

پاسخ لرزه‌ای و خرابی پیشرونده سازه‌های قاب خمشی فولادی نامنظم

در پلان مجهز به میراگرهای تسلیم شونده TADAS

علی پورملاعباسی^۱، محمد مهدی زعفرانی^{۲*}، محمد صادق بیرژندی^۳

۱. دانشجوی رشته مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خوراسگان)، اصفهان، ایران

۲. استادیار رشته مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خوراسگان)، اصفهان، ایران

۳. استادیار رشته مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خوراسگان)، اصفهان، ایران

mm.zafarani@khuif.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۱۲/۳

تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۱۱/۱۸

چکیده

پژوهش‌های گوناگونی در زمینه خرابی پیشرونده ناشی از بارگذاری غیرعادی نظیر انفجار صورت پذیرفته است و سیستم‌های مقاوم متعددی در این زمینه مورد ارزیابی قرار گرفته است. هدف اصلی این پژوهش بررسی تاثیر بکارگیری میراگر تسلیم شونده فلزی Triangular Added Damping And Stiffness (TADAS) به منظور بالا بردن ظرفیت سازه‌های نامنظم سه و نه طبقه نامنظم در برابر زلزله و خرابی پیشرونده خواهد بود. به این منظور با توجه به نیاز سازه از میراگر فلزی TADAS به جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای آن بهره گرفته شده است. سپس به منظور ارزیابی عملکرد این میراگر در بهبود ظرفیت سازه در برابر خرابی پیشرونده، سناریوهای مختلف بحرانی جهت حذف ستون انتخاب و ظرفیت سازه با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی توسط نرم افزار SAP2000 مورد ارزیابی قرار گرفته است. به منظور ارزیابی غیرخطی سازه، رفتار غیرخطی تیرها با استفاده از مفصل پلاستیک و به منظور در نظر گرفتن اندرکنش غیرخطی نیروی محوری و لنگر خمشی از مدل فایبر برای رفتار غیرخطی ستون‌ها استفاده شده است. مدل‌سازی میراگرها نیز با استفاده از المان لینک در نرم افزار و تخصیص دادن مدل غیرخطی WEN به آن انجام پذیرفته است. به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم میراگر از تحریکات پالس‌گونه بهره گرفته شده است. نتایج ارائه شده نشان دهنده موفقیت بالای ۴۰ درصدی در کاهش جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای می‌باشد. افزایش حداقل ۱۵ درصدی و حداکثر ۱۰۰ درصدی ظرفیت سازه مجهز به میراگر تسلیم شونده در برابر خرابی پیشرونده از دیگر نتایج این مقاله می‌باشد.

واژگان کلیدی: پاسخ لرزه‌ای، تحریکات پالس گونه، خرابی پیشرونده، میراگر تسلیم شونده، سازه نامنظم، تحلیل دینامیکی غیرخطی

مقدمه

ایمنی سازه‌ها، همواره تمایل کلیدی برای مهندسان طراح پروژه‌های مهندسی بوده است. یکی از سازوکارهای خرابی سازه که توجه زیادی را در دهه‌های اخیر به خود اختصاص داده است، موضوع خرابی پیشرونده است. در این سازوکار، یک یا چند المان سازه به دلیل عواملی مانند تصادف، انفجار بمب، انفجار گازها و نظایر آن، به صورت ناگهانی خراب می‌شوند و با هر باز توزیع بار، باعث خرابی سایر المان‌های سازه‌ای می‌شوند، به شکلی که، سازه به صورت پیشرونده منهدم می‌شود [1]. توجه جامعه مهندسی در ابتدا پس از انهدام بخشی از ساختمان رونان پوینت^۱ در لندن در سال ۱۹۶۸ به این موضوع معطوف شد. پس از اتفاق ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱، چندین کمیته استاندارد سازی برای بهبود استانداردهای روش‌های طراحی در برابر خرابی پیشرونده شروع به کار نمودند [1] و مطالعات متعددی روی خرابی پیشرونده انجام شد. در این مطالعات از روش مسیر جایگزین (APM)، تحلیل پوش دان و تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی استفاده شده است [2]. از نتایج این مطالعات می‌توان به تاثیر موقعیت ستون از دست رفته [3] و بررسی تاثیر نامنظمی سازه [4] بر پتانسیل خرابی پیشرونده اشاره نمود. علاوه براین، از دست دادن ستون، می‌تواند بر پاسخ کلی ساختمان‌های تحت بارگذاری مواد منفجره خارجی، تأثیر بگذارد [5]. واضح است که، پدیده خرابی پیشرونده به دلیل وقوع آن، در یک بازه زمانی بسیار کوتاه و تحمیل شدن تغییر شکل‌های غیرخطی به المان‌ها، پیش از گسیختگی، یک پدیده دینامیکی غیرخطی است [1]. کیم و همکاران [5]، که از تجزیه و تحلیل خطی و غیرخطی به صورت استاتیکی و دینامیکی برای مقایسه ظرفیت سازه در مقابل خرابی پیشرونده استفاده نمودند، نشان دادند که نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی در مقایسه با تحلیل خطی، پاسخ‌های بزرگتری ارائه می‌دهد. علاوه بر این، بسته به متغیرهایی مانند بار، محل برداشتن ستون یا تعداد طبقات سازه، نتایج به طور قابل توجهی متفاوت است. انتخاب هوشمندانه سیستم‌هایی که

از خرابی پیشرونده جلوگیری می‌کنند و همچنین روش‌های تجزیه و تحلیل، به عنوان موضوعات قابل توجهی در ارزیابی خرابی پیشرونده در نظر گرفته می‌شوند [6]. به این لحاظ عملکرد سیستم‌های باربر مختلفی مانند قاب خمشی فولادی [7-8]، قاب مهاربند فولادی [9-10]، سازه‌های بتن مسلح [11-12]، سازه‌های بلند با سیستم دوگانه [13-15] تحت بارهای مختلف انفجاری در مطالعات مختلف، مورد بررسی قرار گرفته شده است.

از سوی دیگر، روش‌های جدید کنترل سازه، مشتمل بر روش‌های غیرفعال، نیمه فعال، فعال و روش‌های ترکیبی با بکارگیری ابزارهای ائتلاف انرژی جدید، در مقایسه با سیستم‌های سنتی مقاوم لرزه‌ای، به عنوان یک روش نوآورانه برای محافظت از سازه‌ها در برابر حوادث طبیعی مانند زلزله و باد، علاقه روزافزون در سراسر جهان را به خود جلب نموده‌اند [16-21]. این در حالی است که کاربرد این سیستم‌ها در برابر بارهای شدید مانند بار انفجار کمتر مورد توجه قرار گرفته است. کیم و همکاران [22]، ظرفیت میراگرهای ترکیبی غیرفعال اصطکاکی-چرخشی متصل به تاندون‌های با مقاومت بالا در برابر خرابی پیشرونده را مورد توجه قرار دادند. همچنین کیم و همکاران [23] در مطالعه دیگری پتانسیل مقاومت در برابر خرابی پیشرونده در قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگرهای ویسکوز را بررسی نمودند. طبق مطالعات پارامتریک، با افزایش نسبت میرایی در سیستم، جابه‌جایی عمودی به طور کلی کاهش می‌یابد و این میراگرها در هر دو سیستم الاستیک و الاستوپلاستیک موثر بودند. همچنین مشاهده شد که اثر این میراگرها با افزایش دوره طبیعی و کاهش مقاومت سازه افزایش می‌یابد. نتایج نشان می‌دهد که میراگرهای ویسکوز که در ابتدا برای کاهش ارتعاشات ناشی از زلزله طراحی شده بودند، در کاهش جابه‌جایی عمودی سازه‌ها به علت حذف ناگهانی ستون نیز موفق عمل نمودند. کیم و همکاران (۲۰۱۴) به ارزیابی عملکرد میراگر نیمه‌فعال MR₂ برای جلوگیری از فروپاشی اعضای قاب پرداختند. در این

در شکل (۱) موقعیت سیستم قاب خمشی به صورت خطوط پر رنگ در دو پلان سه و نه طبقه نمایش داده شده است و سایر قسمت‌ها دارای اتصالات مفصلی (قاب ساده) هستند. در این شکل موقعیت میراگرهای استفاده شده در این پژوهش به منظور تقویت این سازه‌ها نیز نمایش داده شده است. سازه‌های مورد مطالعه در شهر Bell در کالیفرنیا با مشخصات تیپ خاک از نوع D واقع شده است. ابعاد دهانه‌ها در همه طبقات ۹۱۴ سانتی‌متر و ارتفاع طبقات ۳/۹۶ متر است. بار مرده طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده آن ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع فرض شده است. مشخصات مقاطع به کار رفته به صورت کامل در این مرجع ذکر شده است.

