیع به صورت زیر خواهد بود:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}} \quad (24)$$

در شکل (۱۱) و (۱۲)، تابع احتمال و تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال براساس مقادیرهای مختلف پارامترهای μ و σ^2 آمده است.



شکل ۱۱- تابع چگالی احتمال توزیع نرمال



شکل ۱۲- تابع توزیع احتمال توزیع نرمال

۲-۸- گام هشتم: نتایج ارزیابی احتمالاتی اثر عدم قطعیت پارامترهای بی بعد (α) میراگر ویسکوز غیرخطی بر ساختمان‌های محک

در این مطالعه با اعمال اثر عدم قطعیت در ضریب شدت توان میراگر ویسکوز غیرخطی ($\alpha=0/2, 0/3, 0/4$)، به بررسی

احتمالاتی اثر عدم قطعیت شدت توان میراگر غیر خطی (α) برای تعیین میزان اثر بخشی بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با میراگر ویسکوز غیر خطی می‌پردازیم. بدین منظور با ضرایب پراکندگی $0/2, 0/5, 0/10, 0/15, 0/20, 0/25$ پاسخ احتمالاتی حداکثر نسبت دررفت ساختمان، که به عنوان یک پارامتر موثر در ارزیابی ایمنی سازه پس از وقوع زلزله می‌باشد مورد بررسی قرار می‌گیرد. بر همین اساس در این مطالعه برای تعیین حالات حدی ساختمان از نسبت دررفت بین طبقات به عنوان شاخص خرابی استفاده شده است. در آیین نامه‌های مختلف آسیب‌پذیری ساختمان‌ها در سطوح مختلف از عدم قطعیت خرابی تا فرو ریختگی کامل با استفاده از شاخص خرابی تعریف می‌شود. در این تحقیق از روش تابع چگالی احتمال بتا، تابع چگالی احتمال گاما، تابع چگالی توزیع نرمال برای بدست آوردن احتمال خرابی و عدم خرابی استفاده می‌شود. تابع چگالی احتمال پاسخ حداکثر نسبت دررفت بین طبقات با ضریب پراکندگی $0/2$ دارای توزیع بتا، ضریب پراکندگی $0/5$ و $0/10$ دارای توزیع گاما و برای $0/15, 0/20, 0/25$ دارای توزیع نرمال می‌باشد.

نتایج حاصل از بررسی احتمالاتی خرابی ساختمان ۳، ۹ و ۲۰ طبقه قبل و بعد از بهسازی با اثر عدم قطعیت شدت توان $0/2, 0/3, 0/4$ ، تحت اثر ده شتابنگاشت در جداول (۱۱) تا (۱۴) نمایش داده شده است.

در شکل‌های (۱۶) تا (۲۷) به عنوان نمونه، تابع توزیع تجمعی نرمال حداکثر درصد نسبت دررفت طبقات سازه‌های محک قبل از بهسازی و پس از بهسازی با شدت توان‌های مختلف تحت اثر شتابنگاشت نورث‌ریچ نمایش داده شده است. در کلیه شکل‌های محور افقی حداکثر درصد نسبت دررفت ساختمان و محور عمودی توزیع تجمعی نرمال می‌باشد.

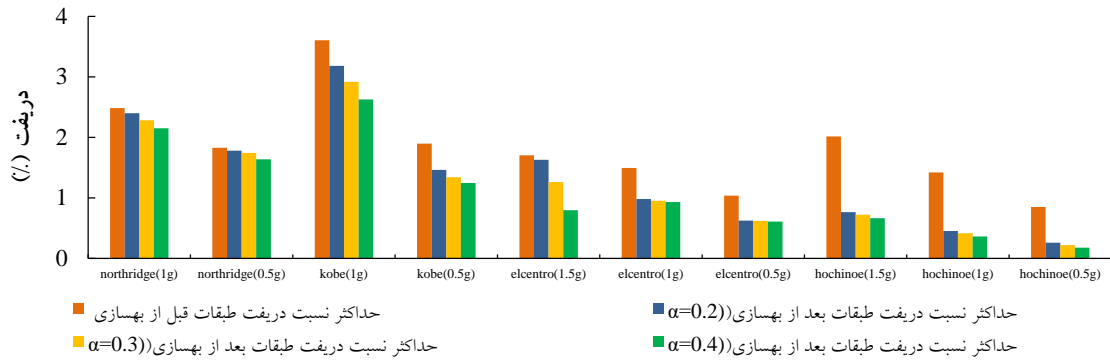
۳- بررسی و بحث بر روی نتایج

نتایج بهسازی لرزه‌ای ساختمان کوتاه مرتبه با میراگر ویسکوز غیر خطی، تحت اثر عدم قطعیت پارامتر بی بعد متفاوت $0/4, 0/3, 0/2$ که در شکل‌های (۱۳) تا (۱۵) نمایش داده شده است، حاکی از این است که بهسازی ساختمان کوتاه مرتبه تحت اثر عدم قطعیت شدت توان $0/4$ ، به میزان 39% کاهش در تغییرات میانگین حداکثر نسبت دررفت طبقات (میانگین ده رکورد شتابنگاشت)، در مقایسه با اثر عدم قطعیت شدت توان $0/2$ و $0/3$ بر ساختمان کوتاه مرتبه داشته‌ایم. سازه مورد مطالعه تحت شدت توان $0/4$ با رکوردهای الاسترو (g 0/5)، هاپچینوه (g 1/5)، هاپچینوه (g 1/0) و هاپچینوه (g 0/5) در سطح عملکرد

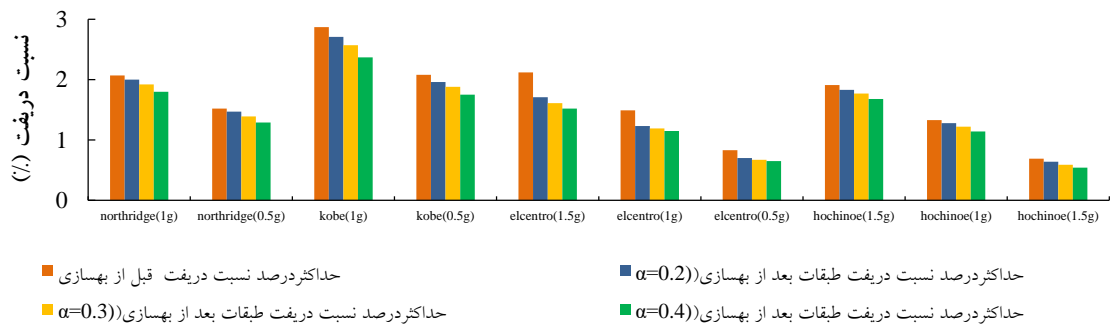


خدمت رسانی بی وقفه رفتار می کند. میانگین احتمال خرابی سازه (میانگین ده شتابنگاشت) با شدت توان $0/4$ به میزان $32/3\%$ کاهش درمقایسه با تغییرات میانگین احتمال خرابی سازه ۳ طبقه با پارامترهای بی بعد شدت توان $0/3$ و $0/2$ داشته ایم. همچنین نتایج بهسازی لرزه ای ساختمان میان مرتبه با میراگر ویسکوز غیر خطی، تحت اثر عدم قطعیت پارامتر بی بعد متفاوت

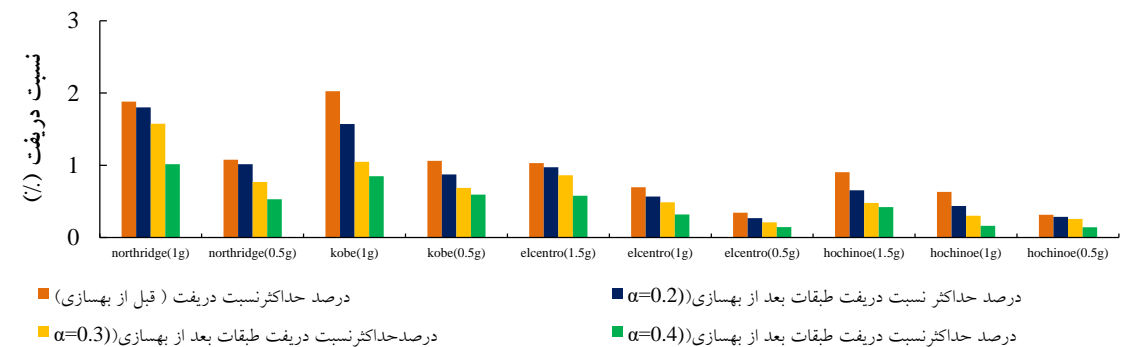
حاکمی از این است که بهسازی ساختمان میان مرتبه تحت اثر عدم قطعیت شدت توان $0/4$ به میزان $18/1\%$ کاهش در تغییرات میانگین حداکثر نسبت دریافت طبقات (میانگین ده رکورد شتابنگاشت)، در مقایسه با اثر عدم قطعیت شدت توان $0/2$ و $0/3$ بر ساختمان میان مرتبه داشته ایم.



شکل ۱۳- حداکثر درصد نسبت دریافت ساختمان ۳ طبقه با میراگر ویسکوز غیر خطی و پارامترهای توان و ضریب میرایی متفاوت



شکل ۱۴- حداکثر درصد نسبت دریافت ساختمان ۹ طبقه با میراگر ویسکوز غیر خطی و پارامترهای توان و ضریب میرایی متفاوت



شکل ۱۵- حداکثر درصد نسبت دریافت ساختمان ۲۰ طبقه با میراگر ویسکوز غیر خطی و پارامترهای توان و ضریب میرایی متفاوت

جدول ۱۱- احتمالات خرابی ساختمان ۳، ۹ و ۲۰ طبقه قبل از بهسازی بر مبنای حداکثر نسبت دررفت طبقات

ضریب تغییرات (C.V)			انحراف معیار (S)			میانگین احتمال خرابی (μ)			شتاب‌نگاشت
۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	
۰/۶۶	۰/۶۳	۰/۵۷	۷/۵۳	۷/۹۸	۸/۸۹	٪۱۱/۵۰	٪۱۲/۶۵	٪۱۵/۵۵	Northridge (۱ g)
۰/۷۵	۰/۷۰	۰/۶۶	۵/۶۷	۶/۶۸	۷/۴۱	٪۷/۵۴	٪۹/۵۵	٪۱۱/۲۰	Northridge (۰/۵ g)
۰/۶۴	۰/۵۱	۰/۳۵	۷/۸۷	۹/۵۵	۹/۴۳	٪۱۲/۳۷	٪۱۸/۷۹	٪۲۶/۸۹	Kobe (۱ g)
۰/۷۵	۰/۶۳	۰/۶۵	۵/۶۴	۸/۰۰	۷/۵۷	٪۷/۴۸	٪۱۲/۷۳	٪۱۱/۵۹	Kobe (۰/۵ g)
۰/۷۶	۰/۶۲	۰/۶۸	۵/۵۷	۸/۱۰	۷/۱۲	٪۷/۳۶	٪۱۳/۰۰	٪۱۰/۵۱	Elcentro (۱/۵ g)
۰/۸۰	۰/۷۰	۰/۷۰	۴/۸۷	۶/۶۳	۶/۶۲	٪۶/۱۲	٪۹/۴۴	٪۹/۴۱	Elcentro (۱ g)
۰/۸۳	۰/۷۸	۰/۷۶	۴/۱۹	۵/۱۴	۵/۵۹	٪۵/۰۱	٪۶/۵۸	٪۷/۳۸	Elcentro (۰/۵ g)
۰/۷۷	۰/۶۵	۰/۶۴	۵/۳	۷/۶۰	۷/۸۵	٪۶/۸۶	٪۱۱/۶۷	٪۱۲/۳۲	Hochinoe (۱/۵ g)
۰/۸۰	۰/۷۲	۰/۷۱	۴/۷۴	۶/۲۴	۶/۴۵	٪۵/۹۰	٪۸/۶۳	٪۹/۰۶	Hochinoe (۱ g)
۰/۸۴	۰/۸۰	۰/۷۸	۴/۱۳	۴/۸۶	۵/۱۸	٪۴/۹۳	٪۶/۱۰	٪۶/۶۶	Hochinoe (۰/۵ g)

جدول ۱۲- میانگین احتمالات خرابی بر اساس حداکثر نسبت دررفت ساختمان ۳، ۹ و ۲۰ طبقه بعد از بهسازی با شدت توان ۰/۲

ضریب تغییرات (C.V)			انحراف معیار (S)			میانگین احتمال خرابی (μ)			شتاب‌نگاشت
۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	
۰/۶۷	۰/۶۴	۰/۵۸	۷/۳۴	۷/۸۲	۸/۷۲	٪۱۱/۰۰	٪۱۲/۲۴	٪۱۴/۹۲	Northridge (۱ g)
۰/۷۶	۰/۷۱	۰/۶۷	۵/۵۴	۶/۵۶	۷/۳۰	٪۷/۳۰	٪۹/۲۸	٪۱۰/۹۳	Northridge (۰/۵ g)
۰/۶۹	۰/۵۴	۰/۴۵	۶/۸۰	۹/۳۱	۹/۷۹	٪۹/۸۰	٪۱۷/۳۷	٪۲۱/۸۹	Kobe (۱ g)
۰/۷۸	۰/۶۴	۰/۷۱	۵/۲۳	۷/۷۲	۶/۵۵	٪۶/۸۰	٪۱۱/۹۷	٪۹/۲۷	Kobe (۰/۵ g)
۰/۷۶	۰/۶۸	۰/۶۹	۵/۴۵	۷/۱۳	۶/۹۴	٪۷/۱۰	٪۱۰/۵۴	٪۱۰/۱۱	Elcentro (۱/۵ g)
۰/۸۱	۰/۷۳	۰/۷۶	۴/۶۱	۶/۰۲	۵/۴۷	٪۵/۷۰	٪۸/۲۰	٪۷/۱۷	Elcentro (۱ g)
۰/۸۴	۰/۷۹	۰/۸۰	۴/۰۵	۴/۸۸	۴/۷۲	٪۴/۸۰	٪۶/۱۴	٪۵/۸۸	Elcentro (۰/۵ g)
۰/۸۰	۰/۶۶	۰/۷۹	۴/۷۸	۷/۴۲	۵/۰۱	٪۶/۰۰	٪۱۱/۲۳	٪۶/۳۶	Hochinoe (۱/۵ g)
۰/۸۲	۰/۷۳	۰/۸۲	۴/۳۶	۶/۱۳	۴/۳۹	٪۵/۳۰	٪۸/۴۱	٪۵/۳۳	Hochinoe (۱ g)
۰/۸۴	۰/۸۰	۰/۸۴	۴/۰۸	۴/۷۵	۴/۰۹	٪۴/۹۰	٪۵/۹۲	٪۴/۷۷	Hochinoe (۰/۵ g)

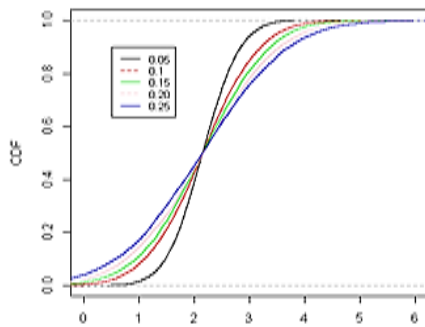
جدول ۱۳- میانگین، انحراف معیار و ضریب تغییرات احتمالات خرابی ساختمان ۳، ۹ و ۲۰ طبقه بعد از بهسازی با شدت توان ۰/۳

ضریب تغییرات (C.V)			انحراف معیار (S)			میانگین احتمال خرابی (μ)			شتاب‌نگاشت
۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	
۰/۶۹	۰/۶۵	۰/۶۰	۶/۸۱	۷/۶۳	۸/۴۶	٪۹/۸۰	٪۱۱/۸۰	٪۱۴/۰۸	Northridge (۱ g)
۰/۷۹	۰/۷۱	۰/۶۷	۵/۰۲	۶/۳۹	۷/۲۰	٪۶/۴۰	٪۸/۹۰	٪۱۰/۷۱	Northridge (۰/۵ g)
۰/۷۶	۰/۵۶	۰/۵۰	۵/۶۱	۹/۰۵	۹/۶۱	٪۷/۴۰	٪۱۶/۲۰	٪۱۹/۲۵	Kobe (۱ g)
۰/۸۰	۰/۶۶	۰/۷۲	۴/۸۵	۷/۵۲	۶/۲۷	٪۶/۱۰	٪۱۱/۵۰	٪۸/۸۶	Kobe (۰/۵ g)
۰/۷۸	۰/۶۹	۰/۶۳	۵/۲۱	۶/۹۰	۶/۰۹	٪۶/۷۰	٪۱۰/۰۰	٪۸/۳۳	Elcentro (۱/۵ g)
۰/۸۲	۰/۷۴	۰/۷۷	۴/۴۶	۵/۹۳	۵/۴۰	٪۵/۴۰	٪۸/۰۰	٪۷/۰۵	Elcentro (۱ g)
۰/۸۵	۰/۸۰	۰/۸۰	۳/۹۳	۴/۸۲	۴/۷۱	٪۴/۶۰	٪۶/۰۰	٪۵/۸۶	Elcentro (۰/۵ g)
۰/۸۲	۰/۶۷	۰/۷۹	۴/۴۴	۷/۲۸	۴/۹۲	٪۵/۴۰	٪۱۰/۹۰	٪۶/۲۱	Hochinoe (۱/۵ g)
۰/۸۴	۰/۷۴	۰/۸۳	۴/۱۱	۶/۰۰	۴/۳۲	٪۴/۹۰	٪۸/۲۰	٪۵/۲۳	Hochinoe (۱ g)
۰/۸۵	۰/۸۱	۰/۸۵	۴/۰۰	۴/۶۵	۳/۹۶	٪۴/۷۰	٪۵/۸۰	٪۴/۶۷	Hochinoe (۰/۵ g)

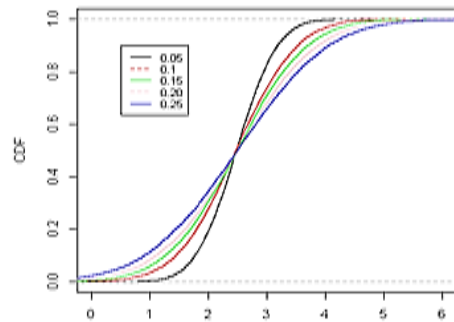


جدول ۱۴- میانگین، انحراف معیار و ضریب تغییرات احتمالات خرابی ساختمان ۳، ۹ و ۲۰ طبقه بعد از بهسازی با شدت توان ۰/۴

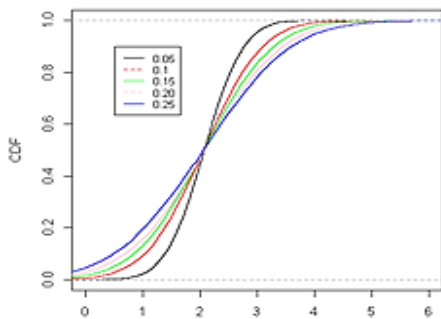
ضریب تغییرات (C.V)			انحراف معیار (S)			میانگین احتمال خرابی (μ)			شتابگاشت
۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	۲۰ طبقه	۹ طبقه	۳ طبقه	
۰/۷۶	۰/۶۷	۰/۶۲	۵/۵۴	۷/۳۴	۸/۱۷	٪۷/۲۹	٪۱۱/۰۴	٪۱۳/۱۹	Northridge (۱ g)
۰/۸۱	۰/۷۳	۰/۶۹	۴/۵۴	۶/۱۶	۶/۹۶	٪۵/۵۸	٪۸/۴۸	٪۱۰/۱۵	Northridge (۰/۵ g)
۰/۷۸	۰/۵۹	۰/۵۵	۵/۱۸	۸/۶۵	۹/۱۶	٪۶/۶۶	٪۱۴/۷۰	٪۱۶/۶۹	Kobe (۱ g)
۰/۸۱	۰/۶۷	۰/۷۳	۴/۶۶	۷/۲۲	۶/۰۵	٪۵/۷۸	٪۱۰/۷۴	٪۸/۲۶	Kobe (۰/۵ g)
۰/۸۱	۰/۷۰	۰/۷۸	۴/۶۳	۶/۶۹	۵/۰۷	٪۵/۷۳	٪۹/۵۶	٪۶/۴۶	Elcentro (۱/۵ g)
۰/۸۶	۰/۸۱	۰/۸۵	۳/۸۳	۴/۵۵	۳/۸۹	٪۴/۴۷	٪۵/۵۹	٪۴/۵۵	Elcentro (۱ g)
۰/۸۶	۰/۸۰	۰/۸۱	۳/۸۳	۴/۷۷	۴/۶۹	٪۴/۴۷	٪۵/۹۶	٪۵/۸۳	Elcentro (۰/۵ g)
۰/۸۳	۰/۶۸	۰/۸۰	۴/۳۳	۷/۰۵	۴/۸۰	٪۵/۲۴	٪۱۰/۳۷	٪۶/۰۱	Hochinoe (۱/۵ g)
۰/۸۶	۰/۷۴	۰/۸۳	۳/۸۶	۵/۸۲	۴/۲۲	٪۴/۵۲	٪۷/۸۱	٪۵/۰۷	Hochinoe (۱ g)
۰/۸۶	۰/۸۱	۰/۸۵	۳/۸۳	۴/۵۵	۳/۸۹	٪۴/۴۷	٪۵/۵۹	٪۴/۵۵	Hochinoe (۰/۵ g)



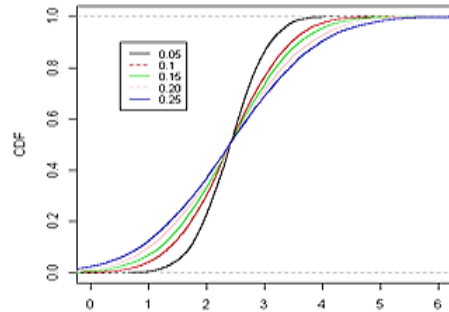
شکل ۱۹- سازه ۳ طبقه با میراگر شدت توان ۰/۴



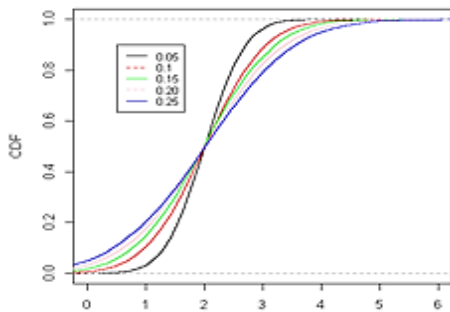
شکل ۱۶- سازه ۳ طبقه قبل از بهسازی



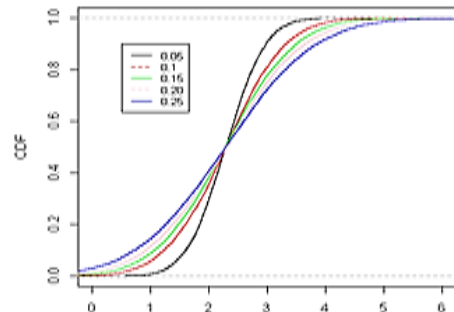
شکل ۲۰- سازه ۹ طبقه قبل از بهسازی



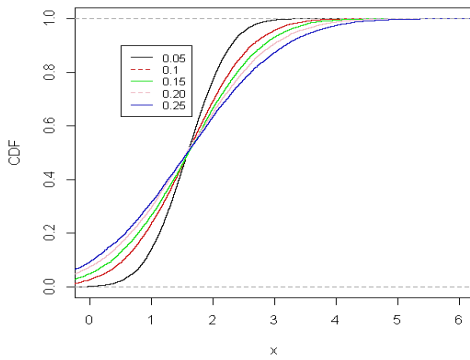
شکل ۱۷- سازه ۳ طبقه با میراگر شدت توان ۰/۲



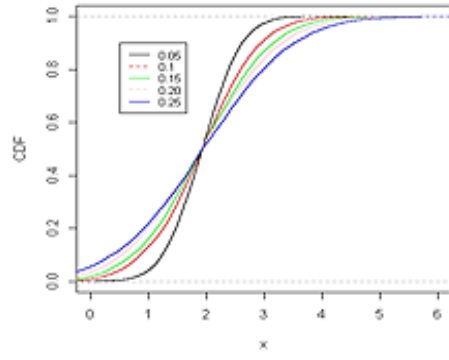
شکل ۲۱- سازه ۹ طبقه با میراگر شدت توان ۰/۲



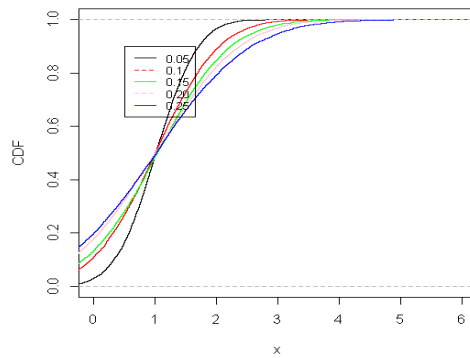
شکل ۱۸- سازه ۳ طبقه با میراگر شدت توان ۰/۳



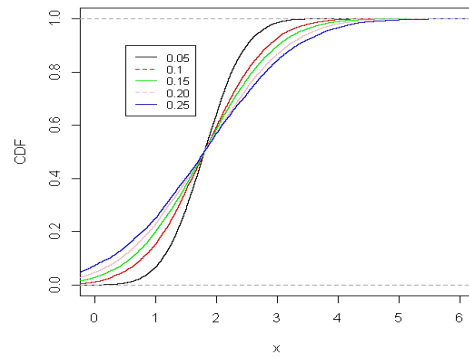
شکل ۲۶- سازه ۲۰ طبقه با میراگر شدت توان ۰/۳



شکل ۲۲- سازه ۹ طبقه با میراگر شدت توان ۰/۳

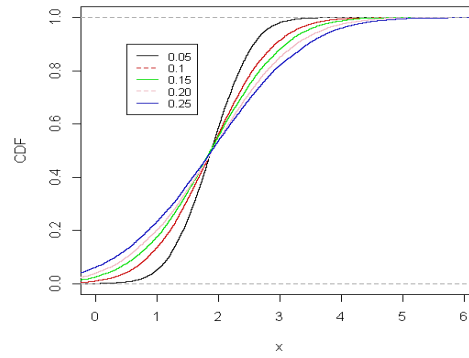


شکل ۲۷- سازه ۲۰ طبقه با میراگر شدت توان ۰/۴

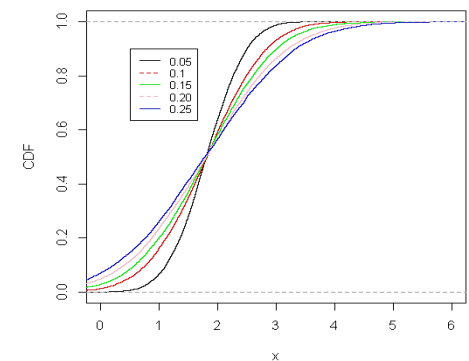


شکل ۲۳- سازه ۹ طبقه با میراگر شدت توان ۰/۴

سازه مورد مطالعه تحت شدت توان ۰/۴، با رکوردهای السنترو (g/۰/۵) و هاچینوه (g/۰/۵)، در سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه رفتار و سازه تحت مابقی رکوردهای شتابنگاشت، در سطح ایمنی جانی با کاهش میانگین حداکثر نسبت دریافت طبقات ۲۰٪، رفتار می‌کند. میانگین احتمال خرابی سازه (میانگین ده رکورد شتابنگاشت) با شدت توان ۰/۴ به میزان ۱۶٪ کاهش در مقایسه با تغییرات میانگین احتمال خرابی سازه ۹ طبقه با پارامترهای بی بعد شدت توان ۰/۳ و $\alpha = 0.2$ داشته‌ایم. همچنین نتایج بهسازی لرزه‌ای ساختمان بلند مرتبه با میراگر ویسکوز غیر خطی، تحت اثر عدم قطعیت پارامترهای بی بعد متفاوت ۰/۴، ۰/۳، $\alpha = 0.2$ حاکی از این است که بهسازی ساختمان بلند مرتبه تحت اثر عدم قطعیت شدت توان ۰/۴ به میزان ۵۳٪ کاهش در تغییرات میانگین حداکثر نسبت دریافت طبقات (میانگین ده رکورد شتابنگاشت)، در مقایسه با اثر عدم قطعیت شدت توان سرعت ۰/۲ و ۰/۳ بر ساختمان بلند مرتبه داشته‌ایم. سازه مورد مطالعه، تحت شدت توان ۰/۴ با رکوردهای کوبه (g/۰/۵)،، نورث ریچ (g/۰/۵)، السنترو (g/۱/۵)، السنترو (g/۱/۰)، السنترو (g/۰/۵)، هاچینوه (g/۱/۵)، هاچینوه (g/۱/۰)، و هاچینوه (g/۰/۵) در سطح عملکرد خدمت رسانی



شکل ۲۴- سازه ۲۰ طبقه قبل از بهسازی



شکل ۲۵- سازه ۲۰ طبقه با میراگر شدت توان ۰/۲



میراگر ویسکوز با شدت توان $0/4$ موثرتر بوده اثر بخشی بیشتری از خود نشان داده است.

۵- مراجع

[1] صادقیان، ع. (۱۳۹۳)، "مقاوم سازی ساختمان های بتنی مسلح با میراگرهای ویسکوز افقی و مهاربند شورون"، پایان نامه، دانشگاه تبریز، دانشکده مهندسی عمران.

[2] هاشمی، م. (۱۳۹۳)، "کاربرد میراگرهای ویسکوز در ساختمان ها و بهینه یابی مکان آن در ساختمان ها"، پایان نامه، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده مهندسی.

[3] بهروش، ع.، ارمغانی، ا. ا. اکبرلو، و بالکانلو، و. (۱۳۹۰)، "ارزیابی تأثیر میراگرهای ویسکوز در عملکرد لرزه ای سازه ها"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان.

[4] Chen, J., Zeng, X. and Peng, Y. (2017), "Probabilistic analysis of wind-induced vibration mitigation of structures by fluid viscous dampers", Journal of Sound and Vibration, Vol. 409, pp.287-305.

