

توسعه روش طراحی برای سازه‌های مجهز به ترکیبی از میراگرهای فلزی جاری شونده بر اساس اهداف عملکردی

محمدحسن احمدی^۱، دکتر علی اکبر آقاچوک^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد، گروه مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*A_gha@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۶۷۱۱/۰۴]

تاریخ دریافت: [۹۵/۰۹/۰۴]

چکیده

هدف از این مقاله، توسعه روش طراحی در سازه‌های فولادی مجهز به ترکیبی از میراگرهای فلزی جاری شونده است، به گونه‌ای که بتوان میراگرها را چنان طراحی کرد که در سطوح مختلف خطر لرزهای، میزان معینی از رفتار غیر ارتجاعی را تجربه کنند. این میراگرها که دارای خواص تنظیم شده متفاوت هستند در دهانه‌های مختلف یک سازه قابی قرار می‌گیرند و در هر طبقه به صورت موازی عمل می‌کنند. برای این منظور در ابتدا، رفتار سازه‌های مجهز به میراگرهای فلزی جاری شونده در قالب قاب‌های یک طبقه‌ای یک دهانه، یک طبقه‌ای دو دهانه و چندطبقه‌ای چنددهانه بررسی شده و روابط مربوط به جابه‌جایی این سازه‌ها تحت بار جانبی یکنوا به دست می‌آید. سپس برای طراحی سازه‌های یک درجه‌ای آزاد (قاب یک طبقه) معیارهای عملکردی پیشنهاد شده و طراحی انجام می‌شود. این سازه‌ها دارای دوره‌های تناوب گوناگون و ضرایب کاهش مقاومت مختلفی می‌باشند. پس از طراحی سازه‌های مذکور، برای اطمینان از ارضای معیارهای عملکردی پیشنهادی، جواب‌های حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی با جواب‌های تحلیل تاریخچه‌ای زمانی مقایسه می‌شوند. نتایج این مقایسه نشان می‌دهد معیارهای عملکردی برای دوره‌های بازگشت ۷۵ سال و ۴۷۵ سال تماماً ارضا شده و تنها در شش مورد از معیارهای عملکردی برای دوره‌های بازگشت ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال، ۱۲ درصد خطا وجود داشته است. در آخر، قاب‌های خمشی سه ساختمان نمونه‌ی ۳، ۶ و ۹ طبقه مجهز به میراگر فلزی جاری شونده با توجه به معیارهای پیشنهادی طراحی و با استفاده از نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ای زمانی کارآمد بودن روش پیشنهادی بررسی می‌شود. مقایسه نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ای زمانی غیر خطی با تحلیل‌های بار افزون خطایی در حدود ۱۳ درصد را نشان می‌دهد. در عین حال، نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ای زمانی غیر خطی نشان می‌دهد که روش طراحی پیشنهادی می‌تواند معیارهای مورد نظر برای عملکرد میراگرها را برای سازه‌های یک و چند درجه‌ای آزادی اقلان نماید.

واژگان کلیدی: طراحی بر اساس عملکرد، طیف خطر یکنواخت، میراگر فلزی جاری شونده، تحلیل استاتیکی غیر خطی، تحلیل دینامیکی غیر خطی

۱- مقدمه

توسط پژوهشگران پیشنهاد شده است. سونگ^۱ و دارگوش^۲ [1] مروری بر سابقه این نوع میراگرها داشته و نتایج آزمایش‌های انجام شده روی دو نوع از این میراگرها موسوم به ADAS^۳ و TADAS^۴ را که دارای کاربرد

از جمله روش‌های موثر در کاهش خسارات ناشی از زلزله وارد به سازه‌ها، کنترل غیر فعال ارتعاشات است. میراگرهای فلزی جاری شونده از تجهیزات کنترل غیرفعال هستند که ساخت و نصب آن‌ها در سازه‌ها نسبتاً آسان است. تاکنون اشکال متفاوتی از میراگرهای فلزی جاری شونده

1 Soong
2 Dargush
3 Added damping and stiffness
4 Triangular added damping and stiffness

تغییر مکان حاصل از دو روش تحلیل غیر خطی و تحلیل ساده شده را در قالب نمودارهایی ارائه کردند که با توجه به آن نتیجه گرفتند که ضوابط ارائه شده در NEHRP2000 برای زلزله‌های نزدیک گسل و ساختگاه‌های دارای خاک نرم نیز قابل استفاده خواهد بود.

به طور کلی برای طراحی سازه‌های مجهز به دستگاه‌های استهلاک انرژی غیر فعال روش‌های گوناگونی معرفی شده‌اند که به طور نمونه به روش - های طراحی بر اساس جابه‌جایی مستقیم، طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد، روش‌های بر اساس انرژی و تئوری کنترل سازوکار پلاستیک، می‌توان اشاره کرد. از جمله روش‌های طراحی بر اساس جابه‌جایی مستقیم پژوهش‌های لین⁴ و همکاران بوده، روشی تحلیلی را برای طراحی سازه‌های شامل دستگاه‌های غیرفعال استهلاک انرژی پیشنهاد دادند [10]. در این روش که بر پایه کنترل جابه‌جایی استوار است سازه کلی به دو بخش مجزای سازه اصلی و المان‌های مستهلاک کننده انرژی تقسیم می‌شود. سپس رفتار هر یک از این دو بخش نیز شامل دو قسمت سختی و میرایی در نظر گرفته می‌شود. لازم به ذکر است در آن پژوهش برای محاسبه سختی و میرایی هر قسمت، روابط جداگانه‌ای ارائه شده و برای میراگرها نیز بسته به نوع میراگر (ویسکوز، اصطکاکی، فلزی جاری شونده و ویسکوالاستیک)، روابطی به تفصیل ارائه شده است. در این روش پس از انتخاب جابه‌جایی هدف توسط طراح، میرایی معادل کل سازه محاسبه شده و سپس با استفاده از مفهوم سازه‌ی یک‌درجه‌ی آزاد معادل و طیف پاسخ جابه‌جایی الاستیک سازه بر حسب نوع خاک، سختی معادل و برش پایه‌ی طراحی بدست می‌آید. در سال ۲۰۱۰ ساهو⁵ و چائو⁶ [11] روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد را برای قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب گسترش دادند. بر اساس تحلیل‌های بار افزون مودال و تاریخچه‌ی زمانی، یک معادله‌ی ساده برای تخمین جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای تسلیم ارائه شد که از مقدار حاصل از آن به‌عنوان پارامتر شروع محاسبات استفاده می‌شود. این معادله شامل شرایط مرزی المان کمانش تاب و اثرات مودهای بالاتر نیز است. گریوانی و همکاران در سال ۱۳۹۴ روشی را برای طراحی قاب‌های ساده مجهز به میراگرهای فلزی جاری شونده بر اساس مفهوم جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای یکنواخت پیشنهاد کردند [12]. در روش پیشنهادی ضوابط ارائه شده در مرجع [13] برای

بیشتری است ارائه دادند. علاوه بر نوع‌های قدیمی میراگرهای جاری شونده فلزی، پژوهشگران در سال‌های اخیر تلاش نموده‌اند انواع جدیدتر و در برخی مواقع با راندمان تری از این میراگرها را نیز معرفی نمایند. از جمله می‌توان به میراگر دندانه‌شانه‌ای گریوانی و همکاران در سال ۲۰۱۶ اشاره کرد. این میراگر انرژی را به صورت تسلیم خمشی درون صفحه‌های ورق‌های فولادی دندانه‌ای شکل مستهلاک می‌کند [2]. روستا و زهرایی در سال ۲۰۱۷ سیستمی جدید متشکل از ترکیب سری اعضای زانویی و تیر پیوند قائم با مهاربند شورون را تحت عنوان سیستم مهاربندی شورون زانویی پیوند قائم که در دو سطح متفاوت از نیرو شروع به جذب و استهلاک انرژی می‌کنند، پیشنهاد کردند [3]. زهرایی و چراغی در سال ۲۰۱۶ میراگر چند سطحی لوله‌ای را پیشنهاد کردند [4]. و در سال ۲۰۱۷ با انجام تحلیل‌های عددی غیر خطی، کارایی این میراگر را در ساختمان‌ها به منظور کاهش ارتعاشات لرزه‌ای مورد بررسی قرار دادند [5]. هاشمی و مودب در سال ۲۰۱۷ میراگر چند سطحی از ترکیب سری میراگرهای فلزی جاری شونده و اصطکاکی را معرفی و به بررسی آزمایشگاهی و عددی آن پرداختند [6].

بخش عمده‌ای از پژوهش‌های انجام شده در زمینه‌ی روش‌های تحلیل سازه‌های دارای میراگرهای غیرفعال را می‌توان کارهای رامیرز¹ و همکاران دانست که در قالب پژوهش‌های مفصل در دانشگاه بوفالو² انجام گرفته است [7]. حاصل این پژوهش‌ها ضوابط ارائه شده در NEHRP2000 برای سازه‌های دارای میراگر غیر فعال بوده است [8]. این پژوهش‌ها به‌طور کلی شامل به دست آوردن ضرایب کاهش ضریب بازتاب به ازای مقادیر متفاوت میرایی سازه، بررسی رفتار سازه‌های یک درجه‌ی آزادی تحلیل شده به روش ساده شده و مقایسه‌ی این پاسخ‌ها با پاسخ‌های حاصل از تحلیل‌های غیرخطی، ارائه‌ی رابطه‌ای برای محاسبه‌ی ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی سیستم برای سازه دارای میراگر غیر فعال بوده است. کنستانتین³ و همکاران در همان دانشگاه، با انجام کارهایی مشابه آنچه رامیرز و همکاران برای سازه‌های مجهز به میراگر ویسکوز تحت زلزله‌های دور از گسل انجام داده بودند، این بار برای زلزله‌های نزدیک گسل و ساختگاه‌های دارای خاک نرم مورد بررسی قرار دادند [9]. آن‌ها پاسخ‌های تاریخچه‌ی زمانی شتاب، سرعت و

4 Lin
5 Sahoo
6 Chao

1 Ramirez
2 Buffalo
3 Constantinou

ساختگاه مورد مطالعه در حوالی بزرگراه همت تقاطع خیابان شریعتی را نشان می‌دهد.

شکل ۱. موقعیت سایت مورد نظر در شهر تهران



Fig. 1. Location of the intended site in Tehran

برای ترسیم طیف خطر یکنواخت ساختگاه، با در اختیار داشتن شتاب طیفی در زمان‌های تناوبی ۰/۰، ۰/۲، و ۱/۰ ثانیه برای خاک نوع ۲، از دستورالعمل موجود در بخش ۵-۴-۱۱ مرجع [15] استفاده شد. شکل (۲) نتایج حاصل را نشان می‌دهد.