شکل ۱. پلان سازه‌های مورد استفاده [۲۶] و موقعیت قرار گیری میراگرها

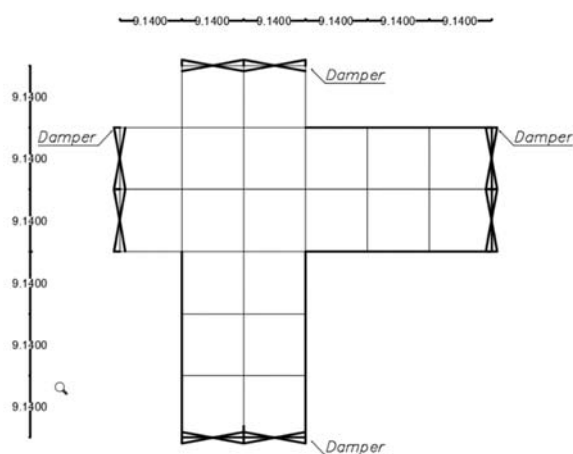


Fig.1. Buildings layout [26] and Location of dampers in plan

در این پژوهش از نرم‌افزار SAP2000 V20 با توجه به قابلیت‌های آن، برای مدل‌سازی و تحلیل استفاده شده است. به منظور اعتبار سنجی، چگونگی مدل‌سازی انجام گرفته در این مطالعه، نتایج دوره تناوب سازه‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار SAP2000، با دوره تناوب ارائه شده در مرجع [26]، در جدول (۱) مقایسه شده است. همچنین در هنگام یک تحلیل غیرخطی استاتیکی (تحلیل پوش‌آور) منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام (منحنی پوش) سازه‌های مدل‌سازی شده با منحنی‌های ارائه شده در مرجع [26] در شکل (۲) مقایسه شده است. نتایج ارائه شده، نشان دهنده درستی مدل‌سازی انجام گرفته در این مطالعه است. لازم به ذکر است که منحنی‌های

مطالعه سعی شده است تا با در نظر گرفتن قاب فولادی و ظرفیت اسمی فولاد، یک ارزیابی مقدماتی برای طراحی انجام پذیرد و روشی برای جلوگیری از فروپاشی سازه پیشنهاد شود. ایشان سناریوی خرابی تحت فروپاشی اولین ستون از طبقه اول یک سازه ۱۵ طبقه را مد نظر قرار داده‌اند و توانایی میراگر MR در افزایش ظرفیت باربری سازه در برابر حذف ستون و کاهش مقاومت این پدیده را بررسی کردند [24].

با توجه به بررسی‌های انجام شده، کاربرد میراگر تسلیم شونده در افزایش ظرفیت سازه‌های نامنظم در پلان، در برابر خرابی پیشرونده تاکنون مورد بررسی قرار نگرفته است و هدف اصلی این پژوهش خواهد بود. در این مطالعه، در مرحله اول عملکرد لرزه‌ای میراگر، تحت اثر تحریکات پالس‌گونه مورد مطالعه قرار می‌گیرد و درستی طراحی میراگر به اثبات می‌رسد. در مرحله بعد به منظور انتخاب ستون بحرانی، با توجه به سناریوهای حذف ستون گوشه و ستون میانی که در آیین‌نامه‌های معتبری مانند GSA [25] ذکر شده است و همچنین با توجه به شکل نامنظم پلان، بحرانی‌ترین ستون‌ها را با استفاده از مقایسه بیشترین تغییر شکل ستون تحت اثر تحریکات زلزله انتخاب و سپس با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی، اقدام به حذف ستون شده است. نتایج ارائه شده شامل بررسی ظرفیت سازه در دو حالت حذف ستون با در نظر گرفتن اثر میراگر و بدون آن است.

جدول ۱. مقایسه دوره تناوب سازه اصلی [۲۶] با سازه مدل شده

	Model	SAP		Model	SAP
	C03			C09	
Mod 1	T=1.32	T=1.33		T=2.50	T=2.493
Mod 2	T=0.93	T=0.96		T=2.31	T=2.303
Mod 3	T=0.85	T=0.89		T=2.12	T=2.141

Table1. Comparison of the First triplet of periods of the main structure [26] with the modeled structure

۱- مدل‌سازی

سازه‌های استفاده شده در این پژوهش، به صورت سازه‌های سه و نه طبقه قاب خمشی فولادی از نوع ST52 که توسط Chopra و Rayes [26] مطابق با آیین‌نامه UBC85 طراحی و با عنوان C03 و C09 نامگذاری شده است، می‌باشد شکل (۱).

۲-۱- مدل‌سازی غیرخطی تیر و ستون

در این مقاله به منظور مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیر و ستون، از روش پلاستیسیته متمرکز و با تعریف مفصل‌های پلاستیک در دوانتهای المان استفاده شده است. با توجه به دستورالعمل ASCE-41 [27]، مفصل پلاستیک M3 برای المان‌های تیر و مفصل P-M2-M3، با لحاظ نمودن آثار کمایش موضعی بال و جان مقطع و نیز آثار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی به منظور در نظر گرفتن رفتار غیرخطی ستون‌ها در حالت استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)، در نرم‌افزار تعریف و به المان‌ها تخصیص داده شده است (شکل ۳). لازم به ذکر است که در ادامه پژوهش به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی با توجه به توصیه راهنمای نرم‌افزار SAP2000 [28] از روش پلاستیسیته گسترده و بهره‌گرفتن از مدل فایبر، برای ملحوظ نمودن اندرکنش غیرخطی نیروی محوری و لنگر خمشی ستون‌ها استفاده شده است. در این روش مقطع ستون به تعدادی المان‌های فنر غیرخطی با سخت شوندگی سینماتیکی تقسیم می‌شود.

شکل ۳. منحنی شماتیک نیرو-تغییر شکل و سطوح عملکرد برای آنالیز غیرخطی [۲۷ و ۲۸]

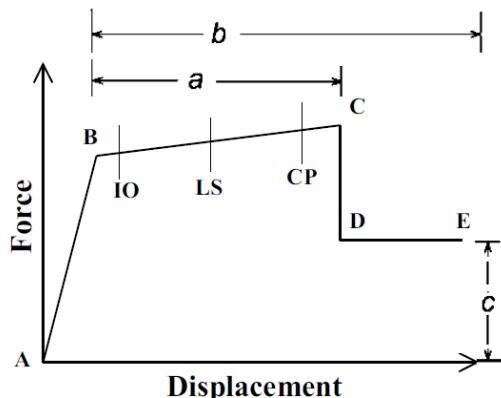


Fig.3. Schematic force-deformation curve and performance levels For Nonlinear Analysis [27, 28]

۲-۲- تحلیل غیرخطی استاتیکی

به منظور ارزیابی وضعیت سازه‌ی با و بدون میراگر، از روش تحلیل غیرخطی استاتیکی (پوش‌آور) استفاده شده است. در این روش، پس از اعمال بار قائم، الگوی بار جانبی مبتنی بر مود اول سازه، در طی دو گام زیر بر سازه اعمال و وضعیت سازه ارزیابی می‌شود:

ارائه شده در مرجع [26] با استفاده از سه الگوی پوش مبتنی بر مود اول سازه (ASCE41-06)، مبتنی بر توزیع یکنواخت متناسب با جرم هر طبقه (EURO1) و مبتنی بر الگوی مودی ترسیم شده (EURO2) است و نتایج بدست آمده در این پژوهش نیز هم‌خوانی خوبی با الگوهای مودی دارد. شکل ۲. منحنی نیرو تغییر مکان (منحنی پوش) سازه‌های C03 و C09 سازه‌های مدل شده

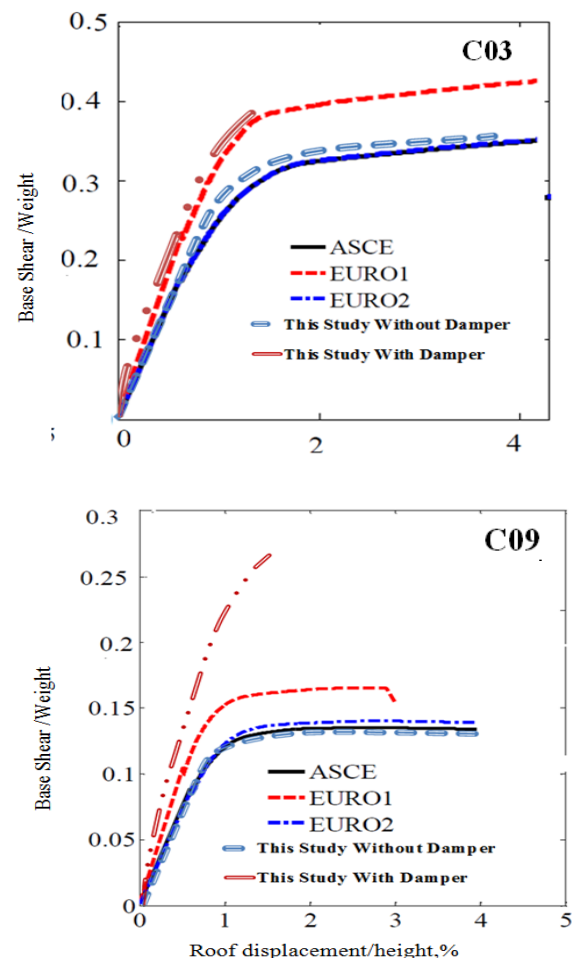


Fig.2. Pushover curve for the main and simulated buildings

۲- ارزیابی سطح عملکرد سازه

با توجه به هدف این پژوهش، مبنی بر استفاده از میراگر و ارزیابی پاسخ لرزه‌ای و خرابی پیش‌رونده سازه مجهز به میراگر، لازم است مطابق با دستورالعمل ASCE-41 [27] سطح عملکرد سازه موجود، ارزیابی شد و بر اساس هدف بهسازی مبنای، اقدام به بهسازی سازه موجود با استفاده از میراگر تسلیم شونده شد.