[5] Landi, L., Vorabbi, C., Fabbri, O. and Diotallevi, P.P. (2017), "Simplified probabilistic seismic assessment of RC frames with added viscous dampers", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 97, pp.277-288.

[6] Barone, G., Navarra, G. and Pirrotta, A. (2008), "Probabilistic response of linear structures equipped with nonlinear damper devices (PIS method)", Probabilistic engineering mechanics, Vol. 23, pp.125-133.

[7] Peng, Y., Mei, Z. and Li, J. (2014), "Stochastic seismic response analysis and reliability assessment of passively damped structures", Journal of Vibration and Control Vol. 20, pp. 2352-2365.

[8] Dolšek, M. and Fajfar, P. (2007), "Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 36, pp. 2021-2041.

[9] Dadpour, O. and Banazadeh, M. (2019), "Probabilistic seismic response models for risk assessment and design of steel moment frames with linear viscous dampers", Earthquake Spectra, Vol. 35, pp. 267-288.

[10] Dimopoulos, A.I., Tzimas, A.S., Karavasilis, T.L. and Vamvatsikos, D. (2016), "Probabilistic economic seismic loss estimation in steel buildings using post-tensioned moment-resisting frames and viscous dampers", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 45, pp.1725-1741.

[11] Seo, C.Y., Karavasilis, T.L., Ricles, J.M. and Sause, R. (2014), "Seismic performance and probabilistic collapse resistance assessment of steel moment resisting frames with fluid viscous dampers", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 43, pp.2135-2154.

[12] Tubaldi, E., Ragni, L. and Dall'Asta, A. (2015), "Probabilistic seismic response assessment of linear systems equipped with nonlinear viscous dampers", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 44, pp.101-120.

[13] Bahmani, M. and Zahrai, S.M. (2019), "Application of a comprehensive seismic retrofit procedure for steel buildings using nonlinear viscous dampers", International Journal of Civil Engineering, Vol. 17, pp.1261-1279.

بی وقفه و سازه تحت رکورد های نورث ریچ ($1/0$ g)، و کوبه ($1/0$ g)، با کاهش میانگین حداکثر نسبت دریافت طبقات 47% بوده و در سطح عملکرد ایمنی جانی رفتار می کند. میانگین احتمال خرابی سازه بلند مرتبه (میانگین ده شتابنگاشت) با شدت توان $0/4$ به میزان 37% کاهش در مقایسه با تغییرات میانگین احتمال خرابی سازه 20 طبقه با پارامترهای بی بعد شدت توان $0/3$ و $0/2$ داشته ایم.

نتایج این مطالعه حاکی از این است که با افزایش شدت توان سرعت میراگر ویسکوز غیر خطی از $0/2$ به $0/4$ و با فرض ثابت بودن نسبت میرایی (ξ) مقادیر ضریب میرایی غیر خطی و نیروی میراگر (نیروی مستهلک کننده شتاب زلزله به سازه) افزایش یافته است، بطوری که میزان نیروی میراگر، برای سازه های بلند مرتبه چندین برابر سازه های کوتاه و میان مرتبه می باشد. همچنین طبقات پایین ساختمان به دلیل انرژی کرنشی بیشتر، ضریب میرایی بزرگ تری به خود اختصاص داده اند. با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی سازه بهسازی شده برای ساختمان های 3 ، 9 و 20 طبقه می توان دریافت که روند طراحی پیشنهادی در سازه های بلند مرتبه برای شدت توان $0/4$ از عملکرد مناسب تری برخوردار است.

۴- نتیجه گیری

خسارت ناشی از زلزله های به وقوع پیوسته در سال های اخیر نیاز به طراحی بر مبنای عملکرد و بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود را آشکار می سازد یکی از روش های موثر در بهسازی لرزه ای سازه ها استفاده از میراگرهای ویسکوز غیر خطی می باشد. در این تحقیق جهت بررسی اثربخشی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه ای سازه های فولادی برای مهندسین طراح حرفه ای به ارایه یک روند طراحی جامع جهت بهسازی لرزه ای سازه ها با استفاده از تحلیل غیر ابعادی برای شناسایی مجموعه حداقلی از پارامتر عدم قطعیت شدت توان سرعت میراگر ویسکوز غیر خطی پرداخته ایم. آنگاه به کنترل پاسخ لرزه ای و ارزیابی احتمالاتی خرابی سازه ها با مدل تابع چگالی بتا، گاما و توزیع نرمال با ضریب پراکندگی متفاوت برای توصیف رفتار غیر خطی به ارزیابی قابلیت اطمینان سازه 3 ، 9 و 20 پرداختیم. نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی سازه بهسازی شده حاکی از آن است که بهسازی لرزه ای در همه ساختمان ها محک منجر به بهبود عملکرد لرزه ای با شدت توان سرعت میراگر $0/2$ ، $0/3$ و $0/4$ شده است ولی روند طراحی در بهبود عملکرد و کاهش احتمال خرابی در سازه بهسازی شده با

- [14] Ohtori, Y., Christenson, R.E., Spencer Jr, B.F. and Dyke, S.J. (2004), "Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 130, pp. 366-385.
- [15] Bommer, J.J., Elnashai, A.S. and Weir, A.G. (2000), "Compatible acceleration and displacement spectra for seismic design codes", In *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 8.

پی نوشت

¹ Federal Emergency Management Agency

² Incremental dynamic analysis



رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربند ضربدری با فولاد گرید پایین با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل

پرویز عبادی^{۱*}، محمود گلی^۲

۱- استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه آزاد اسلامی واحد شهر قدس، تهران

۲- کارشناس ارشد، مهندسی عمران-زلزله

* تهران، صندوق پستی ۳۷۴-۳۷۵۱۵، parviz.ebadi@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۱۲/۰۷، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۶/۱۰)

چکیده

آیین‌نامه‌ها و کدهای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده از فولاد مقاومت بالا را در سیستم باربر جانبی ساختمان‌ها محدود نموده‌اند که به دلیل شکل‌پذیری کمتر این نوع فولاد می‌باشد. با این وجود، می‌توان از فولادهای نرم‌تر با گرید پایین‌تر در طراحی سیستم‌های باربر جانبی ساختمانی و از جمله مهاربندهای ضربدری استفاده نمود. از طرفی، در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها، تفاوت چندانی بین پارامترهای لرزه‌ای فولادهای با گریدهای مختلف در نظر گرفته نمی‌شود. در این تحقیق اثرات استفاده از فولادهای با گریدهای مختلف در رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربندی ضربدری تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بررسی گردیده است. قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه برای منطقه با خطر لرزه‌خیزی خیلی شدید بر اساس روش‌های متداول آیین‌نامه‌های ساختمانی و دو نوع گرید مختلف فولاد طراحی شده‌اند. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که قاب‌های طراحی شده با مهاربند از نوع فولاد گرید پایین‌تر کارایی لرزه‌ای بالاتری را تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور دارند. همچنین در بررسی قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک، بخصوص با ویژگی جهت‌پذیری پیش‌رونده گسل، پاسخ‌ها شدیدتر بوده و تغییر مکان‌های بزرگتری در قاب‌ها ایجاد گردیدند.

واژگان کلیدی

مهاربند ضربدری، گرید فولاد، رفتار لرزه‌ای، ظرفیت جذب انرژی، پایداری

Seismic response of X-bracing system with lower grade steel using nonlinear static and dynamic analyses in near and far field earthquakes

P. Ebadi, M. Goli

Abstract

The building codes and seismic design specifications restricted using high strength steel in lateral load resisting systems because of its less ductility. However, it is possible to use lower grade steel in design of lateral load resisting systems, including X-Braces. In addition, the seismic design specifications generally do not consider significant difference in seismic design parameters of steel with different grades. In this research, effects of using steel with different grades in seismic behavior of X-Bracing system studied using nonlinear dynamic analyses. The frames with 4, 8 and 12 stories in high seismic zone designed with conventional design methods and regarding requirements of building codes. Two different steel grades considered in design of diagonals in X-Braced frames. According to nonlinear static and dynamic analyses on different frames, it is found that the seismic performance of frames designed with lower grade steel is higher under near and far field earthquakes. In addition, the analysis of both type of frames under near-field ground motions showed more sever responses and bigger displacements, especially in progressive-direction faults.

Keywords

X-bracing, Steel grade, Seismic response, Energy dissipation capacity, Near and far field

سیستم مهاربندی همگرا یکی از متداول‌ترین سیستم‌های باربر جانبی در تامين سختی و مقاومت جانبی سازه‌ها می‌باشد. از امتیازات این سیستم می‌توان به سختی مناسب برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی طبقات اشاره نمود.

تحقیقات پیشین بر روی رفتار لرزه‌ای این سیستم نشان‌دهنده رفتار نامناسب قاب‌های مهاربندی شده ضربدری تحت زلزله‌های شدید می‌باشد [۶-۱]. ظرفیت انرژی جذب شده توسط مهاربند‌های همگرای ضربدری، در واقع به طور کامل وابسته به رفتار چرخه‌ای غیرخطی مهاربند تحت بارهای رفت و برگشتی متناوب می‌باشد. با توجه به رفتار متفاوت مهاربند‌ها در کشش و فشار، به منظور تامین شکل‌پذیری مورد نیاز سازه، رفتار این سیستم تحت شتابنگاشت‌های حوزه دور و نزدیک حائز اهمیت می‌باشد. حساسیت این موضوع در زلزله‌های حوزه نزدیک با پالس‌های قوی در ابتدای رکورد و فرکانس نوسان بالا از اهمیت بیشتری برخوردار است. استفاده از فولاد گرید پایین در طراحی مهاربند‌های سازه یکی از راهکارهای افزایش شکل‌پذیری و تامین سختی و بالابردن مقاومت جانبی سازه‌ها می‌باشد [۴-۲]. همچنین بکارگیری فولاد نرم در مهاربند‌ها باعث افزایش سختی سازه گردیده و از طرفی به دلیل پایین بودن تنش جاری شدگی، تغییر مکان متناظر با شروع تسلیم در سازه کاهش یافته و منجر به افزایش شکل‌پذیری سیستم می‌شود [۷].

Chao و Goel در سال ۲۰۰۸ عملکرد سازه‌های فولادی با قاب مهاربندی هم‌مرکز (CBF) را بر اساس روش طراحی پلاستیک و نیز با استفاده از طیف طراحی ارزیابی کردند. نتایج نشان داد که قاب‌های فولادی با مهاربندی هم‌مرکز که بر اساس روش پلاستیک طراحی می‌شوند، در مقایسه با قاب‌های طراحی شده بر اساس طیف NEHRP97 به طور چشمگیری سطوح اطمینان بالاتری در مقابل ویرانی کلی دارند [۸]. Nikname و Khavar (۲۰۱۲) به بررسی سازه فولادی مهاربندی هم‌محور تحت زلزله حوزه نزدیک پرداختند و نتیجه گرفتند با نزدیک شدن سازه به گسل میزان تغییر مکان نسبی به میزان چشمگیری افزایش می‌یابد. تا جایی که در اثر زلزله حوزه نزدیک این مقدار در زمان تشکیل مفصل پلاستیک در سازه به میزان حداکثر خود یعنی ۰/۱۲ می‌رسد که از میزان مجاز آن بیشتر است. بررسی مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی، برای مدل‌های انتخابی نشان می‌دهد که میزان حداکثر تغییر مکان غالباً در طبقه ما قبل آخر متمرکز گردیده و با توجه به نتایج تحلیل غیرخطی، سازه‌ی

انتخابی در حوزه نزدیک دچار تغییر مکان‌های بزرگ می‌گردند [۹].

بکارگیری فولاد نرم در مهاربند‌ها باعث افزایش سختی سازه گردیده و از طرفی به دلیل پایین بودن تنش جاری شدگی، نقطه‌ی شروع تسلیم در سازه زودتر ایجاد گردد و منجر به افزایش شکل‌پذیری سیستم می‌شود [۱۰-۱].

Rahman-Shokrgozar و همکارانش در سال ۲۰۱۵ اثر استفاده از فولاد نرم در ضریب رفتار قاب‌های فولادی دارای استفاده از فولاد معمولی و نرم در هسته‌ی باربر مهاربند‌های کمانش‌تاب را بررسی نمودند و دریافتند که استفاده از فولاد نرم موجب افزایش ضریب رفتار این مهاربند‌ها می‌گردد [۱۰]. Sabouri-Ghomi و Ebadی در سال ۲۰۱۰ رفتار مهاربند ضربدری با استفاده از فولاد نرم را با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی بررسی نمودند. نتایج آزمایش بیانگر عملکرد مناسب مهاربند‌ها و پایداری بیشتر سیستم و جذب انرژی مناسب‌تر آن با استفاده از فولاد نرم می‌باشد [۵].

Bahrampoor و Sabouri-Ghomi در سال ۲۰۱۰ تاثیر فولاد نرم بر رفتار لرزه‌ای مهاربند قطری را بررسی نمودند نشان دادند که استفاده از فولاد نرم منجر به افزایش استهلاک انرژی سازه می‌گردد [۱۱]. استفاده از فولاد نرم در دیگر سیستم‌های باربر جانبی نیز مورد مطالعه قرار گرفت است که می‌توان به استفاده از فولاد نرم در مهاربند‌های هم‌مرکز و خارج از مرکز [۱۴-۱۲]، مهاربند زانویی [۱۵]، کنترل دررفت قاب‌های خمشی [۱۶]، دیوار برشی فولادی [۱۹-۱۷]، مشخصات مکانیکی فولاد نرم [۲۰]، قاب‌های مهاربندی با هسته جاری شونده [۲۱]، میراگرهای فلزی (ADAS) [۲۲]، گاست پلیت‌ها [۲۳] و پل‌های فولادی [۲۴] اشاره نمود.

Momenzadeh و Shen در سال ۲۰۱۸ نیاز لرزه‌ای ستون‌ها را در ساختمان‌های دو طبقه با قاب مهاربندی ویژه بررسی نمودند و دریافتند که ستون‌ها تسلیم می‌گردند و استفاده از مورد اول برای طراحی کافی نمی‌باشد [۲۵]. Kheyroddin و Mashhadiali در سال ۲۰۱۸ ضریب رفتار مهاربند‌های ضربدری با الگوی شش ضلعی را در ساختمان‌های ۴، ۱۰ و ۲۰ طبقه تعیین نمودند و مقادیر ضریب رفتار پیشنهادی برای مهاربند‌های هم‌مرکز در ASCE7 را برای طراحی این سیستم تایید نمودند [۲۶].

Trutalli و همکارانش در سال ۲۰۱۹ پارامترهای بهینه لرزه‌ای سیستم مهاربندی هم‌مرکز را با انجام تحلیل دینامیکی

افزایشی (IDA) بر روی ساختمان‌های ۱، ۳، ۶ و ۱۰ طبقه برای Eurocode تعیین نمودند [۲۷].

Faytarouni و همکارانش در سال ۲۰۱۹ مدل‌های موجود در ارزیابی گسیختگی مهاربندهای هم‌مرکز را مقایسه و میزان کاربردی بودن آنها در تحلیل‌های لرزه‌ای پس از گسیختگی مهاربندها را مطالعه نمودند و دریافتند که استفاده از این مدل‌ها برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای سیستم مهاربندی هم‌مرکز در ساختمان‌های دو طبقه منجر به دریافت‌های بین طبقه‌ای در محدوده ۵ تا ۱۰ درصد در سازه می‌گردد [۲۸].

Hassanzadeh و Gholizadeh در سال ۲۰۱۹ روش بهینه‌سازی سیستم مهاربند هم‌مرکز ویژه را بر اساس محل بهینه قرارگیری مهاربندها و تعیین سازه‌ی مقاطع مهاربندی بر اساس عملکرد و تعیین حاشیه اطمینان مناسب در برابر خرابی را با استفاده از تحلیل‌های IDA و منحنی‌های شکنندگی پیشنهاد نمودند. تحقیقات آنها نشان داد که در ساختمان‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با طرح بهینه، نه تنها وزن سازه به حداقل ممکن کاهش می‌یابد، بلکه حاشیه اطمینان در برابر خرابی نیز به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد [۲۹].

Kumar و همکارانش در سال ۲۰۱۹ مهاربند تحت کشش را در ساختمان‌های مهاربندی هم‌مرکز ویژه با تعداد طبقات ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ برای بار جانبی برابر با ۷۰، ۱۰۰ و ۶۰ درصد برش پایه طراحی نمودند و مشاهده کردند که نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) ستون‌ها در محدوده ۰/۴ تا ۰/۵ برای مهاربندهای طراحی شده با نسبت DCR بین ۰/۸ تا ۰/۹ به منظور تامین مقاومت و شکل‌پذیری مورد نیاز مناسب می‌باشد. همچنین، تقاضای تغییرمکانی در قاب‌های طراحی شده برای ۶۰ درصد برش پایه در محدوده قابل قبولی قرار دارد [۳۰].

Sen و همکارانش در سال ۲۰۱۹ رفتار غیرخطی سه نوع مهاربند هم‌مرکز ویژه، معمولی و غیرلرزه‌ای را بر اساس مطالعات آزمایشگاهی موجود بر روی مهاربندهای با مقطع HSS بررسی نمودند و پیشنهادهایی برای بهبود عملکرد مهاربندهای با شکل‌پذیری کم ارائه نمودند [۳۱].

محسن زاده و ویده در سال ۲۰۱۹ با بررسی اثرات گیرداری اتصالات تیر به ستون در مهاربندهای هم‌مرکز، دریافتند که در صورت صرف نظر نمودن از مشارکت قاب‌ها در تحمل بارهای ثقلی، افزایش مقاومت خمشی و سختی اتصالات تیر به ستون به میزان قابل توجهی احتمال خرابی سیستم را کاهش می‌دهد. همچنین این اثر در ساختمان‌های کوتاه بسیار ناچیز بوده و در مقایسه با سختی و مقاومت ثقلی قاب‌ها از اهمیت بسیار کمتری

برخوردار است [۳۲].

یکی از اشکالات رایج در آیین‌نامه‌ها، عدم توجه کافی به گرید فولاد در طراحی لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای می‌باشد و از نظر آیین‌نامه‌های رایج طراحی ساختمان‌ها، پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های طراحی شده با گریدهای مختلف فولاد ثابت می‌باشند. در صورتی که تحقیقات اخیر بیانگر جذب انرژی و پایداری بیشتر سازه‌های طراحی شده با فولاد نرم‌تر می‌باشد [۷]. در این تحقیق، قاب‌های مهاربندی با دو نوع گرید مختلف در ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه طراحی گردیده‌اند و عملکرد لرزه‌ای آن‌ها با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی گردیده است. نتایج بدست آمده بیانگر عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر و پایداری بیشتر سازه‌های طراحی شده با فولاد گرید پایین‌تر می‌باشد.

۲- طراحی نمونه‌ها

به منظور ارزیابی تاثیر استفاده از فولادهای با گرید مختلف در طراحی سیستم مهاربندی ضربدری، ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با طول دهانه ۶ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر با استفاده از ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمانی ایران طراحی گردیدند.

پلان ساختمان مورد مطالعه در شکل (۱) نشان داده شده است. کاربری ساختمان از نوع مسکونی، نوع زمین ۲ و پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد در نظر گرفته شده‌اند. بار زنده و مرده طبقات با توجه به مبحث ۶ مقررات ملی ساختمانی ایران انتخاب شده‌اند. همه اتصالات تیر به ستون از نوع مفصلی فرض گردیده‌اند. طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم [۳۳]، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳۴] و با استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت نهایی (LRFD) انجام گردیده است. تیرها و ستون‌ها با استفاده از فولاد با گرید بالا طراحی شده‌اند و سعی گردیده تا به گونه‌ای طراحی انجام شود که ستون‌ها دچار کمناش نشده و مهاربندها بتوانند وظیفه خود را به خوبی انجام دهند. مهاربندها از دو نوع فولاد با گرید مختلف طراحی گردیده‌اند. عبارت HGS برای فولاد با گرید بالاتر^۴ (مطابق با فولاد S355J2) با تنش تسلیم ۳۷۰ و تنش گسیختگی ۵۵۰ مگاپاسکال و عبارت LGS برای فولاد با گرید پایین‌تر^۵ (مطابق با فولاد نوع S235J2) با تنش تسلیم ۲۳۵ و تنش گسیختگی ۳۵۰ مگاپاسکال استفاده گردیده است. ضریب پواسون برابر با ۰/۳ و مدول الاستیسیته برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال در نظر گرفته شده‌اند.

دو بعدی تحلیل شده‌اند و از اثرات پیچش صرف‌نظر گردیده است.

۳-۲- مفاصل پلاستیک

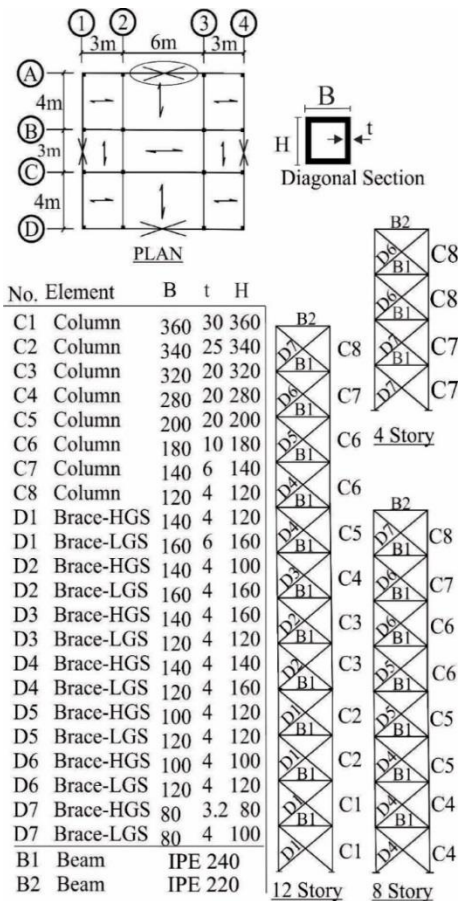
مفاصل پلاستیک مطابق با جدول (۵-۵) از FEMA356 برای ستون‌ها و مهاربندها تعریف گردیده‌اند [۳۵]. با توجه به اینکه در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای موجود تفاوت نوع گرید فولاد در تعریف مفاصل پلاستیک در نظر گرفته نشده است. بنابراین در صورتی که از تعاریف استاندارد FEMA356 برای تعریف مفصل پلاستیک در ستون‌ها و مهاربندها با گریدهای مختلف استفاده گردد، شکل‌پذیری المان‌های با مقاطع بزرگتر به دلیل پدیده خستگی در سیکل‌های پایین^۹ کاهش می‌یابد. درحالی‌که، تحقیقات تئوری و آزمایشگاهی اخیر بیانگر شکل‌پذیری بیشتر مهاربندهای طراحی شده با فولاد نرم‌تر می‌باشند که به دلیل سختی بیشتر سیستم و استفاده از مقاطع بزرگتر مهاربندها و کاهش تغییرمکان جانبی تسلیم ($\delta\gamma$) و افزایش تغییرمکان نهایی (δu) و به دلیل افزایش طول نسبی^{۱۱} بالاتر فولاد نرم‌تر می‌باشد. با این وجود، این موضوع در تعریف مفاصل پلاستیک در FEMA356 لحاظ نشده است.

تغییرشکل محوری مهاربند با رابطه (۱) تعریف می‌گردد.

$$\delta = \frac{P \cdot L}{EA} \quad (1)$$

که P نیروی محوری مهاربند، L طول مهاربند، A سطح مقطع مهاربند و E مدول الاستیسیته فولاد می‌باشند. برای تعریف درست و صحیح مفاصل پلاستیک در مهاربندها و مشخص کردن دقیق‌تر آن برای نرم افزار SAP2000 از نتایج آزمایشگاهی Ebadi و Sabouri-Ghomi [۵] استفاده گردیده است. در شکل (۲) تعریف مفصل پلاستیک در مهاربندها با توجه به FEMA356 و آزمایش‌های تجربی Ebadi و Sabouri-Ghomi ارائه گردیده‌اند.

در این آزمایش‌ها که در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام گردیدند، سه قاب یکسان تحت نیروی یکسان تحت بارگذاری یکسان و با استفاده از گریدهای مختلفی برای مهاربندها طراحی و بصورت شبه دینامیکی و با استفاده از ATC24 [۳۶] بارگذاری گردیدند. عرض و ارتفاع دهانه این قاب‌ها حدوداً ۱۵۰۰ میلی‌متر بودند و با توجه به مصالح موجود در بازار آهن، از دو نوع فولاد معمولی و مقاومت بالا در طراحی نمونه‌ها استفاده گردید و نتایج به صورت مقایسه‌ای بدست آمدند [۵].



شکل ۱- پلان، مقاطع و مشخصات قاب‌های مورد مطالعه

مقاطع طراحی شده قاب‌ها در شکل (۱) نشان داده شده‌اند. در شکل (۱) برای مشخص کردن مقاطع ستون‌ها^۱ و مهاربندها^۲ به ترتیب از پیشوند B، C و D استفاده شده است. مقاطع تیرها^۳ در طبقات مختلف (بجز بام) یکسان می‌باشند. مطابق انتظار، نیروهای وارد به ستون‌ها در حالت استفاده از مهاربندهای با گرید مختلف در هر طبقه یکسان می‌باشد. همچنین ابعاد مهاربندهای با گرید پایین‌تر بزرگتر می‌باشند. مشخص است که سطح مقطع بزرگتر مهاربندهای با گرید پایین‌تر منجر به افزایش سختی اولیه، کاهش تغییرمکان تسلیم و نهایتاً افزایش شکل‌پذیری سیستم می‌گردد.

۳- مدل‌سازی

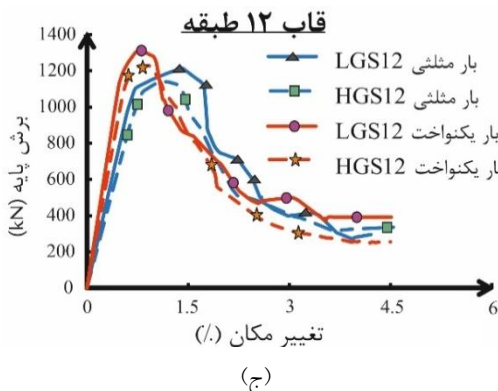
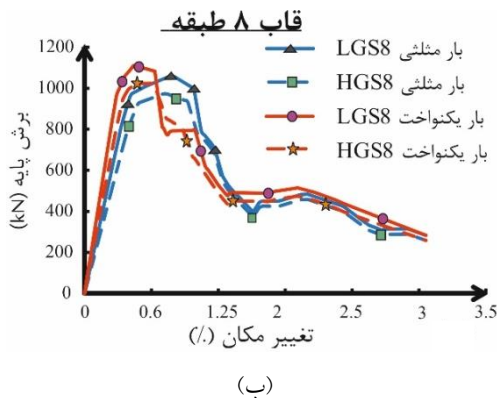
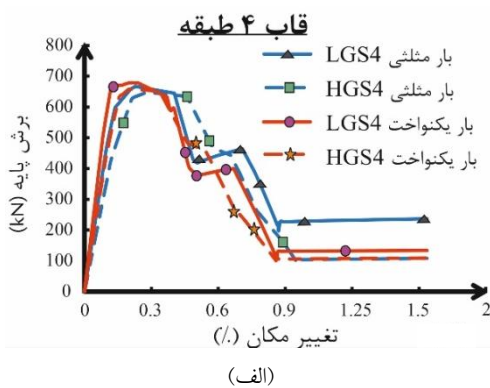
۳-۱- مدل هندسی

برای مدل‌سازی نمونه‌ها از المان Frame در نرم‌افزار SAP2000 استفاده گردیده است. اتصالات تیر به ستون‌ها و دو سر مهاربندها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده‌اند. در تحلیل‌ها، اثرات مرتبه دوم و P-Δ در نظر گرفته شده‌اند. قاب‌ها به صورت

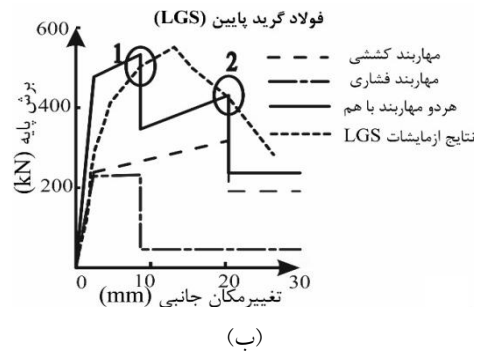
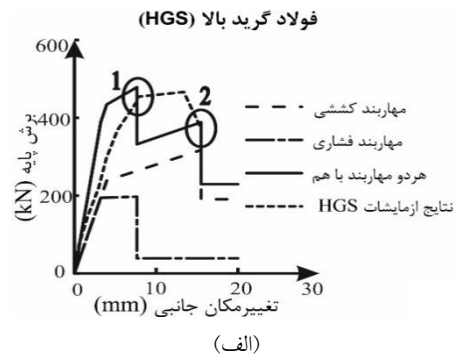
هدف با توجه به سطح عملکرد مورد انتظار سازه ادامه می‌یابد. در تحلیل‌ها با دو نوع ترکیب بار جانبی یکنواخت و مثلثی استفاده شده است. اثرات غیرخطی نیز با تعریف مفاصل پلاستیک در مدل لحاظ گردیده‌اند.

۴-۲- ظرفیت و پایداری

در شکل (۳) نمودار ظرفیت سازه‌ها برش پایه در برابر جابه‌جایی نسبی کل سازه تحت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و برای دو نوع بارگذاری جانبی با توزیع یکنواخت و مثلثی نشان داده شده‌اند.



شکل ۳- منحنی‌های ظرفیت قاب‌ها، (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه و (ج) ۱۲ طبقه



شکل ۲- تعریف مفاصل در مهاربدها با توجه به آزمایشات عبادی و صبور، (الف) HGS، (ب) LGS [۵]

ملاحظه می‌گردد که با توجه به تعریف جدید، ظرفیت اعضای طراحی شده با فولاد با گرید پایین‌تر بیشتر از فولاد گرید بالاتر می‌گردد. نمودار نیرو-تغییر مکان جانبی هر یک از قطرها در فشار و کشش به تفکیک ترسیم گردیده‌اند و با جمع آن‌ها منحنی نهایی رفتار مهاربدها بدست آمده است که با نتایج آزمایشگاهی قابل مقایسه می‌باشد.