شکل ۲. طیف خطر یکنواخت سایت مورد مطالعه، خاک نوع ۲، (الف) دوره‌ی بازگشت ۷۵ سال، (ب) دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال، (پ) دوره‌ی بازگشت ۹۷۵ سال، (ت) دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال

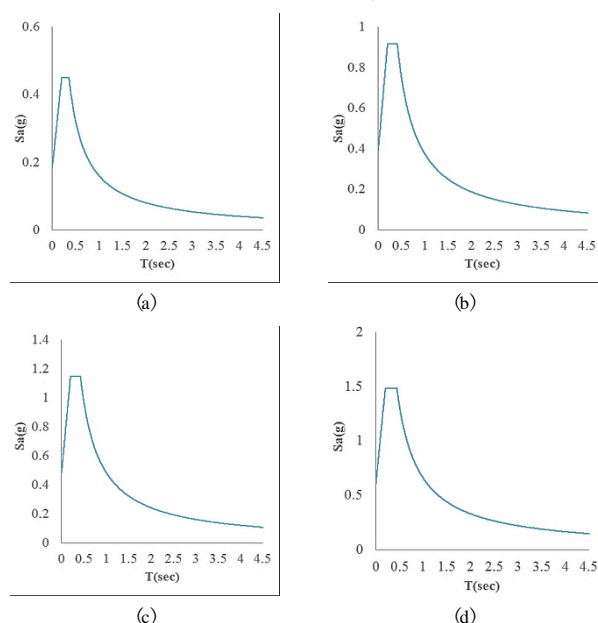


Fig. 2. Seismic hazard spectra for the intended site, soil type 2, (a) 75-year return period, (b) 475-year return period, (c) 9475-year return period, (d) 2475-year return period

پیش‌بینی جابه‌جایی هدف بکار گرفته شده و قاب مورد نظر به شکلی طراحی می‌شود که هنگام وقوع زلزله، نیازهای شکل‌پذیری یکنواخت در طبقات ایجاد شود.

از طرف دیگر در سال‌های اخیر ارزیابی و طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله بر اساس عملکرد، گسترش قابل توجهی یافته است. به عنوان نمونه، در دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [13]، ارزیابی سازه‌ی مورد نظر با توجه به کنترل معیارهای پذیرش صورت می‌گیرد. بر این اساس، سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای شامل سطوح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش در تعیین هدف بهسازی استفاده می‌شود. هدف بهسازی لرزه‌ای بر اساس انتخاب سطح خطر لرزه‌ای و انتخاب سطوح عملکردی مورد نظر ساختمان است. هدف از این پژوهش حاضر ارائه روشی است که با استفاده از آن قابهای مجهز به میراگرهای فلزی جاری شونده به گونه‌ای طراحی شوند که این میراگرها که در دو دهانه‌ی مختلف قاب قرار گرفته‌اند در سطوح خطر لرزه‌ای متفاوتی دچار تسلیم شوند و بنابراین مجموعه این میراگرها عملکرد چند سطحی داشته باشند. بنابراین از مفاهیم طراحی بر اساس عملکرد استفاده شده و روشی بر اساس طیف ظرفیت برای طراحی این نوع سازه‌ها ارائه می‌شود. همچنین لازم است عملکردهای مورد نظر برای میراگرها تعیین شده باشد. برای این منظور در این مقاله معیارهایی پیشنهاد شده و روش طراحی برای نیل به اهداف عملکرد مذکور ارائه شده است. برای نشان دادن چگونگی استفاده از روش، ابتدا لازم است تا در محل سازه، طیف‌های خطر یکنواخت با دوره‌های بازگشت مختلف در دست باشد. ۱۲ سازه‌ی یک درجه‌ی آزاد با مشخصات مفروض و ۳ ساختمان سه، شش و نه طبقه‌ی سه دهانه به عنوان نمونه‌هایی از ساختمان‌های چند درجه‌ی آزاد مجهز به میراگر فلزی جاری شونده بر اساس معیارهای پیشنهادی عملکردی طراحی شده است. برای اطمینان از دستیابی به عملکرد مورد نظر این سازه‌ها با استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، عملکرد سازه‌ها کنترل شده است.

۲- خطر لرزه‌ای در ساختگاه مورد مطالعه

سطوح خطر لرزه‌ای انتخابی در این پژوهش، دوره‌های بازگشت ۷۵ سال، ۴۷۵ سال، ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال برای ساختگاهی نمونه، در شهر تهران است. طیف‌های خطر، از نتایج تحلیل خطر لرزه‌ای ایران، فاز یک، منطقه‌ی تهران بزرگ [14] استخراج شده است. شکل (۱) موقعیت

۳- مدل‌سازی و درستی آزمایشی

در تحقیق حاضر برای مدل‌سازی سازه‌ها از نرم افزار المان محدود SAP2000 استفاده شده است. برای درستی آزمایشی مدل‌سازی و تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی سازه‌های یک‌درجه‌ای آزادی از مقایسه‌ی نتایج کار عددی چوپرا [16] برای سه سازه‌ی یک‌درجه‌ای آزادی الاستوپلاستیک با دوره‌ی تناوب $T_n = 0.5 \text{ sec}$ و مقاومت‌های مقیاس شده‌ی $\bar{f}_y = 1, 0.25, 0.125$ تحت شتاب‌نگاشت زلزله‌ی السترو استفاده شد. هر \bar{f}_y نسبت مقاومت تسلیم سازه به مقاومت مورد نیاز برای حفظ رفتار خطی سازه است. برای مدل‌سازی سازه‌های یک‌درجه‌ای آزاد در نرم افزار SAP2000 از المان اتصال پلاستیک چند خطی^۱ با جرم متمرکز مطابق شکل (۳) استفاده شده است.

و با وجود میراگر TADAS شکل (۵)، مورد آزمایش‌های شبه دینامیکی قرار گرفته بود. در این پژوهش قاب مذکور مطابق شکل (۶) با استفاده از نرم‌افزار المان محدود SAP2000 مدل‌سازی و تحت اثر نسبت‌های مختلفی از شتاب‌نگاشت ال سترو مطابق آزمایش تحلیل شد. برای مدل‌سازی میراگر فلزی جاری شونده TADAS، از المان اتصال پلاستیک چند خطی با مدل چرخه‌ی هیستریزس کینماتیک استفاده شد. این المان در چشمه‌ی اتصال مهاربند به تیر طبقه، اختصاص داده شد. شکل‌های (۷ و ۸) نمونه‌هایی از نتایج را برای تغییر مکان نسبی طبقه‌ی اول و دوم با وجود میراگر و مقایسه آن‌ها با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. هماهنگی نمودارها، دقت مناسب مدل‌سازی حاضر را نشان می‌دهند.

شکل ۵. قاب آزمایش تسای و همکاران

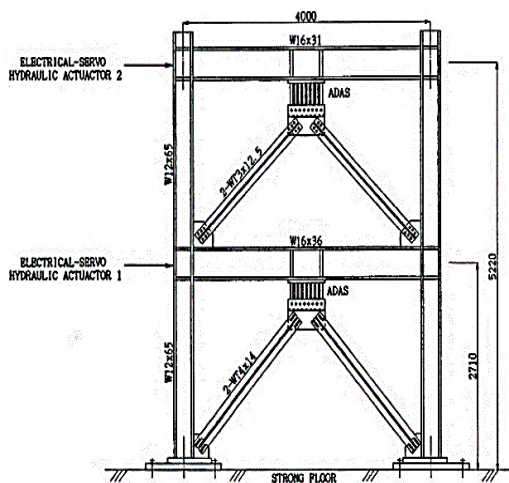


Fig. 5. Tsai and et al. experimental frame

شکل ۳. مدل سازه‌ی یک‌درجه‌ای آزاد ساخته شده در نرم افزار SAP2000

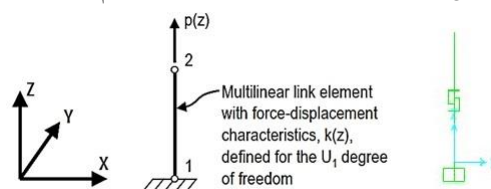


Fig. 3. The SDOF software-made model in SAP2000

مقایسه‌ی نتایج موجود در مرجع [16] و نتایج بدست آمده از مدل‌سازی این پژوهش، شکل (۴)، حاکی از دقت مطلوب مدل‌سازی صورت گرفته برای سازه‌های یک‌درجه‌ای آزادی است.

شکل ۶. مدل ساخته شده در نرم افزار SAP2000

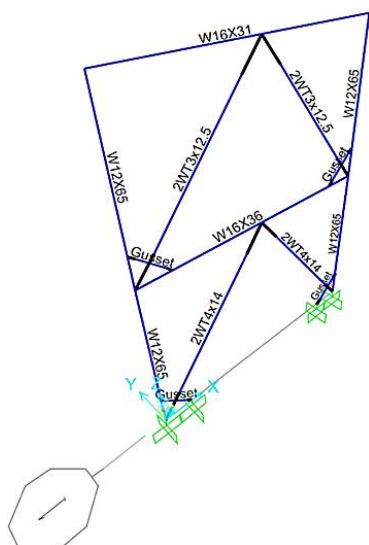


Fig. 6. The Software-made model in SAP2000

شکل ۴. مقایسه‌ی نتایج تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی سازه‌های یک‌درجه‌ای آزادی با نتایج

مرجع [16] $T_n = 0.5 \text{ sec}$, $\bar{f}_y = 0.25$

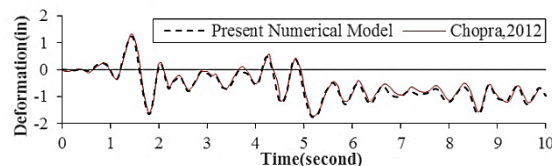


Fig. 4. Comparison between Nonlinear time history analysis of single degree of freedom and reference result [16], $T_n = 0.5 \text{ sec}$, $\bar{f}_y = 0.25$

برای درستی آزمایشی مدل‌سازی سازه‌های چند درجه‌ای آزاد، نتایج آزمایشگاهی تسای و همکاران در سال ۱۹۹۳ مورد استفاده قرار گرفت [17]. در آن پژوهش یک قاب دو طبقه در دو حالت بدون وجود میراگر

برای $\delta \leq \delta_{ybd}$:

$$F = (K_{ebd} + K_{ef})\delta \quad (1)$$

برای $\delta_{ybd} \leq \delta \leq \delta_{yff}$:

$$F = (K_{ibd} + K_{ef})\delta - K_{id}\delta_{ybd} + F_{ybd} \quad (2)$$

برای $\delta_{yff} \leq \delta$:

$$F = (K_{ibd} + K_{if})\delta + (F_{ybd} + F_{yff}) - (K_{ibd}\delta_{ybd} - K_{if}\delta_{yff}) \quad (3)$$

در رابطه‌های (۱) و (۲)، مقادیر K_{ibd} و K_{ebd} عبارتند از:

$$K_{ebd} = \frac{K_{ed}K_{eb}}{K_{ed} + K_{eb}} \text{ و } K_{ibd} = \frac{K_{id}K_{eb}}{K_{id} + K_{eb}} \quad (4)$$

در روابط (۱ تا ۳)، δ_{ybd} تراز جابه‌جایی تسلیم مجموعه‌ی مهاربند میراگر، δ_{yff} تراز جابه‌جایی تسلیم قاب تنها، K_{ed} ، K_{eb} ، K_{ef} به ترتیب سختی الاستیک میراگر، مهاربند و قاب و K_{if} به ترتیب سختی غیرالاستیک میراگر و قاب است. برای اینکه نخستین تسلیم در مجموعه مهاربند میراگر رخ دهد، باید تراز جابه‌جایی تسلیم قاب بزرگتر از تراز جابه‌جایی مجموعه مهاربند میراگر باشد.