متعددی پیرامون استفاده از این میراگر انجام از سال ۱۹۷۲ انجام پذیرفته شده است [29 و 30] و در سال‌های اخیر نمونه‌های متعدد جدیدی ساخته شده است [31]. روش‌های متفاوتی به منظور تسلیم در این نوع میراگرها مورد توجه قرار گرفته شده است که از میان آنها می‌توان به تسلیم خمشی [32]، تسلیم برشی [33]، تسلیم محوری [34] و تسلیم پیچشی [35] اشاره کرد. رفتار پایدار در برابر زلزله و عوامل محیطی نظیر دما و رطوبت، خاصیت جذب نیرو مناسب، توانایی اتلاف انرژی بالا، تحمل تعداد زیادی سیکل بارگذاری و باربرداری بدون از دست دادن مقاوت و سختی، سختی و مقاومت مطلوب برای بالا بردن ظرفیت سازه، سهولت ساخت و اجرا و هزینه تمام شده مناسب از ویژگی‌های این نوع میراگر ذکر شده است [31]. در این مطالعه به منظور بهسازی سازه منتخب در سطح بهسازی مینا از میراگر تسلیم شونده فلزی TADAS که توسط Tsai و همکاران [32] مورد مطالعه قرار گرفته شده است، استفاده شده است. در بخش بعدی روابط طراحی و نتایج ارزیابی سازه مجهز به این میراگر ارائه خواهد شد.

شکل ۴. مقایسه نتایج اعتبار سنجی مدل میراگر مورد استفاده با مرجع ۳۲.

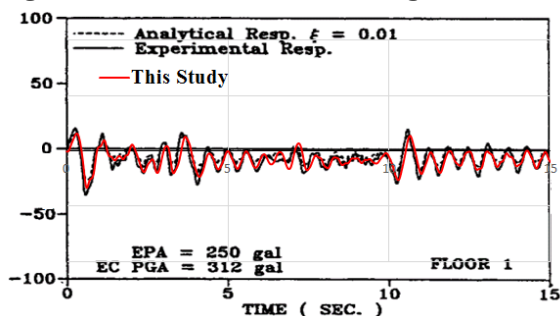


Fig.4. Validation of the results of this study with reference 32

۱-۳- پارامترهای طراحی میراگر

میراگر تسلیم شونده فلزی مثلثی شکل (TADAS) متشکل از تعدادی ورق فولادی مثلثی شکل است که به منظور اتلاف انرژی به سازه متصل می‌شود. بر اساس مطالعه انجام گرفته توسط Tsai و همکاران [32]، چگونگی تسلیم این میراگر به صورت خمشی و با توزیع یکنواخت انحنا و همزمانی تسلیم در کل ارتفاع المان است. پارامترهای سختی و ظرفیت میراگر تسلیم‌شونده فلزی مثلثی (TADAS)، بر اساس روابط تحلیل

۱. اعمال بار جانبی در امتداد متعامد و رانش جانبی تا ۳۰٪

تغییر مکان هدف (رابطه ۱).

۲. اعمال بار جانبی در امتداد اصلی و رانش جانبی به میزان ۱۰۰٪

تغییر مکان هدف (رابطه ۱).

در این پژوهش، وضعیت مفاصل پلاستیک ایجاد شده در المان‌های سازه، بر مبنای سه سطح عملکرد تعریف شده در آیین‌نامه ASCE41 [27]، شامل سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO_۱)، ایمنی جانی (LS_۲) و آستانه فروریزش (CP_۳)، مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند (شکل ۳).

۱-۲-۲- تعیین جابه‌جایی هدف

تغییر مکان هدف مطابق رابطه (۱) قابل محاسبه خواهد بود [27].

$$\delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (1)$$

در رابطه فوق C_0 مطابق با دستورالعمل ASCE41 برای ساختمان‌های ۳ طبقه برابر ۱/۳ انتخاب شده است. همچنین ضریب C_1 و C_2 بکار رفته در رابطه فوق، مطابق مرجع [27] و با توجه به مشخصات دوره تناوب سازه محاسبه می‌شود. مقدار شتاب طیفی، S_a ، با توجه به ساختگاه شهر BELL واقع در کالیفرنیا با مختصات 33.996°N, 118.162°W و تیپ خاک از نوع D از سایت USGS قابل استخراج است.

۳-۲- ارزیابی سطح عملکرد سازه

نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی شکل (۲) برای سازه‌های سه و نه طبقه به ترتیب مشخص کننده وجود ۱۱ و ۱۴ مفصل پلاستیک با سطح عملکرد CP یا آستانه فروریزش هستند و از این بابت، نیازمند مقاوم‌سازی در برابر زلزله هستند.

۳-۳- کاربرد میراگر تسلیم شونده در بهبود عملکرد سازه

در میان سیستم‌های اتلاف انرژی غیرفعال، میراگر تسلیم شونده فلزی با بکار بستن ایده نصب وسایل هیسترتیک جداگانه در سازه، به منظور جذب انرژی لرزه‌ای و بر عهده گرفتن نقش یک فیوز خارجی ساخته شد. مطالعات آزمایشگاهی و عددی

۱. Immediate Occupancy

۲. Life Safety

۳. Collapse Prevention

۴. <https://earthquake.usgs.gov>

#9-5	"Loma Prieta"	"Gilroy - Historic Bldg."	6.93	308.55	1.638
#9-6	Montenegro, Yugoslavia	Ulcinj - Hotel Olympic	7.1	318.74	1.974
#9-7	Imperial Valley-06	Agrarias	6.53	242.05	2.338
#9-8	Loma Prieta	Gilroy Array #3	6.93	349.85	2.639
#3-1	Coalinga-07	Coalinga - 14th & Elm	5.2	286	0.4
#3-2	Whittier	Downey C. M. B.	6	272	0.8
#3-3	DuzceTurkey	Bolu	7.1	294	0.88
#3-4	Kobe	Kjma	6.9	312	1.09
#3-5	Northridge	Paradaee SCE	6.69	325	1.23
#3-6	Northridge	Rinaldi	6.69	282	1.25
#3-7	Tottori	TTr008	6.88	325	1.54
#3-8	Kobe	Takatori	6.9	256	1.55
#3-9	Imperial valley06	Agrarias	6.53	242	2.34
#3-10	Superstion	Parachute test site	6.54	349	2.39

Table2. Characteristics of seismic ground motions used for C03 and C09 building [40]

۲-۳- اعتبار سنجی مدل سازی میراگر

در این مطالعه، به منظور مدل‌سازی میراگر در نرم‌افزار، از المان لینک از نوع Plastic (Wen) [36 و 39] استفاده شده است. به منظور اعتبار سنجی مدل‌سازی میراگر، از مطالعه آزمایشگاهی انجام گرفته توسط Tsai و همکاران [32] استفاده شده است. مدل مذکور، مشتمل بر یک قاب دو طبقه فلزی است که در هنگام یک مطالعه آزمایشگاهی، عملکرد لرزه‌ای میراگر نصب شده مورد ارزیابی قرار گرفته شده است و نتایج آن با مطالعه عددی نیز مقایسه شده است. در این مقاله، مدل مذکور در نرم‌افزار SAP2000، مدل‌سازی و تحلیل شد و نتایج جابه‌جایی طبقات به همراه نتایج مرجع [32] در شکل (۴) ارائه شده است. مقایسه نتایج موجود در مرجع [32] و نتایج بدست آمده در این مطالعه، بیانگر درستی مدل‌سازی انجام گرفته در نرم‌افزار SAP2000 در این پژوهش است.

۳-۳- ارزیابی سطح عملکرد سازه مجهز به میراگر

به منظور ارزیابی سازه‌های مجهز به میراگر، مطابق با روند مشخص شده در قسمت ۲-۲، از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. نتایج سطح عملکرد سازه‌های سه و نه طبقه مجهز به میراگر، به ترتیب نشان دهنده ۱۱ و ۶ مفصل با عملکرد ایمنی جانی است و به این ترتیب هدف

سازه و به صورت رابطه (۲)، قابل ارزیابی، و در این پژوهش از آنها استفاده شده است:

$$P_y = \frac{F_y \times n \times b \times t^2}{6 \times h} \quad P_p = \frac{F_y \times n \times b \times t^2}{4 \times h} \quad (2)$$

$$\Delta y = \frac{F_y \times h^2}{E \times t} \quad K_d = \frac{E \times b \times t^3}{6 \times h^3}$$

در رابطه فوق، Δy نشان دهنده میزان جابه‌جایی تسلیم، K_d نمایانگر سختی یک میراگر فلزی با مدول الاستیسته E است. در این رابطه، b ، عرض میراگر، t ، ضخامت ورق، h ، ارتفاع پره و n ، نمایانگر تعداد پره‌های مثلثی شکل خواهد بود. در رابطه فوق، P_y ، معرف ظرفیت تسلیم، F_y ، مشخص کننده تنش تسلیم و P_p ، نشان دهنده میزان ظرفیت پلاستیک میراگر است [32].

