

مقاوم‌سازی بهینه‌ی قاب خمشی فولادی با استفاده از روش توزیع یکنواخت تغییرشکل‌ها

رضا کریمی‌محمدی* (دانشیار)

مریم‌السادات میرجلالی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۳)
دوره‌ی ۲-۳، شماره‌ی ۳، ص. ۵۰-۳۳

به‌کارگیری میراگرهای فلزی به‌عنوان یک سیستم مستهلک‌کننده‌ی انرژی، روشی قابل قبول برای کنترل خرابی سازه‌ها و بهبود عملکرد لرزه‌یی آنهاست. در این نوشتار، با بهره‌گیری از روش توزیع یکنواخت تغییرشکل‌ها، الگوی بهینه‌ی توزیع میراگرها جهت کاهش پاسخ لرزه‌یی قاب فولادی چند درجه‌ی آزادی ارائه شده است. به نحوی که پیکره‌بندی نهایی میراگرها در قاب، در حالی که معیارهای عملکردی را تأمین می‌کند، کمینه‌ی وزن لازم را نیز داشته باشد. در این مطالعه نشان داده شده است که عملکرد لرزه‌یی چنین سازه‌یی بهینه بوده است و در آن از بیشینه‌ی ظرفیت سازه استفاده می‌شود. در این پژوهش روش بهینه‌سازی ذکرشده، به منظور بهسازی بهینه در سیستم‌های قاب خمشی با رفتار غیرارتجاعی و دارای ضعف اولیه در طراحی استفاده شده است و در نهایت، پیکره‌بندی بهینه‌ی میراگرها در ارتفاع ساختمان مشخص شده است.

واژگان کلیدی: میراگر فلزی، پیکره‌بندی بهینه‌ی میراگرها، بهینه‌سازی، مقاوم‌سازی، طراحی عملکردی، روش تغییرشکل‌های یکنواخت.

rkaramim@gmail.com
maryam.mirjalaly@yahoo.com

۱. مقدمه

یک طراحی بهینه، هزینه‌ی ساخت یکی از عوامل مؤثر است. بدین ترتیب سیستم سازه‌یی با طراحی بهینه، سیستمی است که بهترین عملکرد را داشته باشد؛ به نحوی که اعضای آن به گونه‌یی انتخاب شوند که تحت شرایط مختلف بارگذاری، نیاز طراحی به گونه‌یی توزیع شود که از بیشینه‌ی ظرفیت (تنش‌ها، تغییرشکل‌ها و...) استفاده شود.

در مطالعات صورت گرفته در پژوهشی، روشی برای طراحی لرزه‌یی قاب‌های فولادی معرفی شده است، که در آن با محدودکردن جابجایی نسبی طبقات، سطوح عملکرد موردنظر سازه تأمین می‌شود.^[۱] در پژوهش دیگری نیز توزیع بهینه‌ی سختی برشی و سختی خمشی قاب‌های فولادی یادبندی شده در محدوده‌ی رفتار ارتجاعی بررسی شده است.^[۲] در این مطالعات رفتار قاب یادبندی شده به یک تیر تیموشنکو با سختی برشی و خمشی معادل، تشبیه و با فرض توزیع مثلی برای نیروی زلزله، مسئله به صورت تحلیلی حل شده است. همچنین در تحقیقات صورت‌گرفته‌ی دیگری، با حل معادله‌ی حرکت ارتعاشی یک سیستم ارتجاعی در برابر تحریکات لرزه‌یی، توزیع سختی خمشی و سختی برشی در سازه به نحوی تعیین شده است که توزیع جابجایی برشی و جابجایی خمشی در طبقات مختلف به صورت یکنواخت در آید.^[۳] یکی دیگر از روش‌های بهینه‌سازی، که بر روی مدل‌های برشی انجام شده است، روش تغییرشکل‌های یکنواخت است.^[۴] آنها روش تغییرشکل یکنواخت را با هدف تعیین نحوه‌ی توزیع بهینه‌ی سختی در قاب‌های تجهیزشده به میراگرهای غیرفعال (مهاربندهای کمانش تاب^۱) با استفاده از یک مدل برشی با موفقیت به کار بردند

روش‌های طراحی لرزه‌یی براساس کنترل جابجایی سازه، یکی از شاخه‌های روش‌های طراحی عملکردی به حساب می‌آیند، که در آن جابجایی بیشینه‌ی نقاط مختلفی از سازه به‌عنوان پارامتر طراحی منظور می‌شوند. در این روش، ابتدا ترازهای مختلفی برای عملکرد لرزه‌یی سازه‌ها معرفی می‌شود و سپس برای حفظ وضعیت سازه در هر یک از این ترازها، مقادیر مجازی برای بیشینه‌ی مقدار پارامترهای رفتاری سازه معرفی می‌شود و بنابراین کافی است تا طراحی لرزه‌یی به نحوی انجام شود که تحت زلزله‌ی مبنای طراحی، تغییرشکل‌ها از مقادیر مجاز خود تجاوز نکنند.^[۱] برای رسیدن به این هدف از ابزارها و شیوه‌های مختلفی استفاده می‌شود، که سیستم‌های جاذب انرژی نمونه‌هایی از آنهاست. این سیستم‌ها به منظور بهبود عملکرد سازه و همچنین کنترل خرابی سازه در زلزله به‌کار برده می‌شوند. یکی از سیستم‌های مستهلک‌کننده‌ی انرژی، که در شاخه‌ی کنترل غیرفعال سازه قرار می‌گیرد، میراگرهای فلزی هستند. این سیستم کنترل غیرفعال جهت تأمین انعطاف‌پذیری سازه با اصلاح سختی، مقاومت، و میرایی سازه به‌صورت هم‌زمان با هدف تأمین الزامات طراحی براساس عملکرد مورد استفاده قرار می‌گیرد.^[۲] ظرفیت استهلاک انرژی توسط میراگر، تعداد، و خصوصیات دقیق آنها در سازه بر قابلیت کاهش پاسخ و دستیابی به اهداف طراحی بهینه تأثیر قابل توجهی دارند. بنابراین نصب هوشمندانه و بهینه‌ی آنها نقش بسیار مهمی در بهبود عملکرد سازه ایفا می‌کند. از طرفی در

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۵/۲، اصلاحیه ۱۳۹۱/۱۱/۴، پذیرش ۱۳۹۱/۱۲/۲۱

و نشان دادند که با انتقال عناصر مقاوم سازه‌ی از بخش‌های قوی‌تر به بخش‌های ضعیف‌تر سازه، می‌توان عملکرد لرزه‌ی سازه را بهبود بخشید. پژوهشگران دیگری نیز با بررسی تأثیر نحوه‌ی توزیع عوامل مقاوم در سازه بر عملکرد لرزه‌ی آن و اعمال اصلاحاتی در روش ارائه‌شده در پژوهشی در سال ۲۰۰۴^[۶] با هدف رفع نوسان در روند همگرایی، مبنای روش جدیدی در سرعت بخشیدن به فرآیند بهینه‌سازی را مطرح کردند.^[۷]

همچنین در پژوهشی با به‌کارگیری میراگر فلزی ADAS در قاب‌های ساختمانی، پاسخ لرزه‌ی آنها را کاهش دادند.^[۸] آنها نشان دادند که کارگیری میراگرهای فلزی با ابعاد یکسان در تمامی طبقات منجر به توزیع یکنواخت انعطاف‌پذیری و در نتیجه طراحی بهینه نمی‌شود. آنها با ارائه‌ی روشی با مفهوم توزیع یکنواخت تغییرشکل، پاسخ لرزه‌ی قاب‌های ساختمانی با عضوهای مهاربندی و سیستم‌های میراگر ADAS را بهینه ساختند.