شکل ۱۰. منحنی رفتار کل قاب مجهز به سیستم میراگر-مهاربند تحت بار جانبی یکنوا

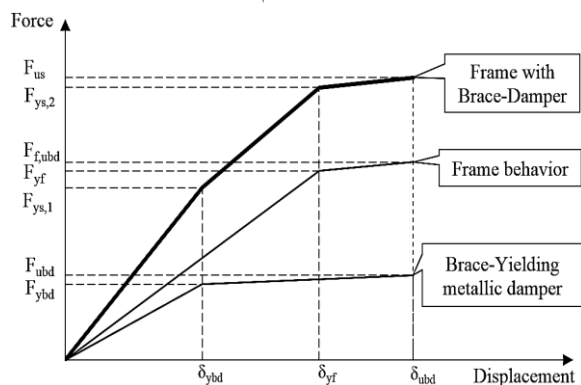


Fig. 10. Curve behavior of whole frame equipped with brace-damper system under monotonic lateral loading

حال اگر در یک قاب دو دهانه‌ی یک طبقه، دو سیستم میراگر-مهاربند قرار گیرد، سیستم قاب، با دو سیستم مهاربند میراگر به صورت موازی عمل می‌کند (شکل ۱۱).

شکل ۱۱. ترکیب دو مجموعه‌ی مهاربند میراگر در قاب

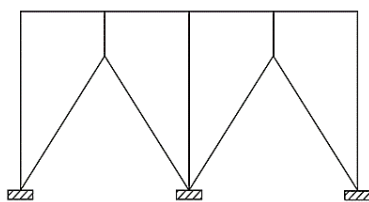


Fig. 11. Combination of two brace-damper sets in a frame

شکل ۷. مقایسه‌ی نتایج تغییر مکان نسبی طبقه‌ی اول با وجود میراگر، شتاب‌نگاشت EC312

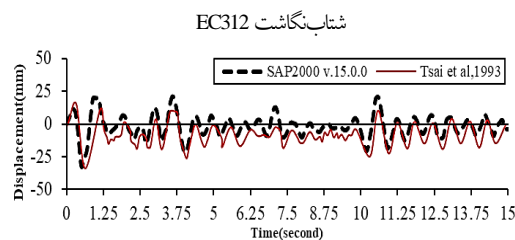


Fig. 7. Comparison of first storey drift with damper, Record EC312

شکل ۸. مقایسه‌ی نتایج تغییر مکان نسبی طبقه‌ی دوم با وجود میراگر، شتاب-نگاشت EC312

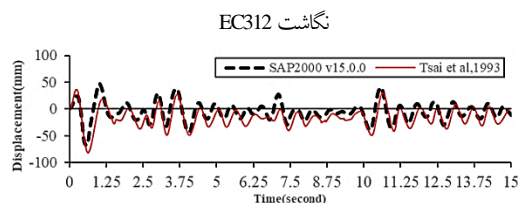


Fig. 8. Comparison of second storey drift with damper, Record EC312

۴- منحنی‌های رفتار قاب‌های فولادی مجهز به ترکیبی از میراگرهای فلزی جاری شونده تحت بار جانبی یکنوا

شکل (۹) یک قاب نمونه یک دهانه‌ی یک طبقه دارای میراگر فلزی تسلیم شونده به همراه سیستم مهاربندی را نشان می‌دهد. شکل (۱۰) منحنی رفتار هر کدام از اجزای این قاب را نشان می‌دهد. منحنی رفتار سیستم میراگر-مهاربند با استفاده از مفهوم رفتاری فترهای سری به دست می‌آید که به صورت دو خطی ساده سازی می‌شود.

شکل ۹. قاب نمونه‌ی یک دهانه یک طبقه با میراگر فلزی تسلیم شونده

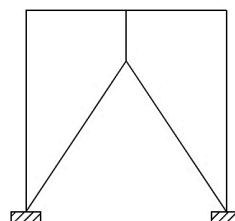


Fig. 9. Prototype one-storey, one-bay frame with yielding metallic damper

سیستم مهاربند-میراگر به صورت موازی با قاب عمل می‌کند پس چنانچه رفتار قاب نیز به صورت دو خطی فرض شود، منحنی رفتار نهایی مجموعه به صورت سه خطی بدست می‌آید. شکل (۱۰). با استفاده از مفاهیم شکل (۱۰)، می‌توان منحنی رفتار کلی قاب را به صورت پارامتریک در قالب روابط زیر بیان نمود:

مانند حالت دوم در همین بخش، طبق شکل (۱۱) است. در حالتی که هر دهانه از میراگرها در طبقات مختلف، به صورت همزمان تسلیم شوند، در منحنی بار افزون سازه، یک نقطه تسلیم مشترک وجود دارد. با فرض رفتار الاستیک قاب در این حالت، منحنی رفتار سازه کلی به صورت شکل (۱۴) است.

شکل ۱۳. قاب چند دهانه‌ی چند طبقه دارای دو دهانه مجهز به میراگر

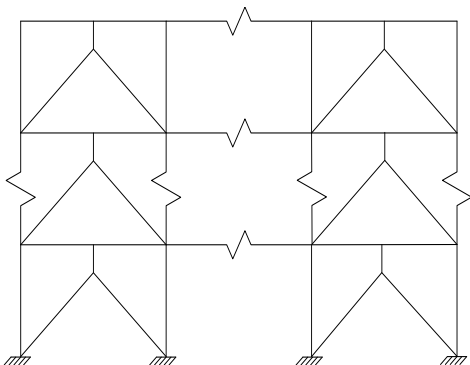


Fig. 13. A Multi bay- multi story frame with two bays equipped with dampers

شکل ۱۴. منحنی مفروض رفتار قاب چند دهانه‌ی چند طبقه دارای دو دهانه مجهز به میراگر

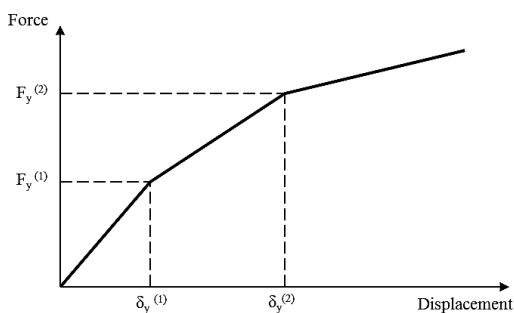


Fig. 14. Assumed behavior curve of a multi bay- multi story frame with two bays equipped with dampers

۵- طراحی سازه‌های یک درجه‌ی آزادی با میراگر

در این مقاله، ۱۲ سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی مد نظر قرار گرفته است. در حقیقت این سازه‌ها مدلی از رفتار قاب‌های یک طبقه‌ی یک دهانه موضوع بخش ۴ این مقاله است. هر گاه m جرم فرض شده بر حسب تن، α نسبت سختی پس از تسلیم به سختی الاستیک، R_y فاکتور کاهش مقاومت تسلیم و T_e پیروید الاستیک بر حسب ثانیه باشند، جدول (۱) مشخصات سازه‌های یک درجه‌ی آزادی طراحی شده در این مقاله را نشان می‌دهد.

جدول ۱. مشخصات سازه‌های یک درجه‌ی آزاد

T_e (second)	R_y	α	m (ton)
2.0,1.0,0.5,0.3	2.4,6	0.03	10

Table. 1. Properties of single degree of freedom structures

چنانچه دو مجموعه‌ی میراگر مهاربند دارای حد تسلیم مشابه باشند، رفتار ترکیبی مشابه حالت قبل خواهد بود ولی چنانچه حد تسلیم این دو سیستم متفاوت باشد هر سیستم در سطح متفاوتی از تراز جابجایی تسلیم می‌شود و شکل (۱۲) منحنی رفتار کلی را در مقایسه با منحنی رفتار هر کدام از اجزا نشان می‌دهد. به این ترتیب با فرض آنکه حد تسلیم مجموعه مهاربند میراگر دهانه‌ی شماره ۱ از شماره ۲ کوچکتر باشد، و هر مجموعه مهاربند میراگر مقاومت کمتری از قاب داشته باشد، منحنی رفتار قاب مذکور، با استفاده از روابط (۵ تا ۸) بدست می‌آید.