مطالعات مختلفی به بررسی گام‌های طراحی میراگرها پرداخته‌اند که از آن جمله می‌توان به روش‌های طراحی بر اساس جابه‌جایی مستقیم، طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد و روش‌های انرژی اشاره نمود [32، 34، 36-39]. در این پژوهش، هندسه میراگر مطابق با روند پیشنهاد شده در مرجع [32]، از نوع ST52 تعیین شد. بر این اساس از ورق‌هایی به ضخامت ۲ سانتی‌متر، به عرض ۱۸ و ارتفاع ۱۵ سانتی‌متر برای هر دو سازه و در تمام طبقات استفاده شده است. مقدار n برای میراگرهای سازه سه طبقه برابر با ۱۰ عدد در نظر گرفته شده است و برای سازه نه طبقه برابر با ۳۰ عدد برای طبقات چهار طبقه اول، برابر با ۲۰ عدد برای طبقات ۵ تا ۷ و برابر با ۱۰ عدد برای سایر طبقات در نظر گرفته شده است. همانگونه که در شکل (۱) مشخص شده است، با توجه به نامنظم بودن سازه در پلان، در هر جهت از دو میراگر و در مجموع از چهار میراگر در هر طبقه استفاده شده است.

جدول ۲. مشخصات رکوردهای مورد استفاده برای سازه ۳ و ۹ طبقه [۴۰]

	Earthquake	Station	Mw	Vs(m/s)	Tp (sec)
#9-1	Kobe, Japan	KJMA	6.9	312	1.092
#9-2	Northridge-01	Pardee - SCE	6.69	325.67	1.232
#9-3	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	6.69	282.25	1.246
#9-4	Northridge-01	Newhall - Fire Sta	6.69	269.14	1.372

بهسازی مبنا حاصل شده است (شکل ۲).

۱-۴- سناریو انتخاب تحریکات لرزه‌ای

تحریکات لرزه‌ای استفاده در این پژوهش از شتاب نگاشت‌های حوزه نزدیک انتخاب شده است (جدول ۲) [40]. همچنین معیار بزرگای گشتاور بزرگتر از $6.6 > Mw$ و فاصله گسل تا سازه کمتر از ۱۵ کیلومتر، به منظور انتخاب در نظر گرفته شده است. پالس گونه بودن از دیگر ویژگی‌های تحریکات منتخب است. پژوهش‌های Somerville و همکاران [41] نشان داده است که برخی رکوردهای ثبت شده در نواحی نزدیک به گسل دارای پالس‌های قوی به ویژه در تاریخچه سرعت هستند و می‌توانند جابجایی‌های بزرگی را به سازه تحمیل نمایند. Baker [42] نیز با استفاده از تحلیل موجک رکوردهای حوزه نزدیک به گسل را به دو دسته دارای پالس بدون پالس دسته‌بندی نمود. از سوی دیگر زمان تناوب پالس به عنوان یکی از پارامترهای مهم در انتخاب تحریکات لرزه‌ای نزدیک به گسل توسط Baker و Cornell [43] مورد بررسی قرار گرفته شده است. با توجه به اینکه نسبت زمان تناوب پالس تحریک (T_p) به زمان تناوب اصلی سازه (T_1) یکی از مهم‌ترین پارامترهای موثر در پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها شناخته می‌شود [44] مجموعه رکوردهای منتخب در این پژوهش، دارای طیف وسیعی از نسبت T_p/T_1 برای سازه‌های با و بدون میراگر هستند (جدول ۲).

۲-۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این پژوهش، به منظور ارزیابی عملکرد سازه‌ی مجهز شده به میراگر، تحت اثر تحریکات لرزه‌ای دو جهته، از آنالیز غیرخطی تاریخچه پاسخ^۲ (NRHA) استفاده شده است. در تحلیل NRHA، معادله اساسی حرکت سیستم چند درجه آزادی به شکل زیر بیان می‌شود:

(۳)

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + \{f_s\} = -[M][I]\{\ddot{U}_g\}$$

که در معادله بالا $[M]$ و $[C]$ ماتریس‌های جرم و میرایی

هستند، بردار شتاب حرکت زمین با $\{\ddot{U}_g\}$ نمایش داده شده است و $[I]$ ماتریس تاثیر شتاب است. نمادهای $\{U\}$ و $\{f_s\}$ نیز بردارهای جابه‌جایی و نیروهای مقاوم را نشان می‌دهند. نرم‌افزار SAP به منظور حل معادله فوق از روش انتگرال‌گیری مستقیم به روش Newmark استفاده می‌نماید که یک روش

$$\begin{aligned} \{\Delta U\}_{t+\Delta t} &= (1-\gamma)\Delta t\{\dot{U}\}_t + \gamma\Delta t\{\dot{U}\}_{t+\Delta t} \\ \{\Delta U\}_{t+\Delta t} &= \Delta t\{\dot{U}\}_t + \left(\frac{1}{2}-\beta\right)\Delta t^2\{\ddot{U}\}_t + \beta\Delta t^2\{\ddot{U}\}_{t+\Delta t} \end{aligned} \quad (۴)$$

پارامترهای β و γ تغییرات شتاب در گام زمانی Δt ام را نشان می‌دهند. در این پژوهش، تغییرات شتاب به صورت ثابت در نظر گرفته می‌شود؛ در نتیجه مقادیر $\gamma = \frac{1}{2}$ و $\beta = \frac{1}{4}$ فرض می‌شود. در تحلیل سیستم‌های چند درجه آزادی، پایداری روش‌های عددی بسیار مهم است و اغلب از روش‌های پایدار غیر مشروط، مانند روش شتاب ثابت استفاده می‌شود؛ بدین معنا که برای هر مقدار Δt ، پایدار باشد. لیکن برای حصول دقت مناسب، لازم است Δt به قدر کافی کوچک انتخاب شود. هنگامی که در یک تحلیل دینامیکی غیرخطی، تعداد قابل ملاحظه‌ای از المان‌ها وارد محدوده رفتار غیرخطی شوند، حل معادله حرکت ممکن است به واگرایی بیانجامد. در این صورت به منظور برقراری تعادل، حل معادله حرکت در بازه‌های زمانی کوچک‌تر و تحت فرآیند تکرار انجام خواهد شد [45]. در این نرم‌افزار، ماتریس میرایی ذاتی سازه با استفاده روش رایلی رتیز مطابق رابطه (۵) تعیین می‌شود. مقادیر α و β با توجه به در نظر گرفتن میرایی ۲ درصد برای دو مود سازه مشخص می‌شود [45].

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (۵)$$

لازم به ذکر است که با توجه به تعریف رفتار هیستریزیس برای میراگر، میرایی ایجاد شده توسط میراگر به علت رفتار غیرخطی آن، در طی تحلیل غیرخطی به صورت دقیق لحاظ شده است.

مقایسه با حالت بدون میراگر و به صورت نسبت پاسخ سازه با میراگر به پاسخ سازه در حالت بدون میراگر ناشی از هر تحریک ارائه شده است. همچنین به منظور بررسی و نتیجه‌گیری بهتر با توجه به استفاده از حداقل هفت رکورد زلزله، میانگین نتایج حالت با میراگر با میانگین نتایج حالت بدون میراگر نیز به صورت نسبت پاسخ دو حالت، تحت عنوان نتیجه میانگین ارائه شده است (شکل‌های ۹ و ۱۰).

جدول ۳. محاسبه مقادیر بیشینه ظرفیت میراگر در سازه‌های C03 و C09

REC	C03		C09	
	$F_{max}(ton)$	F_{max}/P_p	$F_{max}(ton)$	F_{max}/P_p
1	56.0	1.300	156.5	1.21
2	62.0	1.440	162.5	1.25
3	69.0	1.600	154.5	1.19
4	41.0	0.950	147.75	1.14
5	59.0	1.370	145.75	1.12
6	58.0	1.340	132.15	1.02
7	58.0	1.340	130.5	1.01
8	63.0	1.460	107.5	0.83
9	48.0	1.110	-	-
10	68.0	1.570	-	-
AVG	58.2	1.35	142.14	1.10

Table3. Maximum damper capacity values due to several earthquake records for C03 and C09

۱-۳-۴- بررسی ظرفیت میراگر

نتایج ارائه شده در جدول (۳) نشان دهنده بیشترین ظرفیت بحرانی‌ترین میراگر تحت اثر تحریکات مختلف لرزه‌ای است. همچنین منحنی هیستریزس میراگرهای نصب شده، تحت اثر رکوردهای مختلف در شکل (۵) ارائه شده است. نتایج پژوهش‌های Tsai و همکاران [32] نشان می‌دهد که این میراگر تا ۱/۵ برابر ظرفیت پلاستیک خود پایدار عمل نموده است. بیشترین ظرفیت مورد نیاز میراگرها از ۱/۵ برابر بیشینه ظرفیت پلاستیک کمتر است. بر این مبنا مقادیر ظرفیت مورد نیاز میراگرهای مورد استفاده با ظرفیت پلاستیک مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. میانگین نتایج ارائه شده مشخص کننده آن است که ظرفیت میراگرها در حدود ظرفیت پایدار خود قرار گرفته‌اند.