لازم به ذکر است که به منظور انطباق نمودارهای نیرو-تغییر مکان قاب‌های طراحی شده با نتایج تجربی، گریدهای مورد استفاده در طراحی مهاربدها دقیقاً با فولادهای مورد استفاده در تحقیق فوق یکسان در نظر گرفته شده‌اند.

۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی

۴-۱- بارگذاری

تحلیل استاتیکی غیرخطی^{۱۱} روشی تقریباً ساده و با دقت مناسب برای تعیین شکل‌پذیری و تشخیص نحوه‌ی تشکیل مکانیزم خرابی سازه‌ها می‌باشد. روش کار بدین صورت است که پس از بارگذاری ثقلی سازه، بار جانبی اعمال می‌گردد و به تدریج افزایش داده می‌شود. این افزایش نیرو باعث ایجاد مفاصل پلاستیک و باز توزیع نیروها در المان‌های سازه می‌گردد. این عمل تا زمان ایجاد ناپایداری در سازه و یا رسیدن به تغییر مکان

ملاحظه می‌گردد که با افزایش ارتفاع سازه این نسبت کاهش می‌یابد که به دلیل نقش بیشتر مهاربندها در ساختمان‌های کوتاه‌تر و رفتار برشی آن‌ها می‌باشد. در ساختمان‌های بلندتر نقش ستون‌ها و تغییرشکل‌های محوری آن‌ها در تغییرشکل‌های خمشی سیستم محسوس‌تر بوده و بنابراین تفاوت بین میزان جذب انرژی در سیستم LGS نسبت به قاب‌های HGS در ساختمان‌های بلندتر کاهش می‌یابد.

۴-۴- تغییر مکان تسلیم و هدف

به منظور ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های طراحی شده با فولادهای با گریدهای مختلف، منحنی‌های ظرفیت به منحنی‌های دوخطی معادل تبدیل گردیده‌اند. با استفاده از این نمودار دوخطی شکل‌پذیری و سایر پارامترهای لرزه‌ای قاب‌ها قابل محاسبه هستند. برای دو خطی کردن منحنی‌های پوش‌آور از آیین نامه FEMA356 استفاده گردید. برای محاسبه شکل‌پذیری، تغییر مکان تسلیم در نقطه تغییر شیب منحنی دو خطی از ناحیه الاستیک به غیر الاستیک در نظر گرفته شده است. تغییر مکان هدف نیز نقطه برخورد منحنی‌های ظرفیت و تقاضا در نظر گرفته شده‌اند. این مقادیر در جدول (۲) ارائه شده‌اند. در جدول (۲)، δy و δt به ترتیب تغییر مکان‌های تسلیم و هدف در قاب‌های مورد مطالعه می‌باشند.

جدول ۲- مقادیر تغییر مکان هدف FEMA356، در قاب‌های

مورد مطالعه

طبقه	δy		δt	
	HGS	LGS	HGS	LGS
۴	۴۰	۵۹	۷۶	۵۴
۸	۱۴۵	۱۸۱	۲۲۳	۱۸۵
۱۲	۲۶۵	۳۰۰	۳۴۶	۳۱۳

* تغییر مکان‌ها بر حسب میلی‌متر می‌باشند.

با توجه به جدول (۲) ملاحظه می‌گردد که تغییر مکان هدف در قاب‌های با مهاربندی LGS نسبت به قاب‌های HGS مقادیر کمتری را نشان می‌دهد، که بیانگر نیاز شکل‌پذیری کمتر قاب‌های دارای مهاربندی از نوع فولادهای با گرید پایین‌تر می‌باشد.

۴-۵- شکل‌پذیری و ضریب رفتار در تغییر مکان هدف

قابلیت سازه در تحمل تغییرشکل‌های غیر الاستیک و پلاستیک،

توزیع بار جهت پوش سازه‌ها بر اساس توزیع بار زلزله آیین‌نامه زلزله ایران انجام شده و تمام قاب‌ها در محدوده تغییر مکان نسبی ۱/۵ تا ۵ درصد بام پوش داده شده‌اند. نتایج شکل (۳) بیانگر این مطلب است که تمام قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز ویژه دارای مهاربندی با فولاد گرید پایین‌تر، مقاومت بیشتری نسبت به قاب مشابه با مهاربند از فولاد گرید بالاتر دارند. همچنین، ملاحظه می‌گردد که افت‌های موضعی در نمودارهای پوش-آور قاب‌های دارای فولاد نرم‌تر معمولاً کمتر می‌باشد. البته در بعضی سازه‌ها نظیر سازه چهار طبقه تحت بار مثلی، تفاوت‌ها خیلی محسوس نمی‌باشند و ممکن است به مقدار جزئی هم افت‌های مربوط به فولاد نرم بیشتر باشد. از طرفی، با افزایش ارتفاع سازه‌ها میزان اختلاف در نمودارها کمتر می‌گردد. زیرا با افزایش ارتفاع در سازه نقش تغییر مکان‌های خمشی بیشتر شده و درصد مشارکت ستون‌ها در جابه‌جایی سازه افزایش می‌یابد.

ملاحظه می‌گردد که معمولاً افت‌های موضعی در نمودارهای پوش‌آور قاب‌های دارای فولاد نرم‌تر کمتر می‌باشد. در واقع افت‌های کلی و موضعی در منحنی پوش‌آور در نمونه LGS در تغییر مکان جانبی بزرگتری نسبت به نمونه‌های HGS صورت می‌گیرد که نشان‌دهنده پایداری و مقاومت بیشتر در نمونه‌های با مهاربند از نوع فولاد نرم‌تر می‌باشد.

۴-۳- جذب انرژی

باتوجه به این که سطح زیر منحنی ظرفیت بیانگر مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه است، بنابراین هرچه مساحت زیر این سطح بزرگ‌تر باشد، توانایی سازه در جذب و استهلاک انرژی بیشتر می‌گردد. میزان جذب انرژی قاب‌های مورد مطالعه در جدول (۱) ارائه گردیده‌اند. همانطور که در جدول (۱) ملاحظه می‌گردد نسبت جذب انرژی در نمونه‌های LGS نسبت به قاب‌های HGS به ترتیب برابر ۱/۴۱، ۱/۳۲ و ۱/۱۵ درصد برای قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه می‌باشد.

جدول ۱- جذب انرژی قاب‌های مورد مطالعه

طبقه	AHGS	ALGS	ALGS12/AHGS12
۴	۱۲۷	۱۷۹	۱/۴۱
۸	۲۸۷	۳۷۴	۱/۳۲
۱۲	۱۸۱۰	۲۱۸۱	۱/۱۵

* اعداد جدول بر حسب kN/mm^2 می‌باشند.



$$R_{\mu} = \frac{V_{eu}}{V_y} \quad (3)$$

که V_{eu} نیروی متناظر با حداکثر برش پایه در صورتی که سازه کاملاً در محدوده الاستیک باقی بماند و V_y نیروی متناظر با حد تسلیم سازه می‌باشد. با توجه به جدول (۳) می‌توان ملاحظه نمود که ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های LGS بیشتر از قاب‌های HGS می‌باشند.

۴-۷- ضریب اضافه مقاومت

این ضریب باعث انتقال سطح نیروی طراحی از سطح نیروی ورود به ناحیه غیرخطی به سطح نیروی الاستیک می‌شود. در حقیقت مقاومت ذخیره‌ای که بین تراز واقعی تسلیم سازه و سطح نیروی طراحی به روش حالات حدی نهایی وجود دارد، بر حسب ضریب اضافه مقاومت بیان می‌شود. بنابراین ضریب اضافه مقاومت سازه برابر است با:

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_d} \quad (4)$$

که V_y مقاومت متناظر با حد تسلیم سازه، V_d مقاومت متناظر با طراحی سازه می‌باشند. با توجه به جدول (۳) می‌توان ملاحظه نمود که ضریب اضافه مقاومت سازه‌های LGS بالاتر از HGS می‌باشد که بیانگر ذخیره مقاومتی قابل توجه در سیستم‌های LGS نسبت به HGS است.

جدول ۳- جذب انرژی قاب‌های مورد مطالعه

طبقه	۴		۸		۱۲	
	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS	LGS
μ	۱/۲۸	۱/۳۵	۱/۲۳	۱/۲۷	۱/۱۵	۱/۱۸
R_{μ}	۱/۲۴	۱/۳۰	۱/۲۰	۱/۲۴	۱/۱۴	۱/۱۶
Ω_0	۲	۲	۱/۵۸	۱/۶۸	۱/۸۵	۱/۹۸
R_U	۲/۳۱	۲/۶۰	۲/۳۸	۲/۳۸	۲/۱۰	۲/۲۹

۴-۸- ضریب رفتار کلی سازه

ضریب رفتار به صورت حاصل ضرب ضریب اضافه مقاومت در اثر ضریب شکل‌پذیری در ضریب اضافه مقاومت تعریف می‌شود. این ضریب رفتار در سطح بارهای نهایی می‌باشد.

$$R_U = \Omega_0 \times R_{\mu} \quad (5)$$

بدون این‌که سازه دچار فروریزش شود ضریب شکل‌پذیری سازه نامیده می‌شود. ضریب شکل‌پذیری را می‌توان با استفاده از رابطه (۲) تعریف نمود:

$$\mu = \frac{\Delta_f}{\Delta_y} \quad (2)$$

که Δ_f تغییرمکان نهایی متناظر با تغییرمکان هدف و Δ_y تغییرمکان حد تسلیم سازه می‌باشد. در جدول (۲) ضرایب شکل‌پذیری قاب‌های مورد مطالعه با توجه به روش FEMA356 ارائه شده‌اند. می‌توان ملاحظه نمود که ضریب شکل‌پذیری در قاب‌های LGS نسبت به HGS بالاتر می‌باشد. این مقدار افزایش به طور متوسط برابر با ۳۰ درصد است.

توضیح اینکه مقادیر جدول (۳) با استفاده از تغییرمکان هدف هر یک محاسبه گردیده‌اند و بیشتر بحث نتایج نسبی با توجه به طراحی‌های انجام شده ملاک بوده است. با توجه به اینکه در FEMA356 و کدهای ساختمانی، اثرات تغییر گرید فولاد در پارامترهای لرزه‌ای سیستم نظیر ضریب رفتار (با دید طراحی) کمتر توجه شده است، بنابراین نتایج بصورت مقایسه‌ای ارائه گردیده‌اند. می‌توان به این موضوع مهم اشاره نمود که با افزایش سطح مقطع سازه‌های با فولاد نرم‌تر، سختی سیستم افزایش یافته و طبیعتاً در کدهای ساختمانی، تغییرمکان هدف کمتری را ارائه شده است و به احتمال زیاد، مقادیر ارائه شده در کدهای ساختمانی برای نتایج این تحلیل‌ها قابل استفاده نباشند. همانطور که در تعریف مفصل‌ها هم این موضوع در نظر گرفته نمی‌شود. با این وجود به منظور داشتن یک دید کلی از رفتار سازه‌ها، با توجه به اینکه تعریف نقطه مکانیزم نهایی سازه، تاثیر زیادی در نتایج مربوط به جدول (۳) دارد، این نتایج صرفاً به صورت مقایسه‌ای ارائه شده‌اند. طبیعتاً دقت این نتایج منوط به انجام آزمایش‌های بیشتر می‌باشد. برای بحث کامل در این خصوص می‌توان به مقالات Ebadi و Moradi مراجعه نمود [۳۷ و ۳۸].

۴-۶- ضریب کاهش شکل‌پذیری

ضریب کاهش شکل‌پذیری باعث کاهش نیروهای لرزه‌ای از سطح نیروی الاستیک حداکثر به سطح ورود به ناحیه غیرخطی در منحنی پوش‌آور می‌شود. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی الاستیک حداکثر را می‌توان به تراز مقاومت تسلیم کاهش داد. بنابراین این ضریب به صورت زیر تعریف می‌گردد.

در برگیرنده ۱۰ رکورد مربوط به زلزله‌های حوزه نزدیک می‌باشند که در آن‌ها ویژگی‌های جهت‌پذیری پیش‌رونده نیز دیده شده است و دارای شدت (M_W) بین ۶ تا ۷/۱۴ در مقیاس ریشتر می‌باشند و در فاصله کمتر از ۵ کیلومتر تا مرکز زلزله ثبت شده‌اند. دسته دوم ۱۰ رکورد مربوط به زلزله‌های حوزه دور از گسل می‌باشد که در فاصله بین ۲۰ تا ۳۷ کیلومتر از مرکز زلزله واقع شده‌اند و دارای شدت بین ۶ تا ۷/۵ در مقیاس ریشتر می‌باشند که با توجه به طیف استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع ۲ مقیاس گردیده‌اند. مشخصات شتابنگاشت‌های انتخاب شده از سایت PEER^{۱۱} برای زلزله‌های نزدیک و دور انتخاب و در جدول (۴) ارائه شده‌اند. در انتخاب شتابنگاشت‌ها سعی گردید تا اثر فاصله تا مرکز زلزله برای تعدادی از شتابنگاشت‌ها نیز لحاظ گردیده و با توجه به فاصله ثبت شتابنگاشت، در دو گروه نزدیک و دور طبقه بندی گردیده‌اند.

جدول ۴- مشخصات لرزه‌ای شتابنگاشت‌های انتخاب شده برای حوزه

نزدیک گسل

زلزله	M_W	R (km)	PGA (g)	PGA /PGA
لرزه دور	Bam	۶/۶	۰/۵	۱۵۵
	Park field	۶/۰	۴/۵۱	۳۷۴
	Kobe	۶/۹	۱/۴۶	۱۹۶
	Chi-Chi	۷/۰۱	۸/۶۲	۱۷۰
	Northridge	۶/۶۹	۱/۷۴	۱۲۸
	Montenegro	۷/۱	۱/۵۱	۳۵۷
	Oki-Japan	۶/۸	۳/۹۷	۱۲۵
	Duzce	۷/۱۴	۳/۹۳	۳۳۹
	Managua	۶/۲۴	۳/۵۱	۱۵۶
	Whittier	۶/۰	۴/۳۴	۳۰۴
لرزه دور	Bam	۶/۶	۳۷/۱	۲۵
	Park field	۶/۰	۲/۱۸	۵۰
	Kobe	۶/۹	۲۹/۹	۶۰
	Northridge	۶/۶۹	۲۰/۷	۶۴
	Griva	۶/۱	۲۶/۷	۳۰
	SanFernando	۶/۶	۲۴/۱	۸۰
	Kojaeli	۷/۵	۳۰/۷	۹۰
	Norcia	۶/۰	۳۱/۴	۹۱
	Cape	۷/۱	۲۶/۵	۳۰
	Loma	۶/۹	۲۸/۶	۲۷

با توجه به جدول (۳) می‌توان ملاحظه نمود که ضریب رفتار سیستم طراحی شده با فولاد گرید پایین‌تر عدد بزرگتری می‌باشد. بنابراین، نیروی جانبی وارد شده بر سازه نیز کاهش یافته و می‌توان سیستم را برای بار جانبی کمتری طراحی نمود.

ملاحظه می‌گردد که ضریب رفتار با افزایش تعداد طبقات ساختمان کاهش می‌یابد. همچنین ضریب رفتار تابع زمان تناوب اصلی نوسان و بارهای وارد بر سازه می‌باشد. شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری قاب مهاربندی LGS از قاب مهاربندی HGS بیشتر است. زیرا جابه جایی بام در آستانه خرابی قاب LGS از قاب HGS بیشتر است. پس همواره ضریب رفتار قاب LGS از قاب HGS بیشتر است. با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های دارای قاب های مهاربندی شده با فولاد گرید پایین‌تر، مقادیر شکل پذیری و ضریب رفتار سازه کاهش می‌یابد یعنی کاربرد این نوع قاب‌ها تا یک ارتفاع محدودی موثر می‌باشد (به دلیل ترکیب اثرات برشی و خمشی در سازه‌های بلندتر).

۵- تحلیل دینامیکی غیرخطی

۵-۱- بارگذاری

بر اساس مطالعات انجام گرفته، نیرویی که در طی یک زلزله واقعی نسبتاً بزرگ بر سازه وارد می‌شود، ممکن است با نیروهای نظیر در تحلیل استاتیکی متفاوت باشند. ماهیت دینامیکی رفتار سازه تحت زلزله‌های مختلف و رفتار غیرخطی اعضا و اثر متقابل المان‌ها بر یکدیگر منجر به تغییر توزیع نیروها در المان‌ها می‌گردد. برای مدل‌سازی واقعی سازه و درک رفتار واقعی آن، استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی ضروری می‌باشد.

به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی با فولادهای گرید مختلف تحت اثر رکوردهای حوزه دور و نزدیک تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی قاب‌های مورد مطالعه انجام گرفت. تعداد ۱۲۰ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (۲۰ تحلیل برای هر قاب ۴ و ۸ و ۱۲ طبقه با دو نوع مهاربند LGS و HGS) انجام گرفت و پاسخ‌های بدست آمده از تحلیل‌ها با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند.

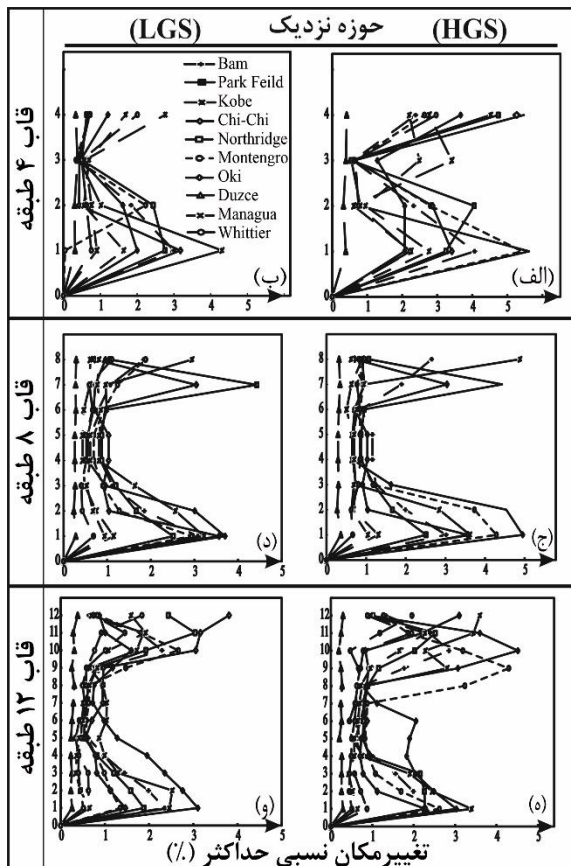
۵-۲- شتاب‌نگاشت‌ها و مقیاس کردن آن‌ها

برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۲۰ شتابنگاشت حوزه دور و نزدیک مربوط به خاک نوع ۲ استفاده شده است، این شتابنگاشت‌ها دارای گستره‌ای از محتوای فرکانسی مدت و دامنه متفاوت هستند و به ۲ گروه مجزا تقسیم‌بندی شده‌اند. دسته اول

۳-۵- تغییر مکان نسبی طبقات

بررسی مربوط به طبقه‌ی ماقبل آخر می‌باشد. که احتمالاً مربوط به اثرات دینامیکی بیشتر به دلیل سختی پایین‌تر این طبقه باشد. بیشترین پاسخ سازه در قاب‌های LGS توسط شتابنگاشت‌های بم و پارکفیلد با نسبت $4/3$ و $3/8$ درصد می‌باشد (شکل ۵-ب). برای قاب با مهاربند HGS شتابنگاشت‌های بم و پارکفیلد بیشترین پاسخ‌ها را در قاب ۱۲ طبقه با $5/8$ و $4/9$ درصد داشتند (شکل ۵-ه).

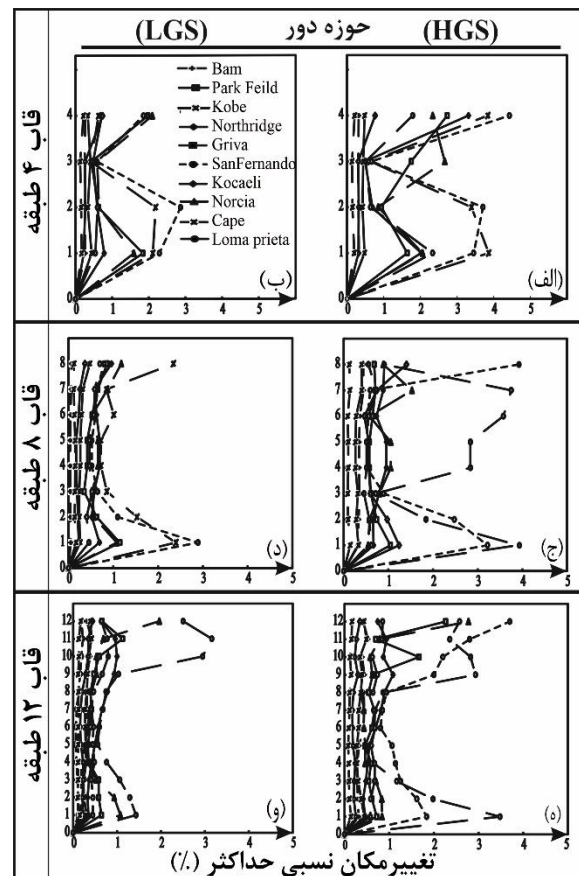
اهمیت تغییر مکان نسبی بین طبقات به‌عنوان یک شاخص مهم از عملکرد ساختمان می‌باشد. در طول یک زلزله، تغییر مکان‌های بین طبقات همراه با زمان و تغییر مودهای ساختمان تغییر می‌کنند. در شکل (۴) و (۵) تغییر مکان نسبی جانبی طبقات تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای قاب‌های مورد مطالعه نشان داده شده‌اند. مشاهده می‌گردد که شتابنگاشت‌های نزدیک گسل، نیازهای تغییر شکل بالاتری نسبت به شتابنگاشت‌های دور از گسل دارند. همچنین پراکندگی نتایج در زلزله‌های حوزه نزدیک بیشتر می‌باشد. از طرفی مشاهده می‌گردد که قاب‌های LGS پاسخ‌های کمتر و در عین حال پراکندگی کمتری در نتایج نشان می‌دهند. ضمن اینکه نتایج زلزله‌های دور از گسل بصورت یکنواخت‌تر و با پراکندگی کمتر می‌باشد که می‌تواند به معنای پاسخ پایدارتر سیستم تحت زلزله‌های دور تفسیر گردد.



شکل ۵- تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در قاب‌های مورد مطالعه برای زلزله حوزه نزدیک تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی

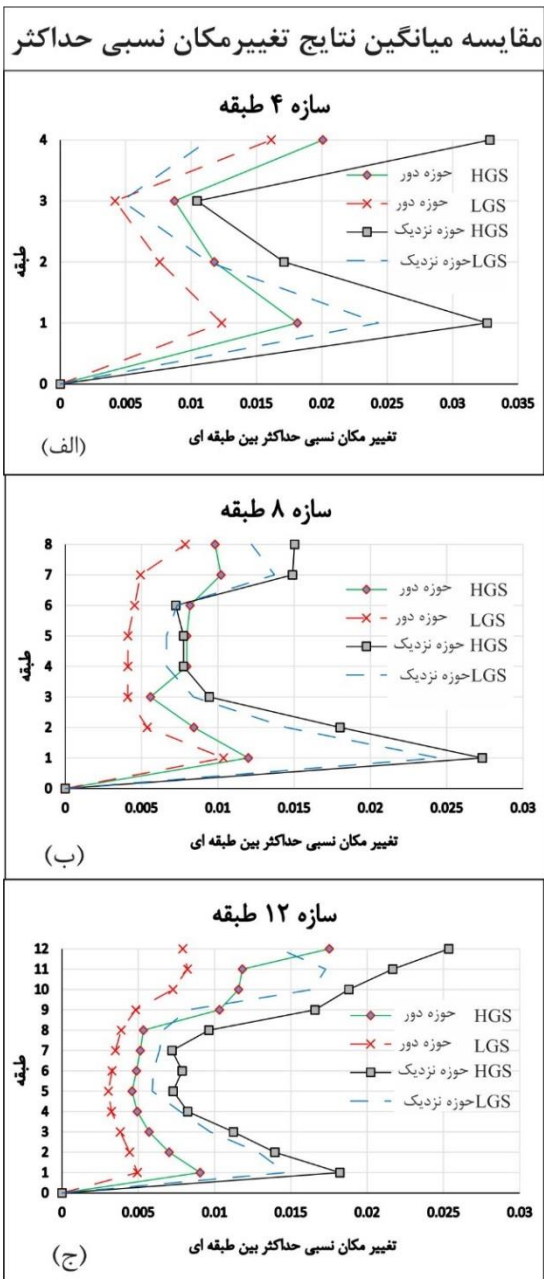
نمودارهای ارائه شده در شکل بیانگر پاسخ‌های بزرگ تحت زلزله‌های حوزه نزدیک می‌باشد به‌عنوان مثال شتابنگاشت زلزله کوبه در قاب ۴ طبقه حوزه نزدیک در شکل برای قاب HGS تغییر مکان نسبی $2/9$ درصد و برای قاب LGS مقدار $3/1$ درصد را در طبقه اول نشان می‌دهد. در حالی که تحت زلزله کوبه (نمونه‌ای از شتابنگاشت‌های حوزه دور) مقادیر $2/5$ و $1/8$ درصد را برای قاب‌های ۴ طبقه دارای می‌باشد (شکل ۴-الف).

به صورت کلی، استفاده از فولاد با گرید پایین‌تر در



شکل ۶- تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در قاب‌های مورد مطالعه برای زلزله حوزه دور تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی

با مقایسه پاسخ‌های زلزله‌های دور و نزدیک در شکل (۴) و (۵) ملاحظه می‌گردد که بیش‌ترین انحراف در قاب‌های مورد



شکل ۶- مقایسه میانگین نتایج تغییر مکان حداکثر بین طبقه‌ای مدل‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور

با توجه به شکل (۷)-الف و (۸)-الف قاب ۴ طبقه LGS برش پایه حداکثر کمتری نسبت به قاب HGS دارند. در بین زلزله‌های حوزه دور از گسل بیشترین مقدار برش پایه مربوط به زلزله کیپ‌مندسینو^{۱۳} می‌باشد که برای قاب HGS و LGS این مقدار به ترتیب برابر با ۷۵۰ و ۶۲۰ کیلونیوتن همچنین کمترین مقدار مربوط به زلزله کوچایلی برای قاب HGS برابر ۴۳۰ و برای قاب LGS برابر ۳۷۰ کیلونیوتن می‌باشد.

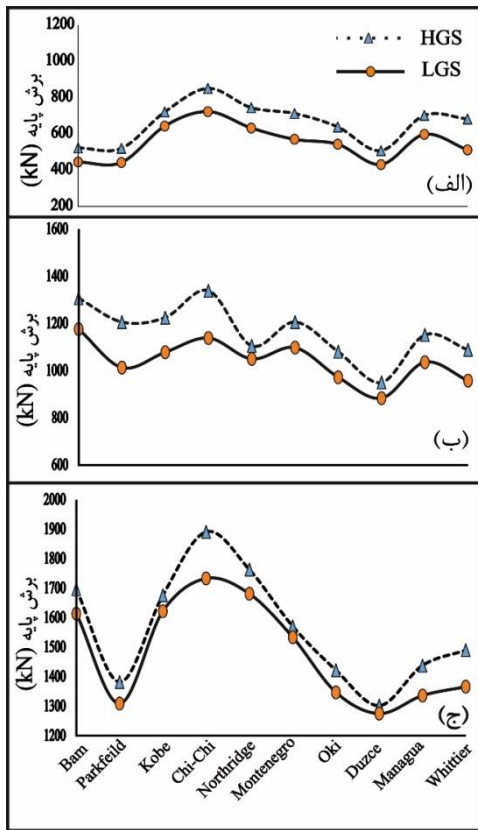
مهاربندهای قاب باعث کاهش تغییرمکان‌های نسبی گردیده است. بطور مثال در قاب ۸ و ۱۲ طبقه تحت زلزله کوبه (برای حوزه نزدیک) مقادیر تغییرمکان نسبی قاب LGS به ترتیب برابر با ۳/۴ و ۳/۹ درصد می‌باشد (شکل ۵-د، و). در حالی که در قاب‌های HGS به میزان ۰/۱۲ و ۰/۳۷ درصد کمتر می‌باشند که به خاطر تعداد کمتر مفاصل پلاستیک تشکیل شده در ستون‌های قاب‌های LGS، مقدار تغییرمکان نسبی سازه کمتر بوده و پایداری قاب‌های طراحی شده با استفاده از فولاد نرم‌تر بیشتر گردیده است.

در قاب‌های HGS با کماتش با تسلیم مهاربندها در یک طبقه، نسبت تغییرمکان بین طبقه‌ای به شدت افزایش یافته و خرابی‌ها در آن طبقه متمرکز می‌گردند. در حالی که در قاب‌های LGS به علت سختی بیشتر سیستم، جذب انرژی بالاتر و جلوگیری از افزایش نیروها در ستون‌ها (به دلیل شروع جذب انرژی در تغییرمکان‌های جانبی کوچکتر) توزیع خرابی کمتر می‌باشد و رفتار یکنواخت‌تری در کل سازه مشاهده می‌گردد. همچنین مقایسه میانگین نتایج تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در شکل (۶) نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود میانگین نتایج قاب‌های LGS از قاب‌های HGS کمتر می‌باشد.