در پژوهش دیگری نیز روشی برای بهسازی لرزه‌ی سازه‌های قابی موجود با افزودن سیستم‌های جذب انرژی هیستریتیک (EDDS) ارائه شده است.^[۹] این فرآیند براساس انرژی متعادل است و هدف آن، تعیین مقاومت جانبی، سختی جانبی و ظرفیت جذب انرژی موردنیاز هر میراگر در هر طبقه، به منظور دست‌یابی به سطح عملکرد هدف برای سطح خطر زلزله‌ی موردنظر است.

پژوهشگران دیگری هم یک روش عملی برای طراحی عملکردی ساختمان‌های بتن مسلح تحت تحریک‌های لرزه‌ی ارائه کرده‌اند. در این مطالعه نشان داده شده است که طراحی‌های کارا با انتقال مصالح از بخش‌های قوی‌تر به بخش‌های ضعیف‌تر سازه، تا زمانی که معیارهای تغییرشکل یکنواخت تأمین شود، حاصل می‌شود.^[۱۰]

۲. بهینه‌سازی به روش تغییرشکل‌های یکنواخت

۱.۲. کلیات

روش تغییرشکل‌های یکنواخت، روشی تکراری است که به منظور بهینه‌سازی رفتار لرزه‌ی مورد استفاده قرار گرفته است؛ که با کمک یک رابطه‌ی همگرایی ساده، سختی و مقاومت کلی طبقات، به شیوه‌ی اصلاح می‌شود که در هنگام زلزله، پارامتر نیاز از سطح عملکرد مطلوب تجاوز نکند و از طرفی حول مقدار مجاز آیین‌نامه‌ی مربوطه یکنواخت شود. برای رسیدن به این هدف بسته به نوع سازه از ابزار و شیوه‌های مختلفی استفاده می‌شود که عبارت‌اند از: تغییر سطح مقطع تیرها و ستون‌ها، افزودن المان‌های باربر جانبی مانند مهاربندهای قطری فولادی و یا دیوارهای برشی بتن مسلح، نصب سیستم‌های جاذب انرژی و ...

در این پژوهش به منظور بهبود عملکرد و کنترل خرابی‌های قاب‌های خمشی فولادی در زلزله‌های قوی، از میراگرهای فلزی بر مبنای عملکرد هیستریتیک آنها استفاده شده است که خصوصیات پارامتری بهینه‌ی آنها طی یک فرآیند تکراری با استفاده از روش تغییرشکل‌های یکنواخت تعیین می‌شود.

۲.۲. فرآیند طراحی لرزه‌ی عملکردی به روش تغییرشکل‌های

یکنواخت

این روش دارای این گام‌های اصلی است:^[۶]

۱. الگوی توزیع دلخواه برای پارامترهای رفتاری سازه در نظر گرفته می‌شود، سپس سازه براساس آن طراحی می‌شود. پارامترهای رفتاری شامل سختی و مقاومت طبقات در سازه‌های برشی، سطح مقطع اعضای خرابایی در سازه‌های خرابایی

و یا هر عامل دیگر که بسته به نوع سازه، کنترل‌کننده‌ی رفتار آن است؛ به‌عنوان متغیرهای بهینه‌یابی انتخاب می‌شود.

۲. سازه‌ی طراحی‌شده در مرحله‌ی قبل، تحت بارهای طراحی، که می‌تواند استاتیکی و یا دینامیکی باشد، تحلیل می‌شود و با استفاده از یک حلقه‌ی تکرار در هر مرحله، پارامترهای رفتاری سازه به گونه‌ی مقیاس می‌شود که با حفظ الگوی توزیع آنها، شرایط و قیدهای طراحی سازه را تأمین کند. در ادامه، ضریب تغییرات (COV)^۲ برای اجزای سازه‌ی به‌دست می‌آید. چنانچه این ضریب به اندازه‌ی کافی کوچک باشد، توزیع اجزای مقاوم در سازه‌ی موجود عملاً یکنواخت فرض می‌شود و عملیات بهینه‌سازی به پایان می‌رسد، در غیر این صورت عملیات بهینه‌سازی ادامه می‌یابد.

۳. در این مرحله بازتوزیع عناصر مقاوم سازه‌ی براساس تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت اصلاح می‌شود و مصالح به‌صورت تدریجی از نواحی که از بیشینه‌ی ظرفیت آنها استفاده نشده است، به نواحی بحرانی تر انتقال می‌یابند. بدین منظور ابتدا تمام بخش‌هایی که پارامترهای خرابی نیاز آنها از حد پارامترهای خرابی هدف کم‌تر (یا بیشتر) است، مشخص و مقاومت آنها به‌صورت همزمان کاهش (یا افزایش) داده می‌شود. جهت دستیابی به همگرایی مناسب به جواب بهینه لازم است که تغییرات به‌صورت تدریجی اعمال شود.^[۱۱] به منظور اصلاح پارامترهای رفتاری سازه در این مرحله از رابطه‌ی ۱ استفاده می‌شود:^[۱۲]

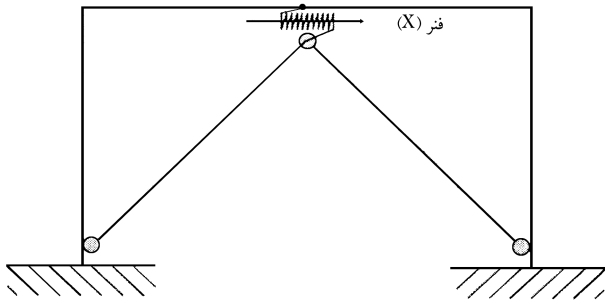
$$[P_i]_{n+1} = [P_i]_n (sc_i)^\alpha; \quad sc_i = \frac{dm_i}{dmt_i} \quad (1)$$

در این رابطه، P_i پارامتر رفتاری عضو i ؛ sc_i ضریب همگرایی عضو i ؛ dm_i پارامتر خرابی نیاز عضو i ؛ dmt_i پارامتر خرابی هدف عضو i ؛ n معرف شماره‌ی گام است؛ α توان همگرایی است که ضریبی بین ۰ تا ۱ است. این تذکر لازم است که انتخاب توان همگرایی تأثیر زیادی در دست‌یابی به جواب بهینه خواهد داشت. با استفاده از رابطه‌ی مذکور، الگوی جدید توزیع عوامل مقاوم در سازه حاصل می‌شود و عملیات بهینه‌سازی مجدداً تکرار می‌شود تا جواب بهینه به‌دست آید. این روند تا جایی ادامه می‌یابد که COV پارامتر خرابی نیاز به اندازه‌ی کافی کوچک شود تا یک توزیع یکنواخت حاصل شود.