شکل ۱۲. منحنی رفتار قاب با دودهانه‌ی با میراگر تحت بار جانبی یکنوا

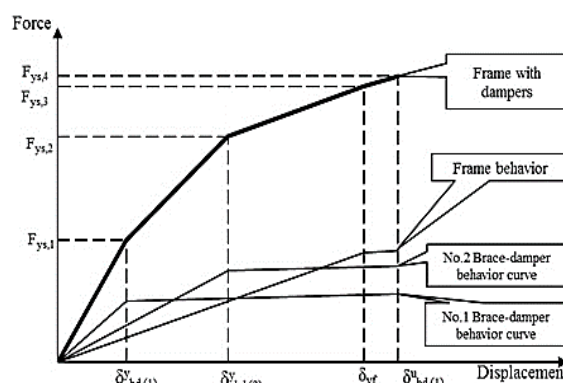


Fig. 12. Behavior curve of a two-bay frame with damper under monotonic lateral load

$$\text{برای } \delta \leq \delta_{bd(1)}^y$$

$$F = (K_{ebd}^{(1)} + K_{ebd}^{(2)} + K_{ef})\delta \quad (5)$$

$$\text{برای } \delta_{bd(1)}^y \leq \delta \leq \delta_{bd(2)}^y$$

$$F = (K_{ibd}^{(1)} + K_{ibd}^{(2)} + K_{ef})\delta + F_{ybd}^{(1)} - K_{ibd}^{(1)}\delta_{ybd}^{(1)} \quad (6)$$

$$\text{برای } \delta_{bd(2)}^y \leq \delta \leq \delta_{yf}$$

$$F = (K_{ibd}^{(1)} + K_{ibd}^{(2)} + K_{ef})\delta + (F_{ybd}^{(1)} + F_{ybd}^{(2)}) - (K_{ibd}^{(1)}\delta_{ybd}^{(1)} + K_{ibd}^{(2)}\delta_{ybd}^{(2)}) \quad (7)$$

$$\text{برای } \delta_{yf} \leq \delta$$

$$F = (K_{ibd}^{(1)} + K_{ibd}^{(2)} + K_{if})\delta + (F_{ybd}^{(1)} + F_{ybd}^{(2)} + F_{yff}) - (K_{ibd}^{(1)}\delta_{ybd}^{(1)} + K_{ibd}^{(2)}\delta_{ybd}^{(2)} + K_{if}\delta_{yff}) \quad (8)$$

در روابط ۵ تا ۸، بالانویس‌های ۱ و ۲ به ترتیب به دهانه‌ی شماره ۱ و ۲ دلالت می‌کنند.

در یک قاب چند دهانه‌ی چند طبقه، در حالتی که در یک دهانه از هر طبقه میراگری تعبیه شود، شکل (۱۳)، رفتار نسبی هر طبقه مانند حالت نخست در همین بخش است (شکل ۹). در حالتی که در دو دهانه از هر طبقه میراگرهایی با حد تسلیم متفاوت به کار ببریم، رفتار نسبی هر طبقه

۱-۵- معیارهای پیشنهادی عملکردی

برای طراحی سازه‌های مجهز به میراگر بر اساس اهداف عملکردی، یک راهبرد می‌توان آن باشد که اهداف عملکردی برای قاب اصلی تعریف شده و از میراگر فقط برای کاهش نیازهای اعضای قاب استفاده شود، لیکن راهبرد دیگر می‌تواند آن باشد که سطوح عملکرد به گونه‌ای تعریف شود که متناظر با میزان ورود میراگرها به ناحیه رفتار غیر خطی باشد. چنین راهبردی متناظر با بیان محدودی آسیب به یک یا چند میراگر در هر قاب و یا بروز آسیب و رفتار غیر خطی در قاب اصلی است. در این حالت معیارهای عملکردی سازه‌های یک درجه آزادی برای سطوح خطر ۷۵ سال، ۴۷۵ سال، ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال را می‌توان به صورت زیر پیشنهاد نمود:

$$\delta_{t_{75}} \leq \delta_{y_{bd}} \quad (9)$$

$$\delta_{y_{bd}} \leq \delta_{t_{475}} \leq \delta_{u_{bd}} \quad (10)$$

$$2\delta_{y_{bd}} \leq \delta_{t_{975}} \leq \delta_{u_{bd}} \quad (11)$$

$$3\delta_{y_{bd}} \leq \delta_{t_{2475}} \leq \delta_{u_{bd}} \quad (12)$$

در روابط (۹ تا ۱۲)، δ_{t_i} تراز جابه‌جایی هدف سیستم میراگر نظیر نقطه‌ی عملکرد سطح خطر i $\delta_{y_{bd}}$ تراز جابه‌جایی تسلیم مجموعه میراگر الحاق شده و $\delta_{u_{bd}}$ تراز جابه‌جایی نهایی مجموعه میراگر الحاق شده است.

۲-۵- طراحی اولیه

در این بخش مشخصات تمامی میراگرهای الحاقی ۱۲ سازه‌ی یک-درجه‌ی آزادی مورد مطالعه به شکلی بدست آمده است تا بتوان به صورت همزمان معیارهای عملکردی پیشنهادی بخش ۱-۵ را برآورده نمود. برای بدست آوردن منحنی ظرفیت سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی با مجموعه میراگر فازی تسلیم شونده، از روابط (۱ تا ۴) مقاله استفاده می‌شود. برای این منظور ابتدا لازم است تا منحنی رفتار دو خطی ساده شده-ی سازه‌ی بدون میراگر تعیین شود. مقدار مقاومت مورد نیاز برای حفظ رفتار خطی سازه عبارت است از:

$$f_e = S_a m \quad (13)$$

مقدار S_a شتاب طیفی طراحی خوانده شده با استفاده از طیف طراحی بدست آمده در بخش ۲ این مقاله است. مقدار مقاومت کاهش یافته f_y بر اساس رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$f_y = \frac{S_a m}{R_y} \quad (14)$$

هر گاه ضریب شکل‌پذیری μ موجود باشد، برای پیوندهای بلند در محدوده‌ی سرعت ثابت و برای پیوندهای کوچک در محدوده‌ی شتاب ثابت، مقدار R_y به ترتیب از رابطه‌ی (۱۵ و ۱۶) محاسبه می‌شود [16]:

$$R_y = \mu \quad (15)$$

$$R_y = \sqrt{2\mu - 1} \quad (16)$$

مقدار بیشینه جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی بدون میراگر نیز برابر است با [16]:

$$\delta_{max} = \mu \frac{f_y}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 m} \quad (17)$$

برای طراحی میراگر ابتدا مشخصات میراگر فرض شده و پس از کنترل معیارهای بخش ۱-۵ این مقاله (روابط ۹ الی ۱۲) با استفاده از روش طیف ظرفیت [18]، در صورتی که لازم باشد، طراحی میراگر تکرار می‌شود. در این طراحی، پارامتر سختی سیستم مهاربند-میراگر در کنترل منحنی رفتار حاصل از بارگذاری استاتیکی غیر خطی بار افزون به دلیل محدودیت در مقدار جابه‌جایی تسلیم میراگر و ابعاد هندسی آن، موثرتر است. لازم به ذکر است که در سازه‌های یک درجه آزادی با تراز جابه‌جایی تسلیم پایین، طراحی میراگر برای ارضای تمامی معیارهای عملکردی، به دلیل افزایش ابعاد میراگر، امکان‌پذیر نیست.

۳-۵- کنترل طراحی با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی

در این پژوهش برای کنترل طراحی‌های صورت گرفته و حصول اطمینان از اقیان معیارهای پیشنهادی عملکردی از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی استفاده شده است. به این منظور از هفت شتاب‌نگاشت زلزله استفاده شده است. شتاب‌نگاشت‌های به کاررفته در این مقاله، با استفاده از داده‌های مرجع [19] در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۲. شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های انتخابی

Event	Year	Mag.	PGA(g)	Station
San Fernando	1971	6.61	0.10512	Fairmont Dam
Loma Prieta	1989	6.93	0.1010	Belmont-Envirotech
Northridge-01	1994	6.69	0.1341	Baldwin Park-N Holly
Kobe, Japan	1995	6.9	0.1064	Chihaya
Chi-Chi, Taiwan	1999	7.62	0.7360	TCU095
San Simeon, CA	2003	6.52	0.1714	San Luis Obispo
Iwate, Japan	2008	6.9	0.3419	Yuzama Yokobori

Table 2. Selected earthquakes records

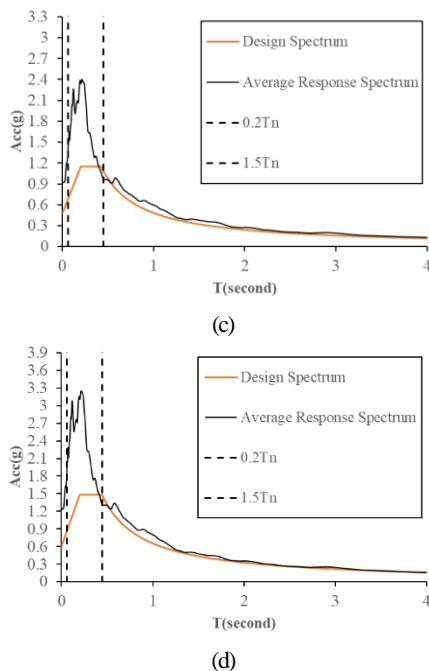


Fig. 15. Average of the scaled selected earthquakes average response spectra for single degree of freedom structures $T_n = 0.3\text{sec}$. (a) 75-year hazard level, (b) 475-year hazard level, (c) 975-year hazard level, (d) 2475-year hazard level

جدول ۳. مشخصات میراگرهای طراحی شده در سازه‌های یک درجه آزاد

No.	T_n (sec)	R_y	δ_{yf} (mm)	$K_{e,f}$ (KN.mm ⁻¹)	c_1	c_2
1	0.3	2	9.78	4.39	0.60	0.70
2	0.3	4	4.89	4.39	0.60	2.10
3	0.3	6	3.26	4.39	0.61	3.50
4	0.5	2	27.17	1.58	0.60	0.60
5	0.5	4	13.59	1.58	0.63	2.20
6	0.5	6	9.06	1.58	0.75	5.95
7	1	2	59.79	0.395	0.55	0.50
8	1	4	29.90	0.395	0.70	2.50
9	1	6	19.93	0.395	0.70	7.00
10	2	2	141.3	0.099	0.49	0.33
11	2	4	70.66	0.099	0.60	2.60
12	2	6	47.11	0.099	0.70	5.00

Table 3. Properties of designed dampers in SDOF structures

مقدار خطای مشاهده شده، با افزایش تراز جابه‌جایی تسلیم سازه، کاهش می‌یابد. به این معنا که برای سازه‌های با دوره‌ی تناوب ۰/۳ و ۰/۵ ثانیه که دارای جابه‌جایی تسلیم کمتری هستند، این خطا بیشتر مشاهده شده است.

۶- طراحی سازه‌های چند درجه‌ی آزادی با میراگر

در این بخش مقاله سه ساختمان چند طبقه نمونه در نظر گرفته شده‌اند. سازه‌ی این ساختمان‌ها متشکل از قاب‌های خمشی فرض شده است. طراحی این قاب‌ها به عنوان نمونه‌ای از سازه‌های چند درجه‌ی آزادی، انجام شده است. جدول (۵) مشخصات ساختمان‌های مفروض را نشان می‌دهد.

مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها برای سازه‌ها بر اساس بازه‌ی ۰/۲T تا ۱/۵T طیف زلزله‌های انتخاب شده و مقایسه‌ی آن با طیف‌های خطر لرزه‌ای سایت مورد مطالعه در بخش ۲ این مقاله صورت گرفته است [20]. شکل (۱۵) میانگین طیف‌های پاسخ شتاب مقیاس شده برای یکی از سازه‌های نمونه را نشان می‌دهد.

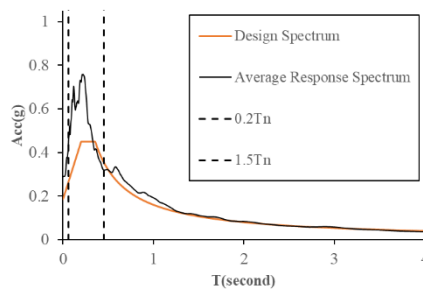
نتایج طراحی میراگرهای سازه‌های یک درجه آزاد، در جدول (۳) نشان داده شده است. در این جدول، δ_{yf} تراز جابه‌جایی تسلیم سازه‌ی یک درجه آزاد بدون میراگر، $K_{e,f}$ به سختی الاستیک سازه‌ی یک درجه آزاد، متغیر c_1 ، نسبت تراز جابه‌جایی تسلیم مجموعه میراگر به تراز جابه‌جایی تسلیم سازه‌ی یک درجه آزاد بدون میراگر و c_2 سختی الاستیک مجموعه میراگر به سختی الاستیک سازه‌ی یک درجه آزاد است.

در جدول (۴)، مقادیر معیارهای عملکردی برای هر سازه و میانگین بیشترین جابه‌جایی نتایج تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی آورده شده است. با توجه به این جدول، می‌توان نتیجه گرفت که از میان ۴۸ معیار عملکردی، ۴۲ معیار برآورده شده‌اند. این میزان برآورده شدن نتایج، خطایی برابر با ۱۲٪ را نشان می‌دهد. این مقدار خطا، در سطوح خطر ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال دیده شده است. همین‌طور تمامی معیارهای عملکردی در سطوح خطر ۷۵ سال و ۴۷۵ سال برآورده شده‌اند.

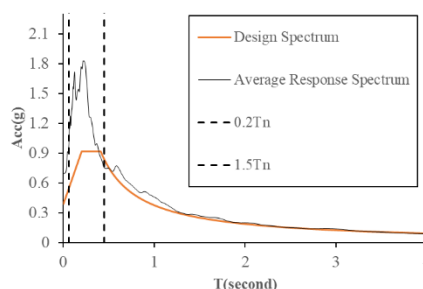
شکل ۱۵. میانگین طیف پاسخ شتاب زلزله‌های انتخابی مقیاس شده برای سازه‌ی

یک درجه‌ی آزادی $T_n = 0.3\text{sec}$ (الف) سطح خطر ۷۵ سال، (ب) سطح

خطر ۴۷۵ سال، (پ) سطح خطر ۹۷۵ سال، (ت) سطح خطر ۲۴۷۵ سال



(a)



(b)

جدول ۴. کنترل معیارهای عملکردی پیشنهادی برای سازه‌های یک درجه‌ی آزادی

T _n	R _y	Displacement level corresponding to performance criteria (mm)			Average of maximum displacement for Nonlinear time history analyses results			
		δ _{v, YMD}	2δ _{v, YMD}	3δ _{v, YMD}	Return period (year)			
					75	475	975	2475
0.3	2	5.87	11.47	17.61	3.63	9.56	12.3	18.79
	4	2.94	5.88	8.82	1.66	3.55	4.77	7.22
	6	1.99	3.97	5.97	1.23	2.76	4.18	6.62
0.5	2	16.31	32.62	48.93	10.57	24.07	30.32	43.85
	4	8.56	17.12	25.68	6.53	15.71	21.93	33.19
	6	5.44	10.88	16.32	3.65	7.82	10.35	15.82
1	2	32.89	65.78	98.67	27.18	61.56	73.14	97.49
	4	20.93	41.86	62.79	16.92	39.33	49.29	71.39
	6	14.95	29.9	44.85	10.03	23.73	33.3	49.64
2	2	69.25	138.5	207.75	68.07	134.04	171.1	220.21
	4	42.40	84.8	127.2	38.02	82.31	107.32	155.36
	6	32.98	65.96	98.94	25.89	67.13	86.80	134.56

Table 4. Control of proposed performance criteria for single degree of freedom structures

جابه‌جایی متناظر با نخستین نقطه‌ی تسلیم، دومین نقطه‌ی تسلیم و حداکثر تراز جابه‌جایی متناظر با ظرفیت نهایی میراگرها روی منحنی بار افزون سازه‌ی چند درجه‌ی آزادی است (شکل ۱۴). δ_{t_i} نیز بر تراز جابه‌جایی نقطه‌ی عملکرد سطح خطر ۱ دلالت می‌کند. در این روابط فرض می‌شود ابتدا میراگرهای دهانه‌ی شماره‌ی ۱ تسلیم می‌شوند، بنابراین رابطه‌ی ۱۸ به این معنا است که در سطح خطر ۷۵ سال تمام میراگرهای دو دهانه در طبقات، تراز جابه‌جایی متناظر با رفتار الاستیک خطی دارند، رابطه‌ی ۱۹ به معنای تسلیم شدن میراگرهای دهانه‌ی ۱ برای سطح خطر ۴۷۵ سال است. حال آنکه میراگرهای دهانه‌ی ۲ در تراز جابه‌جایی مانند رفتار الاستیک باقیمانده‌اند. در در رابطه‌ی ۲۰ مانند سطح خطر ۹۷۵ سال، میراگرهای دهانه‌ی ۲ نیز تراز جابه‌جایی فرا ارتجاعی را تحمل می‌کنند و در رابطه‌ی ۲۱ متناظر با سطح خطر ۲۴۷۵ سال از بیشینه ظرفیت جابه‌جایی میراگرها استفاده می‌شود.

۲-۶- گام‌های روش طراحی پیشنهادی

طراحی پیشنهادی به گونه‌ای است که اولاً تمامی میراگرهای موجود در یک دهانه در طبقات به صورت هم‌زمان تسلیم شوند و دوم این‌که تسلیم هر کدام از میراگرهای موجود در هر دهانه به ازای یک سطح خطر تعیین شده صورت پذیرد. با توجه به مفاهیم بیان شده برای سازه‌های چنددرجه‌ی آزاد در قسمت ۴ این مقاله، روند طراحی پیشنهادی شامل ۱۱ گام به شرح زیر است:

۱- انتخاب الگوی بارجانبی

جدول ۵. مشخصات سه ساختمان نمونه مفروض

Frame	Number of storey	Storey height (m)	Bays number	Bays width (m)
1	3	3.20	3	5
2	6	3.20	3	5
3	9	3.20	3	5

Table 5. Properties of three assumed frames

۶-۱- معیارهای پیشنهادی عملکردی

در طراحی قاب‌های چند طبقه هدف آن است تا در عین حفظ رفتار الاستیک قاب، هر دهانه از میراگرها در طبقات، در سطح خطر لرزه‌ای متفاوتی به صورت هم‌زمان تسلیم شوند. با توجه به منحنی رفتار قاب چند دهانه‌ی چند درجه‌ی آزادی ارائه شده در بخش ۴ این مقاله شکل (۱۳)، معیارهای عملکردی برای سطوح خطر ۷۵ سال، ۴۷۵ سال، ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال به صورت زیر پیشنهاد می‌شود:

برای سطح خطر ۷۵ سال:

$$\delta_{t_{75}} < \delta_y^{(1)} \quad (18)$$

برای سطح خطر ۴۷۵ سال:

$$\delta_y^{(1)} \leq \delta_{t_{475}} < \delta_y^{(2)} \quad (19)$$

برای سطح خطر ۹۷۵ سال:

$$\delta_y^{(2)} \leq \delta_{t_{975}} \leq \delta_u^{(2)} \quad (20)$$

برای سطح خطر ۲۴۷۵ سال:

$$\delta_{t_{2475}} \leq \delta_u^{(2)} \quad (21)$$

در روابط ۱۸ تا ۲۱، بالا نویس ۱ و ۲ به ترتیب به دهانه‌ی اول و دوم که میراگرها در آن دو قرار دارند اطلاق می‌شود. $\delta_y^{(1)}$ و $\delta_u^{(2)}$ به ترتیب تراز

$$F_{y,d,n} = (1 + c_{2,n}) \left(1 + \frac{1}{c_{1,n}}\right) K_{f,n}^e \delta_{d,n}^y \quad (25)$$

در رابطه (25)، $c_{1,n}$ و $c_{2,n}$ به ترتیب مقدار نسبت سختی الاستیک مهاربند-میراگر به سختی الاستیک قاب و مقدار نسبت سختی الاستیک مهاربند به میراگر برای دهانه‌ی ۱ و ۲ است. $K_{f,n}^e$ سختی الاستیک قاب و $\delta_{d,n}^y$ تراز جابجایی تسلیم میراگر است. در این پژوهش، مقادیر $c_{2,n}$ و $c_{1,n}$ برابر ۴ فرض شده و $\delta_{d,n}^y$ برابر $4/1 \text{ mm}$ در نظر گرفته شده است.

شکل ۱۶. مدل سازه محاسبه‌ی تراز نیروی تسلیم میراگر در بالاترین طبقه

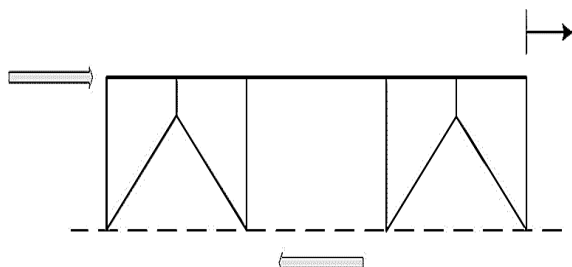


Fig. 16. Structural model for calculation of damper yield force in the top floor

۷- تعیین تراز جابه‌جایی تسلیم میراگرهای سایر طبقات با توجه به شکل (۱۷)، هر گاه در نظر باشد، تمام میراگرهای یک دهانه در طبقات مختلف به طور هم زمان تسلیم شوند، باید رابطه‌ی زیر برای میراگر هر طبقه برقرار باشد.

$$\delta_{d,i}^y = \frac{F_{y,d,n} \left[\sum_{i=1}^n \frac{W_n (h_n/h_i)^k}{W_i} + 1 \right]}{K_{f,n}^e \left(1 + \frac{1}{c_{1,i}}\right) (1 + c_{2,i})} \quad (26)$$

در این رابطه، i شماره‌ی تراز طبقه است. W_n جرم لرزه‌ای طبقه آخر و W_i جرم لرزه‌ای طبقه‌ی i ام است.