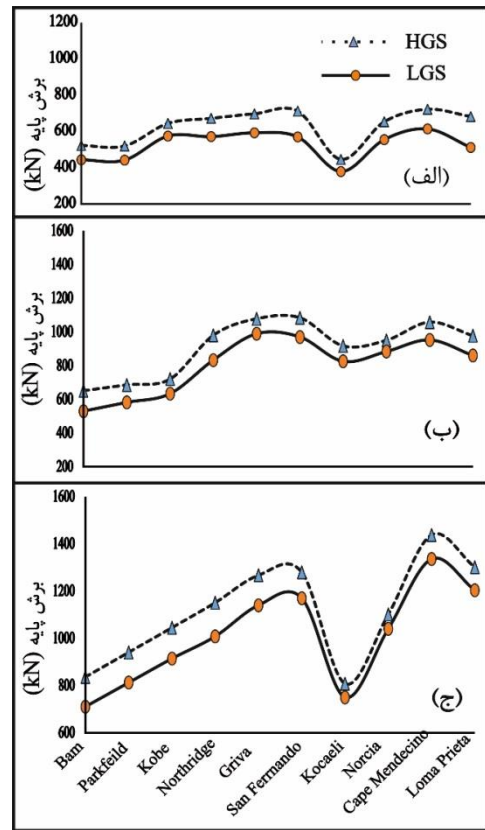
نکته آخر مربوط به پراکندگی کمتر نتایج در شتابنگاشت‌های حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور می‌باشد. همچنین در قاب‌های LGS نسبت به قاب‌های HGS پراکندگی نتایج و تغییر شکل‌های جانبی کمتری مشاهده می‌گردد که می‌تواند به افزایش بیشتر پایداری سیستم با استفاده از طراحی مهاربندها با فولاد گرید پایین‌تر و اثرات کمتر پدیده $P-\Delta$ و سطح نیروهای کمتر سیستم تفسیر گردد.

۵-۴- برش پایه

این شاخص به صورت مستقیم در آیین‌نامه‌ها تحت عنوان شاخص خرابی مطرح نشده است، ولی اگر برای سازه مشخصی، برش پایه محاسبه شده از برش پایه طراحی بیشتر شود، پارامترهای لرزه‌ای که در وارد آمدن خسارت به سازه نقش اساسی را ایفا می‌کنند، عموماً از حد مجاز خود فراتر خواهند رفت. ضمن اینکه مقدار نسبی برش پایه ایجاد شده در سیستم تحت شتابنگاشت‌های مختلف می‌تواند پارامترهای مهم برای سنجش قابلیت‌های آن سیستم در استهلاک انرژی زلزله باشد. نمودار مربوط به برش پایه حداکثر برای قاب‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل در شکل (۷) و (۸) ترسیم گردیده‌اند.



شکل ۸- مقایسه برش پایه قاب‌های HGS و LGS تحت زلزله‌های حوزه نزدیک



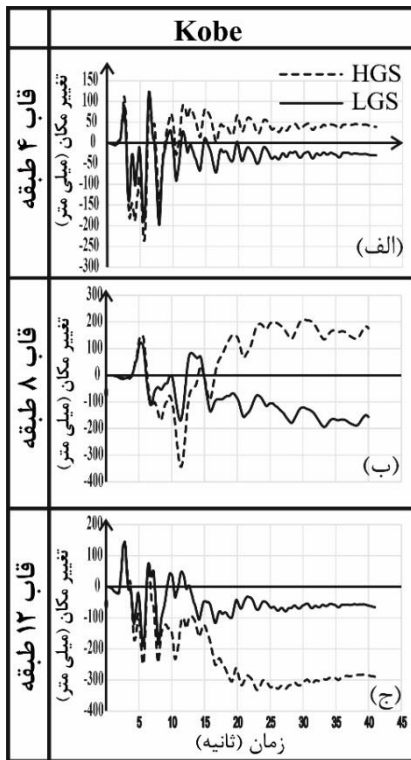
شکل ۷- مقایسه برش پایه قاب‌های HGS و LGS تحت زلزله‌های حوزه دور

مربوط به زلزله بم با ۱۱۸۰ کیلونیوتن می‌باشد. قاب‌های LGS در تعدیل برش پایه برای زلزله‌های حوزه نزدیک عملکرد بهتری نشان می‌دهند زیرا شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک با پالس بزرگ در ابتدای شتاب‌نگاشت به یکباره انرژی زیادی را به سازه وارد می‌کنند. با استفاده از فولاد گرید پایین و افزایش جذب انرژی قاب مهاربندی شده پاسخ سازه به نیروی زلزله کمتر می‌شود. در قاب ۸ طبقه HGS بیشترین برش پایه در شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور مربوط به زلزله سن فرناندو ۱۱۲۰ کیلونیوتن و برای LGS زلزله گریوا با ۱۰۱۴ کیلونیوتن می‌باشد (شکل ۷-ب).

قاب ۱۲ طبقه تحت رکورد حوزه نزدیک زلزله‌ی چی-چی برای قاب HGS دارای بیشترین مقدار برش پایه برابر ۱۹۱۰ کیلونیوتن و قاب LGS در همین زلزله مقداری برابر ۱۷۴۵ کیلونیوتن (شکل ۸-ج) را نشان می‌دهد که نسبت به برش پایه حداکثر حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی مقدار بیشتری را نشان می‌دهد، همچنین حدود برش پایه قاب LGS به HGS برای زلزله چی چی برابر ۰/۹۲ می‌باشد، همچنین با بررسی پاسخ رکوردها در حوزه دور برای قاب ۱۲ طبقه زلزله کپه مندسیو بیشترین مقدار را دارا می‌باشد، مقدار برش پایه در این زلزله

مقدار برش پایه حداکثر در دسته رکوردهای حوزه نزدیک نیز اختلاف نتایج بین قاب مهاربندی با فولاد نرم و فولاد ساختمانی وجود دارد. بیشترین مقدار برش پایه حداکثر برای قاب ۴ طبقه در زلزله‌های حوزه نزدیک مربوط به زلزله چی-چی می‌باشد و برای قاب HGS و LGS به ترتیب برابر ۸۷۰ و ۷۶۰ کیلونیوتن می‌باشد و نسبت به نتایج برش پایه حداکثر از تحلیل استاتیکی غیرخطی در حدود ۱/۳ برابر بیشتر می‌باشد. همچنین نتایج برش پایه حداکثر قاب چهار طبقه بیانگر آنست که با وجود دور از گسل بودن شتاب‌نگاشت‌های زلزله لوماپریتا، این شتاب‌نگاشت دارای برش پایه در حدود ۱/۵ برابر زلزله حوزه نزدیک دوزجه می‌باشد که نشان دهنده تاثیر محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت در پاسخ برش پایه سازه می‌باشد.

نتایج برش پایه قاب ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف بیانگر نسبت بیشتر برش پایه حداکثر در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور می‌باشد همانطور که در شکل (۸) ملاحظه می‌شود بیشترین مقدار قاب با مهاربند فولاد گرید بالا مربوط به زلزله چی-چی با مقدار ۱۳۳۰ کیلونیوتن (شکل ۸-ب) و برای قاب با مهاربند فولاد گرید پایین‌تر، بیشترین مقدار



شکل ۹- مقایسه اثر تغییر مکان ماندگار (Fling Step)، برای مدل‌های طراحی شده با فولاد LGS و HGS تحت زلزله حوزه نزدیک کوبه

در شکل (۹)، (۱۰) و (۱۱) تغییر مکان ماندگار بام برحسب زمان برای قاب‌های مورد بررسی تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک کوبه، نورث‌ریچ و ماناگوا (که دارای بیشترین نیاز بودند) نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌گردد این تغییر مکان در قاب ۱۲ طبقه مهاربند HGS به ترتیب برابر با ۳۰۰، ۲۸۰ و ۱۰۰ میلیمتر در زلزله‌های فوق می‌باشد. در حالی که در همین قاب با مهاربند LGS نیز به ترتیب برابر با ۳۲۰، ۱۰۰ و ۳۰ میلیمتر می‌باشد. در همین قاب با مهاربند LGS تحت زلزله کوبه برابر با ۲۰۰ می‌باشد (شکل (۸)، (۹) و (۱۰) - ج). ولی تحت دو زلزله نورث‌ریچ و ماناگوا تغییر مکان پسماند آن بسیار ناچیز است. مقدار این تغییر مکان در قاب ۴ طبقه با مهاربند HGS به ترتیب برابر با ۵۰، ۱۴۰ و ۴۰ میلیمتر و در قاب با مهاربند LGS به ترتیب برابر با ۳۰، ۲۰ و ۱۵ میلیمتر باشد. واضح است که استفاده از فولاد گرید پایین‌تر در طراحی مهاربند های سازه منجر به کاهش قابل توجه تغییر مکان‌های نسبی و پسماند در اعضای سازه و افزایش پایداری و کاربری سازه گردیده است.

دریافت سازه‌های LGS و HGS تحت زلزله نزدیک گسل در طبقات فوقانی در هر دو نوع سازه و در همه مدل‌ها با هم متفاوت هستند. و با افزایش تعداد طبقات این اختلاف از طبقات

برای قاب HGS برابر ۱۴۴۰ کیلونیوتن و برای قاب LGS برابر ۱۳۶۰ کیلونیوتن است (شکل (۷) - ج).

بررسی نتایج برش پایه در قاب‌های مورد مطالعه نشان‌دهنده این است که مقدار برش پایه حداکثر در تمامی رکوردهای حوزه نزدیک و دور در قاب‌های LGS کمتر از قاب‌های HGS می‌باشد و نتایج عموماً نشان‌دهنده برش پایه بیشتر در رکوردهای حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور می‌باشد که نمایانگر شدت انرژی بالاتر زلزله‌های حوزه نزدیک است. استفاده از فولاد نرم‌تر در مهاربندها و در نتیجه افزایش پایداری و جذب انرژی در تشکیل مفاصل پلاستیک بیشتر در مهاربندها باعث می‌شود ستون‌های سازه دیرتر وارد ناحیه غیرخطی شده و برش پایه کمتری به آن‌ها وارد شود. با توجه به نتایج استفاده از مهاربند های فولاد نرم در سازه برش پایه را به میزان ۱۵ الی ۲۰ درصد کاهش می‌دهد.

۵-۵- تغییر مکان پس ماند^{۱۴}

وجود پالس‌های اولیه شدید در ابتدای زلزله‌های نزدیک گسل عموماً منجر به تغییر شکل‌های غیرالاستیک بزرگی می‌گردد که عمدتاً به موقعیت اولیه بر نمی‌گردند و تغییر شکل‌های پس ماند قابل توجهی در سیستم ایجاد می‌گردد. این تغییر شکل‌های پسماند بزرگ باعث می‌شود که سازه با وجود عدم فروریزش، غیر قابل بهره برداری باشد. بنابراین سنجش و تخمین جابه جایی پسماند سازه‌ها در زلزله‌های نزدیک گسل از موضوعات مهم ارزیابی سرویس پذیری سازه‌ها پس از زلزله‌ها می‌باشد. تغییر مکان پسماند موجب افزایش خطر پذیری سازه در برابر پس‌لرزه‌ها، افزایش هزینه تعمیرات و جایگزینی اجزای غیرسازه‌ای می‌شود.

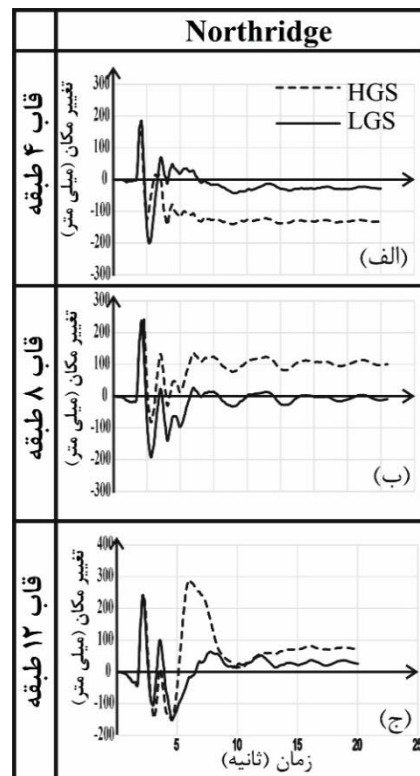
در جدول (۵) جابه‌جایی پس ماند و بیشینه جابه‌جایی مربوط به سه زلزله کوبه، نورث‌ریچ و ماناگوا از حوزه نزدیک برای قاب‌های مورد مطالعه بر حسب میلیمتر آورده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌گردد، استفاده از فولاد نرم‌تر در مهاربند های سازه منجر به تاخیر در ایجاد مفاصل پلاستیک در ستون‌ها و تعدیل انرژی ناگهانی زلزله‌های حوزه نزدیک گسل با ایجاد مفاصل بیشتر در مهاربند های قاب‌های LGS می‌گردد و افزایش شکل‌پذیری و کاهش جابه‌جایی پسماند کل سازه را به همراه دارد. به عنوان مثال، بیشترین مقدار جابه‌جایی پسماند در قاب ۸ طبقه HGS و LGS تحت زلزله کوبه به ترتیب برابر با ۳۲۰ و ۲۰۰ میلیمتر می‌باشد (شکل (۹)) همانگونه که اشاره شد، کاهش تغییر مکان‌های جانبی، اثرات نامطلوب پدیده $p-\Delta$ را کاهش می‌دهد و منجر به پایداری بیشتر سیستم می‌گردد.

ابتدایی شروع شده و تا انتهای سازه ادامه می‌یابد. همچنین در طبقات پایینی نیز در سازه‌های کوتاه مرتبه دریافت و جابجایی سازه‌های با مهاربند فولاد گرید بالاتر ناشی از شتابنگاشت نزدیک گسل بیشتر از سازه‌های با مهاربند فولاد نرم تحت همین شتابنگاشت است اما با افزایش تعداد طبقات این اختلاف رفته رفته با افزایش تعداد طبقات کمتر می‌شود.

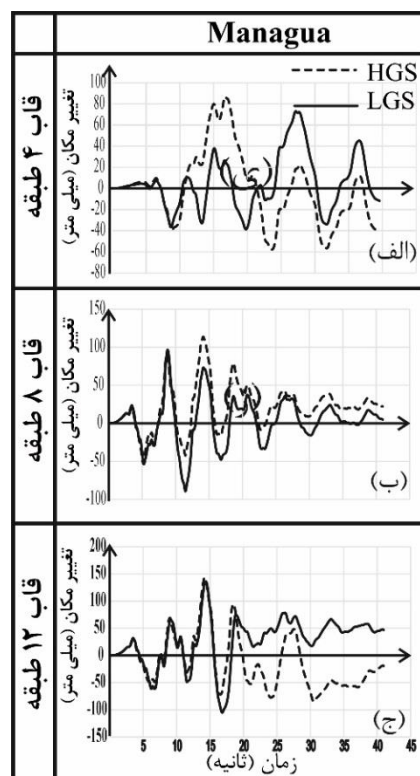
با مقایسه نمودارهای دریافت نزدیک گسل و دور از گسل می‌توان دریافت که دریافت سازه‌ها تحت زلزله نزدیک گسل در تمام طبقات بیشتر از دریافت ناشی از زلزله دور از گسل است، که البته در برخی شتابنگاشت‌ها، سازه‌های میان مرتبه HGS (۸ طبقه) در طبقات فوقانی دریافت ناشی از زلزله دور از گسل اندکی بیشتر از دریافت ناشی از رکوردهای نزدیک گسل شده است همچنین بررسی ناشی از دریافت طبقات سازه‌های نشان می‌دهد که در تمام سازه‌های LGS دریافت ناشی از رکورد نزدیک گسل بیشتر از دریافت ناشی از دور از گسل است و از طرفی در طبقات فوقانی مقادیر دریافت حاصل از زلزله نزدیک گسل به دریافت حاصل از زلزله دور از گسل نزدیک می‌شود. در حقیقت با افزایش تعداد طبقات اختلاف کم می‌شود. در سازه‌های ۴ طبقه در کلیه طبقات دریافت حاصل از زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از دریافت ناشی از زلزله‌های دور از گسل است و در سازه ۸ طبقه در سه طبقه فوقانی و در سازه ۱۲ طبقه در ۴ طبقه فوقانی دریافت حاصل از زلزله دور از گسل به دریافت ناشی از زلزله‌های نزدیک گسل نزدیک می‌شود ولی همچنان کمتر می‌باشد. و هر چه تعداد طبقات سازه بالاتر می‌رود اختلاف بین دریافت حاصل از زلزله دور از گسل و نزدیک گسل در کل طبقات سازه کمتر می‌شود.

بررسی حاصل از نتایج جابجایی نیز نشان می‌دهد که جابجایی سازه LGS تحت زلزله نزدیک گسل در سازه کوتاه مرتبه ۴ طبقه کمتر از جابجایی سازه HGS است. این در حالیست که هر چه تعداد طبقات بیشتر می‌شود جابجایی سازه LGS به نسبت سازه HGS کمتر می‌شود این کمتر شدن با افزایش تعداد طبقات افزایش می‌یابد. همچنین در تمام سازه‌های مورد بررسی جابجایی ناشی از زلزله نزدیک گسل بیشتر از جابجایی ناشی از زلزله دور از گسل است.

شکل (۱۲) مقادیر اختلاف دریافت و جابجایی تحت رکوردهای دور از گسل را در مقایسه با شتابنگاشت‌های نزدیک از گسل نشان می‌دهد. به منظور محاسبه درصد خطای هر روش از رابطه (۶) که توسط پینهو و همکاران معرفی شده است، استفاده می‌شود.



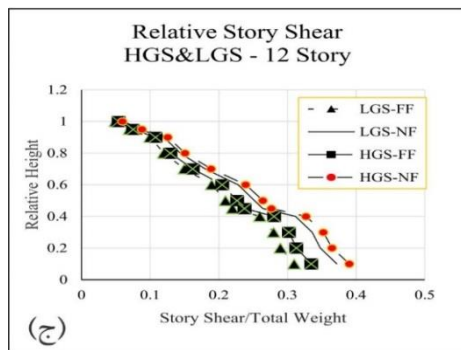
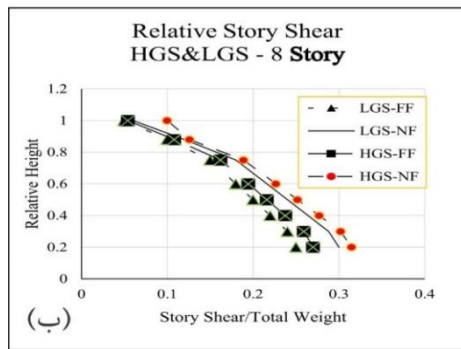
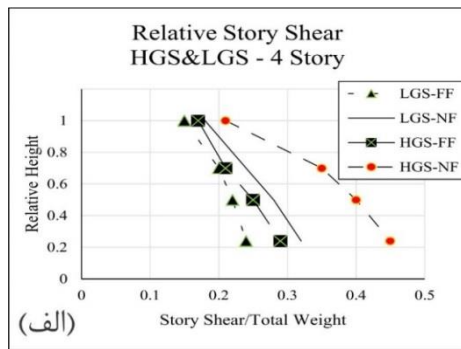
شکل ۱۰- مقایسه اثر تغییر مکان ماندگار (Fling Step)، برای مدل‌های طراحی شده با فولاد LGS و HGS تحت زلزله حوزه نزدیک نورتریج



شکل ۱۱- مقایسه اثر تغییر مکان ماندگار (Fling Step)، برای مدل‌های طراحی شده با فولاد LGS و HGS تحت زلزله حوزه نزدیک ماناگوا

از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه دریافت و جابجایی طبقات سازه HGS به ترتیب حدود ۳۲ و ۴۲ درصد و برای سازه LGS حدود ۱۴ و ۱۵ درصد مربوط به سازه کوتاه مرتبه است.

در شکل (۱۳) نتایج برش طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های مورد بررسی تحت حوزه نزدیک گسل و دور از گسل ارائه می‌شوند.



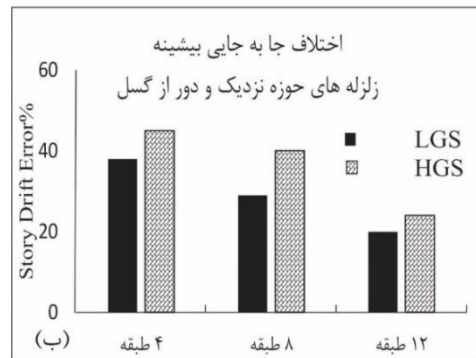
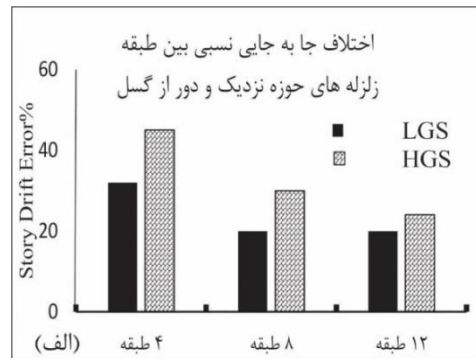
شکل ۱۳- مقایسه برش طبقات سازه‌ها به نسبت ارتفاع (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه و (ج) ۱۲ طبقه

نتایج بررسی برش طبقات تحت رکوردهای دور از گسل و نزدیک گسل نشان می‌دهد که برش طبقات در سازه‌های مورد بررسی ناشی از زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از برش طبقات ناشی از زلزله‌های دور از گسل است. با افزایش تعداد طبقات

Error (%) =

$$100 \frac{\sum_{i=1}^n (\Delta i \text{ Far Fult} - \Delta i \text{ Near Fult})}{\Delta i \text{ Far Fault}} \quad (6)$$

در رابطه فوق، n تعداد طبقات سازه، $\Delta i \text{ Near Fult}$ حداکثر تغییرمکان نسبی یا مطلق در طبقه i حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای نزدیک از گسل، $\Delta i \text{ Far Fult}$ حداکثر تغییرمکان نسبی یا مطلق در طبقه i حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای دور از گسل می‌باشد.



شکل ۱۲- اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه (الف) تغییرمکان نسبی و (ب) جابجایی طبقات در سازه‌های مورد مطالعه

بررسی میزان اختلاف نتایج حاصل از رکوردهای دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات و دوره تناوب سازه، مقدار اختلاف دریافت و جابجایی ناشی از رکورد دور از گسل و نزدیک گسل عمدتاً کاهش پیدا می‌کند.

از طرفی اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه جابجایی و دریافت طبقات در سازه‌های LGS به مراتب کمتر از این اختلاف در سازه‌های HGS است. که نشان می‌دهد اثربخشی رکوردهای نزدیک گسل بر سازه‌های HGS بیشتر از سازه‌های با مهاربند LGS است. بیشترین اختلاف ناشی

جدول ۵- مقایسه جابه‌جایی بیشینه و جابه‌جایی پس‌ماند قاب‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل

Kobe				Northridge				Managua				مدل
جا بجایی پسماند		بیشینه جابجایی		جا بجایی پسماند		بیشینه جابجایی		جا بجایی پسماند		بیشینه جابجایی		
LGS	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS	LGS	HGS	
۳۰	۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۲۰	۱۴۰	۱۸۵	۲۰۰	۱۵	۴۰	۷۵	۸۵	۴
۲۰۰	۳۲۰	۲۱۰	۳۶۰	۵	۱۰۰	۲۳۵	۲۴۰	۱۵	۳۰	۹۰	۱۰۰	۸
۵۰	۳۰۰	۱۴۰	۳۱۰	۱۵۰	۲۸۰	۲۴۰	۳۰۰	۷۰	۱۰۰	۸۰	۱۱۰	۱۲

برش طبقات سازه‌ها ناشی از رکوردهای نزدیک گسل رفته رفته به برش ناشی از رکوردهای دور از گسل نزدیک می‌شود. افزایش تعداد طبقات تاثیر بیشتری بر کم شدن برش طبقات ناشی از رکورد نزدیک گسل نسبت به رکورد دور از گسل در سازه‌های مورد بررسی دارد.

برش پایه سازه‌های کوتاه مرتبه فولادی تحت زلزله نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل است. در حالیکه در سازه‌های میان مرتبه و بلندمرتبه تاثیر برش پایه ناشی در طبقات پایینی از رکورد نزدیک از گسل بیشتر از دور گسل است. لذا در سازه‌های مورد بررسی تاثیر برش پایه در طبقات پایینی در نزدیکی گسل بحرانی‌تر هستند.

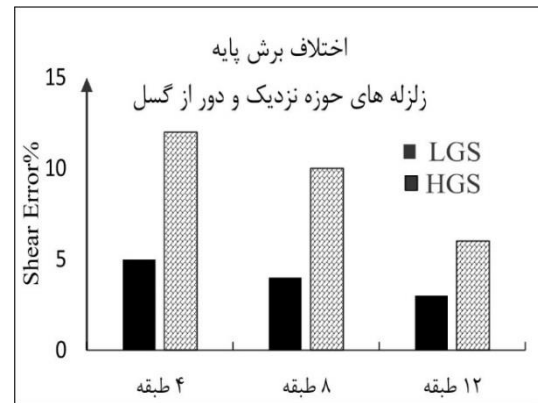
شکل (۱۴) مقادیر اختلاف برش پایه تحت رکوردهای دور از گسل را در مقایسه با شتابنگاشت‌های نزدیک از گسل نشان می‌دهد.

برش پایه سازه‌های کوتاه مرتبه فولادی تحت زلزله نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل است. در حالیکه در سازه‌های میان مرتبه و بلندمرتبه تاثیر برش پایه ناشی در طبقات پایینی از رکورد نزدیک از گسل بیشتر از دور گسل است. لذا در سازه‌های مورد بررسی تاثیر برش پایه در طبقات پایینی در نزدیکی گسل بحرانی‌تر هستند.

برش پایه سازه‌های کوتاه مرتبه فولادی تحت زلزله نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل است. در حالیکه در سازه‌های میان مرتبه و بلندمرتبه تاثیر برش پایه ناشی در طبقات پایینی از رکورد نزدیک از گسل بیشتر از دور گسل است. لذا در سازه‌های مورد بررسی تاثیر برش پایه در طبقات پایینی در نزدیکی گسل بحرانی‌تر هستند.

شکل (۱۴) مقادیر اختلاف برش پایه تحت رکوردهای دور از گسل را در مقایسه با شتابنگاشت‌های نزدیک از گسل نشان می‌دهد.

شکل (۱۴) مقادیر اختلاف برش پایه تحت رکوردهای دور از گسل را در مقایسه با شتابنگاشت‌های نزدیک از گسل نشان می‌دهد.



شکل ۱۴- اختلاف ناشی از رکوردهای نزدیک و دور از گسل در محاسبه برش پایه در سازه‌های مورد مطالعه

۶- نتیجه‌گیری

رفتار قاب‌های مهاربندی ضربدری ویژه با تعداد طبقات مختلف که با دو نوع گرید مختلف فولاد طراحی گردیده‌اند تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی قاب‌های با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ مورد بررسی قرار گرفته است.

نتایج بدست آمده بیانگر رفتار شکل‌پذیرتر نمونه‌های طراحی شده با فولاد نرم‌تر می‌باشد و پایداری سیستم به میزان قابل ملاحظه‌ای افزوده می‌گردد. به دلیل جذب انرژی بیشتر توسط مهاربندهای از نوع فولاد نرم‌تر، سطح نیروها در ستون‌ها و اثرات $P-\Delta$ ناشی از تغییر مکان‌های جانبی کمتر می‌گردند. به صورت کلی، در نمونه‌های LGS مقادیر برش پایه و تغییر مکان‌های حداکثر و ماندگار بام نیز تحت تحلیل‌های انجام شده کاهش یافتند. ضمن اینکه عموماً رفتار یکنواخت‌تری در ارتفاع سازه مشاهده گردید و از تمرکز خرابی‌ها در یک طبقه

- eccentrically braced frames", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 8, pp. 242-255.
- [12] Watanabe A and Nakamura H (1992), "Study on the Behavior of Buildings Using Steel with Low Yield Point," *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 4465-4468.
- [13] Saedi-Daryan, A., Bahrampoor, H., Ziaei, M., Golafshar, A. and Assareh M.A. (2008), "Seismic behavior of vertical shear links made of easy-going steel", *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, Vol. 1, pp. 368-377.
- [14] Irandegani, M.A. and Narmashiri, K. (2012), "Numerical study on aluminum panels used in braced steel frames as energy dissipation systems", *International Journal of Physical Sciences*, 7(10), pp.1661-1669.
- [15] Mahmoudi, M. and Vatani-Oskouie, A. (2013), "The effect of easy-going steel on KBF's seismic behavior", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, Vol. 46, PP. 81-94.
- [16] De-Matteis, G., Landolfo, R. and Mazzolani, F.M. (2003), "Seismic response of MR steel frames with low-yield steel shear panels", *Engineering structures*, Vol. 25, pp.155-168.
- [17] Nakashima, M., Iwai, S., Iwata, M., Takeuchi, T., Konomi, S. and Akazawa, T.M. (1994), "Energy dissipation behavior of shear panels made of low Yield steel", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 23, pp.1299-1313.
- [18] Nakashima, M. (1995), "Strain-hardening behavior of shear panel made of low Yield steel. I: test", *Journal of structural Engineering*, pp. 1742-1749.
- [19] Sabouri-Ghomi, S. and Gholhaki, M. (2008), "Ductility of thin steel plate shear walls", *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 9, pp. 153-166.
- [20] Saeki, E., Sugisawa, M., Yamaguchi, T. and Wada, A. (1998), "Mechanical properties of low Yield point steels", *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 10, pp. 143-152.
- [21] Sabouri-Ghomi, S. and Payandehjoo, B. (2009), "Investigating the effect of stiffness and strength of each component on overall stiffness and strength of Yield damped braced core (YDBC)", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 20, pp.747-756.
- [22] Shih, M.H. and Sung, W.P. (2005), "A model for hysteretic behavior of rhombic low Yield strength steel added damping and stiffness", *Computers & structures*, Vol. 83, pp.895-908.
- [23] Chen, S.J. and Chang, C.C. (2012), "Experimental study of low Yield point steel gusset plate connections", *Thin-Walled Structures*, 57, pp. 62-69.
- [24] Susantha, K.A.S., Aoki, T., Kumano, T. and Yamamoto, K. (2005), "Applicability of low-Yield strength steel for ductility improvement of steel bridge piers", *Engineering Structures*, /Vol. 27, pp. 1064-1073.
- [25] Momenzadeh, S. and Shen, J. (2018), "Seismic demand on columns in special concentrically braced frames", *Engineering Structures*, Vol. 168, pp. 93-107
- [26] Kheyroddin, A. and Mashhadiali, N. (2018), "Response modification factor of concentrically braced frames with hexagonal pattern of braces", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 148, pp. 658-668.
- [27] Trutalli, D., De Stefani, L., Marchi, L. and Scotta, R. (2019), "Seismic capacity of steel frames braced with cross-concentric rectangular plates: non-linear analyses", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 161, pp. 128-136.
- [28] Faytarouni, M., Shen, J., Seker, O. and Akbas, B. (2019),

خاص جلوگیری گردید. مقایسه نتایج زلزله‌های جوزه دور و نزدیک بیانگر پاسخ‌های بزرگتر، نیاز شکل‌پذیری بالاتر و پراکندگی نتایج بیشتر تحت زلزله‌های حوزه نزدیک (به‌خصوص با جهت‌پذیری پیش رونده) می‌باشد.