۳. مدل سازی و فرضیات

۱.۳. مشخصات هندسی سازه‌ها

سازه‌های مورد استفاده در این مطالعه عبارت‌اند از: قاب ۵ طبقه‌ی فولادی با ۵ دهانه، قاب ۹ طبقه‌ی فولادی با ۴ دهانه و قاب ۵ طبقه‌ی نامنظم که به‌صورت دو بعدی و روی خاک نوع II و با فرض احداث سازه در منطقه‌ی با خطر نسبی خیلی زیاد مطابق استاندارد ASCE 7-10 طراحی شده‌اند.^[۱۳] فولاد مصرفی از نوع St-۳۷ با تنش تسلیم kg/cm^2 ۲۴۰۰ در نظر گرفته شده است. هندسه‌ی کلی سه قاب و نحوه‌ی جای‌گیری میراگرها در شکل ۱ نشان داده شده است. در این قاب‌ها ارتفاع طبقات ۳ متر و طول هر دهانه ۵ متر لحاظ شده است. قاب‌های ۵ طبقه‌ی منظم و نامنظم دارای ۵ دهانه و قاب ۹ طبقه دارای ۴ دهانه بوده است، که در دو دهانه‌ی میانی در کل ارتفاع قاب‌ها، جهت انجام بهسازی و اضافه‌کردن میراگرها، مهاربند اضافه شده و تکیه‌گاه‌ها همه گیردار هستند. در تیرها از پروفیل IPE و در ستون‌ها از پروفیل HE-B استفاده شده است. همچنین کلیه اتصالات تیر به ستون، مطابق عرف قاب‌های خمشی، از نوع صلب است.



شکل ۲. نحوه مدل‌سازی میراگر فلزی در مدل سازه.

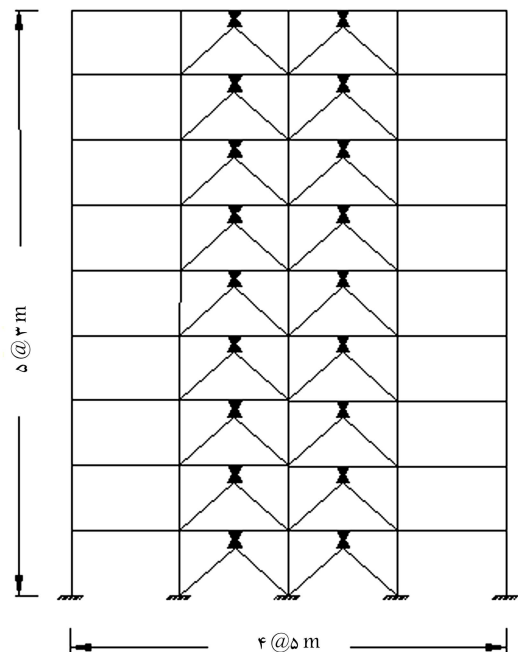
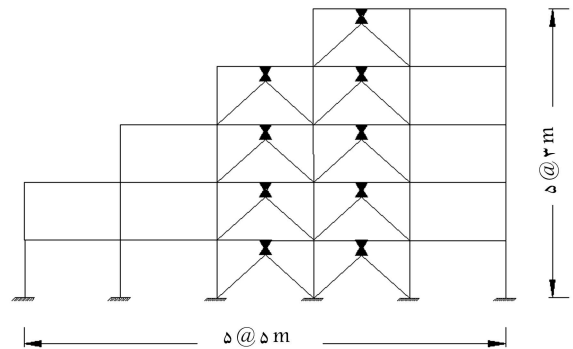
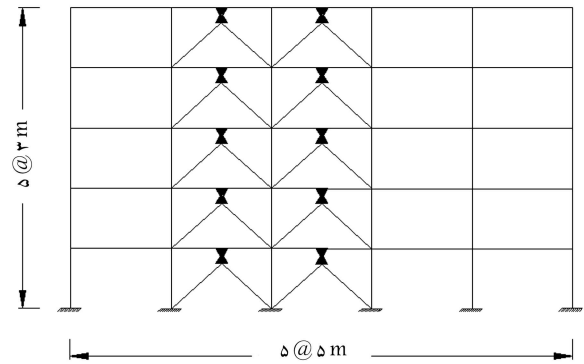
Uniaxial Material، که قابلیت مدل‌سازی رفتار فولاد به صورت سه‌خطی در کشش و فشار را دارد، استفاده شده است و شیب ناحیه‌ی سخت‌شوندگی فولاد در کشش، ۲٪ شیب ناحیه‌ی کشسان لحاظ شده است. جهت مدل‌سازی میراگر فلزی نیز از یک فنر غیرخطی با طول صفر، با مدل رفتاری کشسان‌خمیری کامل، که به یک مهاربند شورون متصل می‌شود، استفاده شده است. مطابق شکل ۲، این فنر غیرخطی، حرکت در جهت X را بین دو نقطه‌ی بالای مهاربند شورون و وسط تیر مقید می‌سازد. پارامترهای مدل فنر مذکور برای میراگر فلزی در طول فرآیند بهینه‌سازی تعیین می‌شود، همچنین به منظور مدل‌سازی المان‌های مهاربند، از المان تیر ستون خطی با مقطع مربع استفاده شده است. زیرا طبق ضوابط عملکردی سازه با میراگر، اعضای مهاربندی که جهت نصب میراگر به کار برده می‌شوند، همواره باید کشسان باقی بمانند. بدین منظور ابعاد مهاربند متناسب با نیروی موجود در میراگر در هر گام بهینه‌سازی به گونه‌ی طراحی می‌شوند که همواره به صورت خطی رفتار کنند.

در مدل‌سازی اتصالات مفصلی تیرها به المان فنر غیرخطی، المان فنر به مهاربندهای شورون و مهاربندها به پای ستون‌ها از المان‌های با طول صفر^۴ استفاده شده است و فقط درجات آزادی انتقالی مقید شده‌اند.

۴. فرآیند بهینه‌سازی

فرآیند بهینه‌سازی با روش تغییرشکل‌های یکنواخت، یک فرآیند تکراری است که جهت تغییر پارامترهای رفتاری میراگر، به گونه‌ی که سطح عملکرد مطلوب تأمین شود، مورد استفاده قرار می‌گیرد. مدل‌های مورد بررسی در این پژوهش دارای ضعف اولیه در طراحی بوده‌اند، به عبارت دیگر، سازه‌های مذکور به گونه‌ی طراحی شده‌اند که فقط قادر به تحمل بارهای ثقلی ناشی از وزن خود باشند و بدین ترتیب تحت بارگذاری لرزه‌یی، متحمل تغییرشکل‌های غیرخطی غیرمجاز شده‌اند. جهت بهسازی عملکرد لرزه‌یی قاب‌های مذکور، با ثابت نگه‌داشتن ابعاد تیرها و ستون‌ها، میراگرهای فلزی به همراه مهاربندها در دو دهانه‌ی میانی قاب‌های خمشی اضافه شده‌اند؛ که پارامترهای رفتاری آنها طی فرآیند بهینه‌سازی با بهره‌گیری از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت، به گونه‌ی که سطح عملکرد مطلوب را تأمین کنند، تعیین شده‌اند. بنابراین هدف بهینه‌سازی به این صورت تعریف می‌شود:

- اهداف بهینه‌سازی: سازه پس از مقاوم‌سازی کم‌ترین وزن مورد نیاز جهت تأمین سطح عملکردی مورد انتظار در زلزله را داشته باشد.
- قیود طراحی: بیشینه‌ی تغییرمکان‌های بین طبقه‌ی سازه از حد تغییرمکان مجاز مربوط به سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) تجاوز نکند. عناصر سازه‌یی باید براساس ضوابط آیین‌نامه‌ی ۷-۴۱-۰۷ ASCE جوابگوی بارگذاری‌های ثقلی و لرزه‌یی باشند.^[۱۵]



شکل ۱. هندسه‌ی کلی قاب‌های مورد بررسی و محل قرارگیری میراگرها.