شکل ۵. نمودار هیستریزس میراگر برحسب نیرو - جابه‌جایی برای سازه‌ها

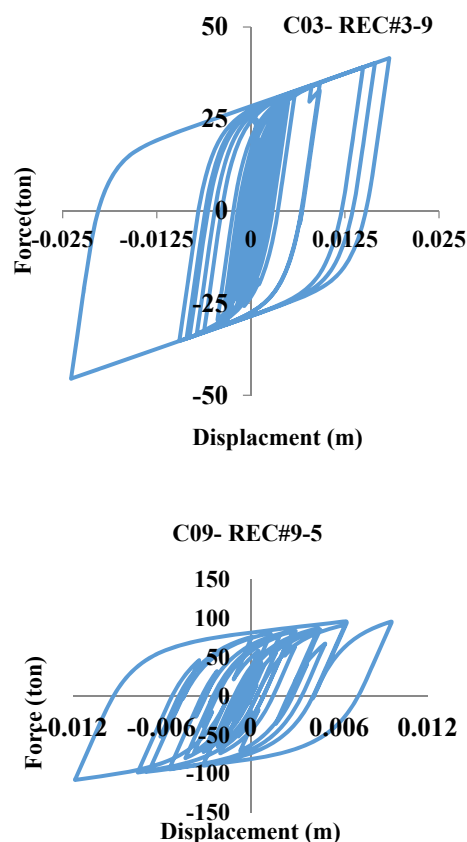


Fig.5. Hysteretic curves for TADAS for C03 and C09 building

۳-۴- بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه مجهز شده به میراگر

به منظور کنترل نتایج طراحی میراگر، ابتدا ظرفیت میراگر تحت اثر تحریکات لرزه‌ای منتخب مورد بررسی قرار گرفته شده است (جدول ۳ و شکل ۵). در شکل (۶) مقایسه پاسخ تاریخیچه زمانی بام در دو حالت با و بدون میراگر قابل بررسی است. با توجه به استفاده از حداقل هفت رکورد زلزله، میانگین نتایج جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای (دریفت) به عنوان یکی از شاخص‌های مهم خرابی در سازه در دو حالت با و بدون میراگر به صورت نمودار توزیع جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای در ارتفاع در شکل‌های (۷ و ۸) ارائه شده است. به منظور ارزیابی عملکرد میراگر، مطابق روندی که در مقالات مرجعی مانند [46] ارائه شده است، نتایج پاسخ سازه‌های مجهز به میراگر، شامل جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای و شتاب طبقات در

منحنی پاسخ جابه‌جایی بام در دو حالت با و بدون میراگر تحت تحریکات مختلف در شکل (۶) ارائه شده است. نتایج ارائه شده، نشان دهنده موفقیت میراگر در کاهش حدود ۲۵ تا ۴۰ درصدی جابه‌جایی بیشینه بام نسبت به حالت بدون میراگر است.

شکل ۷. نمودار توزیع جابه‌جایی میان طبقه‌ای به صورت میانگین در ارتفاع قبل و بعد از اضافه شدن میراگر برای سازه C03

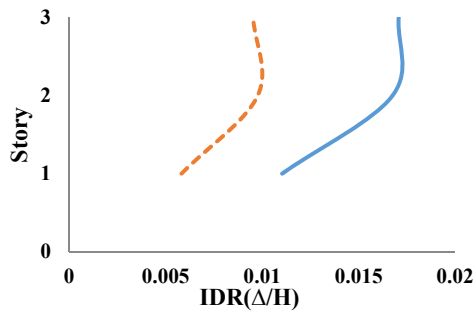


Fig.7. Distribution of Inter story Drift Ratio (IDR) for C03 and building

همچنین وضعیت خرابی در سازه با ارائه مقادیر جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای به عنوان یکی از شاخص‌های مهم در بررسی خرابی در سازه انتخاب و مقادیر آن در دو حالت با و بدون میراگر با یکدیگر مقایسه شده است (شکل‌های ۷ و ۸ و ۹).

شکل ۸. نمودار توزیع جابه‌جایی میان طبقه‌ای به صورت میانگین در ارتفاع قبل و بعد از اضافه شدن میراگر برای سازه C03

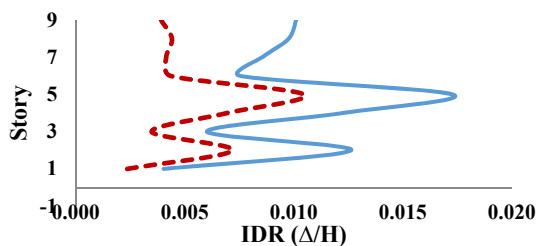


Fig.8. Distribution of Inter story Drift Ratio (IDR) for C03 and C09 buildings

لازم به ذکر است که با توجه به نامنظم بودن سازه در پلان و نیز استفاده از تحریکات دوجبهته، جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای (دریفت) به صورت برداری و مطابق رابطه (۶) محاسبه شده است.

$$\text{Drift} = \sqrt{(X_i - X_{i-1})^2 + (Y_i - Y_{i-1})^2} \quad (6)$$

در این رابطه مقادیر X و Y مشخص کننده میزان جابه‌جایی مرکز جرم در دو امتداد اصلی و مقدار i مشخص کننده شماره طبقه می‌باشد.

شکل ۶. نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی بام در حالت قبل و بعد از اضافه شدن میراگر برای سازه‌های C03 و C09

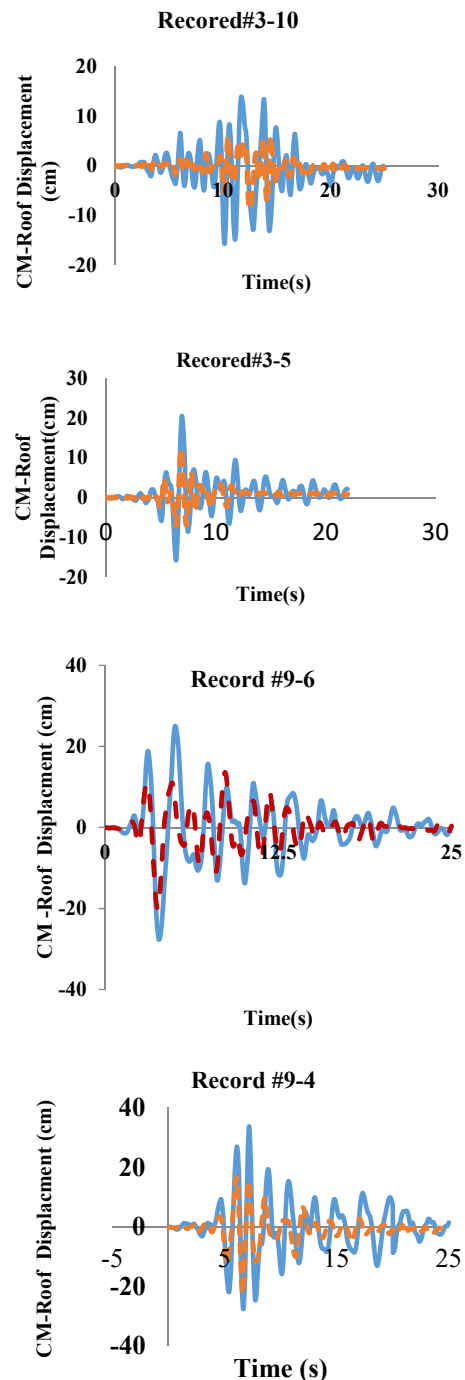


Fig. 6. Performance of TADAS damper on roof displacement for C03 and C09 buildings

۲-۳-۴- بررسی تاثیر استفاده از میراگر قبل از سناریوهای خرابی

به منظور بررسی میزان تاثیر میراگر بر بهبود پاسخ لرزه‌ای سازه،

۹۰ درصدی برای تحریک ۸ در طبقه آخر است. شتاب سازه به عنوان معیاری مهم، برای آرامش ساکنین همواره مورد توجه بوده است. از آنجا که اضافه نمودن میراگر سبب بالا رفتن سختی سازه و در نتیجه افزایش شتاب در سازه می‌شود، کنترل همزمان شتاب و جابه‌جایی همواره مورد توجه پژوهشگران بوده است.

شکل ۱۰. ارزیابی میزان تاثیر میراگر بر شتاب سازه‌های C03 و C09 تحت اثر تحریکات مختلف

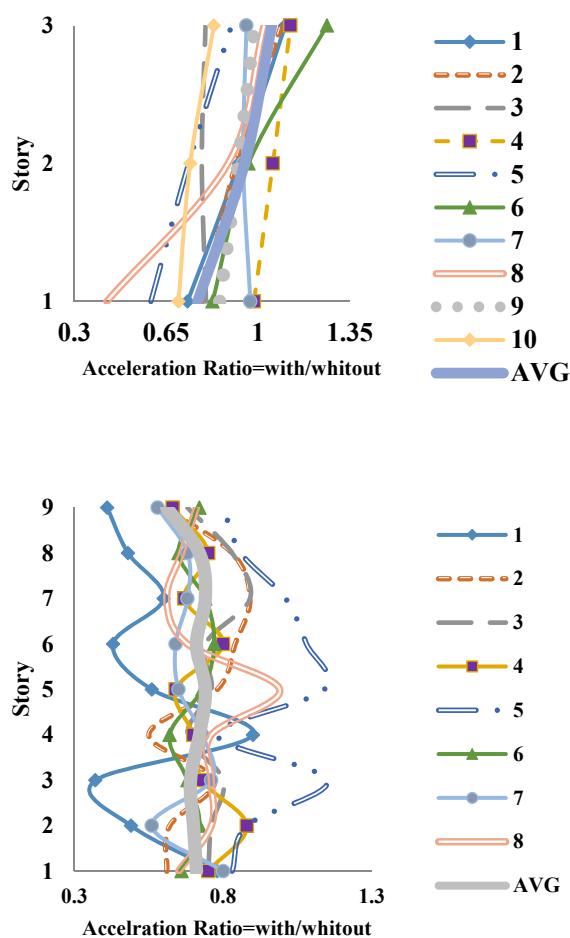


Fig.10. Effect of TADAS damper on the center mass acceleration ratio of C03 and C09 buildings under the various excitations