ضمناً با توجه به تفاوت معنی‌دار میزان جذب انرژی و رفتار سازه‌های طراحی شده با گریدهای مختلف فولاد، پیشنهاد می‌گردد این موضوع در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های فولاد مد نظر قرار گیرد.

۷- تقدیر و تشکر

از واحد شهر قدس دانشگاه آزاد اسلامی به عنوان حامی مالی این تحقیق تشکر و قدردانی می‌گردد.

۸- مراجع

- [1] Asgarian, B. and Jalaefar, A. (2011), "Incremental dynamic analysis of steel braced frames designed based on the first, second and third editions of the Iranian seismic code (standard No. 2800)", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 20, pp. 190-207.
- [2] Sabouri-Ghomi, S. and Ebadi, P. (2007), "The seismic benefits of using easy-going steel in X-braced frames", 8th International High-Rise Conference (IFHS2007), Abu Dhabi-UAE December, DOI: 10.13140/2.1.1440.8325.
- [3] Ebadi, P. (2010), "Behavior improvement of steel X-bracing system using lower grade steel", PhD Thesis, K.N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran.
- [4] Ebadi, P. and Sabouri-Ghomi, S. (2010), "Effects of steel grade on seismic benefits of X-braced frames", 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Macedonia.
- [5] Ebadi, P. and Sabouri-Ghomi, S. (2010), "Conceptual study of X-braced frames with different steel grades using cyclic half-scale tests", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Springer, Vol. 11, pp. 313-329.
- [6] Sabouri-Ghomi, S. and Ebadi, P. (2013), "Test description of steel X-bracing system using low grade steel and internal oblique transverse stiffeners", *The Structural Design of Tall and Special Buildings Journal*, Wiley-Blackwell, Vol. 22, pp. 235-250.
- [7] Goli, M. (2017), "Dynamic behavior of X-bracing system under near and far field earthquakes and effects of different steel grade on seismic parameters", M.Sc. Thesis in Civil Engineering, Sadra Institute of Higher Education, Tehran, Iran.
- [8] Goel, C. and Chao, S.h. (2008), "Performance based plastic design of steel concentric braced frames for enhanced confidence level", *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering*, China.
- [9] Nikname, A. and Khavar, A. (2012), "Study and evaluation of the behavior of X-bracing systems in the near-far field", 9th International Congress in Civil Engineering, Isfahan University of Technology.
- [10] Rahman-Shokrgozar, H., Ghanad, A. and Aghbalagh, M. (2015), "Evaluate the behavior factor braced steel frames using mild steel", 6th National Conference on Steel & Structure, Tehran, Iran.
- [11] Bahrampoor, H. and Sabouri-Ghomi, S. (2010), "Effect of easy-going steel concept on the behavior of diagonal



- "Evaluation of brace fracture models in seismic analysis of concentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 162, pp. 105709.
- [29] Hassanzadeh, A. and Gholizadeh, S. (2019), "Collapse-performance-aided design optimization of steel concentrically braced frames", *Engineering Structures*, Vol. 197, pp. 109411.
- [30] Kumar, M.S., Senthilkumar, R. and Sourabha, L. (2019), "Seismic performance of special concentric steel braced frames", In *Structures*, Elsevier, Vol. 20, pp. 166-175.
- [31] Sen, A.D., Roeder, C.W., Lehman, D.E. and Berman, J.W. (2019), "Nonlinear modeling of concentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 157, pp. 103-120.
- [32] Mohsenzadeh, V. and Wiebe, L. (2018), "Effect of beam-column connection fixity and gravity framing on the seismic collapse risk of special concentrically braced frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 115, pp. 685-697.
- [33] Standard No. 2800 (4th Edition), Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Road, Housing and Urban Development Research Center.
- [34] Iranian national building code (No. 10), Design and construction of steel buildings, Iranian national regulation of buildings, Road, Housing and Urban Development Research Center.
- [35] FEMA356 (2000), NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC).
- [36] ATC-24 (1992), Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures. Redwood City, CA, USA: Applied Technology Council.
- [۳۷] عبادی، پ. و مرادی، م. (۱۴۰۰)، "کاربرد فولاد نرم بر رفتار دینامیکی مهاربندهای ضربداری در برش، بخش اول: تئوری کلاسیک مهاربندها در برش"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۳، سال ۱۴۰۰، شماره ۳، ص. ۱-۱۷.
- [۳۸] عبادی، پ. و مرادی، م. (۱۴۰۰)، "کاربرد فولاد نرم بر رفتار دینامیکی مهاربندهای ضربداری در برش، بخش دوم: تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی پیشرفته و دینامیکی افزایشی"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۳، سال ۱۴۰۰، شماره ۱، ص. ۳۴۳-۳۶۶.

پی نوشت

- ¹ Incremental dynamic analysis
- ² Demand-capacity ratio
- ³ Load and resistance factor design
- ⁴ Higher grade steel
- ⁵ Lower grade steel
- ⁶ Columns
- ⁷ Diagonals
- ⁸ Beams
- ⁹ Low cycle fatigue
- ¹⁰ Elongation
- ¹¹ Push over
- ¹² Pacific earthquake engineering research center
- ¹³ Cape Mendocino
- ¹⁴ Fling step



مهاربندهای کمانش تاب طول کوتاه: روش طراحی و بررسی رفتار لرزه‌ای

سید علی رضوی طباطبایی

استادیار مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

* تهران، صندوق پستی ۸۷۱-۱۳۱۴۵، arazavi@usc.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۴/۱۱، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۶/۲۹)

چکیده

مهاربندهای کمانش تاب با توجه به شکل پذیری بالا و رفتار تقریباً یکسان در کشش و فشار، مدت‌ها است که در کشورهای پیشرفته دنیا به کار گرفته می‌شود. یکی از بهبودها بر روی این سیستم، استفاده از مهاربندهای کمانش تاب با طول کمتر نسبت به نوع متعارف این سیستم می‌باشد. مهاربند کمانش تاب طول کوتاه دارای مزیت‌هایی نظیر امکان انتخاب مستقل دو پارامتر سختی و مقاومت، کاهش هزینه ساخت، انعطاف در موقعیت نصب و افزایش سختی پس از تسلیم می‌باشد. در این مقاله ابتدا به معرفی طرح پیشنهادی و مزیت‌های کاهش طول در مهاربند کمانش تاب پرداخته و سپس مبانی طراحی لرزه‌ای این روش بیان می‌شود. در ادامه دو ساختمان ۷ طبقه با یک پلان متعارف با مهاربند کمانش تاب متعارف و طول کوتاه مورد طراحی قرار می‌گیرد و نتایج طراحی ارائه می‌شود. به منظور درک بهتر و مقایسه این نوع مهاربند، نتایج مقایسه‌ای طراحی لرزه‌ای و تحلیل تاریخچه زمانی برای مهاربند کمانش تاب و مهاربند کمانش تاب طول کوتاه مورد بررسی قرار می‌گیرد. از نقطه نظر وزن مصالح مصرفی، وزن سازه با مهاربند کمانش تاب طول کوتاه در حدود ۶ درصد از سازه با مهاربند کمانش تاب طول بلند سبک‌تر است. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد میانگین حداکثر تغییر مکان در سازه با مهاربند کمانش تاب طول کوتاه، نسبت به سازه با مهاربند کمانش تاب متداول در زلزله DBE و MCE به ترتیب ۲۳٪ و ۲۶٪ کاهش دارد. به طور کلی نتایج تحلیل حاکی از عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر سیستم‌های مهاربندی کمانش تاب با طول کوتاه می‌باشد.

واژگان کلیدی

مهاربند کمانش تاب با طول کوتاه (RLBRB)، مبانی طراحی، مهاربند کمانش تاب (BRB)، تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover)، تحلیل تاریخچه زمانی

Design of reduced length buckling restrained brace (RLBRB)

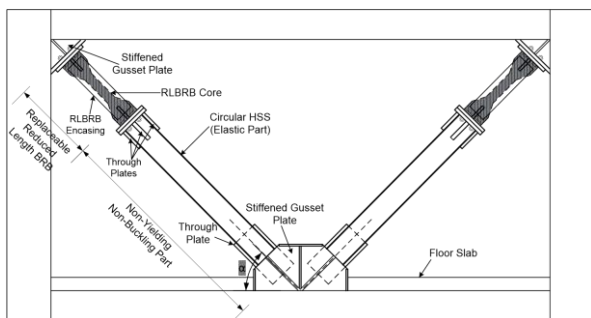
S.A. Razavi

Abstract

The bracing elements experience both tensile and compressive forces during an earthquake; however buckling is critical in bracing members. Buckling-Restrained brace (BRB) - in which the buckling is prohibited - have long been used in developed countries due to their high ductility and similar behavior in tension and compression. One of the improvements on this system is the use of BRB with reduced length rather than the whole brace as in conventional BRBs. Reduced length BRB systems have advantages such as independent selection of two parameters of stiffness and strength, reduced construction cost, flexibility in installation position, and increasing stiffness after yielding. In this study the proposed reduced length BRB system is presented. The basics of seismic design of reduced length BRB frames are expressed. Afterwards a benchmark structure once equipped with conventional and another one with reduced-length BRB is designed and the result of design is presented. The comparative results of seismic design and time history analysis for BRB structure and reduced length Buckling-Restrained brace (RLBRB) structure are discussed. The weight of elements of structure with reduced length BRB (RLBRB) is 6% lighter than the structure with BRB. The mean maximum drifts of the RLBRB structure in DBE and MCE earthquake are 23% and 26% lesser than the BRB structure. Generally the results of the nonlinear analysis show better seismic performance of RLBRB in comparison to conventional BRB.

Keywords

Reduced length buckling restrained brace (RLBRB), Design basic, Buckling restrained brace (BRB), Nonlinear static analysis (Pushover), Time history analysis



شکل ۲- کاربرد مهاربند کمانش تاب با طول کوتاه در قاب [۲]

بار لرزه‌ای اعمالی بر قاب با عبور از هسته قسمت کمانش تاب وارد قسمت الاستیک می‌شود.

قسمت الاستیک به نحوی طراحی می‌شود که با لحاظ نمودن ضریب اطمینان، در اثر بروز حداکثر نیروهای مورد انتظار در هسته، قسمت کمانش تاب در کشش دچار تسلیم نشده و در فشار نیز کل مهاربند کمانش نکرده و دچار تسلیم نشود. در مجموعه مهاربند، هسته عنصر کنترل‌شونده توسط تغییرمکان^۲ و ادامه مهاربند عضو کنترل‌شونده توسط نیرو^۳ می‌باشد.

کاهش طول مهاربند کمانش تاب مزایای متعددی در پی دارد. در طراحی و تناسب‌بندی سازه‌ها امکان انتخاب مستقل دو پارامتر سختی و مقاومت مطلوبیت زیادی دارد. در مهاربند کمانش تاب می‌توان به منظور تنظیم مقاومت، سطح مقطع را تغییر داد و به منظور تنظیم سختی طول را تغییر داد. یکی از معایب سیستم‌های مهاربند کمانش تاب متداول سختی پس‌ازتسلیم کم آنهاست که می‌تواند منجر به تغییرمکان‌های حداکثر و تغییرمکان‌های ماندگار بزرگ شود [۳]. در صورت کاهش طول مهاربند کمانش تاب به دلیل افزایش سختی این قطعه در اثر کاهش طول، سختی مجموعه بعد از تسلیم قسمت کمانش تاب نیز متناسباً افزایش یافته و نسبت به مهاربند کمانش تاب معمولی به طور مشهودی بیشتر است. شکل (۳) به خوبی تفاوت سختی پس از تسلیم در مهاربند کمانش تاب معمولی (BRB) و مهاربند کمانش تاب طول کوتاه (RLBB)^۲ نشان می‌دهد.

بر اساس مطالعات موردی صورت گرفته در کشورهای صنعتی هزینه تولید مهاربند کمانش تاب در حدود ۵ تا ۷ برابر مهاربند معمولی همگرای معادل آن می‌باشد [۴]. لذا مهاربندی که قسمت عمده آن از یک مقطع متداول فولادی نظیر دویل ناودانی یا لوله تشکیل شده است و قسمت محدودی از آن به صورت کمانش تاب است، ارزان‌تر از مهاربند کمانش تاب تمام

۱- مقدمه

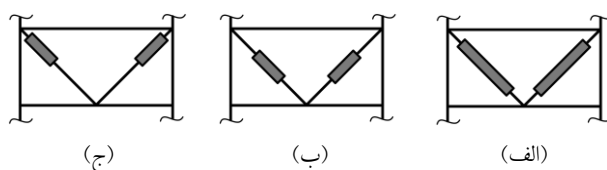
یکی از سیستم‌های لرزه‌ای با شکل‌پذیری و جذب انرژی بالا، مهاربند کمانش تاب (BRB)^۱ می‌باشد که با اعمال جزئیات مناسب در اعضای این نوع مهاربند از کمانش آن جلوگیری می‌شود.

مهاربندهای کمانش تاب از یک هسته مرکزی فولادی و پوشش پیرامونی از مصالح بتن یا فولاد تشکیل یافته‌اند. این هسته به گونه‌ای طراحی می‌شود که عضو فشاری و کششی همزمان به مرحله تسلیم برسد. برای جلوگیری از کمانش کلی در فشار، هسته فولادی درون یک پوشش قرار می‌گیرد. مهاربندهای کمانش تاب دارای نقاط ضعف متعددی می‌باشند که از جمله آنها می‌توان به اضافه مقاومت محدود، تغییرشکل‌های ماندگار زیاد و تمرکز تغییرمکان نسبی زیاد در برخی طبقات اشاره نمود [۱]. در این مقاله شیوه متمایزی در مهاربندهای کمانش تاب مورد بررسی قرار می‌گیرد که به "مهاربند کمانش تاب طول کوتاه" معروف است و پس از معرفی و ذکر مزیت‌های این روش، نتایج مقایسه روش متعارف و الگوی جدید در یک مدل سازه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲- مهاربند کمانش تاب طول کوتاه

۲-۱- معرفی طرح پیشنهادی

در مهاربندهای کمانش تاب متداول غلاف اکثر طول هسته را پوشش می‌دهد (شکل (۱)-الف). اما می‌توان غلاف را صرفاً بر روی طول محدودی از مهاربند و در میانه آن در نظر گرفت (شکل (۱)-ب). در مهاربند پیشنهادی در این پژوهش، قسمت تسلیم‌شونده به یک انتهای مهاربند هدایت شده و غلاف بر روی آن قرار می‌گیرد (شکل (۱)-ج).



شکل ۱- مهاربندهای کمانش تاب با جزئیات غلاف متفاوت

در طرح پیشنهادی مد نظر است که مهاربند کمانش تاب طول کوتاه، مانند یک میراگر فلزی در انتهای مهاربند در مجموعه قاب قرار گیرد. شکل (۲) الگوی به‌کارگیری طرح پیشنهادی در یک قاب را نشان می‌دهد.

مقاومت کششی باشد.

مهاربند معادل عضوی با سطح مقطع هسته و طولی برابر با طول کل مهاربند است. برای اصلاح سختی این مهاربند لازم است طبق رابطه (۱) و با انتخاب ضرایب فرضی برای $\alpha (L_c/L)$ و $\gamma (A_c/A)$ ضریب اصلاح محاسبه شود.

$$L_{eq,core} = \frac{1}{\alpha - \alpha\gamma + \gamma} K_{core} \quad (1)$$

در رابطه فوق L_c و A_c به ترتیب طول و مساحت هسته و L طول کل مهاربند و A مساحت قسمت خارج از هسته است. در تعیین سختی از رابطه (۱) مشخصات ورق اتصال و نواحی انتقالی مشابه قسمت الاستیک انتخاب شده است که فرضی منطقی می‌باشد. در صورت نیاز به تدقیق سختی مهاربند معادل، می‌توان ضریب افزایش سختی متناسب جزئیات ناحیه انتقالی و ورق اتصال را در سختی کل مهاربند ضرب نمود. ضریب اصلاح مربوط به ناحیه انتقالی و ورق اتصال معمولاً عددی بین ۱/۱ تا ۱/۵ می‌باشد.

به‌عنوان یک فرض اولیه انتخاب α مابین ۰/۲ و ۰/۳ و γ در حدود ۰/۱۵ تا ۰/۲۵ مناسب است. برحسب انتخاب مقادیر مختلف α و γ پیشنهاد شده، سختی معادلی (K_{eq}) بین ۲/۱ تا ۳/۲ ایجاد می‌شود.

۳-۳- تحلیل سازه بر اساس نیروهای کاهش یافته بر اساس ضریب رفتار (R_{II}) سیستم پیشنهادی

ضریب رفتار سازه پیشنهادی از ضریب رفتار سازه‌های متداول مهاربندی کمانش‌تاب بیشتر است [۶]، ولی می‌توان به‌صورت محافظه‌کارانه از همان ضریب رفتار سازه‌های متداول استفاده نمود.

۳-۴- تعیین مشخصات هسته بر اساس نتایج تحلیل

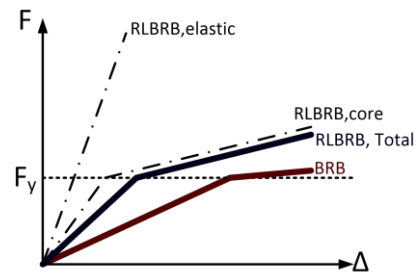
الف- تعیین مساحت هسته بر اساس نیروی کاهش‌یافته در مهاربندها بر اساس مقاومت کششی

$$A_c \geq \frac{P_E}{\phi F_y} \quad (2)$$

ب- تعیین هندسه هسته

بر اساس ملاحظات خستگی هسته ورق تخت و غیر صلیبی انتخاب می‌شود. نسبت عرض به ضخامت هسته بر اساس توصیه ضوابط لرزه‌ای بهتر است شرایط فشرده لرزه‌ای را برآورده‌نماید. انتخاب نسبت عرض به ضخامت بین ۶ تا ۸

طول می‌باشد. به بیان دیگر از آنجا که هزینه تولید مهاربند کمانش‌تاب تابع مستقیم مصالح مصرفی و مصالح مصرفی تابع طول آن می‌باشد، هر مقدار طول مهاربند کمتر شود، هزینه مهاربند کمانش‌تاب و به دنبال آن هزینه کلی اسکلت کاهش خواهد یافت. تاکنون مهاربندهای کمانش‌تاب صرفاً در الگوهای قطری و شورون به‌کاررفته‌اند. کاهش طول قسمت تسلیم‌شونده امکان استفاده الگوی X شکل و حتی Y شکل را فراهم می‌سازد.



شکل ۳- مقایسه سختی مهاربند کمانش‌تاب معمولی و طول کوتاه

کاهش طول مهاربند کمانش‌تاب باعث افزایش دامنه کرنش در هسته مهاربند می‌شود. کرنش مهاربندهای کمانش‌تاب متداول در حدود ۱-۲ درصد می‌باشد [۲]. با کاهش طول هسته، کرنش هسته افزایش می‌یابد. تحقیقات انجام گرفته نشان می‌دهد، مهاربند کمانش‌تاب طول کوتاه در صورت رعایت جزئیات بندی مناسب می‌تواند تا کرنش‌های ۵-۶ درصد را در چرخه‌های بارگذاری تحمل نماید [۲]. از اثرات دیگر کاهش طول مهاربند کمانش‌تاب آن است که منحنی هیستریزس این نوع مهاربند به دلیل تحمل کرنش‌های بالا دارای سخت‌شوندگی کرنشی بیشتر و در نتیجه جذب انرژی بالاتر می‌باشد. همین موضوع باعث می‌شود پارامترهای محاسبه حداکثر ظرفیت مورد انتظار مهاربند (ω و β) در این مهاربندها بیشتر از مهاربندهای کمانش‌تاب متعارف باشد [۲ و ۵].

۳- روند طراحی مهاربند کمانش‌تاب طول کوتاه

به‌منظور طراحی مهاربند کمانش‌تاب طول کوتاه باید مراحل زیر به ترتیب طی شوند. لازم به ذکر است که روند طراحی در بیشتر موارد به صورت سعی و خطا در ابعاد می‌باشد.

۳-۱- تحلیل سازه و طراحی ثقلی عناصر

۳-۲- اضافه نمودن مهاربند، به صورت یک عضو تمام طول معادل با سطح مقطعی برابر هسته قسمت کمانش‌تاب با ضریب لاغری اندک، به نحوی که مقاومت فشاری آن در حد

براساس یافته‌های Iwata و همکارانش [۷] توصیه می‌شود.

۳-۵- کنترل معیار تغییرمکان در طبقات

پس از تعیین مقادیر تغییرمکان نسبی طبقات (Δ_w) براساس تحلیل الاستیک با ضرب ضریب تشدید تغییرمکان (C_d)، تغییرمکان واقعی طبقات محاسبه می‌شود. مقدار ضریب تشدید تغییرمکان در سیستم پیشنهادی نسبت به سیستم مهاربندی کمانش تاب متداول کمتر است، اما در غیاب آن می‌توان اعداد پیشنهادی آیین‌نامه‌ای که محافظه‌کارانه هستند (۰/۵ یا ۰/۵) را استفاده نمود.

$$\Delta_m = C_d \Delta_w \quad (۳)$$

در صورت عدم کیفیت مهاربند انتخابی در کنترل تغییرمکان می‌توان طول هسته را کاهش داد. در صورتی که کاهش طول میسر نباشد، باید سطح مقطع هسته را افزایش داده شود. به‌عنوان یک توصیه کلی در روند طراحی بهتر است سعی شود تغییرمکان نسبی تمامی طبقات تقریباً برابر باشند. به‌منظور یکسان‌سازی توزیع تغییرمکان جانبی در ارتفاع ساختمان می‌توان طول و مساحت هسته را تغییر داد.

۳-۶- تعیین میزان تغییرشکل واقعی هسته مهاربند در زلزله

طرح

براساس تغییرمکان واقعی طبقه، تغییرمکان واقعی مهاربند از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_b = \Delta_m \cos \theta \quad (۴)$$

که در آن θ زاویه مهاربند با افق می‌باشد.

کرنش و تغییرشکل محوری هسته قطعه کمانش تاب با استفاده از رابطه (۵) تعیین می‌شود.

$$\varepsilon_c = \left[C_d \Delta_{bw} - \beta R_y \left(\frac{F_{y_{sc}}}{E} \right) (1 - \alpha) L \right] \frac{1}{L_c} \quad (۵)$$

۳-۷- کنترل کفایت طول هسته بر مبنای خستگی

طول هسته پیش‌تر بر اساس پارامتر α فرض شده است. کنترل طول هسته از رابطه (۶) با لحاظ نمودن بحرانی‌ترین پروتکل بارگذاری ASCE 7-16 [۸] و پروتکل بارگذاری AISC 341-16 [۹] انجام می‌پذیرد.

$$L_c \geq \frac{\lambda^{1/c} \Delta_{bm}}{\varepsilon_f} \quad (۶)$$

که در آن λ' ، c و ε_f به ترتیب ضرایب تکرار چرخه‌ای، ضریب توانی شکل‌پذیری خستگی، و ضریب شکل‌پذیری خستگی می‌باشند.

در صورتی که طول قسمت تسلیم‌شونده کافی نباشد، باید طول هسته افزایش یافته و پارامتر α بروزرسانی شده و طراحی از گام ۲ تکرار شود.

۳-۸- تعیین حداکثر بار محوری مورد انتظار در کشش و فشار

حداکثر بار محوری مورد انتظار که طبق AISC 341-16 [۹] به مقاومت محوری تطبیق‌یافته نامگذاری شده است، از روابط (۷) و (۸) تعیین می‌شود.

$$P_{abs,T} \geq \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (۷)$$

$$P_{abs,C} \geq \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (۸)$$

نکته حایز اهمیت آن است که ضرایب ω و β در مهاربند پیشنهادی به دلیل پدیده سخت‌شوندگی کرنشی و تراز بالاتر کرنش‌ها نسبت به مهارندهای کمانش تاب متداول بالاتر است. این ضرایب بر اساس نتایج آزمایش صورت گرفته بر مهاربند کمانش تاب با طول کوتاه و پوش منحنی هیستریزس قابل استخراج است. در غیاب وجود آزمایش، لحاظ نمودن ضریب $1/8$ برای ω و $1/3$ برای β پیشنهاد می‌شود.

۳-۹- طراحی قسمت الاستیک مهاربند

در گام‌های قبلی نسبت مساحت هسته به مساحت قسمت الاستیک (γ) انتخاب گردید. با مشخص بودن سطح مقطع قسمت الاستیک، در این قسمت اساس مقطع مورد نیاز انتخاب می‌شود. انتخاب مقاطع لوله‌ای یا مربع شکل یا دویل ناودانی گزینه‌های مناسب برای قسمت الاستیک می‌باشد. با برآورد حداکثر نیروی فشاری وارد بر مهاربند از گام قبل، طراحی قسمت الاستیک با کنترل رابطه (۹) صورت می‌پذیرد.

$$\frac{P_{abs,C}}{P_{cr}} + \frac{8}{9} \left(\frac{P_{abs,C} \delta_{max,x}}{M_{cx}} + \frac{P_{abs,C} \delta_{max,y}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (۹)$$

در صورتی که رابطه بالا برقرار نشود، باید ابتدا با حفظ مساحت قبلی، اساس مقطع قسمت الاستیک افزایش یابد و در صورتی که مجدداً رابطه برقرار نبود باید مساحت و اساس مقطع به‌طور توأم افزایش یابند و محاسبات از گام ۲ با بروزرسانی پارامتر γ تجدید شود.



کردن نسبت عرض به ضخامت ورق اتصال به $0.85\sqrt{E/F_y}$ و عدم تعبیه فاصله ($2\Delta_{bm}$) بین مهاربند و محور خمش ورق اتصال الزامی است.

۳-۱۴- طراحی و کنترل ظرفیتی یا تشدید یافته سایر اعضای واقع در مسیر نیرو نظیر تیر دهانه مهاربندی شورون و ستون‌های دهانه مهاربندی و سایر اعضا

۴- طراحی ساختمان نمونه

برای انتخاب و حصول دید مناسب نسبت به ظرفیت و مشخصات مهاربند کمانش تاب و متناسباً انجام مراحل طراحی آن، یک ساختمان هفت طبقه با پلان ۲۵ متر در جهت X و ۱۶ متر در جهت Y با زیربنای کلی ۲۸۰۰ متر مربع و ارتفاع طبقات ۳ متر با کاربری مسکونی در شهر تهران و خاک تیپ II در نظر گرفته می‌شود. ساختمان ابتدا با مهاربند کمانش تاب طول بلند و سپس با مهاربند کمانش تاب طول کوتاه طراحی می‌شود. نتایج طراحی دو ساختمان در بررسی پارامترهای سختی و تغییر مکان و همچنین مقایسه اقتصادی دو سازه استفاده می‌شود.

سیستم باربر جانبی سازه در هر دو راستا BRB با الگوی شورون در دو دهانه بدون قاب خمشی می‌باشد. سیستم باربر کف دال یکطرفه می‌باشد. ستون‌های ساختمان از نوع H از پروفیل $IPBv$ و تیرهای ثقلی ساختمان از IPE و تیرهای دهانه مهاربندی از $IPBv$ لحاظ شده‌اند. شکل (۴) پلان سازه را نشان می‌دهد. فولاد تمامی مقاطع و هسته BRB از رده ST-37 فرض می‌شود.

تفاوت سازه مجهز به مهاربند کمانش تاب تمام طول و مهاربند کمانش تاب طول کوتاه در این است که در سازه RLBRB، مهاربند به دو بخش کمانش تاب (کنترل‌شونده توسط تغییر مکان) و بخش لوله الاستیک (کنترل‌شونده توسط نیرو) تقسیم شده است. پای ستون‌های سازه همگی گیردار در نظر گرفته شده است. تمامی تیرهای سازه غیر از تیرهای دهانه مهاربندی مفصلی هستند. به دلیل گیرداری ایجاد شده توسط ورق اتصال در داخل صفحه مهاربند، تیرهای دهانه مهاربندی گیردار لحاظ شده‌اند.

بار مرده مربوط به بتن سازه‌ای دال معادل بتنی با ارتفاع ۱۰۰ میلیمتر لحاظ شده است. سربار مرده تمامی طبقات ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار زنده طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار زنده بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بار دیوارهای پیرامونی در طبقات ۸۰۰ کیلوگرم بر متر طول و بار جان‌پناه بام ۳۰۰ کیلوگرم بر متر

۳-۱۰- تعیین طول موج کمانش در مودهای بالاتر و برآورد نیروی نرمال هسته بر روی غلاف با معلوم بودن میزان کرنش در تغییر مکان $2\Delta_{bm}$ طول موج کمانش در مودهای بالاتر از رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$l_n = \frac{2\pi\sqrt{E_t I_c}}{\sqrt{E_t A \left(\varepsilon_c + \frac{F_{y_{sc}}}{h} \right) + \frac{\mu Q_0}{2}}} \quad (10)$$

که در آن E_t مدول تانژانت هسته مهاربند کمانش تاب، I_c ممان اینرسی هسته حول محور ضعیف، A مساحت هسته، ε_c حداکثر کرنش هسته، h مدول سخت‌شوندگی هسته، μ ضریب اصطکاک بین هسته و غلاف و Q_0 نیروی نرمال وارده از هسته بر روی غلاف با فرض عدم وجود اصطکاک می‌باشد.