۲.۳. نحوه مدل‌سازی در نرم‌افزار Opensees

جهت مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی تاریخیچه‌ی زمانی در این مطالعه از نرم‌افزار ۲.۲.۱ Opensees استفاده شده است. برای مدل‌سازی المان‌های ستون‌ها و تیرها از المان تیر-ستون غیرخطی^۳ با کنترل تغییرشکل استفاده شده است، که در این المان قابلیت در نظر گرفتن پلاستیسیته‌ی گسترده با توزیع خطی وجود دارد.^[۱۴] همچنین جهت مدل‌سازی مصالح فولادی از مدل رفتاری Hysteretic

• متغیرهای طراحی: خصوصیات رفتاری میراگرهای فلزی به‌عنوان متغیرمقاوم‌سازی در نظر گرفته می‌شود و هیچ‌گونه تغییری در ابعاد و اندازه‌های اعضای قاب اولیه لحاظ نمی‌شود.

در این پژوهش سختی میراگرهای فلزی در طبقات مختلف به‌عنوان متغیر بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است، در حالی‌که فرض شده است که نسبت مقاومت به سختی میراگرها نیز یکنواخت باشد که این نسبت برابر با ۰٫۵ در نظر گرفته شده است. بنابراین مقاومت تسلیم نیز متناسب با سختی و با یک ضریب ثابت تغییر می‌کند.

به این ترتیب به‌منظور بهسازی بهینه‌ی قاب‌های خمشی در برابر بارهای لرزه‌یی، این گام‌ها طی شده است:

۱. سازه‌ی قاب خمشی ضعیف به‌عنوان نقطه‌ی شروع فرآیند در نظر گرفته می‌شود. این تذکر لازم است که قاب اولیه، جابجایی بارهای ثقلی وارد بر سازه است. ولی سطح عملکرد مطلوب سازه را که در این مطالعه سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در نظر گرفته شده است، مطابق ضوابط عملکردی آیین‌نامه‌ی ASCE ۴۱-۰۷ تأمین نمی‌کند.

۲. طیف رکورد‌های زلزله‌ی انتخابی جهت انجام آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی در دوره‌ی تناوبی برابر با دوره‌ی تناوب سازه به مقدار طیفی $g/0.5$ مقیاس می‌شود تا رکورد‌های حاصله دارای انرژی کافی برای خرابی سازه‌ی اولیه باشند.

۳. قاب خمشی موردنظر در معرض تحریک لرزه‌یی رکورد مقیاس شده قرار می‌گیرد و بیشینه‌ی مقدار جابجایی نسبی طبقات Δ_i و حد مجاز جابجایی نسبی طبقات با توجه به سطح عملکرد انتخابی تعیین می‌شود. با توجه به اینکه در این پژوهش سطح عملکرد مطلوب ایمنی جانی است، حد مجاز جابجایی نسبی طبقات برابر با ۰٫۲۵ ارتفاع طبقه در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب حد مجاز تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ی برای طبقات قاب با ارتفاع ۳ متر، ۷٫۵ سانتی‌متر تعیین شد. در هر مرحله، ضریب تغییرات بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقات (COV) نیز محاسبه می‌شود.

۴. در این گام میراگرهای فلزی جهت بهبود عملکرد لرزه‌یی سازه، به طبقاتی که بیشینه‌ی تغییرمکان بین طبقه‌یی آنها از حد آیین‌نامه تجاوز کرده‌اند، افزوده می‌شود. با توجه به آنکه معمولاً میراگرهای فلزی بر روی مهاربندهای شورون نصب می‌شوند، لازم است که مهاربندها نیز طراحی شوند. در این مطالعه فرض شده است که مهاربندهای مذکور همواره کشسان باقی بمانند، تا انرژی تلف شده در سازه فقط حاصل از رفتار غیرخطی میراگرهای فلزی باشد. جهت دست‌یابی به این امر، مهاربندها با توجه به نیروهای موجود در آنها در هر گام بهینه‌سازی طراحی می‌شوند. بررسی‌ها نشان داده‌اند که به منظور ایجاد همگرایی مناسب لازم است تغییرات اعمال شده در سازه به‌صورت تدریجی باشند. در این راستا برای اصلاح سختی میراگرها در هر گام از رابطه‌ی ۲ استفاده می‌شود:^[۱۲]

$$[k_i]_{n+1} = [k_i]_n \left[\frac{(\Delta_i)_{\max}}{\Delta_{all}} \right]^\alpha \quad (2)$$

که در آن k_i ، معرف سختی میراگر در طبقه‌ی i ؛ $(\Delta_i)_{\max}$ بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقه‌ی i ؛ Δ_{all} حد مجاز تغییرمکان نسبی بین طبقه‌یی؛ n معرف تعداد گام‌های طی شده و α توان همگرایی است، که با توجه به نوع سازه، ارتفاع طبقات، نوع بارگذاری و... تعیین می‌شود.

۵. با استفاده از میراگرهای اصلاح شده، عملیات بهینه‌سازی از گام ۳ مجدداً تکرار می‌شود. عملیات بهینه‌سازی تا جایی تکرار می‌شود که قیود بهینه‌سازی در تمام

طبقات تأمین شوند، در غیر این صورت تا حصول شرایط مطلوب، عملیات تکرار می‌شود.

۶. پس از پایان فرآیند بهینه‌سازی، تنش‌های اجزای سازه‌یی اعم از تیرها و ستون‌ها، مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ی ASCE ۴۱-۰۷ برای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی کنترل می‌شوند.