نتایج شتاب سازه C03 در طبقات مختلف که شکل (۱۰) ارائه شده است، نشان دهنده افزایش شتاب سازه در طبقات مختلف به میزان حداکثر ۵ درصد به صورت میانگین است که در مقابل کاهش حدود ۴۰ درصدی جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای، یک نتیجه مطلوب تلقی می‌شود. مجموعه نتایج ارائه شده در شکل

نتایج ارائه شده در شکل (۷) مشخص کننده میانگین نتایج ۱۰ رکورد در سازه ۳ طبقه و نتایج ارائه شده در شکل (۸) ارائه دهنده میانگین نتایج ۸ رکورد در سازه ۹ طبقه در دو حالت با و بدون میراگر می‌باشد. میانگین نتایج ارائه شده مبین موفقیت حدود ۴۰ درصدی در کاهش پاسخ سازه‌های ۳ و ۹ طبقه می‌باشد

شکل ۹. ارزیابی میزان تاثیر میراگر بر جابه‌جایی میان طبقه‌ای سازه‌های C03 و C09 تحت اثر تحریکات مختلف

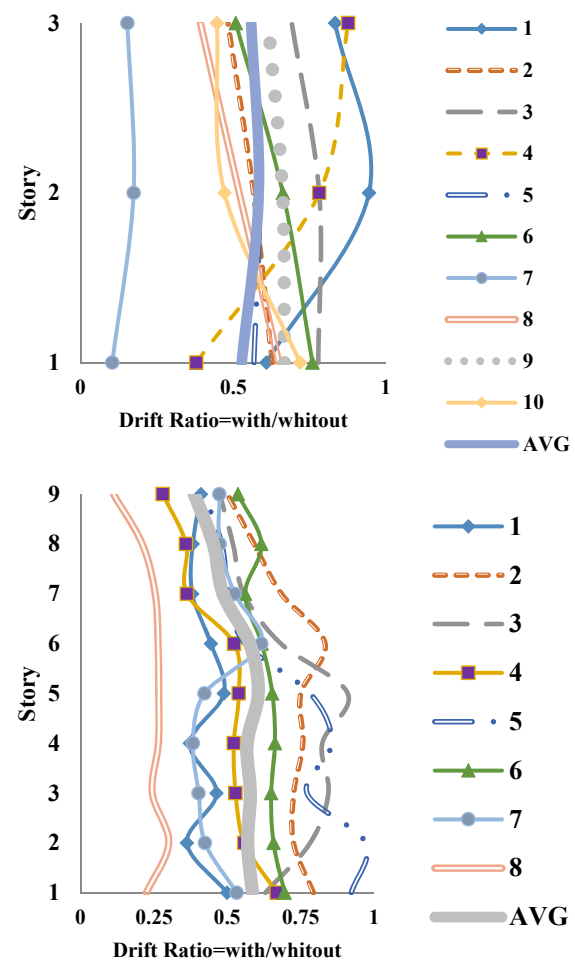


Fig.9. Effect of TADAS damper on the inter story drift ratio of C03 and C09 buildings under the various excitations

از سوی دیگر بررسی نتایج رکورد به رکورد سازه C03 در شکل (۹)، مشخص کننده بیشترین کاهش حدود ۹۰ درصدی در تحریک شماره ۳ در طبقه اول و کمترین کاهش حدود ۱۰ درصدی در تحریک شماره ۱ و در طبقه دوم است. چنین مقایسه‌ای برای سازه C09، نشان دهنده کمترین کاهش ۸ درصدی برای تحریک ۵ در طبقه اول و حداکثر کاهش حدود

۲-۵- بارگذاری دینامیکی خرابی پیشرونده

روش‌های مختلف تحلیل، شامل تحلیل استاتیکی و دینامیکی به صورت خطی و غیرخطی برای در نظر گرفتن خرابی پیشرونده در مراجع مختلف پیشنهاد شده است [25]. در این پژوهش با توجه به بهره‌مندی از میراگر تسلیم شونده و نیز نامنظم بودن پلان سازه، از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. مطابق روش ارائه شده توسط کیم و همکاران [5]، ابتدا سازه مطابق پیشنهاد GSA [25] تحت اثر الگوی بار $1.2Dead+0.5Live$ به صورت استاتیک غیرخطی بارگذاری شده و نیروهای داخلی ستون مورد نظر به منظور حذف مشخص می‌شود. در ادامه ستون مفروض حذف می‌شود و نیروهای داخلی آن بر گره دو انتهای ستون اعمال می‌شود. نیروهای داخلی ستون و نیز بار ثقلی سازه به صورت ضریب دار مطابق با الگوی نشان داده شده در شکل (۱۲) در مدت زمان ۵ ثانیه بر سازه اعمال می‌شوند. پس از ثابت ماندن بار به مدت دو ثانیه، بار ستون مفروض در کسری از زمان به صفر رسانیده شده و به این ترتیب وضعیت حذف ستون به صورت دینامیکی مورد مطالعه قرار می‌گیرد [5].

شکل ۱۲. نمودار بارگذاری دینامیکی غیرخطی برای آنالیز خرابی پیشرونده [5]

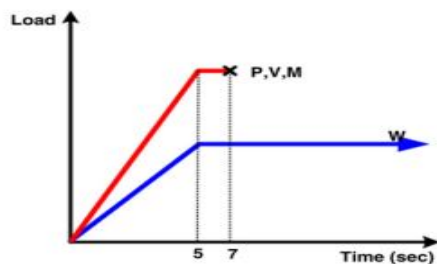


Fig.12. Nonlinear dynamic loading diagram for progressive collapse analysis [5]

۳-۵- بررسی نتایج خرابی پیشرونده

با توجه به توضیحات ارائه شده در قسمت ۵-۱، اعمال خرابی پیشرونده ناشی از بارهای غیرعادی نظیر انفجار در سناریوهای خرابی مختلف انجام پذیرفته شده است. پاسخ‌های ارائه شده در شکل (۱۳ و ۱۴) به صورت بررسی جابه‌جایی قائم گره بالای سر ستون در دو حالت با و بدون میراگر برای دو سازه ۳ و ۹ طبقه است.

(۱۰) نشان دهنده میانگین کاهش حدود ۲۵ درصدی شتاب در سازه نه طبقه با وجود افزایش شتاب در رکورد ۵ است. مجموعه نتایج بدست آمده نشان دهنده موفقیت سیستم میراگر در کنترل همزمان شتاب و جابه‌جایی در برابر زلزله است. در ادامه به بررسی وضعیت سازه مجهز شده به میراگر در برابر خرابی پیشرونده پرداخته خواهد شد.

۵- بررسی تاثیر میراگر بر خرابی پیشرونده

به منظور بررسی تاثیر استفاده از میراگر بر پتانسیل خرابی پیشرونده ابتدا سناریو انتخاب ستون بحرانی توضیح داده خواهد شد. سپس به بررسی چگونگی بارگذاری سازه به منظور حذف ستون پرداخته می‌شود و در انتها نتایج مربوطه ارائه خواهد شد.

شکل ۱۱. ستون‌های بحرانی بر مبنای آیین نامه GSA

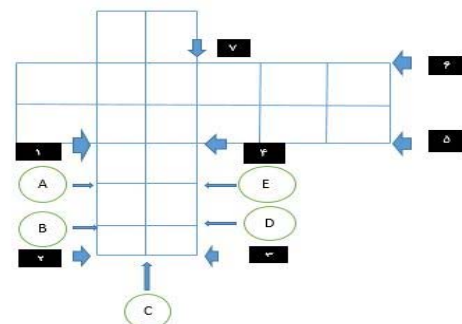


Fig.11. critical columns based on GSA

۱-۵- انتخاب ستون بحرانی

براساس آیین نامه GSA [41] معمولاً ستون‌های گوشه و ستون‌های میانی به عنوان ستون بحرانی انتخاب می‌شوند. با توجه به نامنظمی سازه انتخاب شده ابتدا ۱۲ ستون به منظور حذف انتخاب شد (شکل ۱۱). سپس بر اساس بررسی معیار تغییر شکل ستون ناشی از تحریکات مختلف زلزله، ستون‌هایی که بیشترین تغییر شکل را به صورت میانگین تجربه کرده و از طرفی در دسته بندی ستون‌های گوشه و کنار قرار می‌گرفتند، مطابق با سناریو ارائه شده در ذیل، انتخاب شدند.