۳-۱۱- طراحی غلاف قسمت کمانش تاب

طراحی غلاف شامل مواردی از قبیل طراحی غلاف مهاربند براساس کنترل پایداری خمش غلاف، کنترل خمش موضعی غلاف در راستای طولی و عرضی، طرح هندسی و ابعادی غلاف و ... می‌باشد.

۳-۱۲- کنترل پایداری کلی مهاربند براساس کمانش الاستیک در این گام کمانش کلی مهاربند بر اساس کمانش الاستیک کل مهاربند و رابطه واتاناب اصلاح شده (۱۱) صورت می‌پذیرد.

$$\frac{P_{cr}}{P_y} \geq 3.5 \quad (11)$$

با توجه به گام طراحی قسمت الاستیک مهاربند و تعیین مشخصات آن، این گام نقش کنترل ممان اینرسی مورد نیاز غلاف را دارد. برای محاسبه بار کمانشی در رابطه (۱۱) به ممان اینرسی غلاف نیاز است، که با توجه به تعیین جزئیات بندی غلاف در بخش‌های قبلی قابل محاسبه است. در صورتی که رابطه (۱۱) ارضا نشود، باید ممان اینرسی غلاف افزایش یابد و مجدداً رابطه کنترل شود.

۳-۱۳- طراحی ورق اتصال

ورق اتصال انتهای مهاربند باید بر اساس حداکثر نیروی مورد انتظار مهاربند طراحی گردد و قادر به تحمل فشار و کششی حداکثر را داشته باشد. علاوه بر این، پایداری موضعی و کلی ورق اتصال باید تأمین شود. تعبیه سخت‌کننده به منظور جلوگیری از خمش خارج از صفحه مهاربند و همچنین محدود

منجر به افزایش تقاضای لنگر و برش در این تیر می‌شود که در نهایت تیر این دهانه بسیار قوی‌تر از تیر متناظر در قاب BRB خواهد بود. از آنجا که در فرضیات تحلیلی سازه، هسته مهاربند از گره تیر-ستون به وسط تیر دهانه مهاربندی متصل می‌شود، عملاً اثر نواحی انتقالی و قسمت‌های اتصال مهاربند کمانش تاب لحاظ نمی‌شود و سختی مهاربند به منظور لحاظ نمودن این اثرات در عدد $1/4$ ضرب شده است. نتایج طراحی به طور نمونه برای قاب‌های جهت X ساختمان، مطابق جدول (۱) می‌باشد.

جدول ۱- نتایج طراحی برای قاب‌های ۱ و ۵ (قاب‌های جهت X)

ساختمان RLBRB

ردیف	برش طبقه (kN)	مساحت هسته (mm ²)	مقطع قسمت الاستیک	مقطع تیر دهانه مهاربندی	مقطع ستون دهانه مهاربندی
۷	۶۴۴	۷۰۰	Pipe168×7.1	IPBv200	IPBv200
۶	۸۳۵	۱۰۰۰	Pipe194×8	IPBv200	IPBv200
۵	۱۱۵۰	۱۵۰۰	Pipe219×10	IPBv220	IPBv200
۴	۴۱۳۹	۱۵۰۰	Pipe219×10	IPBv220	IPBv300
۳	۸۱۵۶	۲۰۰۰	Pipe273×11	IPBv240	IPBv300
۲	۱۶۷۶	۲۰۰۰	Pipe273×11	IPBv240	IPBv450
۱	۱۷۲۴	۲۰۰۰	Pipe273×11	IPBv240	IPBv450

نتایج برای مهاربند BRB عیناً مشابه مهاربند RLBRB است، با این تفاوت که مقطع قسمت الاستیک در سازه BRB وجود ندارد. نتایج تحلیل مودال برای مهاربند BRB و RLBRB به ترتیب در جدول (۲) و (۳) نشان داده شده است.

جدول ۲- نتایج تحلیل مودال ساختمان BRB

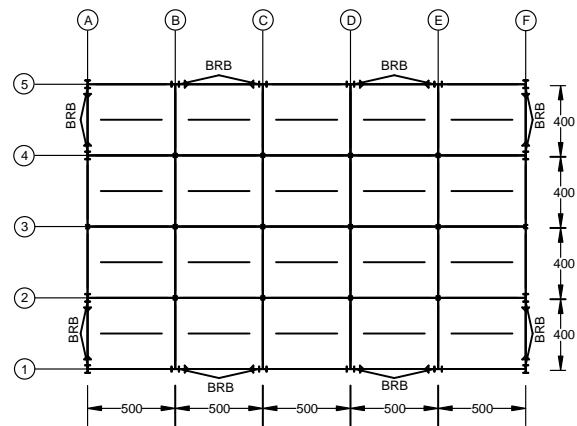
Participation	Shape	Period	Mode
۷۰/۰	U _Y	۱/۰۸	۱
۷۲/۵	U _X	۱/۰۱	۲
۷۰/۹	R _Z	۰/۶۸	۳

جدول ۳- نتایج تحلیل مودال ساختمان RLBRB

Participation	Shape	Period	Mode
۶۷/۳	U _Y	۰/۹۵	۱
۶۹/۷	U _X	۰/۸۶	۲
۶۸/۰	R _Z	۰/۵۹	۳

پریود مود اول در حدود ۱۳٪ و پریود مود دوم در

طول لحاظ شده است. با احتساب مشارکت ۲۰ درصد بار زنده و تمامی بارهای مرده در وزن مؤثر لرزه‌ای، وزن مؤثر لرزه‌ای سازه برابر است با ۲۲۶۷۹ کیلو نیوتن می‌باشد.



شکل ۴- پلان ساختمان هفت طبقه مجهز به مهاربند کمانش تاب

مطابق ASCE 7-16 [۸] ضریب رفتار سیستم مهاربند کمانش تاب در طراحی به روش حالت حدی برابر ۸ و ضریب تشدید تغییر مکان (C_d) ۵ در نظر گرفته می‌شود. برای تحلیل و طراحی ساختمان در برابر بار زلزله از روش استاتیکی معادل استفاده می‌شود. ضریب زلزله در هر دو جهت ساختمان برابر است با ۰/۰۷۶. این ضریب برای هر دو ساختمان مورد استفاده قرار می‌گیرد. ترکیبات بارگذاری برای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت بر اساس ASCE 7-16 انتخاب شده است. همچنین اثرات خروج از مرکزیت مثبت و منفی در بارهای زلزله دیده می‌شود.

ترکیبات بارگذاری تشدید یافته برای لحاظ نمودن اثر اضافه مقاومت ناشی از تشکیل مکانیسم مورد نظر در هنگام زلزله به منظور کنترل اعضای کنترل شونده توسط نیرو (نظیر ستون‌های دهانه مهاربندی) با لحاظ نمودن ضریب اضافه مقاومت ۲/۵ در نظر گرفته شده است. تیرهای دهانه مهاربندی برای حداکثر بار ناشی از نیروی نامتوازن مهاربندهای کمانش تاب در نیروی محوری، برش و خمش طراحی شده است. مزیت سیستم مهاربند کمانش تاب نسبت به مهاربند همگرای ویژه آن است که اولاً مقدار نیروی نامتوازن در مهاربند کمانش تاب بسیار کمتر است و ثانیاً در حالت متعارف ۸ شکل نیروی نامتوازن مهاربند کمانش تاب با نیروی ثقل در خلاف جهت هستند و منجر به کاهش تقاضای لنگر و برش در تیر دهانه شورو می‌شوند، اما در سیستم SCBF نیروی نامتوازن هم‌جهت با بار ثقل است و

با معادل کردن مهاربندهای به کار رفته در سازه فوق با سازه مهاربندی همگرای ویژه، وزن مصالح مصرفی دو ساختمان جهت مقایسه در جدول (۶) و (۷) آورده شده است.

جدول ۶- اوزان مصالح مصرفی ساختمان BRB

المان	مواد	وزن (kg)
Column	ST37	۵۴۳۹۲
Beam	ST37	۵۴۸۹۹
BRB	BRB	۴۰۶۰۷
مجموع		۱۴۹۸۹۸
وزن/سطح		۵۷

جدول ۷- اوزان مصالح مصرفی ساختمان RLBRB

المان	مواد	وزن (kg)
Column	ST37	۵۴۳۹۲
Beam	ST37	۵۴۸۹۹
Brace	ST37	۱۸۱۶۳
BRB	BRB	۱۳۴۸۲
مجموع		۱۴۰۹۳۶
وزن/سطح		۵۴

۴- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی ساختمان هفت طبقه

به منظور بررسی و مقایسه عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مذکور، از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی استفاده می‌شود. بدین منظور قاب‌های جهت X مورد تحلیل قرار گرفته است. تحلیل‌های غیرخطی با استفاده از نرم افزار OPENSEES صورت گرفته است. تمامی اعضای سازه‌ای نظیر تیر، ستون، مهاربندها با استفاده از المان غیرخطی ForceBeamColumn مدل‌سازی شده‌اند و از مقاطع رشته‌ای استفاده شده است. اتصال المان‌ها به یکدیگر منطبق بر شرایط به کاررفته در مرحله طراحی لحاظ شده است. مدل رفتاری مقاطع بر اساس مصالح Steel02 با قابلیت سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و کینماتیک انتخاب شده است. پارامترهای این مصالح برای RLBRB براساس نتایج آزمایشگاهی کالیبره شده‌اند. برای برقرار نمودن دیافراگم صلب، تمامی گره‌های واقع در تراز هر طبقه با استفاده از RigidLink bar به یک نقطه شاخص مقید شده‌اند. به منظور لحاظ کردن اثر P-Delta در تحلیل‌های غیرخطی یک ستون با سختی محوری بالا با اتصالات مفصلی به سازه اصلی متصل شده است. این ستون در هر طبقه وزن معادل بارهای مرده و سهمی از بار زنده را تحمل می‌نماید. نمای قاب جهت X به همراه ستون

حدود ۱۵٪ نسبت به سازه مهاربند کمانش‌تاب طول بلند کمتر است که با احتساب جرم یکسان دو سازه، حاکی از آن است که سختی سازه طراحی شده با RLBRB مختصری افزایش یافته است، اما این موضوع باعث تغییری در تقاضای لرزه‌ای در حوزه طراحی خطی نمی‌شود، چرا که کماکان رابطه تجربی تعیین کننده تقاضای لرزه‌ای است. در ادامه تغییر مکان نسبی طبقات سازه در راستای X برای مهاربند BRB و RLBRB به ترتیب در جدول (۴) و (۵) آورده شده است.

جدول ۴- تغییرمکان جانبی طبقات در راستای X ساختمان BRB

طبقه	U_x (mm)	ΔU_x (mm)	h (mm)	Δw_x (%)	Δm_x (%)
۷	۳۶/۹۶	۵/۷۳	۳۰۰۰	۰/۱۹	۰/۹۵
۶	۳۱/۲۴	۶/۶۶	۳۰۰۰	۰/۲۲	۱/۱۱
۵	۲۴/۵۸	۶/۱۲	۳۰۰۰	۰/۲۰	۱/۰۲
۴	۱۸/۴۵	۶/۱۱	۳۰۰۰	۰/۲۰	۱/۰۲
۳	۱۲/۳۴	۵/۰۳	۳۰۰۰	۰/۱۷	۰/۸۴
۲	۷/۳۱	۴/۴۲	۳۰۰۰	۰/۱۵	۰/۷۴
۱	۲/۸۹	۲/۸۹	۳۰۰۰	۰/۰۱	۰/۴۸

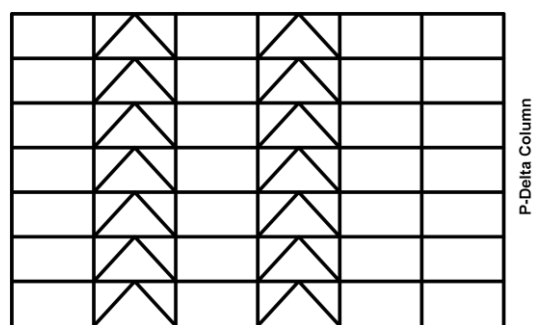
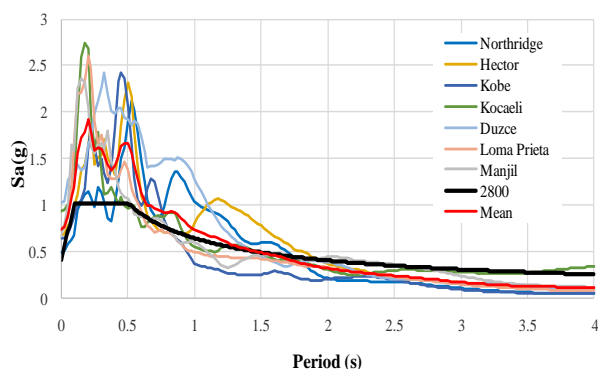
جدول ۵- تغییرمکان جانبی طبقات در راستای X ساختمان RLBRB

طبقه	U_x (mm)	ΔU_x (mm)	h (mm)	Δw_x (%)	Δm_x (%)
۷	۲۷/۷۴	۴/۷۹	۳۰۰۰	۰/۱۶	۰/۸۰
۶	۲۲/۹۵	۵/۱۷	۳۰۰۰	۰/۱۷	۰/۸۶
۵	۱۷/۷۸	۴/۹۶	۳۰۰۰	۰/۱۷	۰/۸۳
۴	۱۲/۸۳	۴/۵۳	۳۰۰۰	۰/۱۵	۰/۷۵
۳	۸/۳۰	۳/۵۴	۳۰۰۰	۰/۱۲	۰/۵۹
۲	۴/۷۷	۲/۹۳	۳۰۰۰	۰/۰۱	۰/۴۹
۱	۱/۸۴	۱/۸۴	۳۰۰۰	۰/۰۶	۰/۳۰

همان‌طور که انتظار می‌رود تغییرمکان نسبی طبقات در سازه با مهاربند کمانش‌تاب طول کوتاه کمتر از سازه با مهاربند کمانش‌تاب طول بلند است. این مقادیر، کاهش ۲۳٪ را نسبت به سازه مینا را نشان می‌دهد. توجه به این نکته لازم است که این مقدار کاهش در حوزه تحلیل الاستیک برآورد شده است؛ این در حالی است که سختی و قابلیت کنترل تغییرمکان در مهاربند کمانش‌تاب طول کوتاه در حوزه پلاستیک به دلیل اثر سخت‌شوندگی آن و وجود عنصر الاستیک سری در مسیر بار بیشتر از حوزه الاستیک می‌باشد. با لحاظ نمودن هزینه تولید مهاربند کمانش‌تاب در حدود ۶ برابر مهاربند همگرای معمولی،

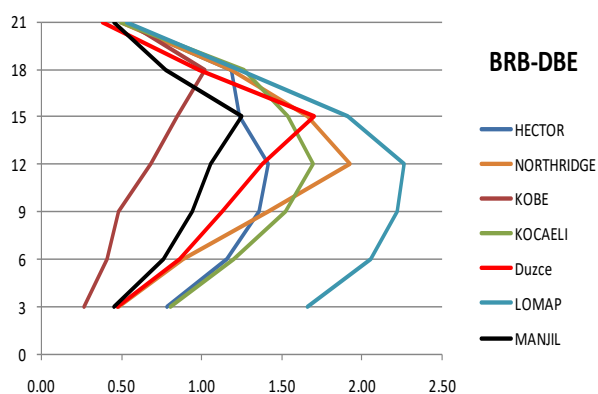
P-Delta در شکل (۵) نشان داده شده است.

به ترتیب برای زلزله سطح DBE و MCE را به ترتیب برای سازه‌های BRB و RLBRB نشان می‌دهد.

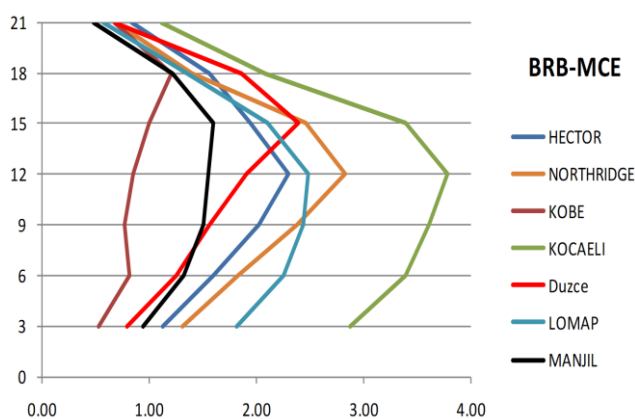


شکل ۵- نمای قاب جهت X جهت تحلیل‌های غیر خطی

شکل ۶- طیف پاسخ SRSS مقایس شده به همراه مقدار متوسط و طیف طرح



شکل ۷- حداکثر نسبت تغییر مکان جانبی سازه BRB تحت شتابنگاشت‌های زلزله DBE



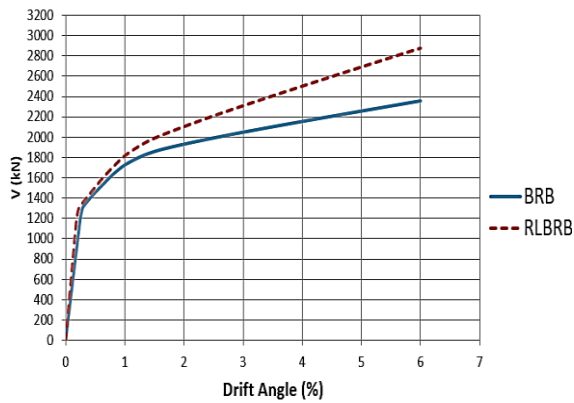
شکل ۸- حداکثر نسبت تغییر مکان جانبی سازه BRB تحت شتابنگاشت‌های زلزله MCE

با توجه به فرارگیری ساختمان بر روی خاک تپ II، ۷ شتابنگاشت متناسب این نوع خاک از پایگاه داده NGA مجموعه PEER انتخاب شده است. شتابنگاشت‌های حوزه دور با لحاظ نمودن تنوع محتوای فرکانسی، از مجموعه شتابنگاشت‌های معرفی شده در FEMA P695 [۱۰] انتخاب گردید.

شتابنگاشت‌های معرفی شده در FEMA P695 به دلیل پردازش‌های متعدد حالت مرجع داشته و در تحقیقات متعددی در سال‌های اخیر مورد استفاده قرار گرفته است.

به منظور مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها از روش میانگین‌گیری هندسی استفاده شده است [۱۱]. طبق این روش اختلاف مجذور مقادیر طیف هدف و میانگین هندسی دو مؤلفه طیف با میرایی ۵٪ شتابنگاشت‌ها، به حداقل رسانده می‌شود. در ادامه طیف واحدی به روش SRSS برای هر شتابنگاشت با استفاده از طیف‌های متعامد مقیاس شده ایجاد می‌شود و سپس میانگین تمامی طیف‌ها در بازه $0.2T$ تا $1.5T$ تشکیل می‌شود. طیف متوسط با $1/3$ برابر طیف طرح به منظور تأمین ضوابط آیین‌نامه در بازه مذکور مقایسه می‌گردد. بدین منظور میانگین SRSS مورد نظر در ضریب مقیاس واحدی ضرب می‌گردد تا این میانگین مقیاس شده از $1/3$ برابر طیف طرح بیشتر از ۱۰٪ کمتر نباشد (شکل ۶). (۰/۹×۱/۳). خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) را نشان می‌دهد.

ضریب مقیاس برای تحلیل‌های سطح MCE در ضریب $1/5$ ضرب شده است. با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، مقادیر نسبت تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات تحت هر رکورد در زلزله سطح DBE و MCE محاسبه شده است. شکل‌های (۷) تا (۱۰) به ترتیب مقادیر نسبت تغییر مکان جانبی حداکثر



شکل ۱۱- مقایسه منحنی های نیرو-دریفت سازه های BRB و RLBRB

از نظر شاخص خستگی تجمعی در محدوده ایمن قرار دارند. حداکثر شاخص ماینر مهارندهای کمانش تاب طول بلند در زلزله MCE کمتر از ۵٪ و برای مهارندهای کمانش تاب طول کوتاه کمتر از ۱۵٪ می باشد.

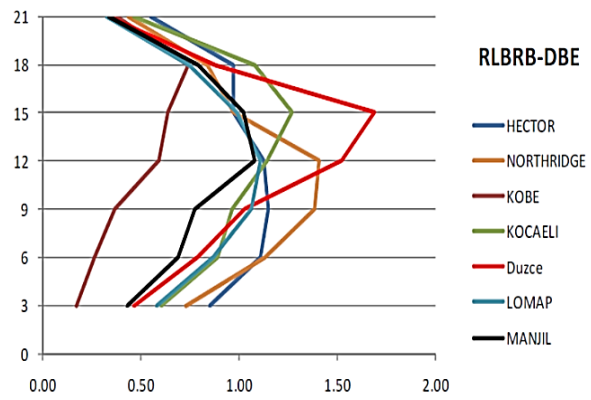
۶- نتیجه گیری

در این مقاله روش طراحی مهارندهای کمانش تاب طول کوتاه (RLBRB) به صورت مرحله به مرحله بیان گردید و تأثیر استفاده از این نوع مهاربند کمانش تاب در مقایسه با مهاربند کمانش تاب معمولی مقایسه گردید. به منظور بررسی عملکرد سازه با مهاربند کمانش تاب طول کوتاه، یک سازه ۷ طبقه مینا یک بار با فرض مهاربند BRB و بار دیگر با فرض RLBRB طراحی گردید. در ادامه این سازه مورد تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفت.

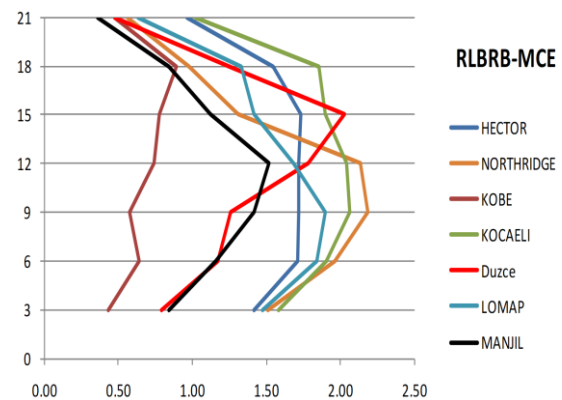
با مقایسه نتایج طراحی سازه مهاربند کمانش تاب تمام طول و سازه با مهاربند کمانش تاب طول کوتاه مشخص شد که مساحت هسته در تمامی طبقات دو سازه عینا یکسان است. این بدان معناست که ظرفیت مورد نیاز برای مهارندهای کمانش تاب طول کوتاه مشابه مهاربند تمام طول است. همچنین به دلیل افزایش مختصر سختی در سازه طراحی شده با RLBRB، پریودهای مود اول و دوم در حدود ۱۵ درصد نسبت به سازه BRB کمتر است ولی با توجه به تعیین کننده بودن رابطه تجربی، تقاضای لرزه ای را تغییر نمی دهد.

همچنین در حوزه الاستیک کاهش حدود ۲۳ درصدی در تغییر مکان نسبی حداکثر مشاهده شد و در محدوده پلاستیک، به دلیل اثر سخت شوندگی و وجود عنصر الاستیک سری با RLBRB، این کاهش بیشتر می باشد.

همچنین تحلیل تاریخچه زمانی برای مقایسه دو نوع مهاربند



شکل ۹- حداکثر نسبت تغییرمکان جانبی سازه RLBRB تحت شتابنگاشت های زلزله DBE



شکل ۱۰- حداکثر نسبت تغییرمکان جانبی سازه RLBRB تحت شتابنگاشت های زلزله MCE

همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز برای سازه مذکور انجام شده است و نتایج آن در شکل (۱۱) جهت مقایسه برای دو سازه RLBRB و BRB آورده شده است. همانگونه که مشاهده می شود سازه مجهز به مهاربند RLBRB در محدوده پس از تسلیم دارای سختی بالاتری می باشد؛ که همین موضوع باعث تأمین پایداری بیشتر در سازه و کاهش احتمال تمرکز تغییرمکان در طبقات خاص می شود.

براساس نتایج حاصله میانگین حداکثر نسبت تغییرمکان جانبی در زلزله DBE برای سازه RLBRB برابر ۱/۱۴٪ است که با لحاظ نمودن مقدار متوسط به علاوه انحراف معیار ۱/۴۴٪ است. با لحاظ کردن تغییرمکان جانبی زلزله MCE می توان عنوان کرد انتخاب نسبت تغییرمکان بیش از ۲/۱۲٪ دربرگیرنده اثرات زلزله MCE نیز می باشد. مقادیر میانگین حداکثر تغییرمکان در سازه RLBRB نسبت به سازه BRB در زلزله DBE و MCE به ترتیب ۲۳٪ و ۲۶٪ کاهش دارد. تمامی مهارندهای کمانش تاب

- planks or steel alone for restraining parts”, In Pacific Structural Steel Conference, Beijing, China, pp. 1482-1490.
- [8] ASCE, (2016), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16, American Society of Civil Engineers.
- [9] ANSI/AISC 341-16, (2016), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.
- [10] ATC, (2009), Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, ed: Federal Emergency Management Agency.
- [11] Constantinou, M., Kalpakidis, I., Filiatrault, A. and Lay, R. A.E. (2011), “LRFD-based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators”, University at Buffalo, State University of New York.

کمانش‌تاب انجام پذیرفت که نتایج حاصله حاکی از این بود که تغییر شکل‌های نسبی در سازه RLBRB نسبت به سازه BRB کمتر و شکل پذیری آن بیشتر می‌باشد. به منظور بررسی بهتر رفتار دو سازه، تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز انجام گرفت و مشاهده شد که در منحنی ظرفیت RLBRB به خصوص در مرحله پس از تسلیم کماکان سختی مناسبی از خود نشان می‌دهد.

در مجموع می‌توان گفت که روش RLBRB نسبت به BRB مزیت‌های زیادی از جمله انعطاف در موقعیت نصب، کاهش هزینه تولید و افزایش ظرفیت جذب انرژی را داراست. از منحصرترین مزیت‌های این سیستم امکان انتخاب مستقل دو پارامتر سختی و مقاومت می‌باشد که در سیستم‌های لرزه‌ای غالباً به‌سادگی امکان‌پذیر نیست. در مجموع با توجه به مزیت‌های این روش، استفاده از این نوع مهارت‌دها به حصول رفتار لرزه‌ای مناسب آن کمک شایانی می‌کند.

۷- مراجع

- [1] Zaruma, S. and Fahnestock, L. A. (2018), “Assessment of design parameters influencing seismic collapse performance of buckling-restrained braced frames”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 113, pp. 35-46.
- [2] Razavi S.A., Mirghaderi, S.R. and Hosseini, A. (2014), “Experimental and numerical developing of reduced length buckling-restrained braces”, Engineering Structures, Vol. 77, pp. 143-160.
- [3] Ariyaratana, C. and Fahnestock, L. A. (2009), “Performance assessment of buckling-restrained braced frame dual systems”, International Specialty Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Area (STESSA), Philadelphia, US.
- [4] Incorporation, D.D. (2009), “Cost advantages of Buckling Restrained Braced Frame buildings in accordance with Eurocode”, San Francisco, Report No. TR-2003/04.
- [5] Pandikkadavath, M.S. and Sahoo, D.R. (2016), “Cyclic testing of short-length buckling-restrained braces with detachable casings”, Earthquakes and Structures, Vol. 10, pp. 699-716.
- [6] Fanaiea, N. and Dizaj, E.A. (2014), “Response modification factor of the frames braced with reduced yielding segment BRB”, Journal of Structural Engineering and Mechanics, Vol. 50, pp. 1-17.
- [7] Iwata, M., Ogawa, K. and Murai, M. (2010), “Comparison tests of buckling-restrained braces using steel mortar

پی‌نوشت

- ¹ Buckling restrained brace
- ² Displacement-Controlled
- ³ Force-controlled
- ⁴ Reduced length buckling restrained brace



معرفی و ارزیابی سازه‌های مرکزگرای ترکیبی با رویکرد تاب‌آوری لرزه‌ای

امیر سینا شمس^۱، محمد سهیل قبادی^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

* قزوین، صندوق پستی ۹۶۸۱۸-۳۴۱۴۸، mshghobadi@eng.ikiu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۴/۲۰، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۶/۲۳)

چکیده

در این پژوهش یک سیستم نوین مرکزگرای ترکیبی معرفی می‌شود. این سیستم متشکل از سیستم مرکزگرا و میراگر اصطکاکی پال می‌باشد. روش طراحی سیستم مرکزگرای ترکیبی توضیح و بسط داده می‌شود، همچنین مثال‌هایی از طراحی این سیستم ارائه می‌شود. سیستم مرکزگرای ترکیبی نه تنها دارای ظرفیت اتلاف انرژی خوبی است، بلکه می‌تواند تغییر مکان نسبی پسماند در سازه‌ها را کنترل و یا حتی حذف کند. در واقع سیستم‌های مرکزگرای ترکیبی توانایی تنظیم تغییر مکان نسبی پسماند هدف (صفر یا هر مقداری) در سازه تحت بار جانبی را مانند یک سیستم کاملاً مرکزگرا دارد، علاوه بر آن مزیت اتلاف انرژی بالای میراگرهای اصطکاکی پال را نیز داراست. این سیستم مرکزگرای ترکیبی به منظور تاب‌آوری لرزه‌ای از منظر اقتصادی (قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه بعد از زلزله) و عملیات ساخت توسعه داده شده است. به منظور ارزیابی روش طراحی پیشنهاد شده، از سازه‌های مختلف کوتاه تا بلند مرتبه (۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه) که مجهز به سیستم مرکزگرا هستند و از ادبیات فنی انتخاب شده‌اند استفاده می‌شود و بر اساس روش معرفی شده طراحی مجدد می‌شوند. سپس این سازه‌ها تحت آنالیزهای چرخه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرند. تغییر مکان نسبی پسماند و ظرفیت اتلاف انرژی از جمله پارامترهایی از پاسخ سازه هستند که در این پژوهش بررسی می‌شوند. نتایج نشان می‌دهد که معادلات طراحی پیشنهاد شده با دقت مناسب عملکرد هدف سازه (تغییر مکان نسبی پسماند هدف) با سیستم مرکزگرای ترکیبی را تأمین می‌کند و به وضوح برتری سیستم مرکزگرای ترکیبی به هر یک از سیستم‌های کاملاً مرکزگرا و پال مشخص می‌شود.