شکل ۱۷. مدل سازه برای تعیین تراز جابه‌جایی تسلیم میراگر در سایر طبقات

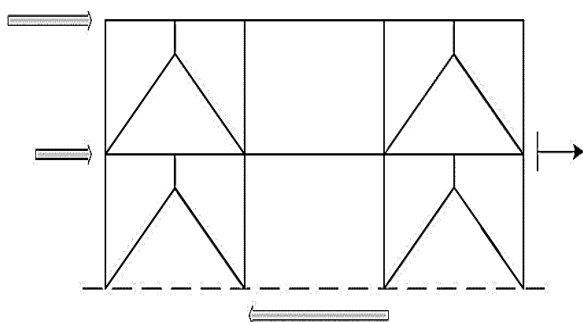


Fig. 17. Structural model determination of damper yield displacement in other floors

۸- تعیین تراز جابه‌جایی تسلیم و سختی میراگرهای دهانه‌ی مجاور در هر طبقه

هرگاه بخواهیم در دهانه‌ی دیگری نیز در تراز مشابه، میراگری قرار دهیم،

نخستین گام، انتخاب یک الگوی بار جانبی برای اعمال بر سازه است. از آنجایی که در این روش، ساختمان‌های کوتاه و میان مرتبه مد نظر قرار دارد، الگوی توزیع بار جانبی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در روابط (۲۲ و ۲۳) نشان داده شده است:

$$F_{u_i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (22)$$

$$k = \begin{cases} 1 & T \leq 0.5 \\ 0.5T + 0.75 & 0.5 \leq T \leq 2.5 \\ 2 & 2.5 \leq T \end{cases} \quad (23)$$

۲- انتخاب ضریب کاهش نیروی برشی

بر اساس بخش ۱-۲-۱-۱۸ مرجع [13]، سازه‌های مجهز به میراگر فلزی جاری شونده لازم است بر اساس حداقل ۰/۷۵ برش پایه موردنیاز از طیف طرح استاندارد طراحی شوند.

$$V'_u = \alpha V_u \quad (24)$$

مقدار ضریب کاهش نیروی برشی، α که برای تعیین مقدار برش پایه‌ی موردنیاز برای طراحی قاب اولیه بدون میراگر به کار می‌رود، ۰/۷۵ در نظر گرفته شده است.

۳- محاسبه مقدار بار مرده و زنده‌ی وارد بر سازه

در این پژوهش مقدار بار زنده $150 \frac{Kgf}{m^2}$ و مقدار بار مرده $\frac{Kgf}{m^2}$ ۵۰۰ فرض شده است. دهانه‌ی بارگیر برای هر تیر ۵ متر فرض شده است.

۴- طراحی اولیه‌ی قاب بر اساس مقدار نیروی برشی کاهش یافته

با استفاده از مقدار نیروی برشی کاهش‌یافته، طراحی اولیه سازه بر اساس آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ و با کمک ضوابط مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان [21] انجام می‌شود. ابعاد اولیه مقاطع تیرها و ستون‌ها در این گام به دست می‌آیند. جزئیات مربوط به این ابعاد برای انواع قاب‌های مورد استفاده در این پژوهش در مرجع شماره [22] ارائه شده است.

۵- محاسبه‌ی سختی و جابه‌جایی نسبی تسلیم هر طبقه

برای محاسبه‌ی سختی الاستیک و جابه‌جایی تسلیم هر طبقه، از تحلیل استاتیکی غیر خطی هر طبقه هنگامی که درجه‌ی آزادی انتقالی پایین آن مقید شده، استفاده می‌شود. بدین منظور با اعمال یک بار بر تراز طبقه‌ی موردنظر و رسم منحنی بار افزون و دو خطی کردن معادل آن، مقدار سختی و تراز جابه‌جایی تسلیم نسبی طبقه محاسبه می‌شود.

۶- انتخاب مشخصات میراگر در بالاترین طبقه

با توجه به شکل (۱۵)، تراز نیروی تسلیم میراگر آخرین طبقه با رابطه (۲۵) بیان می‌شود:

که مکان هندسی نقاط سعی و خطا برای بدست آوردن نقطه‌ی عملکرد در نرم افزار SAP2000 است. خطوط قائم، بیانگر تراز جابه‌جایی مانند تسلیم هر کدام از دسته میراگرهای دهانه‌های سمت راست یا چپ در سازه‌های مورد مطالعه سه، شش و نه طبقه‌اند. با توجه به بخش ۶-۱ این مقاله، در سطح خطر ۷۵ ساله، نقطه‌ی عملکرد در تراز جابه‌جایی‌ای کمتر از هر دو خط قائم است. در سطح خطر ۴۷۵ ساله، نقطه عملکردی، بین دو خط قائم است و در تراز ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال، دومین دهانه از میراگرها تسلیم شده‌اند. نتیجه‌ی طراحی میراگرها بر اساس گام‌های فوق‌الذکر در جداول (۶، ۷ و ۸) ارائه شده است. پارامترهای t و b h و n به ترتیب ارتفاع، عرض، ضخامت و تعداد ورق‌های میراگر فلزی جاری شونده TADAS اند [17]. حداکثر جابه‌جایی میراگرهای TADAS برابر ۱۲ برابر جابه‌جایی تسلیم آن‌ها است [17].

جدول ۶. مشخصات میراگرهای طراحی شده، قاب سه طبقه

i	bay	Properties of TADAS dampers				Brace
		h (mm)	b (mm)	t (mm)	N	
1	Left	260	100	32	11	200×200×8
	Right	345	100	35	14	200×200×6.3
2	Left	300	100	25	17	140×140×6.3
	Right	345	100	20	38	140×140×5
3	Left	300	100	25	11	80×80×6.3
	Right	345	100	20	22	80×80×5

Table 6. Properties of designed dampers, 3-storey frame

جدول ۷. مشخصات میراگرهای طراحی شده، قاب شش طبقه

i	bay	Properties of TADAS dampers				Brace
		h (mm)	b (mm)	t (mm)	N	
1	Left	210	100	35	14	140×140×8
	Right	230	100	35	18	140×140×8
2	Left	255	100	35	16	100×100×17.5
	Right	275	100	35	19	100×100×17.5
3	Left	265	100	35	15	90×90×17.5
	Right	285	100	35	19	90×90×17.5
4	Left	285	100	35	13	80×80×12.5
	Right	300	100	30	24	80×80×12.5
5	Left	295	100	35	10	70×70×10
	Right	300	100	30	17	70×70×10
6	Left	300	100	35	5	60×60×7.1
	Right	300	100	30	9	60×60×7.1

Table 7. Properties of designed dampers, 6-storey frame

با محاسباتی مشابه، دو ضریب زیر مشخصات میراگر و مهاربند را بدست می‌دهند.

$$c_{3,i} = \frac{\delta_{d,i(2)}^y}{\delta_{d,i(1)}^y} \quad (27)$$

$$c_{4,i} = \frac{K_{bd,i(2)}^e}{K_{bd,i(1)}^e} = \frac{K_{d,i(2)}^e}{K_{d,i(1)}^e} \left(\frac{1+c_{1,i(2)}}{1+c_{1,i(1)}} \right) \left(\frac{c_{1,i(2)}}{c_{1,i(1)}} \right) \quad (28)$$

در این پژوهش، مقادیر $c_{3,i}$ و $c_{4,i}$ به ترتیب ۱/۶۶ و ۰/۷۵ فرض شده و در انتهای طراحی کنترل می‌شوند. چون در نظر است میراگرها در دو سطح خطر مختلف تسلیم شوند، باید، رابطه‌ی (۲۹) همواره برقرار باشد:

$$\delta_{bd,i(1)}^y \left(1 + \frac{1}{c_{1,i(1)}} \right) < \delta_{bd,i(2)}^y \left(1 + \frac{1}{c_{1,i(2)}} \right) \quad (29)$$

۹- طراحی مقاطع مهاربندها

با توجه به نسبت سختی الاستیک مهاربند به میراگر در هر تراز و هر دهانه، ابتدا از رابطه‌ی (۳۰) مساحت موردنیاز برای هر مهاربند تعیین شده و سپس مقطع موردنظر از جدول مقاطع استاندارد انتخاب می‌شود. پس از انتخاب مقطع، لازم است ظرفیت آن برای بیشینه نیروی محوری وارد از طرف میراگر کنترل شود.

$$A = 0.5 \left(\frac{c_{1,i} K_{d,i}^e L}{E (\cos \theta)^2} \right) \quad (30)$$

$$\frac{F_d^y + (\delta_d^u - \delta_d^y) \times 0.05 K_d^e}{2 \cos \theta} \leq \varphi_c F_{cr} A \quad (31)$$

در رابطه‌های (۳۰) و (۳۱)، θ زاویه‌ی مهاربند با افق است.

۱۰- کنترل مقاطع تیرها و ستون‌ها

با توجه به تراز تسلیم میراگرهای محاسبه شده در گام‌های ۶ تا ۹، ظرفیت تیرها و ستون‌های طراحی شده در گام چهارم، برای بیشینه نیروهای وارد شده از طرف میراگرها و مهاربندها برای کنترل مقاومت کافی برای انتقال نیروها در این گام کنترل می‌شود.