۵. نتایج بهینه‌سازی

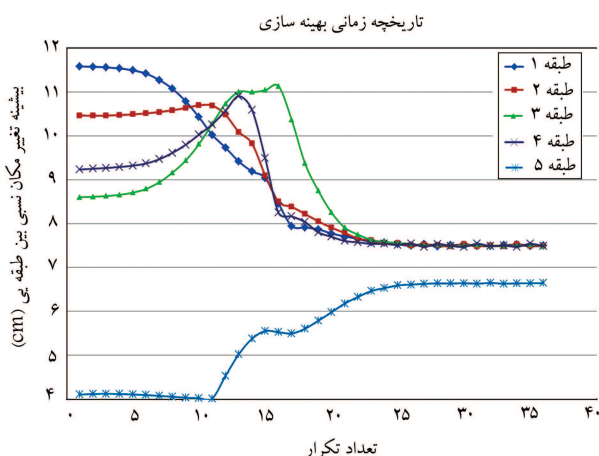
به منظور نشان دادن کارایی مناسب این روش، عملیات بهینه‌یابی بر روی سه قاب خمشی ۵ طبقه‌ی منظم و نامنظم و ۹ طبقه‌ی منظم تحت ۴ رکورد زلزله‌ی El Centro، Northridge، Palm Spring، Morgan Hill که از بین زلزله‌های معروف جهان که تاکنون به‌وقوع پیوسته‌اند، انتخاب شده‌اند و همه مربوط به خاک نوع II هستند، انجام گرفته است؛ که برای رعایت اختصار نتایج دو حالت از آنها در اینجا ارائه شده است.

۱.۵. نتایج بهینه‌سازی قاب خمشی ۵ طبقه‌ی منظم و نامنظم

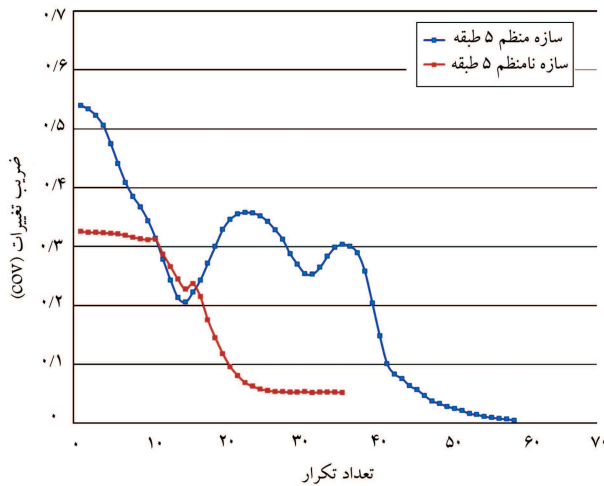
فولادی تحت رکورد Palm Spring

سازه‌های قاب خمشی ۵ طبقه‌ی منظم و نامنظم دارای ضعف اولیه در طراحی و دوره‌ی تناوبی به ترتیب برابر با ۱٫۵۲ و ۱٫۵۴ ثانیه هستند، که طی فرآیند مقاوم‌سازی به ترتیب به ۰٫۶۵۱۶ و ۰٫۳۹۳۳ ثانیه تقلیل یافته‌اند. مطالعات اولیه بر روی این قاب‌ها نشان داده است که چنانچه توان همگرایی قاب منظم ضریبی بین ۱ تا ۱٫۵ و قاب نامنظم ضریبی بین ۰٫۴ تا ۰٫۸ انتخاب شود، فرآیند بهینه‌سازی دارای سرعت همگرایی مناسب و کم‌ترین میزان نوسانات است. در این پژوهش ضریب همگرایی قاب‌های منظم و نامنظم به ترتیب برابر با ۱ و ۰٫۵ فرض شده‌اند. تعداد گام‌های طی شده جهت حصول همگرایی در قاب‌های منظم و نامنظم، به ترتیب برابر با ۳۶ و ۵۹ تکرار است. نتایج روند تغییرات تغییرمکان بین طبقه‌یی در شکل‌های ۳ و ۴ ارائه شده‌اند. همچنین پیکره‌بندی میراگرها نیز مطابق شکل ۵ است.

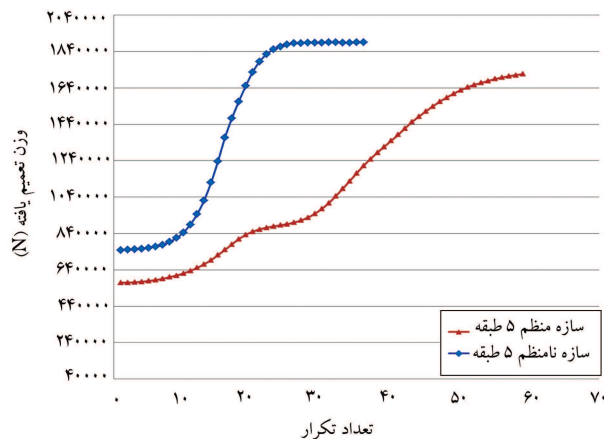
همچنین در طی فرآیند بهینه‌سازی، ضریب تغییرات بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقات در قاب منظم از ۰٫۳۳ به ۰٫۵۱۷ و در قاب نامنظم از ۰٫۵۴ به ۰٫۴۵۹۹



شکل ۳. روند تغییرات بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی بین طبقه‌یی قاب ۵ طبقه‌ی منظم مجهز به میراگر تحت زلزله‌ی Palm Spring.



شکل ۶. روند کاهش ضریب تغییرات بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی بین طبقاتی قاب ۵ طبقه‌ی منظم و نامنظم مجهز به میراگر تحت زلزله‌ی Palm Spring.



شکل ۷. روند تغییرات وزن تعمیم‌یافته‌ی قاب ۵ طبقه‌ی منظم و نامنظم مجهز به میراگر تحت زلزله‌ی Palm Spring در گام‌های مختلف.

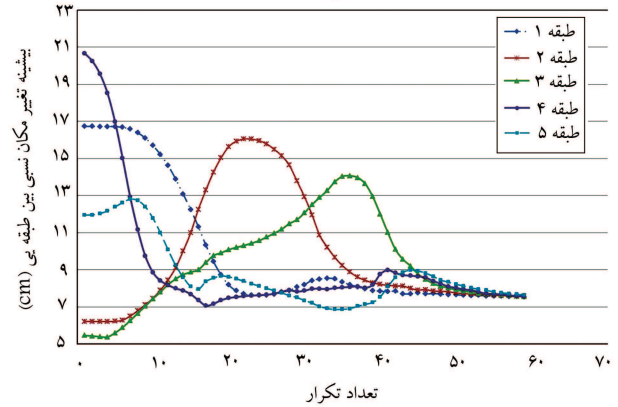
اولیه بر روی این قاب نشان داد که چنانچه توان همگرایی، ضریبی بین ۰/۸ تا ۱/۲ انتخاب شود، فرآیند بهینه‌سازی دارای سرعت همگرایی مناسب و کم‌ترین میزان نوسانات است، که در این مطالعه برابر با ۰/۸ فرض شده است. نتایج روند تغییرات جابجایی بین طبقه‌ی طبق شکل ۸ و پیکره‌بندی میراگرها نیز طبق شکل ۹ ارائه شده است.

ضریب تغییرات بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقات نیز از ۰/۳۴۲ به ۰/۵۲۴ تقلیل یافته است، که حاکی از همگرایی نسبتاً زیاد تغییرشکل نسبی تمام طبقات به حد مجاز مفروض است. روند تغییرات ضریب مذکور در شکل ۱۰ ارائه شده است. شکل ۱۱، نیز نشان‌گر روند تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف است که وجود نوسانات اندک در انتهای عملیات بهینه‌سازی در آن مشهود است. این تذکر لازم است که این نوسانات عمدتاً ناشی از افزایش متغیرهای بهینه‌سازی است.