سناریو اول: حذف ستون گوشه ۴، سناریو دوم: حذف ستون گوشه ۶، سناریو سوم: حذف ستون گوشه ۱ و سناریو چهارم: حذف ستون کناری A

شکل ۱۴. بررسی تاثیر میراگر در نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم در سناریوهای بحرانی حذف ستون برای سازه C09

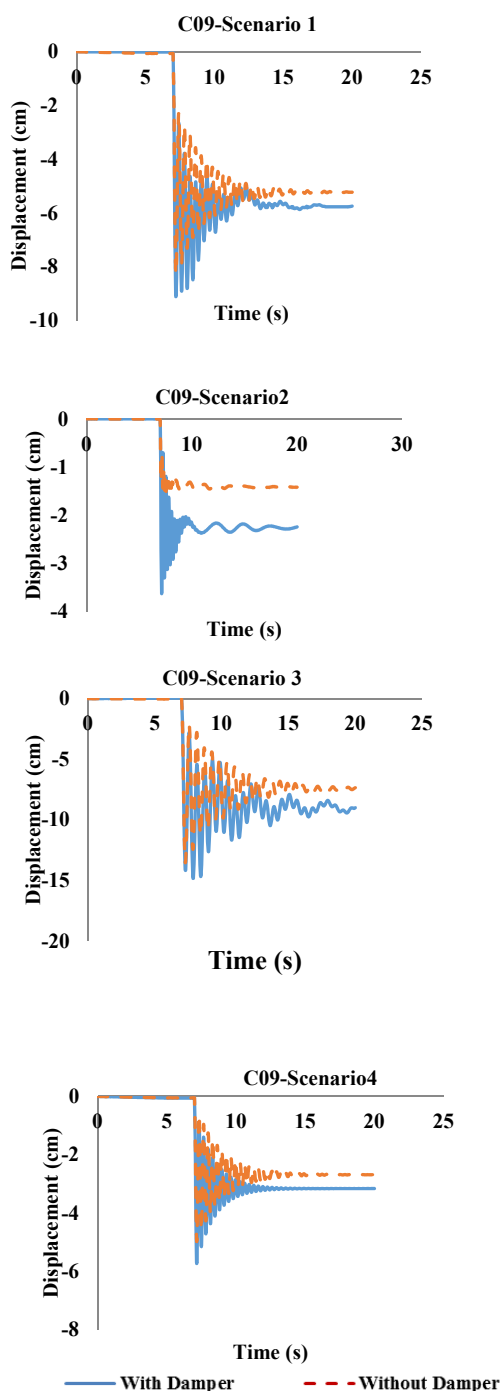


Fig. 14. Effect of TADAS damper on vertical displacement of removed column considering various critical scenarios for C09

این مقادیر برای سازه C09 به ترتیب برابر با ۱۰، ۷۰، ۲۵ و ۱۷ درصد برای سناریوهای ۱ تا ۴ است. مقایسه مقادیر جابه‌جایی در سازه ۳ و ۹ طبقه مشخص کننده تاثیر کمتر خرابی پیش‌رونده در سازه ۹ طبقه نسبت به سازه سه طبقه است.

شکل ۱۳. بررسی تاثیر میراگر در نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی قائم در سناریوهای بحرانی حذف ستون برای سازه C03

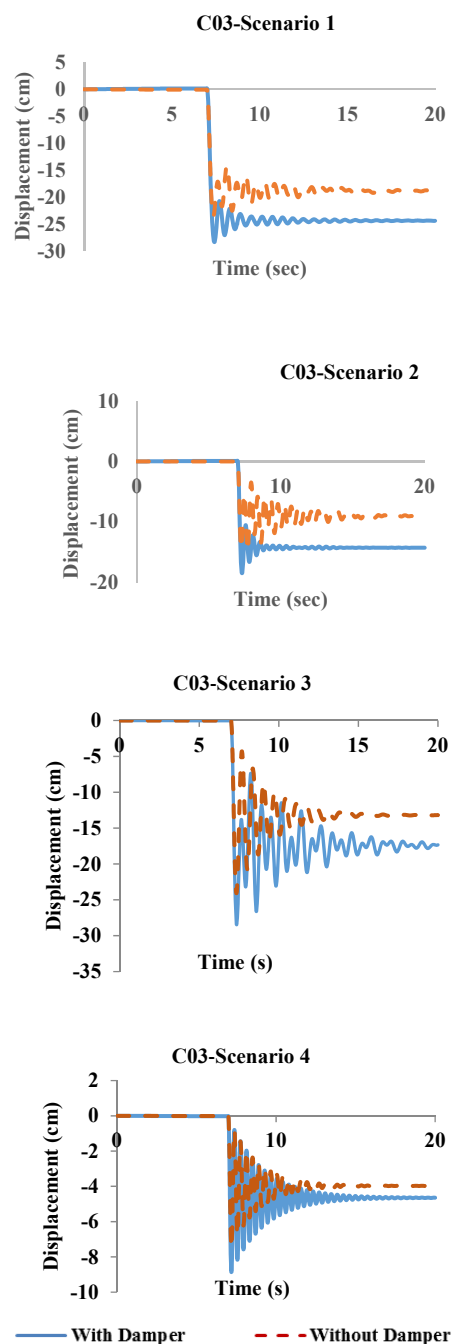


Fig. 13. Effect of TADAS damper on vertical displacement of removed column considering various critical scenarios for C03

نتایج ارائه شده برای سازه C03 مشخص کننده مقادیر کاهش برابر با ۳۰، ۱۰۰، ۲۵ و ۱۵ درصد برای سناریوهای ۱ تا ۴ است.

۶. نتیجه گیری

کاربرد میراگر تسلیم شونده برای افزایش ظرفیت سازه‌های نامنظم در برابر زلزله و خرابی پیشرونده، هدف اصلی این مقاله بود. به این منظور، دو سازه سه و نه طبقه نامنظم در پلان با مطابق با دستورالعمل **ASCE-41** مورد ارزیابی قرار گرفته شده است و با توجه به نیاز به مقاوم‌سازی سازه، از میراگر تسلیم شونده **TADAS**، به منظور بهسازی سازه در سطح مینا استفاده شد.

ظرفیت میراگر با استفاده از تحریکات مختلف پالس‌گونه مورد ارزیابی قرار گرفته شده است. موفقیت میراگر در کنترل حدود ۴۰ درصدی جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای در برابر بیشینه افزایش ۵ درصدی شتاب طبقات در سازه سه طبقه و همچنین کاهش حدود ۲۵ درصدی شتاب طبقات سازه نه طبقه، نشان دهنده موفقیت در کنترل همزمان شتاب و جابه‌جایی بوده است؛ همچنین بررسی بیشینه نیرو در میراگرها، مبین کفایت ظرفیت میراگرها در مستهلک نمودن پاسخ لرزه‌ای این سازه است.

در ادامه به منظور ارزیابی ظرفیت میراگر در برابر خرابی پیشرونده، ابتدا با توجه به دستورالعمل‌های ارائه شده برای خرابی پیشرونده، تعدادی ستون گوشه و ستون و کناری انتخاب و بر اساس معیار بیشترین تغییر شکل ستون تحت اثر تحریک لرزه‌ای مختلف، چهار ستون به عنوان ستون‌های بحرانی انتخاب شد و با استفاده از روش تحلیل دینامیکی، اقدام به حذف هر ستون در طی ۴ سناریو خرابی شد. نتایج، نشان دهنده بالابردن ظرفیت سازه مجهز به میراگر به میزان حداقل ۱۵ درصد و حداکثر ۱۰۰ درصد در سناریوهای مختلف در برابر خرابی پیشرونده است. مقایسه نتایج سازه ۳ و ۹ طبقه نشان دهنده مقاوم‌تر بودن سازه با ارتفاع بیشتر در برابر خرابی پیشرونده است.

۷. مراجع

- [1] Kiakojouri F., Biagi V.B., Chiaia b. & Sheidaii M.R. 2020 Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects. *Journal of Engineering Structures*, 206(1), pp.110061,
- [2] Tavakoli H.R. & Kiakojouri F. 2013 Influence of sudden column loss on dynamic response of steel moment frames under blast loading. *International Journal of Engineering*, 26(1):197-205.
- [3] Hosseini M., Beiranvand P., Dadgar M.R. & Zarei M. 2016 The effect of column location and bracing on progressive collapse of steel structures. *Electronic Journal of Structural Engineering*. 16(1):63-8.
- [4] Yavari H., Ghobadi M.S. & Yakhchalian M. 2020 Effects of torsional irregularity and seismicity level on progressive collapse potential of steel moment frames. *Journal of Civil and Environment Engineering* , 50(2):71-81,(In Persian).
- [5] Kim J, Kim T. (2009). Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1):169-179.
- [6] Kim J., Park J.H. & Lee, T.H. 2011 Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss, *Engineering Structure*, 33(2): 421-432.
- [7] Tavakoli H.R. & Moradi Afrapoli M. 2018 Robustness analysis of steel structures with various lateral load resisting systems under the seismic progressive collapse. *Engineering Failure Analysis*, 83(1): 88-101
- [8] Pujari a.b. & sangle K.S. 2018 Progressive collapse analysis of seismically design low rise steel frame structure. *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, 13(1):34-41.
- [9] Alireza C.h. Salmasi A.C. & Sheidaii M.R. 2017 Assessment of eccentrically braced frames strength against progressive collapse. *International Journal of Steel Structures*, 17(2): 543-551.
- [10] Mirjalali, M., Ghasemi, M and Labbafzadeh, M.S. Effect of Bracing Type and Topology on Progressive Collapse Resistance of Eccentrically Braced Frames, *International Journal of Steel Structures* 19(8):1-14.
- [11] Wang T., Zhang L., Zhao H. & Chen Q. 2016 Progressive collapse resistance of reinforced-concrete frames with specially shaped columns under loss of a corner column, *Magazine of Concrete Research*, 68(9): 435-449
- [12] Azim L., Yang J., Bhatta, S., Wang, F. & Liu Q. 2020 Factors influencing the progressive collapse resistance of RC frame structures. *Journal of Building Engineering*, 27(1), pp. 100986