۱۱- انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و کنترل معیارهای پذیرش میراگرها با توجه به توضیحات بخش ۴ این مقاله، منحنی بار افزون یک قاب چند طبقه به همراه میراگرها در دو دهانه‌ی متفاوت، اساس روش پیشنهادی به صورت سه خطی نمایش داده شده در شکل (۱۴) است. از این منحنی برای تعیین موقعیت نقاط کنترل استفاده می‌شود. در این پژوهش، شرط پذیرش مشخصات میراگرها بر اساس معیارهای گفته شده در بخش ۶-۱ این مقاله است. شکل (۱۷) منحنی بارافزون و موقعیت نقاط عملکردی را برای هر سازه و در سطوح خطر ۷۵ ساله، ۴۷۵ ساله، ۹۷۵ ساله و ۲۴۷۵ ساله نشان می‌دهد. منحنی قرمز رنگ به اصطلاح منحنی موزی شکل است

شکل ۱۸. منحنی ظرفیت سازه‌های چند درجه‌ی آزادی و موقعیت نقاط عملکردی، (الف) سازه‌ی سه طبقه سطح خطر لرزای ۷۵ ساله، (ب) سازه‌ی سه طبقه سطح خطر لرزای ۴۷۵ ساله، (پ) سازه‌ی سه طبقه سطح خطر لرزای ۹۷۵ ساله، (ت) سازه‌ی سه طبقه سطح خطر لرزای ۲۴۷۵ ساله، (ث) سازه‌ی شش طبقه سطح خطر لرزای ۷۵ ساله، (ج) سازه‌ی شش طبقه سطح خطر لرزای ۴۷۵ ساله، (چ) سازه‌ی شش طبقه سطح خطر لرزای ۹۷۵ ساله، (ح) سازه‌ی شش طبقه سطح خطر لرزای ۲۴۷۵ ساله، (خ) سازه‌ی نه طبقه سطح خطر لرزای ۷۵ ساله، (د) سازه‌ی نه طبقه سطح خطر لرزای ۴۷۵ ساله، (ذ) سازه‌ی نه طبقه سطح خطر لرزای ۹۷۵ ساله، (ر) سازه‌ی نه طبقه سطح خطر لرزای ۲۴۷۵ ساله

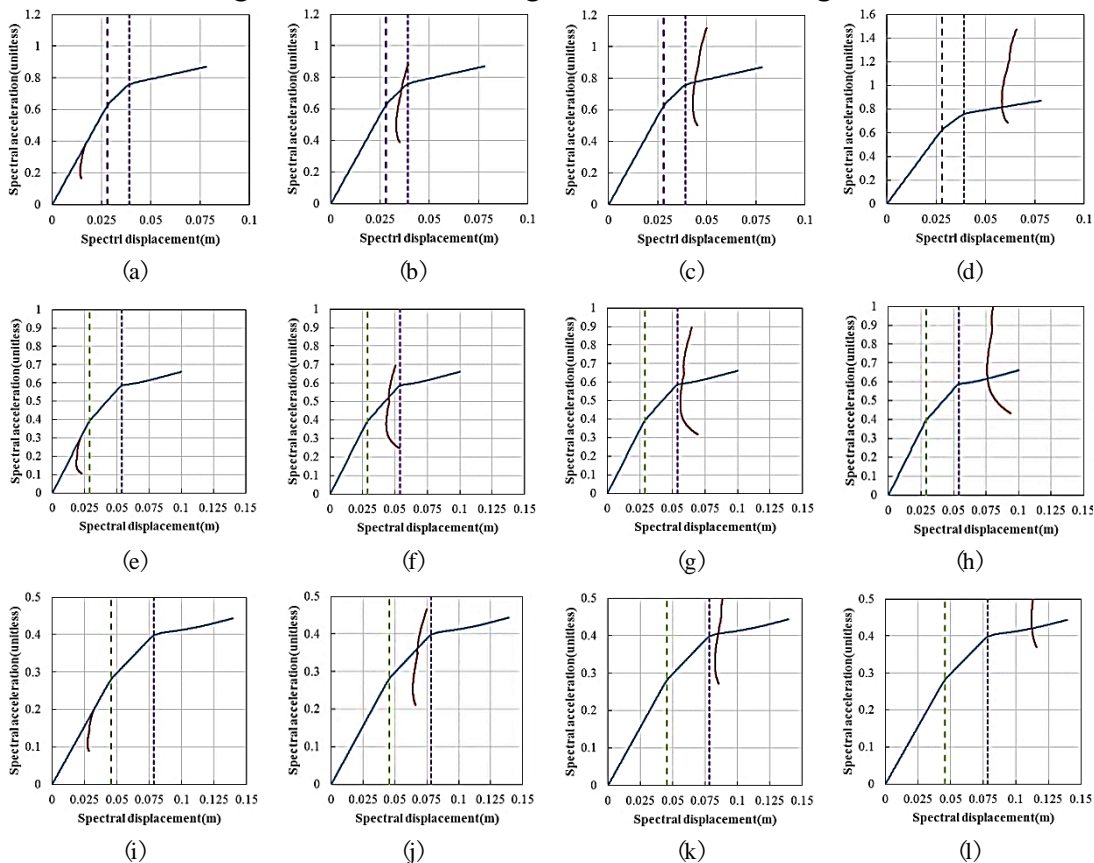


Fig. 18. Capacity curvature for multi degree of freedom structures and the position of the performance points, (a) 3-storey frame 75-year return period, (b) 3-storey frame 475-year return period, (c) 3-storey frame 975-year return period, (d) 3-storey frame 2475-year return period, (e) 6-storey frame 75-year return period, (f) 6-storey frame 475-year return period, (g) 6-storey frame 975-year return period, (h) 6-storey frame 2475-year return period, (i) 9-storey frame 75-year return period, (j) 9-storey frame 475-year return period, (k) 9-storey frame 975-year return period, (l) 9-storey frame 2475-year return period

۳-۶- کنترل طراحی با استفاده تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی

در این بخش نیز برای کنترل طراحی‌های صورت گرفته با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی، از همان هفت شتاب‌نگاشت موجود در جدول (۲)، استفاده شده است. مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها برای سازه‌ها بر اساس بازه‌ی $0.2T$ تا $1/5T$ طیف زلزله‌های انتخاب شده و مقایسه‌ی آن با طیف‌های خطر لرزای ساختمان مورد مطالعه صورت گرفته است. شکل‌های (۱۸ تا ۲۰) به ترتیب بیشینه جابه‌جایی تراز بام ساختمان سه، شش و نه طبقه با میراگر را برای هر کدام از هفت زلزله‌ی مقیاس شده‌ی مذکور و میانگین بیشینه جابه‌جایی بام در سطوح خطر ۷۵ ساله، ۴۷۵ ساله، ۹۷۵ ساله و ۲۴۷۵ ساله نشان می‌دهد.

جدول ۸ مشخصات میراگرهای طراحی شده، قاب نه طبقه

		Properties of TADAS dampers				
i	bay	h	b	t	N	Brace
		(mm)	(mm)	(mm)		
1	Left	210	100	35	18	220×220×35
	Right	225	100	35	21	220×220×35
2	Left	210	100	35	12	180×180×30
	Right	265	100	35	24	180×180×30
3	Left	210	100	35	10	160×160×28
	Right	285	100	35	25	160×160×28
4	Left	210	100	35	9	160×160×25
	Right	300	100	35	25	160×160×25
5	Left	255	100	35	13	140×140×22.2
	Right	300	100	35	23	140×140×22.2
6	Left	265	100	35	12	140×140×17.5
	Right	315	100	30	29	140×140×17.5
7	Left	285	100	35	11	120×120×14.2
	Right	315	100	30	23	120×120×14.2
8	Left	295	100	35	9	100×100×12.5
	Right	295	100	25	23	100×100×12.5
9	Left	300	100	30	8	90×90×8
	Right	300	100	35	5	90×90×8

Table 8. Properties of designed dampers, 9-storey frame

تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی، در سطوح خطر ۷۵ سال، ۴۷۵ سال، ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال به ترتیب برابر با ۰/۹۷، ۰/۹۷، ۰/۹۷ و ۰/۹۶ و برای ساختمان نه طبقه، نسبت جابه‌جایی نقاط عملکردی به جابه‌جایی میانگین تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی، در سطوح خطر ۷۵ سال، ۴۷۵ سال، ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال به ترتیب برابر با ۰/۹۵، ۰/۹۶، ۰/۹۶ و ۰/۹۴ است.

مقایسه‌ی نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی برای جابه‌جایی متناظر با تسلیم هر دهانه از میراگرها در طبقات با جابه‌جایی میانگین تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی در سطوح خطر ۷۵ سال، ۴۷۵ سال، ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال، در جداول (۸ تا ۱۰) نشان داده شده‌اند. با توجه به نتایج این جداول، با افزایش سطح خطر انتخاب شده، اختلاف نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی و استاتیکی غیر خطی بیشتر می‌شود. نتایج حاصل، نشان می‌دهند معیارهای مورد نظر در بخش ۶-۱ این مقاله اقناع شده‌اند.

جدول ۵. کنترل ترازهای جابه‌جایی عملکردی برای قاب سه طبقه

Displacement level of nonlinear static analysis corresponding to dampers yielding (m)		Average displacement level of nonlinear time history analysis (m)			
Left bay	Right bay	Return period (year)			
		75	475	975	2475
0.028	0.037	0.016	0.032	0.038	0.049

Table 5. Control of performance displacement levels for 3-storey frame

جدول ۶. کنترل ترازهای جابه‌جایی عملکردی برای قاب شش طبقه

Displacement level of nonlinear static analysis corresponding to dampers yielding (m)		Average displacement level of nonlinear time history analysis (m)			
Left bay	Right bay	Return period (year)			
		75	475	975	2475
0.029	0.054	0.022	0.040	0.057	0.060

Table 6. Control of performance displacement levels for 6-storey frame

جدول ۷. کنترل ترازهای جابه‌جایی عملکردی برای قاب نه طبقه

Displacement level of nonlinear static analysis corresponding to dampers yielding (m)		Average displacement level of nonlinear time history analysis (m)			
Left bay	Right bay	Return period (year)			
		75	475	975	2475
0.045	0.078	0.031	0.065	0.082	0.10

شکل ۱۸. نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی و مقایسه‌ی آن با مقادیر تحلیل استاتیکی غیر خطی، ساختمان سه طبقه با میراگر

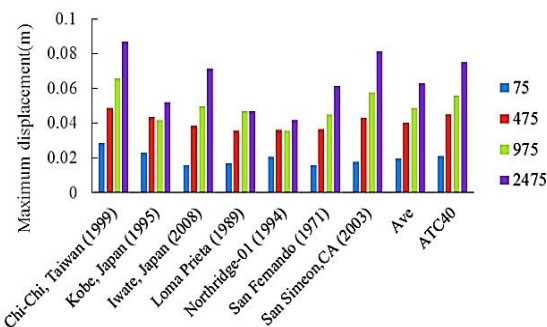


Fig. 18. Nonlinear time history analyses results in comparison with nonlinear static analyses results, 3-storey frame with damper

شکل ۱۹. نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی و مقایسه‌ی آن با مقادیر تحلیل استاتیکی غیر خطی، ساختمان شش طبقه با میراگر

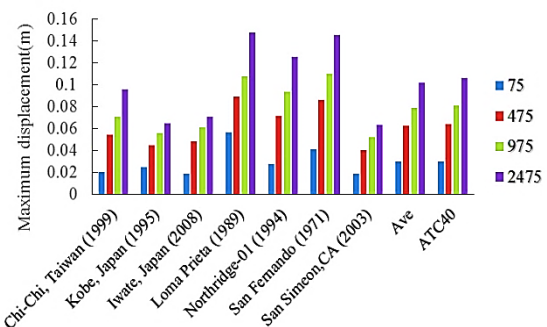


Fig. 19. Nonlinear time history analyses results in comparison with nonlinear static analyses results, 6-storey frame with damper