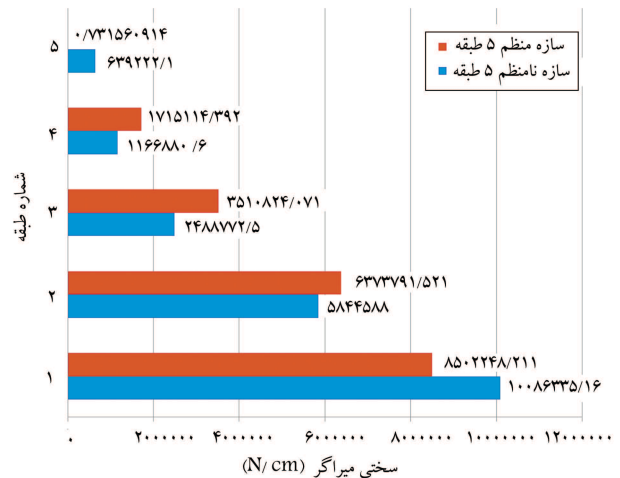
۶. بررسی نتایج

نتایج کلی حاصله از بهینه‌سازی به روش تغییرشکل‌های یکنواخت، بر روی تمامی سازه‌ها تحت ۴ رکورد مذکور به این شرح است.

تاریخچه زمانی بهینه سازی



شکل ۴. روند تغییرات بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی بین طبقاتی قاب ۵ طبقه‌ی نامنظم مجهز به میراگر تحت زلزله‌ی Palm Spring.



شکل ۵. پیکره‌بندی بهینه‌ی سختی میراگرها برای قاب ۵ طبقه‌ی منظم و نامنظم تحت زلزله‌ی Palm Spring.

تقلیل یافته است، که حاکی از یکنواختی کامل تغییرمکان نسبی تمام طبقات به حد مجاز مفروض است. روند تغییرات ضریب مذکور در شکل ۶ ارائه شده است.

شکل ۷، نیز بیان‌گر روند تغییرات وزن سازه در گام‌های مختلف است که طبق آن سازه‌های مقاوم‌سازی‌شده‌ی بهینه دارای وزنی برابر با ۱۸۸ و ۱۷۱/۶۵ تن به ترتیب در قاب‌های منظم و نامنظم‌اند.

این تذکر لازم است که در این مطالعه منظور از وزن، وزن تعمیم‌یافته^۵ است که طبق رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

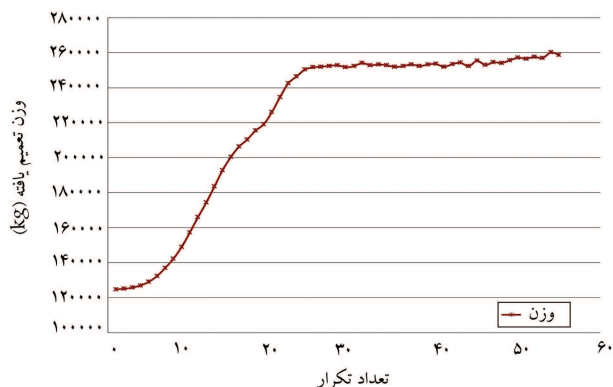
$$W = W_s + W_b + P_y; \quad P_y = k \times \Delta_y \quad (3)$$

که در آن، W_s وزن المان‌های سازه‌ی؛ W_b وزن مهاربندها؛ P_y مجموع مقاومت میراگرها که از ضرب سختی در تغییرمکان تسلیم آن‌ها حاصل می‌شود، هستند.

۲.۵. نتایج بهینه‌سازی قاب خمشی ۹ طبقه‌ی منظم فولادی تحت

رکورد Northridge

سازه‌ی قاب خمشی ۹ طبقه‌ی منظم ضعیف اولیه دارای دوره‌ی تناوبی برابر با ۲/۱ ثانیه است که طی فرآیند مقاوم‌سازی به ۱/۵ ثانیه تقلیل یافته است. مطالعات



شکل ۱۱. روند تغییرات وزن تعمیم‌یافته‌ی قاب ۹ طبقه‌ی منظم مجهز به میراگر تحت زلزله‌ی Northridge.

جدول ۱. مقایسه‌ی ضریب تغییرات تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ی برای قاب‌های فولادی ۵ و ۹ طبقه در حالت بهینه.

ضریب تغییرات (COV)				
تعداد	Palm Spring	Morgan Hill	El Centro	Northridge
۵	۰٫۰۱۵۹	۰٫۰۵۱۶۹	۰٫۰۴۵E-۰۵	۰٫۰۹۶۵
۹	۰٫۰۵۲۳۹	۰٫۰۹۴۳۱	۰٫۰۳۵۷۴۱۱	۰٫۰۹۷۱

جدول ۲. تابع هدف برای قاب‌های فولادی ۵ و ۹ طبقه در حالت بهینه.

تابع هدف (N)				
تعداد	Palm Spring	Morgan Hill	El Centro	Northridge
۵	۶۷۰۶۹۹٫۷	۱۱۴۰۵۴۸٫۱	۱۶۳۴۱۸۳٫۵	۵۸۶۹۸۳٫۵
۹	۱۳۴۰۴۶۵٫۳	۱۸۱۵۱۲۳٫۳	۲۱۰۸۴۳۳٫۳	۱۶۵۲۵۷۱

جدول ۳. مقایسه‌ی تعداد تکرارهای مورد نیاز جهت حصول همگرایی، برای قاب‌های فولادی ۵ و ۹ طبقه.

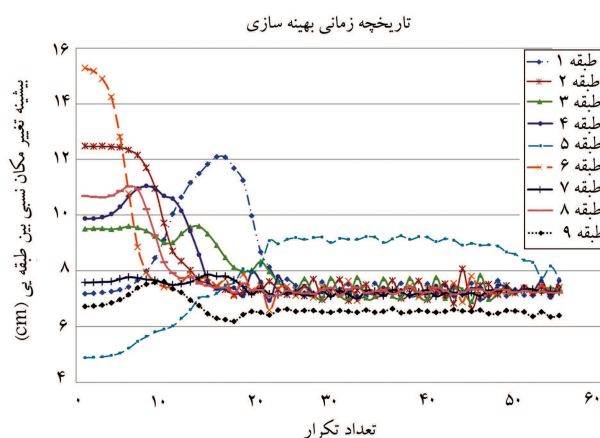
تعداد تکرار				
تعداد	Palm Spring	Morgan Hill	El Centro	Northridge
۵	۴۱	۳۶	۲۴	۳۵
۹	۵۵	۶۰	۱۴۵	۷۴

۲.۶. اثر تعداد طبقات روی سرعت، دقت و نحوه‌ی همگرایی

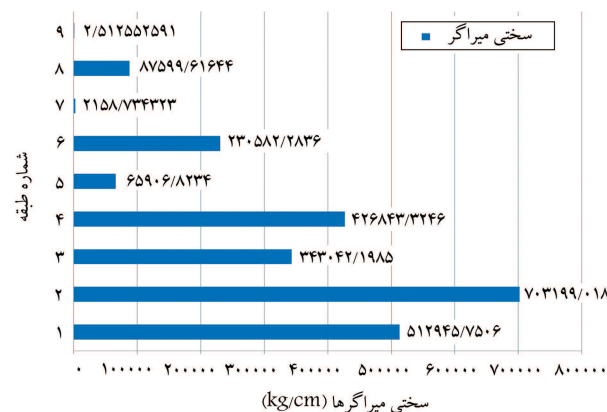
با افزایش تعداد متغیرهای طراحی، میزان نوسانات درگام‌های پایانی عملیات افزایش می‌یابد که این خود منجر به کاهش دقت و سرعت همگرایی می‌شود (جدول ۳).