- and Mechanics. 52(2):291-306.
- [25] GSA: Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance, the U.S. General Services Administration; 2016
- [26] Reyes, J.C. & Chopra, A.K. 2011 Evaluation of three-dimensional modal pushover analysis for unsymmetric-plan buildings subjected to two components of ground motion, *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(13): 1475–1494.
- [27] Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings/ASCE/SEI 41-13/ISBN 978-0-7844-8081-6 (PDF)
- [28] CSI Analysis Reference Manual For AP2000, ETABS, SAFE and CSI Bridge, ISO# GEN062708M1 Rev.14, Berkeley, California, USA, 2015.
- [29] Kelly J.M., Skinner R.I., & Heine, A.J. 1972 Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures, *Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 5(3), 1-26.
- [30] Soong, T.T. and Spencer B.F. Jr. 2002 Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice, *Engineering Structures*, 24(3): 243-259
- [31] Javanmardi A., Ibrahim, Z., Ghaedi, K., Benisi Ghadim H. and Hanif, M.U., State-of-the-Art Review of Metallic Dampers: Testing, Development and Implementation. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 27(1): 455–478
<https://doi.org/10.1007/s11831-019-09329-9>
- [32] Tsai K.C., Chen H.W., Hong C.P. & Su, Y.F. 1993 Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction, *Journal of Earthquake Spectra*, 9(3), 505-528.
- [33] Chan R.W., Albermani F. & Williams M.S. 2009 Evaluation of yielding shear panel device for passive energy dissipation. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2):260-268.
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.03.017>
- [34] Bosco M. & Marino E.M. 2013 Design method and behavior factor for steel frames with buckling restrained braces. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2013, 42(8):1243-1263.
- [35] Lotfi Mahyari S., Tajmir Riahi H. and Hashemi M. 2019 Investigating the analytical and experimental performance of a pure
- [13] Zhang Q. & Li Y. 2017 The Performance of Resistance Progressive Collapse Analysis for High-Rise Frame-Shear Structure Based on OpenSees. *Shock and Vibration*, Volume 2017, Article ID 3518232, 13 pages.
- [14] Ebrahimi A.H., Ebadi Jamkhaneh M. & Shokri Amiri M. 2018 3D finite-element analysis of steel moment frames including long-span entrance by strengthening steel cables and diagonal concentrically braced frames under progressive collapse, *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 23(4): 04018025
- [15] Hoveidae N. & Habibi Pourzare B. 2019 Comparison of Progressive Collapse Capacity of Steel Moment Resisting Frames and Dual Systems with Buckling Retrained Braces, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(4): 37-56.
- [16] Yao J.T. 1972 Concept of structural control. *Journal of the Structural Division*, 98(st 7).
- [17] Housner G.W., Bergman L.A., Caughey T.K., Chassiakos A.G., Claus R.O., Masri S.F., Skelton E., Soong T.T., Spencer B.F. & Yao J.T.P. 1997 Structural control: past, present and future. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(9):897–974.
- [18] Spencer B.F. Jr. & Nagarajaiah S. 2003 State of the art of structural control. *Journal of Structural Engineering*, 129(7):845–856
- [19] Fisco NR, Adeli H (2011) Smart structures: part I—active and semi-active control. *Scientia Iranica A* 18(3):275–284
- [20] Fisco NR, Adeli H (2011) Smart structures: part II—hybrid control systems and control strategies. *Scientia Iranica A* 18(3):285–295.
- [21] Ghaedi K., Ibrahim Z., Adeli H. & Javanmardi A. 2017 Invited Review: recent developments in vibration control of building and bridge structures. *Journal of Vibroengineering*. 19:3564–3580. <https://doi.org/10.21595/jve.2017.18900>
- [22] Kim J., Choi H. and Min K.W. 2011 Use of rotational friction dampers to enhance seismic and progressive collapse resisting capacity of structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(1), 515-537.
- [23] Kim J, Lee S, Choi H. 2011 Progressive collapse resisting capacity of moment frames with viscous dampers. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(5):399-414.
- [24] Kim J., Lee S. and Min K.W. 2014 Design of MR dampers to prevent progressive collapse of moment frames. *Structural Engineering*

- [43] Baker J.W. & Cornell C.A. 2008 Vector-valued intensity measures for pulse-like near-fault ground motions. *Journal of Engineering Structure* 30:1048–57.
- [44] Guneş N. & Ulucan Z. C. 2019 Nonlinear dynamic response of a tall building to near-fault pulse-like ground motions, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17: 2989-3013.
- [45] Chopra, A.K. 2001 Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall.
- [46] Ohtori Y., Christenson, R. E., Spencer, B. F., Jr., & Dyke, S. J. 2004 Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings", *Journal of Engineering Mechanics*, **130**(40):366–387.
- torsional yielding damper, *Journal of Constructional Steel Research*, 161: 385–399
- [36] Zhang R., Wang, C., Pan, C., Shen, H., Ge, Q. & Zhang, L. 2018 Simplified design of elastoplastic structures with metallic yielding dampers based on the concept of uniform damping ratio , *Engineering Structures* ,176: 734–745
- [37] Lin Y.Y., Tsai M.H., Hwang, J.S. & Chang, K.C. 2003 Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems, *Engineering Structures*, 25(1),25-37.
- [38] Hao L., Zhang R. & Jin, K. 2017 Direct design method based on seismic capacity redundancy for structures with metal yielding dampers, *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*,47(2):515-534.
- [39] Moreschi, L. M. & Singh M. P. 2003 Design of yielding metallic and friction dampers for optimal seismic performance, *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(8):1291–1311 (DOI: 10.1002/eqe.275)
- [40] Pacific Earthquake Engineering Research Center. *NGA Database*; 2009.<http://peer.berkeley.edu/nga/>
- [41] Somerville P.G., Smith N.F. & Graves, R.W. 1997 Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity, *Seismological Research Letters*, 68(1):199-222.
- [42] Baker J. 2007 Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5): 1486–1501.

Seismic Response, Progressive Collapse Capacity of Irregular Buildings equipped with TADAS Damper

Ali Pourmolaabasi, Mohammad M. Zafarani*, Mohammad S. Birzhandi

Department of Civil Engineering, Isfahan (Khorasgan) Branch, Islamic Azad University, Isfahan, Iran

mm.zafarani@khuif.ac.ir

Abstract

In recent years, the use of supplemental damping devices to increase the capacity of structures against progressive failure due to explosion has received less attention. The main purpose of this research is to investigate the effect of using Triangular yielding metal damper called TADAS₁ in order to increase the capacity of an irregular three and nine-story steel moment frame buildings against pulse like seismic excitations and progressive collapse effect. For this purpose, seismic performance level of this structure has been evaluated and rehabilitated by TADAS damper. The seismic performance level of damper-equipped building was evaluated by nonlinear static analysis (pushover) and also nonlinear time history analysis under various pulse-like ground motions. In order to assess the performance of TADAS damper under progressive collapse phenomenon, 12 critical columns considering side and corner locations proposed by GSA code were selected to remove. Then considering the seismic nonlinear response of these columns under selected ground motions, four critical scenarios were selected for each building. According to irregularity of the structural plan the capacity of the rehabilitated structure was evaluated using nonlinear time history analysis. To simulate the progressive collapse phenomenon at first the internal column forces are evaluated before it is removed. These forces are dynamically applied to the structure as a nodal point load in addition to existed dead and live loads in five seconds after removing the column. After completing the amount of loading they kept unchanged for two second and finally the nodal point loads would be removed over a fraction of second and therefor the dynamic sudden column removal was simulated. The nonlinear response of the irregular TADAS-equipped building was computed through the step by step numerical integration method known as the Newmark's β -method integration procedure using SAP2000 software. A fiber element model was employed to take into account the non-linear behavior of columns while for beam elements it is used plastic hinge model considering ASCE41 code. The dampers are also modeled using the link element in the software and the nonlinear plastic Wen model is assigned to simulate the nonlinear behavior of this element. The results show the damper's ability to improve the capacity of the structure against each failure's scenario. The presented results include comparison of roof displacement diagrams, inter story drift and center mass acceleration for the structure with and without dampers in different failure scenarios. The seismic results show the ability of TADAS damper to improve seismic performance of irregular building. This control system could reduce the inter story drift of buildings at least 40% while the center mass acceleration increase 5.0%. While the hysteresis diagram of dampers indicates their ability to suppress the response of this structure. These results indicate the success of the damping system in the simultaneous control of acceleration and displacement and indicate another result of this study. On the other hands the progressive collapse analysis results show the ability of TADAS damper to improve the capacity of the structure against four types of progressive failure scenario especially in scenario 2. The results showed that the vertical displacement was reduced at least 15%.

Keywords: Progressive collapse, supplemental damper devices, TADAS, Irregular Building, nonlinear dynamic analysis