شکل ۲۰. نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی و مقایسه‌ی آن با مقادیر تحلیل استاتیکی غیر خطی، ساختمان نه طبقه با میراگر

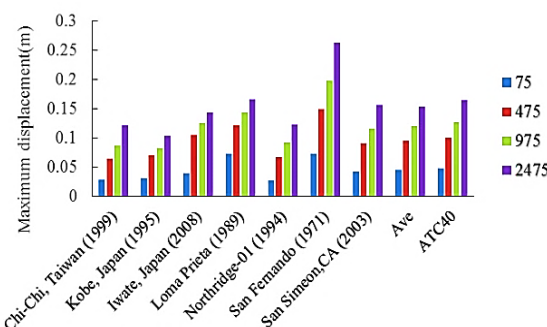


Fig. 20. Nonlinear time history analyses results in comparison with nonlinear static analyses results, 9-storey frame with damper

نتایج این مقایسه نشان می‌دهد، برای ساختمان سه طبقه، نسبت جابه‌جایی نقاط عملکردی به جابه‌جایی میانگین تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی، در سطوح خطر ۷۵ سال، ۴۷۵ سال، ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال به ترتیب برابر با ۰/۸۷، ۰/۸۷، ۰/۸۹ و ۰/۸۴، برای ساختمان شش طبقه، نسبت جابه‌جایی نقاط عملکردی به جابه‌جایی میانگین تحلیل‌های

- [1] Soong TT, Dargush GF. 1997 Passive energy dissipation systems in structural engineering. Wiley.
- [2] Garivani S, Aghakouchak AA, Shahbeyk S. 2016 Numerical and experimental study of comb-teeth metallic yielding dampers. International Journal of Steel Structures, 16(1), 177-96.
- [3] Rosta AM, Zahrai SM. 2017 Cyclic testing of innovative two-level control system: Knee brace & vertical link in series in chevron braced steel frames. Structural Engineering and Mechanics, 64(3), 301-10.
- [4] Cheraghi A, Zahrai SM. 2016 Innovative multi-level control with concentric pipes along brace to reduce seismic response of steel frames. Journal of Constructional Steel Research. 127, 120-135.
- [5] Zahrai SM, Cheraghi A. 2017 Reducing seismic vibrations of typical steel buildings using new multi-level yielding pipe damper. International Journal of Steel Structures. 17(3), 983-98.
- [6] Hosseini Hashemi B, Moaddab E. 2017 Experimental study of a hybrid structural damper for multi-seismic levels. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 1-3.
- [7] Ramirez, O.M., Constantinou, M.C., Kircher, C.A., Whittaker, A.S., Johnson, M.W., Gomez, J.D. and Chrysostomou, C.Z., 2000. Development and evaluation of simplified procedures for the analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems (Doctoral dissertation, State University of New York at Buffalo).
- [8] National Earthquake Hazards Reduction Program (US), Building Seismic Safety Council (US) and United States. Federal Emergency Management Agency, 2001. NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Building Seismic Safety Council.
- [9] Pavlou, E.A. and Constantinou, M.C. 2004 Response of elastic and inelastic structures with damping systems to near-field and soft-soil ground motions Engineering Structures, 26(9), 1217-1230.
- [10] Lin, Y.Y., Tsai, M.H., Hwang, J.S. and Chang, K.C. 2003 Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems, Engineering Structures, 25(1), 25-37.
- [11] Sahoo, D.R. and Chao, S.H. 2010 Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames, Engineering Structures, 32(9), 2950-2958.
- [12] Garivani M.S. 2015 Experimental and numerical study of metallic yielding damper with appropriate characteristics for application in simple steel frames, Phd thesis, Civil and Environmental Engineering Faculty, University of Tarbiat Modares, Tehran, Iran (In Persian)
- [13] ASCE/SEI 2013 Seismic Rehabilitation Standards Committee Seismic rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13), American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [14] Gholipour, Y., Bozorgnia, Y., Rahnema, M., Berberian, M. and Shojataheri, J 2008 Probabilistic Seismic Hazard Analysis Phase I-Greater Tehran Regions. Final report, Faculty of Engineering, University of Tehran, Tehran, 2008.
- [15] ASCE 2010 Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE 7, Reston, VA.

Table 7. Control of performance displacement levels for 9-storey frame

۷- نتیجه گیری

- ۱- مقایسه‌ی نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی و استاتیکی غیر خطی نشان داده است که روش پیشنهاد شده در برآورده کردن معیارهای جابه‌جایی موفق بوده است.
- ۲- برای کنترل منحنی رفتار حاصل از بارگذاری استاتیکی غیر خطی بار افزون، پارامتر سختی سیستم مهاربند-میراگر تعیین‌کننده‌تر خواهد بود، زیرا مقدار جابه‌جایی تسلیم را نمی‌توان بیشتر از یک حد معلوم، بالا برد.
- ۳- در سازه‌های یک درجه‌ی آزاد مجهز به میراگر، هرگاه جابه‌جایی تسلیم منحنی دو خطی ظرفیت سازه‌ی بدون میراگر مقداری کم باشد، نمی‌توان میراگری را طراحی نمود تا تمام معیارهای عملکردی را ارضا کند.
- ۴- در سازه‌های یک درجه‌ی آزاد، از ۴۸ معیار عملکردی، ۴۲ معیار برآورده شده‌اند. این میزان برآورده شدن نتایج، خطایی برابر با ۱۲٪ را نشان می‌دهد. این مقدار خطا، در سطوح خطر ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال دیده شده است. همین‌طور تمامی معیارهای عملکردی در سطوح خطر ۷۵ سال و ۴۷۵ سال برآورده شده‌اند.
- ۵- در سازه‌های چند درجه آزاد با افزایش سطح خطر انتخاب شده، اختلاف نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی و استاتیکی غیرخطی بیشتر می‌شود.
- ۶- نتایج این مقایسه نشان می‌دهد، برای ساختمان سه طبقه، نسبت جابه‌جایی نقاط عملکردی به جابه‌جایی میانگین تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی، در سطوح خطر ۷۵ سال، ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال به ترتیب برابر با ۰/۸۹، ۰/۸۷ و ۰/۸۴، برای ساختمان شش طبقه، نسبت جابه‌جایی نقاط عملکردی به جابه‌جایی میانگین تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، در سطوح خطر ۷۵ سال، ۴۷۵ سال و ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال به ۶ ترتیب برابر با ۰/۹۷، ۰/۹۷ و ۰/۹۶ و برای ساختمان نه طبقه، نسبت جابه‌جایی نقاط عملکردی به جابه‌جایی میانگین تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی، در سطوح خطر ۷۵ سال، ۴۷۵ سال، ۹۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال به ترتیب برابر با ۰/۹۶، ۰/۹۵، ۰/۹۶ و ۰/۹۴ است.

۸- مراجع

- [16] Chopra Anil K. 2012 Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering, fourth edition, Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, 270-305.
- [17] Tsai K.C., Chen H.W., Hong C.P., Su Y.F. 1993 Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction, Earthquake Spectra, 9(3), 505-28.
- [18] ATC A. 40, 1996 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City.
- [19] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER Strong Motion Database. Available from: <http://ngawest2.berkeley.edu/>. [Accessed on September 2015].
- [20] Standard No. 2800. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 4th Edition 2015 (In Persian).
- [21] Iranian National Building Codes Compilation Office ,Iranian National Building Code, Part 10: steel structure design 2014 Ministry of Housing and Urban Development (MHUD) (In Persian).
- [22] Ahmadi M.H, 2016 Development of design method for structures equipped with a combination of yielding metallic dampers based on performance objectives", MSc thesis, Civil and Environmental Engineering Faculty, University of Tarbiat Modares, Tehran, Iran (In Persian).

Development of design method for structures equipped with a combination of yielding metallic dampers based on performance objectives

Mohammadhasan Ahmadi¹Ali Akbar aghakouchak^{2*}

1- M.Sc. of Earthquake Engineering, Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

2- Prof., Structure Eng. Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

*A_gha@modares.ac.ir

Abstract:

One of the effective ways to mitigate earthquake damage in structures is passive control of structures. Yielding metallic dampers are economic passive control devices, which are easy to fabricate and install on the structure.

In this paper, the aim is to develop a design procedure for steel structures equipped with a combination of yielding metallic dampers so that, dampers will experience specific nonlinear behavior when subjected to various seismic hazard levels. For this purpose, the first step is to have the seismic hazard spectra with different return periods for the intended site of construction. In this research, this step has been taken by using the Tehran probabilistic analysis hazard project data and then plotting uniform hazard spectra with 75-year, 475-year, 975-year and 2475-year return periods.

In the next step, behaviors of structures equipped with yielding metallic dampers have been investigated in the form of one-storey one-span, one-storey two-span and multi storey multi span frames. Required equations for behavior of these structures under monotonic loading is developed to begin the design process, the performance criteria for the structure and the damper is proposed. By using the derived equations, design of one storey, one span frame, as single degree of freedom structures based on performance criteria has been carried out. These single degree of freedom structures have different periods and strength reduction factors. After designing the single degree of freedom structures, nonlinear static analysis results have been compared with result of nonlinear time history analysis. For this purpose, 7 earthquake records have been chosen and scaled based on Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings and used for dynamic analysis. Results have shown that all performance criteria of 75-year and 475-year hazard levels have been satisfied but for 975-year and 2475-year hazard levels, six cases have satisfied the desired criteria with 12 percent error.

Performance criteria for dampers used in multi degree freedom structures have also been proposed and a method for designing these systems based on the concept of uniform drift in all stories have been presented. Three, 3-storey, 6-storey and 9-storey buildings equipped with dampers have been designed based on proposed method. Time history analysis have been carried out for each return period to check if the desired performance have been achieved. For these analyses, 7 earthquake records were chosen and scaled based on Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Comparison of performance point displacement levels and the displacements obtained from 28 nonlinear analyses, has shown up to 13 percent error. Meanwhile, the displacement levels of each set of dampers for 75-year, 475-year, 975-year and 2475-year return periods, confirmed efficiency of proposed design method and all dampers met the mentioned performance criteria. The results also showed that when hazard level increased, the difference between the results of nonlinear time history analyses and static nonlinear analyses have also increased.

Keywords: Performance Based Design, Uniform Hazard Spectrum, Yielding Metallic Damper, Nonlinear Static Analysis, Nonlinear Time-history Analysis