۳.۶. اثر تعداد طبقات در توان همگرایی

توان همگرایی مناسب جهت حصول همگرایی و حفظ سرعت عملیات بهینه‌سازی، در قاب فولادی ۹ طبقه، ضریبی بین ۰٫۸ تا ۱٫۲ و در قاب فولادی ۵ طبقه،



شکل ۸. روند تغییرات بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ی قاب ۹ طبقه‌ی منظم مجهز به میراگر تحت زلزله‌ی Northridge.



شکل ۹. بیکره‌بندی بهینه‌ی سختی میراگرها برای قاب ۹ طبقه‌ی منظم تحت زلزله‌ی Northridge.



شکل ۱۰. روند کاهش ضریب تغییرات بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ی قاب ۹ طبقه‌ی منظم مجهز به میراگر تحت زلزله‌ی Northridge.

۱.۶. اثر تعداد طبقات روی ضریب COV و تابع هدف

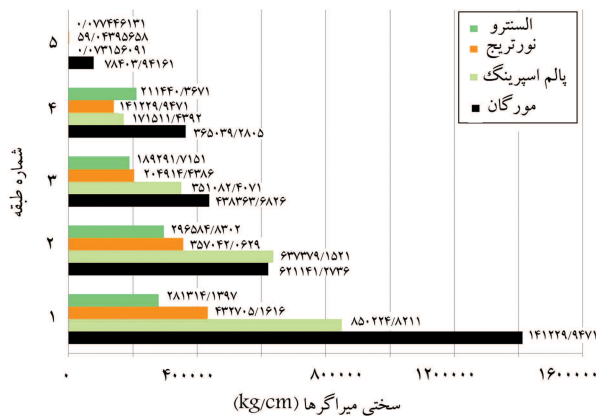
با افزایش تعداد طبقات، تعداد متغیرهای طراحی اضافه می‌شود و بنابراین جهت حصول همگرایی، ضریب COV و تابع هدف دارای نوسانات بیشتر خواهند بود و از طرفی در حالت بهینه، مقدار آن به‌طور کلی افزایش می‌یابد که نتایج آن در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است.

جدول ۶. مقایسه‌ی تعداد تکرارهای مورد نیاز جهت حصول همگرایی، برای قاب‌های فولادی ۵ و ۹ طبقه.

نوع قاب	تعداد تکرار			
	Northridge	Palm Spring	Morgan Hill	El Centro
۵ طبقه منظم	۴۱	۳۶	۲۴	۳۵
۵ طبقه نامنظم	۷۳	۵۹	۴۲	۵۹

جدول ۷. پیکره‌بندی بهینه‌ی میراگرها در قاب ۹ طبقه برای زلزله‌های مختلف.

Story	Morgan Hill	Northridge	Palm Spring	El Centro
۱	۱۳۴۴۰۱۰۴/۸	۵۱۲۹۴۵۷/۵	۱۲۴۱۵۵۹۴	۳۴۴۱۱۵۸/۳۷۲
۲	۷۸۹۰۸۵۶/۶	۷۰۳۱۹۹۰/۲	۱۱۵۴۰۲۲۱	۸۸۳۰۳۳۱/۴
۳	۴۳۲۰۵۴۶/۴	۳۴۳۰۴۲۱/۹	۳۸۹۴۹۵۴	۴۱۱۳۷۱۶
۴	۵۳۶۵۱۲۴/۵	۴۲۶۸۴۳۳/۲	۱۷۱۳۶۴۰	۴۸۱۹۳۷۶/۴
۵	۱۸۳۵۶۴۱/۱	۶۵۹۰۶۸/۲	۰/۹۴۶۵	۱۵۸۶۹۴۶/۷
۶	۳۳۵۲۷۱۷/۸	۲۳۰۵۸۲۲/۸	۲۴۰۱۴۳۵	۳۶۹۶۲۵۳/۷
۷	۷۲۳۵۹/۹	۲۱۵۸۷/۳	۰/۹۳۵۷	۱۵۰۷۶۳۳
۸	۱۱۲۶۵۵۳/۹	۸۷۵۹۹۶/۱	۵۹۶۳۵۰/۸	۱۲۲۵۳۸۷/۹
۹	۰/۹۹۶۷	۲۵/۱	۰/۹۸۶۲	۰/۸۵۱۳



شکل ۱۲. پیکره‌بندی بهینه‌ی میراگرها در قاب ۵ طبقه منظم برای زلزله‌های مختلف.

۸.۶. اثر ضریب مقیاس زلزله در پیکره‌بندی بهینه‌ی میراگرها

مقیاس کردن زلزله به مقادیر بزرگ‌تر که به نوعی نشان‌دهنده‌ی افزایش شدت زلزله است، تأثیری در پیکره‌بندی بهینه‌ی میراگرها نخواهد داشت. هر چند باعث می‌شود که مقاومت موردنیاز میراگرها برای تأمین سطح عملکرد مطلوب افزایش یابد.

جدول ۵. مقایسه‌ی تابع هدف برای قاب‌های فولادی ۵ طبقه منظم و نامنظم در حالت بهینه.

نوع قاب	تابع هدف (N)			
	Northridge	Palm Spring	Morgan Hill	El Centro
۵ طبقه منظم	۶۷۰۶۹۹/۷۰	۱۱۴۰۵۴۸/۱۰	۱۶۳۴۱۸۳/۵۱	۵۸۶۹۸۳/۵۰
۵ طبقه نامنظم	۷۹۲۴۴۰/۵۷	۱۱۴۷۲۱۱/۰۰	۱۹۰۴۹۸۵/۸۷	۵۹۵۷۷۶/۱۶

جدول ۴. مقایسه‌ی ضریب تغییرات تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ی بی برای قاب‌های فولادی ۵ طبقه منظم و نامنظم در حالت بهینه.

نوع قاب	ضریب تغییرات (COV)			
	Northridge	Palm Spring	Morgan Hill	El Centro
۵ طبقه منظم	۰/۰۱۵۹	۰/۰۵۱۶۹	۹/۰۴۵E-۰۵	۰/۰۹۶۵
۵ طبقه نامنظم	۰/۰۰۰۷۶	۰/۰۰۰۴۵۹	۰/۰۰۰۴۹۰۴۱	۰/۰۰۰۲۸۶

ضریبی بین ۱ تا ۱/۵ تعیین شده است. به خوبی مشهود است که با افزایش تعداد طبقات توان همگرایی کاهش می‌یابد. بنابراین توان همگرایی مناسب، به نوع سیستم سازه‌ی، هندسه‌ی قاب اولیه و میزان حساسیت سیستم‌های سازه‌ی به تغییرات پارامترهای رفتاری بستگی دارد.