واژگان کلیدی

تاب‌آوری لرزه‌ای، تغییر مکان نسبی پسماند، روش طراحی، سیستم مرکزگرا، میراگر اصطکاکی، منحنی هیستریزس

Development and assessment of hybrid self-centering structures for seismic resilience

A.S. Shams, M.S. Ghobadi

Abstract

In this study, a novel hybrid self-centering system is introduced. This system consists of self-centering systems and Pall friction dampers. The design methodology of hybrid self-centering systems is developed and some examples of the designed hybrid self-centering are presented. Hybrid self-centering systems not only have the capability of dissipating energy but can also remove or arrange residual drifts of structures. In fact, hybrid self-centering systems can maintain design target residual drifts (zero or any) during lateral loading similar to pure self-centering system and have the benefits of high capacity energy dissipation of Pall friction dampers. The hybrid self-centering system is developed for seismic resilience in terms of economic benefits, ready-to-use after the earthquake event, and practical fabrication. To evaluate the proposed design method, different low- to high-rise (3-, 6-, 9- and 12-story) buildings are selected from the literature, redesigned based on the proposed method, and then subjected to cyclic loading. Results are presented in terms of the cyclic response, residual drift and energy dissipation capacity of structures. Results indicate that the proposed design equations precisely meet the target structural performance (target residual drift) of the hybrid self-centering system and this system is obviously a superior system compared to the pure self-centering or Pall system.

Keywords

Seismic resilience, Residual drift, Design methodology, Self-centering system, Friction damper, Hysteresis curve

بنابر مفاهیم پایداری در مهندسی سازه، سازه‌های تاب‌آور به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که توانایی کنترل خسارت در حین و پس از تحمل زلزله‌ی شدید را داشته باشند. عملکرد ساختمان-های طراحی‌شده بر اساس آیین‌نامه‌های مرسوم مبتنی بر بروز خرابی در اجزاء اصلی سازه است. چنین سازه‌هایی حتی در صورتی که عملکرد لرزه‌ای مناسبی از خود نشان دهند، پس از تجربه‌ی زلزله شدید قابل استفاده نیستند [۱]. دو فاکتور مهم حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه و تغییر مکان نسبی پسماند برای ارزیابی خرابی سازه استفاده می‌شود. حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه نشان دهنده‌ی خرابی اجزاء سازه‌ای و تغییر مکان نسبی پسماند نمایانگر قابلیت استفاده از سازه پس از زلزله است [۲]. معیاری برای میزان خرابی بر اساس تغییر مکان نسبی پسماند و اتخاذ تصمیم در مورد سرنوشت سازه‌ها (تعمیر یا تخریب) بعد از تحمل بار جانبی توسط FEMA P-58 [۳] تعیین شده است: سازه‌هایی که تغییر مکان نسبی پسماند در آنها کمتر از ۰/۲٪ است، خرابی سازه‌ای کمی دارند و ممکن است نیاز به تعمیر اجزاء غیر سازه‌ای باشد. سازه‌هایی که تغییر مکان نسبی پسماند آنها محدود به ۰/۵٪ (آستانه‌ی تعمیرپذیری) است، هزینه‌های تعمیرات پس از زلزله نسبت به هزینه‌های تخریب و ساخت مجدد هنوز اقتصادی است. بنابراین سازه‌هایی که تغییر مکان نسبی پسماندشان از این حد بیشتر باشد احتمالاً دچار خرابی سازه‌ی شدید شده‌اند و تعمیر آنها توجیه اقتصادی ندارد.

در روند طراحی‌های مرسوم عموماً پارامترهایی نظیر حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه و تغییر مکان نسبی پسماند به عنوان پاسخ سازه (خروجی) مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. ولی در طراحی تاب‌آور به منظور کنترل خسارات تلاش می‌شود که از این پارامترها به عنوان ورودی در روند طراحی استفاده شود. برخی از سیستم‌های باربر جانبی مانند BRB و میراگر ویسکوز ذاتاً دارای توانایی اتلاف انرژی بالایی هستند، از طرف دیگر سیستم‌های مرکزگرایی نوین نیز توانایی بالایی در کنترل تغییر مکان نسبی پسماند سازه‌ها دارند. طراحی سازه‌ها به نحوی که از هر دوی این ویژگی‌ها (اتلاف انرژی و مرکزگرایی) بهره‌بردار می‌تواند تا حد زیاد موجب کنترل خسارات در حین زلزله و قابل استفاده بودن پس از زلزله شود. تحقیقات زیادی در زمینه‌ی ترکیب هوشمند سیستم‌های باربر جانبی به منظور دست‌یابی به عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر از سازه‌های مرسوم انجام شده است.

Zhu و Zhang [۴] مهاربندی را معرفی کرده‌اند که

مرکزگرایی آن توسط سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار تأمین می‌شود درحالی که اتلاف انرژی آن از طریق اصطکاک بهبود می‌یابد. آنها با انجام آزمایش‌های تجربی و محدودیت‌های پیکربندی مهاربند، سهم مشارکت نیروی اصطکاکی را ۳۸٪ مقاومت تسلیم آلیاژ حافظه‌دار در نظر گرفتند. میراگرهای دیگری نیز در تحقیقات گذشته [۵ و ۶] از همکاری آلیاژ حافظه‌دار و اصطکاک برای ایجاد یک سیستم نوین ترکیبی با میزان اتلاف انرژی مطلوب و توانایی مرکزگرایی بهره‌برده‌اند.

Tian و Qiu [۷] سیستم مرکزگرایی مجهز به آلیاژ حافظه‌دار را به صورت موازی با سیستم کماتش تاب استفاده کرده‌اند و با توجه به آنالیزهای تاریخچه زمانی، تغییر مکان نسبی پسماند را کاهش دادند. تلاش‌های مشابهی برای دستیابی به نحوه و میزان مطلوب مشارکت سیستم‌های کماتش تاب و آلیاژ حافظه‌دار انجام شده است [۸-۱۰].

در دهه‌ی اخیر، استفاده از مصالح آلیاژ حافظه‌دار به دلیل ویژگی‌های منحصر به فردش در علوم گوناگون مرسوم شده است. آلیاژهای حافظه‌دار با توجه به توانایی بازیابی تغییر شکل‌های زیاد متحمل شده در مهندسی عمران برای فراهم کردن یک سیستم مرکزگرایی استفاده می‌شود. آلیاژهای حافظه‌دار به سبب داشتن نمودار هیستریزس پرچمی شکل می‌توانند در سازه‌ها تغییر مکان نسبی پسماند را حذف و یا کاهش دهند. از این مصالح گران‌قیمت در تمام اجزای سازه شامل اتصالات [۱۱]، مهاربندها [۱۲]، میراگرها [۱۳] و تیر-ستون‌ها [۱۴] استفاده می‌شود. همکاری سیستم‌های مجهز به آلیاژ حافظه‌دار (به عنوان جزء مرکزگرا) و مفهوم اصطکاک (به عنوان جزء اتلاف‌کننده‌ی انرژی) مورد توجه محققین بوده است.

در این پژوهش تلاش می‌شود سیستم ترکیبی نوینی ارائه شود که با روش طراحی پیشنهاد شده بتواند معیارهای تاب‌آوری را ارضا کند. سازه‌های تاب‌آور پس از تحمل زلزله‌های شدید با صرف هزینه و زمان کم، قابل بهره‌برداری خواهند بود. از آنجایی که تغییر مکان نسبی پسماند معیاری برای تصمیم‌گیری یا تخریب سازه پس از زلزله است، از آن به عنوان ورودی الگوریتم طراحی استفاده می‌شود. سیستم مرکزگرایی ترکیبی به طور قابل اعتمادی دارای توانایی مرکزگرایی و اتلاف‌کنندگی انرژی است که این ویژگی‌ها به ترتیب از میراگر معرفی شده توسط Qiu [۱۵] و میراگر اصطکاکی Pall [۱۶] نشئت می‌گیرد. میراگر مرکزگرایی Qiu در تحقیقات گذشته عملکرد لرزه‌ای خوبی از خود نشان داده است [۱۷]. این میراگر مجهز به

شکل (۱) به تصویر کشیده شده است، عملکرد سیستم مرکزگرای ترکیبی وابسته به سهم مشارکت هیستریزس‌های اجزاء مرکزگرا و اتلاف‌کننده انرژی آن است که با توجه به پارامتر S تعیین می‌شود. مطابق با توصیه‌ی FEMA P-58 سازه‌هایی که تغییر مکان نسبی پسماند طبقات آن کمتر از 0.5 درصد باشد تعمیر آن‌ها پس از زلزله توجیه اقتصادی دارد، از طرف دیگر محل برخورد نمودار هیستریزس (برش-تغییر مکان نسبی طبقه) با محور افقی، حداکثر تغییر مکان نسبی پسماندی است که طبقه می‌تواند تحمل کند. بنابراین با فرمولیزه کردن نمودار هیستریزس سیستم مرکزگرای ترکیبی می‌توان رفتار آن را پیش‌بینی کرد. همانطور که در شکل (۱) مشخص است، وقوع تغییر مکان نسبی پسماند در دو حالت محتمل است، در مسیر باربرداری الاستیک یا پلاستیک رخ دهد (که به ترتیب با مسیر I و II نشان داده شده است). در نتیجه با بکارگیری اجزاء مرکزگرا و اتلاف‌کننده انرژی در موازات هم و محدود کردن حداکثر تغییر مکان نسبی پسماند قابل تصور به آستانه‌ی تعمیرپذیری، می‌توان تاب‌آور بودن لرزه‌ای سازه را تضمین کرد.

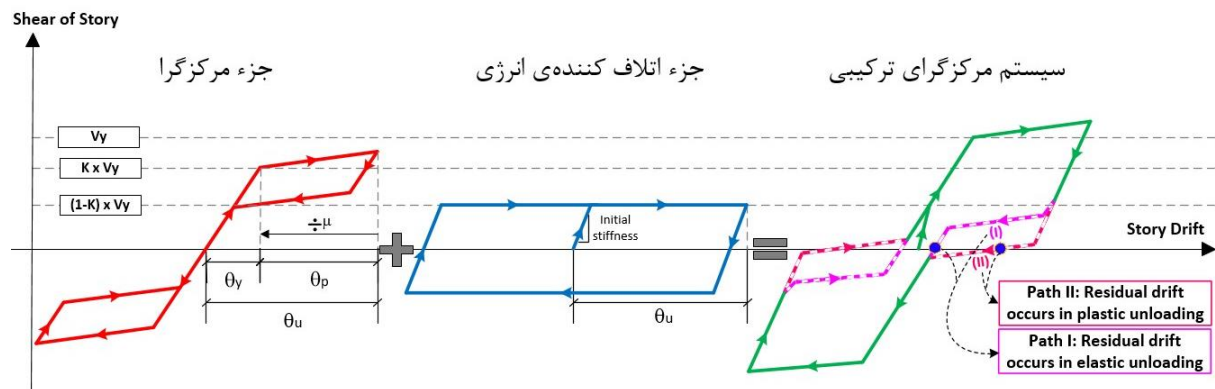
۲-۱- معرفی جزء مرکزگرای سیستم ترکیبی

میراگر معرفی شده توسط Qiu [۱۵] مسئول ایجاد رفتار مرکزگرا در سیستم ترکیبی است. این میراگر مجهز به سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار است که در دمای اتاق رفتار ابر کشسان نشان می‌دهند. شکل (۲) به صورت شماتیک این میراگر را نشان می‌دهد. بر اساس مکانیزم عملکرد میراگر، سیم‌ها همیشه در کشش هستند. نمودار هیستریزس کلی این میراگر در کشش و فشار متقارن است. قسمت سبز رنگ نشان‌دهنده شده در شکل (۲) وظیفه‌ی جانمایی مهاربند مرکزگرا در دهانه‌های مختلف را دارد.

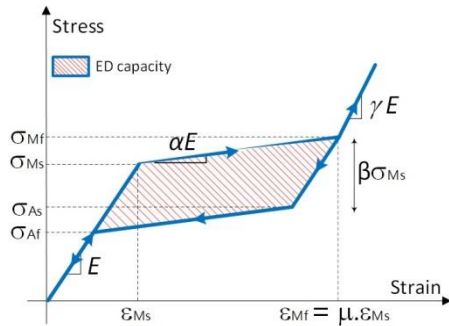
سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار است که سهم آن در سیستم مرکزگرای ترکیبی با کمک الگوریتم طراحی پیشنهاد شده به نحوی تعیین می‌شود که علاوه بر اقتصادی بودن طرح (حداقل حجم مصرفی آلیاژ حافظه‌دار)، معیارهای تاب‌آوری مورد نظر طراحی را ارضا کند. میراگر اصطکاکی پال با توجه به شکل نمودار هیستریزس‌شان (متوازی الاضلاع شکل) معمولاً دارای توانایی اتلاف انرژی بالا و تمایل به تحمیل تغییر مکان نسبی پسماند زیاد به سازه را دارد. سهم جزء اتلاف‌کننده انرژی در سیستم برابر جانی باید به نحوی تعیین شود که با توجه به ملاک‌های تغییر مکان نسبی پسماند تعمیر سازه نسبت به تخریب و ساخت مجدد منطقی و اقتصادی باشد. شایان ذکر است، استفاده از میراگرها (به عنوان یک سیستم غیرفعال) در سیستم برابر جانی به دلیل اجتناب از خرابی اجزاء اصلی سازه موجب سهولت و تسریع فرآیند تعمیر پس از زلزله می‌شود. از تحلیل‌های استاتیکی برای صحت سنجی سیستم پیشنهاد شده بهره گرفته می‌شود.

۲- معرفی سیستم مرکزگرای ترکیبی

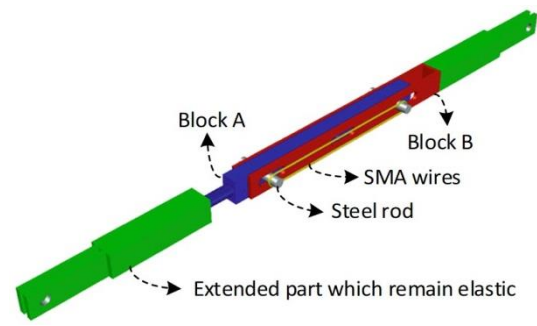
مفهوم اصلی الگوریتم طراحی سیستم مرکزگرای ترکیبی بر پایه‌ی نمودار هیستریزس اجزاء آن است. سازه‌هایی که فقط مجهز به سیستم برابر جانی مرکزگرا هستند توانایی حذف یا کاهش تغییر مکان نسبی پسماند را ندارند ولی توانایی اتلاف انرژی کمتری نسبت به سیستم‌های اتلاف‌کننده انرژی دارند. ایده‌ی اصلی الگوریتم طراحی سیستم مرکزگرای ترکیبی استفاده‌ی بهینه از میراگرهای بر پایه‌ی آلیاژ حافظه‌دار (حجم آلیاژ حافظه‌دار مصرفی کمتر) و بهره‌گرفتن از میراگر اصطکاکی پال به منظور بهبود ظرفیت اتلاف انرژی است. همانطور که در



شکل ۱- طرح ساده سازی شده‌ی مکانیزم ایجاد سیستم مرکزگرای ترکیبی در مختصات برش-دریفت طبقه



شکل ۳- نمودار هیستریزس آلیاژها حافظه‌دار در دمای بالاتر از دمای پایانی آستینیت



شکل ۲- پیکر بندی میراگر مرکزگرا و نحوه‌ی عملکرد آن در کشش و فشار [۱۵]

جدول ۱- مشخصات مصالح آلیاژ حافظه‌دار

β	α	μ	E (MPa)	ϵ_{MS} (%)	σ_{MS} (MPa)	Type of SMA
۰/۵۰	۰/۱۶	۵/۰	۵۰/۰	۱/۰	۵۰۰	NiTi

۲-۲- معرفی جزء (قطعه) اتلاف‌کننده‌ی سیستم ترکیبی

مفهوم اصطکاک به دلیل سهولت در عملکرد و هزینه‌ی نصب و نگهداری کم به عنوان یک سیستم قابل اعتماد کنترل‌کننده‌ی غیرفعال در صنعت ساختمان کاربرد دارد [۱۶]. میراگر اصطکاکی توسعه‌داده شده توسط پال یکی از مرسوم‌ترین روش‌های استفاده از مفهوم اصطکاک در سیستم باربر جانبی است. پیکربندی متنوع و نمودار پایدار هیستریزس امکان بهره‌گرفتن از این میراگر را در سیستم مرکزگرایی ترکیبی ایجاد می‌کند. روش مرسوم طراحی میراگرهای اصطکاکی بر مبنای بهینه‌سازی نیروی لغزندگی مابین صفحات اصطکاک است. در روش تاب‌آور طراحی سیستم مرکزگرایی ترکیبی نیروی لغزندگی به نحوی بهینه‌سازی می‌شود که سازه تحت زلزله علاوه بر کنترل خسارات جانی، توانایی کنترل خسارات مالی و محیط زیستی پس از زلزله را نیز داشته باشد. در شکل (۴) میراگر اصطکاکی پال به تصویر کشیده شده است.

$$\eta = \frac{\alpha(\mu - 2)^2 + 2(\mu - 1) + 1}{R^2} \quad (1)$$

$$V_y/W = \left(-\lambda + \sqrt{\lambda^2 + 4\gamma S_a^2} \right) / 2 \quad (2)$$

$$\lambda = \left[1 + \frac{\alpha(\mu - 1)}{2} \right] \left(\frac{8\pi^2}{T^2 g} \right) \left(\sum_{i=1}^n C_i h_i \right) \theta_p \quad (3)$$

آلیاژهای حافظه‌دار شامل آلیاژهای متفاوتی هستند که به شکل سیم در مرکزگرایی سیستم ترکیبی تجهیز می‌شوند. آلیاژهای حافظه‌دار که به عنوان مصالحی هوشمند شناخته می‌شوند به دلیل ویژگی‌های منحصر به فردی که دارند در زمینه‌ی تاب‌آوری لرزه‌ای مورد توجه قرار گرفته‌اند. ویژگی‌های آلیاژهای حافظه‌دار وابسته به دما و سطح تنش وارده به هستند. دو ساختار کریستالی آستینیت و مارتنزیت رفتار این مصالح را شرح می‌دهد. فاز آستینیت با ساختاری با تقارن بالا تمایل به پایداری در دماهای بالا و تنش‌های کم دارد، در حالی که فاز مارتنزیت با ساختاری با تقارن پایین در دماهای پایین و تنش‌های زیاد پایدار است. در شرایطی که دمای محیط بیش از حد تبدیل آستینیت باشد مصالح آلیاژ حافظه‌دار از خود رفتار ابر کشسان نشان می‌دهند (که در دمای اتاق این فرض برای میراگر مرکزگرایی Qiu صادق است [۱۵]).

مشهورترین آلیاژ حافظه‌دار، آلیاژ نایتینول است که ترکیبی از فلزهای نیکل و تیتانیوم می‌باشد. در شکل (۳) نمودار تنش- کرنش آلیاژ حافظه‌دار به صورت شماتیک نشان داده شده است، که در آن σ_{Ms} ، σ_{Mf} ، σ_{As} و σ_{Af} به ترتیب تنش‌های شروع تبدیل آستینیت به مارتنزیت، پایان تبدیل آستینیت به مارتنزیت، شروع تبدیل مارتنزیت به آستینیت و پایان تبدیل مارتنزیت به آستینیت می‌باشد. همچنین E مدول الاستیسیته‌ی فاز مربوطه می‌باشد (در اینجا آستینیت)، ϵ_{Ms} و ϵ_{Mf} کرنش نظیر کرنش تسلیم و کرنش حداکثر می‌باشند. در مصالح آلیاژ حافظه‌دار مفهومی مطابق با تسلیم وجود ندارد و به منظور تغییر فاز است، از این رو پارامتر σ_{Ms} و ϵ_{Ms} با عناوین σ_y و ϵ_y معرفی می‌شوند. α ، β و γ پارامترهای معرفی آلیاژ حافظه‌دار هستند. فرضیاتی که برای مصالح آلیاژ حافظه‌دار در این پژوهش استفاده شده است در جدول (۱) آورده شده است.

رابطه‌ی (۴) بدست می‌آید. w_j و h_j به ترتیب ارتفاع و وزن طبقه‌ی j ام است. θ_p تغییر مکان نسبی پلاستیکی که تغییر مکان هدف را ایجاد می‌کند، است (تغییر مکان نسبی حداکثر، θ_u ، منهای تغییر مکان نسبی متناظر با تسلیم، θ_y)، برای اینکه تقاضای تغییر شکل یکسانی در ارتفاع به طبقات وارد شود فرض شده است θ_p در هر یک از طبقات یکسان و ثابت است. در رابطه‌ی (۴) و (۵) تعداد طبقات و q ضریب توزیع نیروی جانبی در ارتفاع است. در این پژوهش q برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شده است.

پس از تعیین برش پایه به کمک رابطه‌ی (۲) و توزیع آن در طبقات با رابطه‌ی (۴)، نیروی طراحی هر طبقه مشخص می‌شود. در گام بعدی سهم مشارکت اجزاء اتلاف‌کننده‌ی انرژی و مرکزگرای سیستم ترکیبی باید تعیین شود، پارامتر S مسئولیت این امر را بر عهده دارد. به کمک قوانین ساده‌ی تحلیل سازه و استاتیک و هندسه‌ی مهاربند همگرا، مساحت آلیاژ حافظه‌دار مورد نیاز، A_i ، و طول المان آلیاژ حافظه‌دار، l_i ، در طبقه‌ی i ام از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$A_i = S \frac{\sum_{j=i}^n C_j V_y}{2 \cos \theta_i \cdot \sigma_y SMA} \quad (6)$$

$$l_i = \frac{E_{SMA} \theta_y (h_i - h_{i-1}) \cos \theta_i}{\sigma_y SMA}, \quad h_0 = 0 \quad (7)$$

که در این معادلات θ_i زاویه مهاربند همگرا با افق در طبقه-ی i ام است. S ضریبی است که میزان مشارکت میراگر اصطکاکی پال و سیستم مرکزگرا را در سیستم باربر جانبی تعیین می‌کند. مطابق شکل (۱) و با توجه به موازی بودن اجزاء، سهم جزء مرکزگرا از برش پایه‌ی طراحی برابر با $S \times V_y$ و به تبع آن سهم جزء اتلاف‌کننده‌ی انرژی برابر با $(1-S) \times V_y$ است. $S=1/0.0$ به معنای این است که تمام نیروی جانبی وارد بر سازه توسط سیستم مرکزگرا تحمل می‌شود و $S=0/0.0$ دال بر یک سیستم پال یگانه است. در تحقیق گذشته [۱۸] طراحی سازه‌های مجهز به سیستم مرکزگرا ($S=1/0.0$) انجام شده است. در این سازه‌ها مصالح آلیاژ حافظه‌دار علاوه بر ایجاد مرکزگرایی در سیستم، مسئولیت تمام اتلاف انرژی سیستم باربر جانبی را نیز برعهده دارند. در سیستم مرکزگرایی ترکیبی $S=0/60$ به معنی ۴۰ درصد صرفه جویی در حجم مصرفی آلیاژ حافظه‌دار نسبت به سیستم کاملاً مرکزگرا است، از طرف دیگر به معنی استفاده از میراگر اصطکاکی پال با اتلاف انرژی بالا برای تحمل ۴۰ درصد از برش پایه‌ی طراحی است. مقدار S با توجه به ارضای هدف

$$C_i = (P_i - P_{i+1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{qT^{-0.2}} \quad (4)$$

$$p_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{qT^{-0.2}} \quad (5)$$



شکل ۴- میراگر اصطکاکی پال

پایه و اساس روش طراحی سیستم مرکزگرایی ترکیبی، رویکرد طراحی بر اساس عملکرد است. این روش توسط Qiu و همکارانش [۱۸] برای سیستم‌های مرکزگرا توسعه داده شده است. در این مقاله روند طراحی فوق‌الذکر با توجه به مفهوم تاب‌آوری لرزه‌ای برای سیستم مرکزگرایی ترکیبی بسط داده می‌شود. در اولین گام از روند طراحی، برای بدست آوردن ضریب اصلاح انرژی، η ، از روابط پیشنهاد شده‌ی μ -R-T، کمک گرفته می‌شود. η در واقع فاکتوری در معادله‌ی برابری انرژی است که نشان‌دهنده‌ی این است که انرژی جذب شده توسط سیستم غیر الاستیک کسری از انرژی جذب شده توسط سیستم الاستیک است. η از رابطه‌ی (۱) تعیین می‌شود، در حالی که ضریب کاهش مقاومت، R ، با توجه به مشخصات میراگر (α و β) از رابطه‌ی μ -R-T مناسب گرفته می‌شود. μ و T به ترتیب شکل‌پذیری و پررود اصلی سازه‌ی یک درجه آزادی هستند. جزئیات بیشتر از معادلات و منحنی‌های روابط μ -R-T را می‌توان در پژوهش Qiu و همکارانش یافت [۱۸].

برش پایه‌ی طراحی، V_y ، بر اساس تابعی از تغییر مکان هدف تعریف می‌شود و از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید [۱۸]:

که در این معادلات W ، وزن کلی سازه، λ ، تخمینی از انرژی جذب شده توسط سیستم باربر جانبی در تغییر مکان هدف، S_d ، تقاضای سازه از طیف طرح شتاب برای سازه‌ی یک درجه آزادی با پررود T است؛ C_i ضریب اصلاح نیرو است و از

است که تغییر مکان نسبی پسماند هدف کوچک‌تر از θ_y باشد و رابطه (۱۱) از ردیابی مسیر II حاصل می‌شود و زمانی حاکم است که تغییر مکان نسبی پسماند هدف بزرگ‌تر از θ_y باشد. بنابراین برای بدست آوردن S، نیاز به تعیین دقیق θ_y است و از طرفی در این گام از طراحی که مشخصات تیرها، ستون‌ها و سیستم باربر جانبی هنوز نامشخص است، این امر ممکن نیست. به همین دلیل در جهت محافظه‌کاری مقدار S از حداکثر دو مقدار بدست آمده از رابطه‌ی (۱۰) و (۱۱) تعیین می‌شود. مقدار S با تغییر مکان نسبی پسماند هدف رابطه‌ی عکس دارد، با توجه به مفهوم پارامتر S، هر چقدر مقدار S بیشتر باشد به معنی مرکزگراتر بودن سیستم و در نتیجه تغییر مکان نسبی پسماند کم‌تر است. برای اینکه تعمیر سازه‌ای پس از زلزله منطقی باشد، لازم است که تمام طبقات تغییر مکان نسبی پسماندی کم‌تری نسبت به حدود مشخص شده در FEMA P-58 تحمل کنند. با توجه به روند طراحی بحث شده، اگر تغییر مکان نسبی پسماند هدف برای مثال ۰/۵٪ (یا هر مقدار دیگری) در نظر گرفته شود، الگوریتم ذکر شده تضمین می‌کند که تغییر مکان نسبی پسماند در تمام طبقات کمتر از این مقدار باشد.

پس از تعیین S، مشخصات سیستم مرکزگرا باید مطابق با برش $S \times V_y$ به کمک معادلات (۶) و (۷) تعیین شود. همچنین میراگر اصطکاکی پال باید برای برش $(1 - S) \times V_y$ طراحی شود. در گام آخر عملکرد لرزه‌ای سیستم طراحی شده نسبت به تخمین‌های اولیه و فرضیات هدف باید ارزیابی شود.

۳- سازه‌های نمونه

برای صحت سنجی و مقایسه‌ی بهتر سیستم مرکزگرای ترکیبی از سازه‌هایی با ارتفاع‌های متنوع به عنوان نمونه استفاده شده است. در نامگذاری نمونه‌ها، پیشوند ۱، ۲، ۳ و ۴ به ترتیب نشان‌دهنده‌ی سازه‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه است که مجهز به نایتینول معرفی شده در جدول (۱) هستند. نمونه‌هایی که سیستم باربرجانبی آن‌ها تنها مجهز به سیستم مرکزگرا است (به عبارت دیگر $S=1/0.0$)، با حرف S نشان داده می‌شود. نمونه‌های ۱S، ۲S، ۳S و ۴S در تحقیق گذشته طراحی شده است [۱۹]. نمونه‌های ذکر شده در جهت مقایسه و ارزیابی عملکرد سیستم نوین مرکزگرای ترکیبی از ادبیات فنی انتخاب شده است. در این پژوهش نمونه‌های متناسب به سیستم مرکزگرای ترکیبی در دو گروه ارائه می‌شوند. با توجه به توصیه‌های FEMA-P58 با محدود کردن تغییر مکان نسبی پسماند طبقات به ۰/۵٪ می‌توان

تاب‌آوری (تغییر مکان نسبی پسماند) سیستم مرکزگرای ترکیبی تعیین می‌شود.