۴.۶. اثر نامنظمی سازه در ضریب COV و تابع هدف

با افزایش نامنظمی، ضریب COV کاهش و تابع هدف افزایش می‌یابد که نتایج آن در جدول‌های ۴ و ۵ ارائه شده است.

۵.۶. اثر نامنظمی در سرعت، دقت و نحوه‌ی همگرایی

نامنظمی در قاب، باعث افزایش تعداد گام‌های مورد نیاز جهت تأمین همگرایی می‌شود، ولی از طرفی با کاهش توان همگرایی نوسانی در روند همگرایی مشاهده نمی‌شود؛ که این خود منجر به افزایش دقت و البته کاهش سرعت همگرایی می‌شود، که نتایج آن در جدول ۶ ارائه شده است.

۶.۶. اثر نامنظمی در توان همگرایی

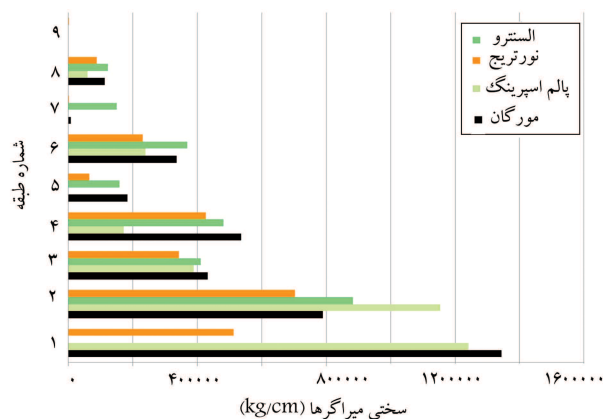
توان همگرایی در قاب فولادی ۵ طبقه منظم، ضریبی بین ۱ تا ۱/۵ و در قاب فولادی ۵ طبقه نامنظم، ضریبی بین ۰/۴ تا ۰/۸ تعیین شد. بنابراین نامنظمی باعث کاهش توان همگرایی می‌شود، که البته منجر به دست‌یابی به توزیع یکپارچه‌تری نیز می‌شود.

۷.۶. اثر زلزله‌های متفاوت در توزیع سختی میراگرها در سازه

پیکره‌بندی بهینه‌ی به دست آمده برای میراگرها، به ویژگی‌های زلزله بستگی دارد و این توزیع در زلزله‌های مختلف متفاوت خواهد بود، که نتایج آن در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ و نیز جدول ۷ نشان داده شده است. بنابراین همان‌گونه که پیش‌بینی شده است یک توزیع مشخص نمی‌تواند برای بهسازی یک سازه در برابر تمام زلزله‌ها مناسب باشد.

۷. نتیجه‌گیری

ایده‌ی تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت، روشی برای بهسازی سازه‌های موجود و یا طراحی بهینه‌ی سازه‌هاست. در این پژوهش از این تئوری با هدف مقاوم‌سازی سازه‌های ضعیف موجود استفاده و نشان داده شده است که روش مذکور دارای کارایی بالایی در بهسازی سازه‌های موجود با کمینه‌ی وزن سازه‌ی است و از طرفی معیارهای عملکردی مطلوب طراح را نیز تأمین می‌کند. در این نوشتار، اثر پارامترهای مختلف نظیر: تعداد طبقات و نامنظمی در ضریب پراکندگی، تابع هدف، سرعت، دقت و نحوه‌ی همگرایی و همچنین اثر زلزله‌های متفاوت و ضریب مقیاس آنها در توزیع سختی میراگرها در سازه و نیز در فرآیند بهینه‌یابی مورد بحث و بررسی قرار گرفته و نشان داده شده است که تغییر پارامترهای مذکور، دارای تأثیرهای متفاوتی در فرآیند بهینه‌سازی هستند.



شکل ۱۳. پیکره‌بندی بهینه‌ی میراگرها در قاب ۹ طبقه برای زلزله‌های مختلف.

پانوشتها

1. buckling-restrained braces (BRBs)
2. coefficient of variation (COV) = $\frac{\sigma}{\mu}$
3. nonlinear beam column
4. zero-length element
5. generalized weight

منابع (References)

1. Fajfar, P. and Krawinkler, H. "Seismic design methodologies for the next generation of codes", *Proceeding of International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Balkema, Rotterdam, Slovenia, Bled, pp. 24-27 (1997).
2. Wen, Y.K. "Reliability and performance-based design", *Structural Safety*, **23**(4), pp. 407-428 (2001).
3. Gong, Y., Grierson, D.E. and Xu, L. "Optimal design of steel building frameworks under seismic loading", *Response of Structures to Extreme Loading (XL2003)*, Canada, Toronto (2003).
4. Gantes, C.J., Vayas, I., Spiliopoulos, A. and Pouangare, C.C. "Optimum bending and shear stiffness distribution for performance based design of rigid and braced multi-story steel frames", *Behavior of Steel Structures in Seismic Areas*, Rotterdam, pp. 585-592 (2000).
5. Connor, J.J. and Klink, B.S.A., *Introduction to Motion Based Design*, Computational Mechanics Publications, Boston, USA (1996).
6. Karami Mohammadi, R., El Naggar, M.H. and Moghaddam, H. "Optimum strength distribution for seismic resistant shear-building", *International Journal of Solids and Structures*, **41**(22-23), pp. 6597-6612 (2004).

7. Hajirasouliha, I. "Optimum strength distribution for seismic design of structures", D. Phil. thesis, Sharif University of Technology, Tehran, Iran (2004).
8. Bagheri, S.; Hadidi, A. and Alilou, A.R. "Heightwise distribution of stiffness ratio for optimum seismic design of steel frames with metallic-yielding dampers", *Procedia Engineering*, **14**, pp. 2891-2898 (2011).
9. Benavent-Climent, A. "An energy-based method for seismic retrofit Frames using hysteretic dampers", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **31**(10), pp. 1385-1396 (2011).
10. Hajirasouliha, I. "An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames", *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, DOI: 10.1002/eqe.1150, **41**(4), pp. 663-679 (10 April 2011).
11. Moghaddam, H., *Earthquake Engineering*, RTRC Publications, 1st Edition, Tehran (1995) (in Persian).
12. Moghaddam, H., Hajirasouliha, I. and Doostan, A. "Optimum seismic design of concentrically braced steel frames: Concepts and design procedures", *Journal of Constructional Steel Research*, **61**(2), pp. 151-166 (2005).
13. ASCE/SEI 7-10, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers (ASCE), 650 pp. (2010).
14. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. and Jeremic B., *Open Sees Command Language Manual*, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 447 pp. (2007).
15. ASCE/SEI 41-07, *Seismic Rehabilitation of Existing Building*, American Society of Civil Engineers (ASCE), 428 pp. (2007).