همانطور که در شکل (۱) مشخص است، با توجه به موازی بودن سیستم‌های مرکزگرا و میراگر اصطکاکی پال، منحنی هیستریزس سیستم ترکیبی از جمع برداری اجزانش حاصل می‌شود. برای این منظور باید نقاط مهم شکل هیستریزس (نمودار برش-تغییر مکان نسبی) با پارامترها نامگذاری شود. برش طبقه و تغییر مکان نسبی طبقه‌ی جزء مرکزگرای سیستم ترکیبی که مطابق با نقطه‌ی تسلیم هستند از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید (این پارامترها در شکل (۱) به تصویر کشیده شده‌اند):

$$SV_y = 2A_i \sigma_y SMA \cos \theta_i \quad (۸)$$

$$\theta_y = \frac{L_i \sigma_y SMA}{E_{SMA} h_i \cos \theta_i} = \frac{L_i \varepsilon_y SMA}{h_i \cos \theta_i} \quad (۹)$$

تغییر مکان نسبی پسماند در نمودار برش-تغییر مکان نسبی، محل برخورد هیستریزس با محور افقی است. به عبارت دیگر نقطه‌ای با مختصات $(V=0)$ ، تغییر مکان نسبی پسماند هدف) با قرار گرفتن در معادله‌ی خط نمودار هیستریزس سیستم مرکزگرای ترکیبی تغییر مکان نسبی پسماند هدف را مشخص می‌کند. تغییر مکان نسبی پسماند هدف پارامتر تاب‌آوری سیستم است که به عنوان یکی از ورودی‌های روند طراحی به دلخواه تعیین می‌شود. این پارامتر بر اساس پیشنهادات FEMA P-58 به نحوی انتخاب می‌شود که ترمیم و تعمیر سازه پس از تحمل زلزله نسبت به تخریب و ساخت مجدد آن منطقی باشد. مطابق شکل (۱)، دو سناریوی محتمل برای نمودار هیستریزس سیستم مرکزگرای ترکیبی وجود دارد:

- مسیر I: تغییر مکان نسبی پسماند در مرحله‌ی باربرداری الاستیک از نمودار هیستریزس رخ می‌دهد.
 - مسیر II: تغییر مکان نسبی پسماند در مرحله‌ی باربرداری پلاستیک از نمودار هیستریزس رخ می‌دهد.
- با توجه به دو سناریوی موجود، به ترتیب از رابطه‌ی (۱۰) و (۱۱) برای تعیین S در مسیرهای I و II استفاده می‌شود:

$$\frac{1}{S} - 1 = \frac{\theta_{res} h_i \cos \theta_i}{L_i \varepsilon_y SMA} \quad (۱۰)$$

$$\frac{1}{S} - 1 = \frac{\alpha \theta_{res} h_i \cos \theta_i}{L_i \varepsilon_y SMA} + (1 - \alpha)(1 - \beta) \quad (۱۱)$$

رابطه (۱۰) از ردیابی مسیر I حاصل می‌شود و زمانی حاکم



رفته در این نمونه‌ها به سادگی مشخص می‌شود، به عنوان مثال مشخصات نمونه‌های H5 در جدول (۳) آورده شده است. طول المان آلیاژ حافظه‌دار در نمونه‌ها یکسان است.

جدول ۲- مشخصات نمونه‌های S

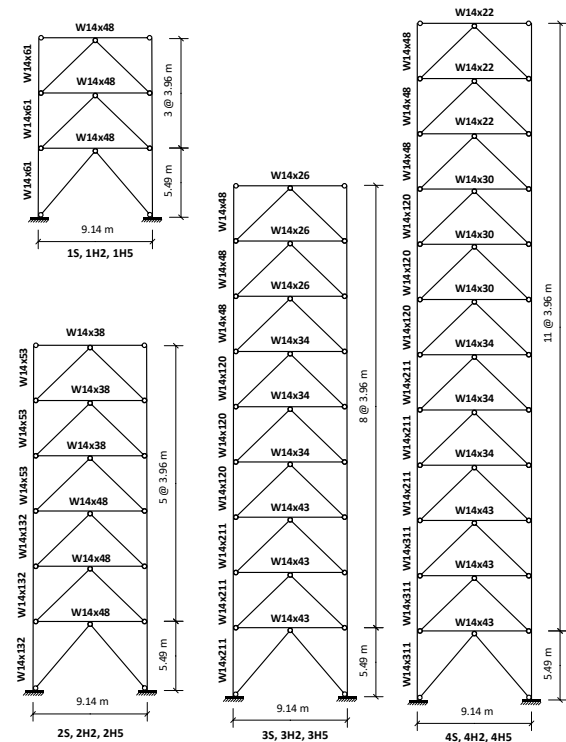
نام نمونه	۱S	۲S	۳S	۴S	مساحت سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار مصرفی (mm ²)	طول سیم آلیاژ حافظه‌دار (m)
برش پایه نرمال V_y/W	۰/۳۸	۰/۱۶	۰/۱۰	۰/۰۷		
پریود سازه (s)	۰/۶۰	۱/۲۱	۱/۸۴	۲/۵۱		
طبقه ۱	۲۲۳۵/۶	۲۱۴۹/۶	۲۰۷۱/۶	۱۹۶۰/۴		
طبقه ۲	۱۸۵۰/۲	۱۷۴۰/۸	۱۷۲۱/۰	۱۶۴۳/۰		
طبقه ۳	۱۱۵۷/۰	۱۱۶۰/۶	۱۱۶۱/۸	۱۱۶۲/۲		
طبقه ۴	-	۱۳۹۳/۲	۱۵۷۶/۰	۱۵۶۸/۰		
طبقه ۵	-	۱۱۰۵/۸	۱۴۶۱/۴	۱۵۰۹/۴		
طبقه ۶	-	۷۰۸/۰	۱۳۱۴/۴	۱۴۳۵/۸		
طبقه ۷	-	-	۱۱۲۸/۸	۱۳۴۵/۶		
طبقه ۸	-	-	۸۹۳/۴	۱۲۳۶/۶		
طبقه ۹	-	-	۵۸۱/۴	۱۱۰۵/۸		
طبقه ۱۰	-	-	-	۹۴۷/۸		
طبقه ۱۱	-	-	-	۷۵۳/۰		
طبقه ۱۲	-	-	-	۴۹۷/۸		
طبقه اول	۱/۰۵۴	۱/۰۵۴	۱/۰۵۴	۱/۰۵۴		
سایر طبقات	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۹۰		

۴- جزئیات مدل‌سازی

تمام مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار کد باز OpenSees انجام شده است [۲۱]. مطابق شکل (۶)، به دلیل تقارن و ساده‌سازی تنها یک دهانه از قاب‌های مرکزگرا و اتلاف‌کننده‌ی انرژی در موازات تیرها هم مدل شده‌اند. بر اساس فرضیات طراحی اولیه، اتصالات تیرها و مهاربندها به ستون مفصلی مدل‌سازی شده است. تیر و ستون‌ها توسط المان‌های تیر-ستون الاستیک مدل شده‌اند. تیرها به صورت اتصال مفصلی ساده در نظر گرفته شده‌اند (که در شکل (۶) مشخص است) و طوری طراحی شده‌اند که در معرض بار ثقیلی، الاستیک باقی بمانند.

مدول الاستیسیته در تمام مدل‌سازی‌ها بر اساس مشخصات فولاد A992 برابر با ۲۰۰ GPa فرض شده است. ستون‌ها به صورت یکپارچه در ارتفاع مدل‌سازی شده‌اند. پای ستون‌ها مطابق شکل (۶) به دلیل افزایش نامعینی سازه‌های مرکزگرا به صورت گیردار فرض شده است. دیافراگم کف در تمام طبقات

به اصطلاح یک سیستم تاب‌آور لرزه‌ای ایجاد کرد، همچنین با محدود کردن تغییر مکان نسبی پسماند به ۰/۲٪ می‌توان خسارات وارد بر سازه را به طرز چشم‌گیری کاهش داد. در این پژوهش، سازهایی که مجهز به سیستم باربری جانبی مرکزگرای ترکیبی هستند و طراحی آن‌ها بر اساس محدود کردن تغییر مکان نسبی پسماند طبقات با مقدار ۰/۵٪ و ۰/۲٪ انجام شده است، به ترتیب با H5 و H2 ارائه می‌شوند. شکل (۵) مشخصات و نمای قاب‌های نمونه‌ها را به تصویر کشیده است.



شکل ۵- نمای نمونه‌ها

پارامتر طراحی لرزه‌ای تمام سازه‌ها مطابق با منطقه‌ی لرزه‌ای Los Angeles در نظر گرفته شده است. جرم لرزه‌ای و جایگیری دهانه‌های مهاربندی در نمونه‌های ۳ و ۶ طبقه مطابق با سازه‌های معرفی شده توسط Sabelli [۲۰] و نمونه‌های ۹ و ۱۲ طبقه بر اساس نمونه‌های تنظیم شده توسط Qiu، تطبیق داده شده است. جزئیات طراحی مقاطع تیر و ستون‌های نمونه‌های S که از تحقیقات قبلی مستخرج شده است در جدول (۲) آورده شده است. برای مقایسه‌ی بهتر میان دو سیستم مرکزگرا و ترکیبی سطح مقاومت یکسانی برای آن‌ها در نظر گرفته شده است. پس از تعیین ضریب S و طراحی نمونه‌های مرکزگرای ترکیبی، مشخصات میراگر آلیاژ حافظه‌دار و میراگر اصطکاکی پال به کار

صلب در نظر گرفته شده است.

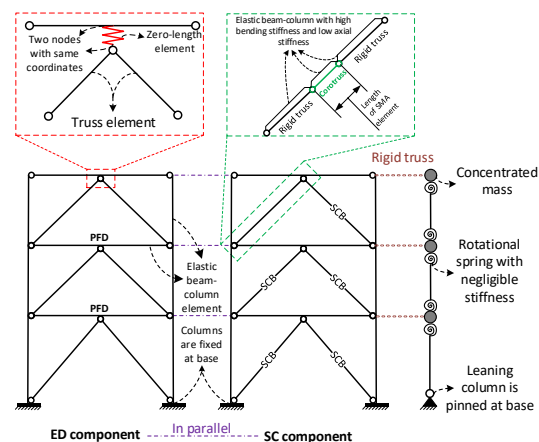
برای در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ از مفهوم ستون تکیه‌گاهی بهره گرفته شده است. این ستون ثقلی صرفاً برای در نظر گرفتن اثرات مرتبه دوم در سازه‌ها مدل شده است و هیچ اضافه مقاومت و یا سختی به سازه اعمال نمی‌کند. همانطور که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، مدل سازی مهاربند مجهز به میراگر مرکزگرا به صورت سه بخشی انجام شده است. بخش اساسی که بخش میانی مهاربند می‌باشد ویژگی و مشخصات سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار را با طول حقیقی آن‌ها مدل سازی می‌کند. دو بخش دیگر که در انتها و ابتدای مهاربند تعبیه شده‌اند وظیفه‌ی الاستیک باقی ماندن و تنظیم طول میراگر در دهانه‌های مختلف را بر عهده دارد. این دو بخش با اعضای خرابایی صلب مدل سازی شده‌اند. برای جلوگیری از ناپایداری خمشی مهاربند (از آنجایی که هر سه بخش با المان‌های خرابایی که در اصل دو سر مفصل هستند مدل سازی شده‌اند)، سه المان تیر-ستون الاستیک با سختی خمشی بالا (ممان اینرسی بالا) و سختی محوری ناچیز (مساحت ناچیز) در موازات المان‌های اصلی مدل شده‌اند. اما قسمت اصلی (قسمت میانی) که وظیفه‌ی غیر خطی شدن را دارد با مصالح Self-Centering در نرم افزار OpenSees تعریف شده است. با توجه به تغییر شکل‌های بزرگ غیرخطی برای این المان، بخش میانی با المان خرابایی همگرد مدل شده است. از المان بدون طول همراه با مصالح elastic perfectly plastic برای مدل سازی میراگر اصطکاکی پال استفاده شده است. این المان مطابق شکل (۶) ما بین نقاط انتهایی مهاربند شون و میانه‌ی تیر طبقه قرار می‌گیرد. مهاربندهای متصل به میراگر اصطکاکی پال با المان تیر-ستون الاستیک مدل سازی شده‌اند و ابعاد آن‌ها به نحوی تعیین شده است که پیش کمانش میراگر اصطکاکی فعال شود.

جدول ۲- مشخصات نمونه‌های H5

نام نمونه	۱H5	۲H5	۳H5	۴H5
پریمود سازه (s)	۰/۶۳	۰/۹۵	۱/۴۶	۲/۰۳
مساحت سیم‌های آلیاژ حافظه‌دار مصرفی (mm ²)	طبقه ۱	۱۳۲۴/۶	۱۲۷۳/۶	۱۲۲۷/۵
	طبقه ۲	۱۰۹۷/۳	۱۰۳۲/۴	۱۰۲۰/۷
	طبقه ۳	۶۸۶/۲	۹۴۹/۴	۹۸۵/۶
	طبقه ۴	-	۸۲۶/۳	۹۳۴/۷
	طبقه ۵	-	۶۵۵/۹	۸۶۶/۸
	طبقه ۶	-	۴۱۹/۹	۷۷۹/۶
	طبقه ۷	-	-	۶۶۹/۵
	طبقه ۸	-	-	۵۲۹/۸
	طبقه ۹	-	-	۳۴۴/۸
	طبقه ۱۰	-	-	-
	طبقه ۱۱	-	-	-
	طبقه ۱۲	-	-	-
سطح مقاومت میراگر اصطکاکی پال (kN)	طبقه ۱	۵۸۳۱/۸	۵۶۰۷/۵	۵۴۰۴/۰
	طبقه ۲	۵۶۸۹/۲	۵۳۵۲/۸	۵۲۹۱/۹
	طبقه ۳	۳۵۵۷/۷	۴۹۲۱/۷	۵۱۰۹/۹
	طبقه ۴	-	۴۲۸۴/۰	۴۸۴۶/۱
	طبقه ۵	-	۳۴۰۰/۲	۴۴۹۳/۷
	طبقه ۶	-	۲۱۷۷/۰	۴۰۴۱/۷
	طبقه ۷	-	-	۳۴۷۱/۰
	طبقه ۸	-	-	۲۷۴۷/۱
	طبقه ۹	-	-	۱۷۸۷/۸
	طبقه ۱۰	-	-	-
	طبقه ۱۱	-	-	-
	طبقه ۱۲	-	-	-

۵- آنالیز چرخه‌ای

آنالیز چرخه‌ای تمام نمونه‌ها بر اساس الگوی بارگذاری شکل مد اول انجام شده است. نقطه‌ی کنترل‌کننده در این آنالیز گره‌ی گوشه‌ای در تراز بام است. چرخه‌ها متناظر با تغییر مکان نسبی بام ۰/۲۵٪، ۰/۵٪، ۱/۰٪، ۱/۵٪، ۲/۰٪ و ۲/۵٪ است. تغییر مکان نسبی بام تغییر مکان تجمعی جانبی گره‌ی گوشه‌ای بام تقسیم بر ارتفاع کلی سازه است. شکل (۷)-الف و ب به ترتیب نمودار هیستریزس جزء اتلاف‌کننده‌ی انرژی، جزء مرکزگرا و عملکرد سیستم ترکیبی در طبقه‌ی سوم نمونه‌ی ۲H5 و ۲H2 را در مقایسه با طبقه‌ی متناظر در نمونه‌ی ۲S نشان می‌دهد. پارامتر S برای طبقه‌ی اول و سایر طبقات نمونه‌ی ۲H5 با توجه به

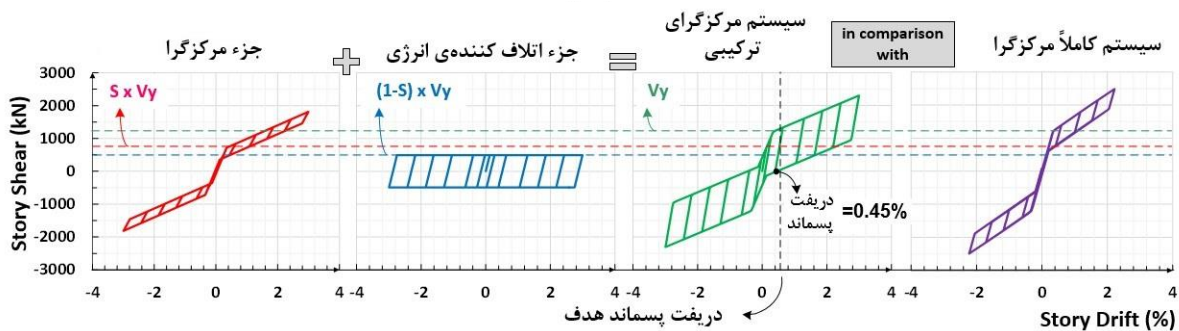


شکل ۶- جزئیات مدل سازی

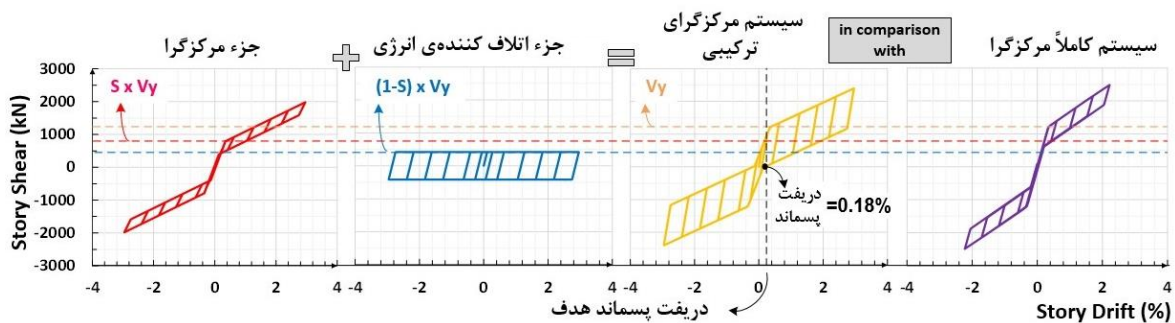


کرده است (به دلیل اینکه مقدار پارامتر S برای طبقات اول و سایر طبقات تفاوت معنا داری ندارد، تنها مقدار بدست آمده برای طبقات معمول گزارش شده است). نتایج نشان می‌دهد که نمونه‌های $H2$ و $H5$ با معیارهای پیشنهاد شده توسط FEMA-P58 تاب‌آور محسوب می‌شوند. بدین معنی که تغییر مکان نسبی پسماند در تمام طبقات آن‌ها به صورت محافظه‌کارانه (و نه غیر اقتصادی) کمتر از تغییر مکان نسبی پسماند هدفشان است. بنابراین روابط پیشنهاد شده با دقت مناسبی تغییر مکان نسبی پسماند طبقات را می‌تواند تنظیم کند.

معادلات بیان شده به ترتیب $0/5925$ و $0/5931$ محاسبه شده است. همچنین پارامتر S برای طبقه‌ی اول و سایر طبقات نمونه‌ی $2H2$ به ترتیب $0/6551$ و $0/6550$ محاسبه شده است. این نتایج نشان می‌دهد که نمونه‌ی $2H5$ در حدود 40% درصد و نمونه‌ی $2H2$ تقریباً 35% درصد مصالح آلیاژ حافظه‌دار کمتری نسبت به نمونه‌ی کاملاً مرکزگرای متناظرشان نیاز دارند. در حالی که حداکثر تغییر مکان نسبی پسماند قابل وقوع در این طبقه برای نمونه‌ی $2H5$ و $2H2$ به ترتیب $0/45\%$ و $0/18\%$ است. جدول (۴) مقادیر S و تغییر مکان نسبی پسماند بدست آمده از نتایج تحلیل چرخه‌ای در تمام طبقات نمونه‌ها را خلاصه



(الف)



(ب)

شکل ۶- نمودار هیستریزس طبقه‌ی سوم نمونه‌ی الف) $2H5$ ب) $2H5$ که به دررفت پسماند $0/5\%$ محدود شده‌اند، به تفکیک اجزاء اتلاف‌کننده‌ی انرژی و مرکزگرا

آورده شده است. بدیهی است که سیستم‌های کاملاً مرکزگرا معرفی شده توسط Qiu دارای عملکرد قابل قبولی هستند، ولی سیستم مرکزگرای ترکیبی معرفی شده در این پژوهش برای رسیدن به عملکرد قابل قبول علاوه بر بهبود رفتار سازه از مصالح گران قیمت آلیاژ حافظه‌دار کمتری استفاده می‌کند که همین موضوع این سیستم را به یک انتخاب اقتصادی و تاب‌آور به عنوان سیستم باربر جانبی تبدیل می‌کند. با دقت در نتایج جدول (۴) دریافت می‌شود که طبقات

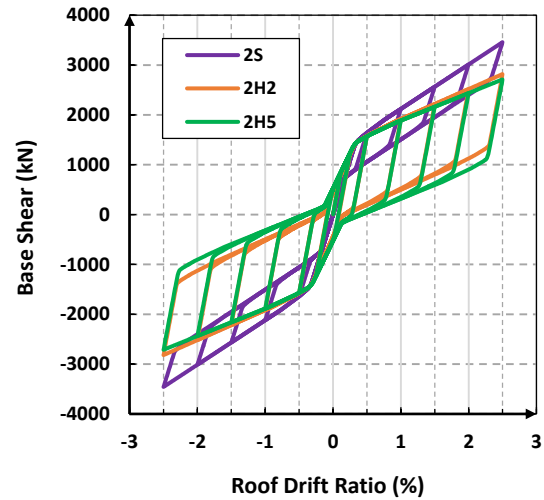
با هدف مقایسه‌ی جامع، هیستریزس کلی (برش پایه-تغییر مکان نسبی بام) نمونه‌های $2S$ ، $2H2$ و $2H5$ در شکل (۸) ترسیم شده است. مساحت محصور در نمودار هیستریزس نشان‌دهنده‌ی توانایی اتلاف انرژی سیستم است. نمونه‌های $2H5$ و $2H2$ در مقایسه با نمونه‌ی $2S$ به ترتیب 195% و 167% توانایی اتلاف انرژی بالاتری دارند، در حالی که حجم آلیاژ حافظه‌دار مصرفی در آن‌ها کمتر است. میزان بهبود اتلاف انرژی نمونه‌های H نسبت به نمونه‌های S متناظرشان در جدول (۴)

۶- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، یک سیستم مرکزگرایی ترکیبی معرفی شد و الگوریتم طراحی منحصر به فرد آن توسعه داده شد. الگوریتم طراحی سیستم مرکزگرایی ترکیبی با بهینه کردن مصالح مصرفی گران قیمت آلیاژ حافظه‌دار توانایی تنظیم تغییر مکان نسبی پسماند طبقات سازه و توانایی اتلاف انرژی مناسبی دارد. اگرچه مقدار تغییر مکان نسبی پسماند هدف می‌تواند هر مقدار دلخواهی باشد ولی معیارهای انتخاب تغییر مکان نسبی پسماند هدف در این پژوهش توصیه‌های FEMA P-58 است. این سیستم متشکل از دو جزء مرکزگرا و اتلاف‌کننده انرژی است که به ترتیب مسئولیت آن‌ها با سیستم مرکزگرا و میراگر اصطکاکی پال است. در ادامه طراحی چند نمونه متنوع در تعداد طبقات با معادلات پیشنهاد شده انجام شد و سپس عملکرد نمونه‌های مدل شده با استفاده از نرم‌افزار OpenSees تحت آنالیزهای چرخه‌ای ارزیابی شد. نتایج زیر با توجه به فرضیات انجام شده و محدودیت‌های مطرح شده از تحلیل‌های شبه-استاتیکی انجام شده بر روی نمونه‌ها بدست آمده است:

■ با توجه به نتایج تحلیل‌های چرخه‌ای، دقت روابط تحلیلی ارائه شده برای کنترل تغییر مکان نسبی پسماند هدف در نمونه‌های ترکیبی هوشمند، در جهت محافظه کارانه و قابل اعتماد است.

نمونه‌های 1H5، 2H5، 3H5 و 4H5 تغییر مکان نسبی پسماند کمتر از تغییر مکان نسبی پسماند هدفشان (0/5٪) دارند و در مقایسه با نمونه‌های S متناظرشان بیش از 40٪ مصالح کمتر نیاز دارند در حالی که به ترتیب 158٪، 195٪، 194٪ و 188٪ ظرفیت اتلاف انرژی بیشتری دارند. بنابراین نتیجه گرفته می‌شود که الگوریتم طراحی معرفی شده مستقل از ارتفاع سازه، برای سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه قابل اعتماد است. نتایج مشابه برای نمونه‌های H2 متناظر نیز صحنه بر این ادعا می‌گذارد.



شکل ۸- نمودار هیستریزیس نمونه‌های 2S، 2H2 و 2H5

جدول ۴- مقدار محاسبه شده‌ی S، دریفت پسماند بدست آمده و میزان افزایش ظرفیت انرژی نمونه‌ها

نمونه	پارامتر S برای طبقات	میزان بهبود ظرفیت اتلاف انرژی (%)	دریفت پسماند بدست آمده در طبقه (%)											
			طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم	طبقه هفتم	طبقه هشتم	طبقه نهم	طبقه دهم	طبقه یازدهم	طبقه دوازدهم
1H5	0/5931	158	0/40	0/48	0/45	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2H5	0/5931	195	0/32	0/46	0/45	0/45	0/45	0/45	0/45	0/45	0/45	-	-	-
3H5	0/5931	194	0/27	0/43	0/44	0/45	0/45	0/45	0/45	0/45	0/45	0/45	-	-
4H5	0/5931	188	0/22	0/39	0/43	0/44	0/45	0/45	0/45	0/45	0/45	0/45	0/38	0/40
1H2	0/6551	134	0/16	0/19	0/18	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2H2	0/6551	167	0/15	0/19	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	-	-
3H2	0/6551	166	0/14	0/19	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	-	-
4H2	0/6551	161	0/13	0/19	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/18	0/13	0/11

نمونه‌های H1-H4 با تغییر مکان نسبی پسماند هدف 0/5٪ در حدود 40٪ صرفه جویی در نایتینول داریم، در حالی که به طور میانگین در این نمونه‌ها 183٪، افزایش

■ سیستم مرکزگرایی ترکیبی نسبت به سیستم کاملاً مرکزگرا، مصالح گران قیمت آلیاژ حافظه‌دار کمتری استفاده می‌کند و علاوه بر آن اتلاف انرژی بهتری نیز دارد. برای مثال در

- [14] Wang, B., Zhu, S., Qiu, C.X. and Jin, H. (2019), "High-performance self-centering steel columns with shape memory alloy bolts: Design procedure and experimental evaluation", *Engineering Structures*, Vol. 182, pp.446-458.
- [15] Qiu, C. and Zhu, S. (2017), "Shake table test and numerical study of self-centering steel frame with SMA braces", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 46, pp.117-137.
- [16] Pall, A.S. and Marsh, C. (1982), "Response of friction damped braced frames", *Journal of the Structural Division*, Vol. 108, pp.1313-1323.
- [17] Qiu, C., Zhang, Y., Li, H., Qu, B., Hou, H. and Tian, L. (2018), "Seismic performance of concentrically braced frames with non-buckling braces: a comparative study", *Engineering Structures*, Vol. 154, pp.93-102.
- [18] Qiu, C.X. and Zhu, S. (2017), "Performance-based seismic design of self-centering steel frames with SMA-based braces", *Engineering Structures*, Vol. 130, pp.67-82.
- [19] Qiu, C., Li, H., Ji, K., Hou, H. and Tian, L. (2017), "Performance-based plastic design approach for multi-story self-centering concentrically braced frames using SMA braces", *Engineering Structures*, Vol. 153, pp.628-638.
- [20] Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, C. (2003), "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp.655-666.
- [21] McKenna, F., Fenves, G.L. and Scott, M.H. (2000), "Open system for earthquake engineering simulation", University of California, Berkeley, CA.
- ظرفیت اتلاف انرژی داریم. در همین نمونه‌ها با محدود کردن تغییر مکان نسبی پسماند به 0.2% ، مصالح آلیاژ حافظه‌دار در حدود 35% کاهش می‌یابد و به طور میانگین 15% درصد اتلاف انرژی بهبود داده می‌شود.
- با انتخاب مناسب نمونه‌های ۳ تا ۱۲ طبقه، دقت و عملکرد روابط ارائه شده در ارتفاعات مختلف سازه‌ها تایید می‌شود.
- ۷- مراجع
- [1] Grigorian, M. and Grigorian, C.E. (2018), "Sustainable earthquake-resisting system", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 144, pp.04017199.
- [2] Ruiz-García, J. and Aguilar, J.D. (2015), "Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 44, pp.1391-1407.
- [3] FEMA-P58-1 FEMA, (2012), *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1-Methodology*. Rep No FEMA P-58-1.
- [4] Zhu, S. and Zhang, Y. (2008), "Seismic analysis of concentrically braced frame systems with self-centering friction damping braces", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, pp.121-131.
- [5] Qian, H., Li, H. and Song, G. (2016), "Experimental investigations of building structure with a superelastic shape memory alloy friction damper subject to seismic loads", *Smart Materials and Structures*, Vol. 25, pp.125026.
- [6] Ozbulut, O.E. and Hurlebaus, S. (2012), "Application of an SMA-based hybrid control device to 20-story nonlinear benchmark building", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 41, pp.1831-1843.
- [7] Tian, L. and Qiu, C. (2018), "Controlling residual drift in BRBFs by combining SCCBFs in parallel", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 32, pp.04018047.
- [8] Kari, A., Ghassemieh, M. and Abolmaali, S.A. (2011), "A new dual bracing system for improving the seismic behavior of steel structures", *Smart Materials and Structures*, Vol. 20, pp.125020.
- [9] Chen, R., Qiu, C. and Hao, D. (2020), "Seismic response analysis of multi-story steel frames using BRB and SCB hybrid bracing system", *Applied Sciences*, Vol. 10, pp.284.
- [10] Kari, A., Ghassemieh, M. and Badarloo, B. (2019), "Development and design of a new self-centering energy-dissipative brace for steel structures", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol. 30, pp.924-938.
- [11] Fang, C., Yam, M.C., Chan, T.M., Wang, W., Yang, X. and Lin, X. (2018), "A study of hybrid self-centring connections equipped with shape memory alloy washers and bolts", *Engineering Structures*, Vol. 164, pp.155-168.
- [12] Issa, A.S. and Alam, M.S. (2019), "Experimental and numerical study on the seismic performance of a self-centering bracing system using closed-loop dynamic (CLD) testing", *Engineering Structures*, Vol. 195, pp.144-158.
- [13] Li, H., Mao, C.X. and Ou, J.P. (2008), "Experimental and theoretical study on two types of shape memory alloy devices", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 37, pp.407-426.

شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

– مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	Bold لوتوس	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	Bold لوتوس	۱۴
نام مولفان	Bold نازنین	۱۱
عناوین بخش ها	Bold لوتوس	۱۲
عنوان مقاله	Bold تیترا	۱۶

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت :

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

<p>درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .</p> <p>کمیته پذیرش</p>	<p>در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.</p> <p>هیأت مدیره</p>
---	--

تایید و امضاء

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران ، ارسال فرمایید :

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی www.iss.ir مراجعه نمایید .