

طراحی بهینه‌ی لرزه‌ی سازه‌های برشی براساس عملکرد با استفاده از روش زمان دوام

سید محسن میری (دانشجوی کارشناسی ارشد)

حسین تاجمیری ریاحی* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۸ (۳۹-۵۰)
دوری ۲ - ۳۵، شماره ۲/۱، ص. ۳۹-۵۰

در پژوهش حاضر، قابلیت کاربرد روش زمان دوام در طراحی بهینه‌ی سازه‌ها براساس عملکرد به کمک تئوری تغییرشکل یکنواخت ارزیابی شده است. ابتدا سازه‌های برشی تحت مجموعه‌ی رکوردهای معرف یک سطح خطر لرزه‌ی، با استفاده از تحلیل تاریخی‌ی زمانی و براساس تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت، بهینه شده است. نتایج نشان می‌دهد که بهینه بودن سازه در یک سطح خطر لرزه‌ی، الزاماً منجر به رفتار مناسب سازه در سایر سطوح نمی‌شود. سپس با اعمال یک پروسه‌ی سعی و خطا، عملکرد سازه در سطوح مختلف تا حدی بهبود بخشیده شد. با توجه به زمان‌بر بودن فرایند ذکر شده، از روش زمان دوام برای یافتن سازه‌ی بهینه در سطوح مختلف لرزه‌ی استفاده شد. نتایج به دست آمده از روش زمان دوام، تطابق مناسبی با نتایج حاصل از مجموعه‌ی رکوردها نشان می‌دهد. در انتها، یک روش مؤثر ارائه شده است که به کمک آن عملکرد سازه در تمامی سطوح خطر به طور هم‌زمان بهبود می‌یابد.

واژگان کلیدی: روش زمان دوام، طراحی لرزه‌ی براساس عملکرد، سطوح خطر لرزه‌ی، سازه‌های برشی، شکل‌پذیری یکنواخت.

mohsen_miri467@yahoo.com
tajmir@eng.ui.ac.ir

۱. مقدمه

با بررسی میراگرهای ویسکوکشسان در قاب‌های ساختمانی نشان داده شد که می‌توان با توزیع بهینه‌ی میراگر در قاب‌های ساختمانی، عملکرد سازه را در برابر تحریک زلزله نسبت به سایر سیستم‌های توزیع میراگر بهبود بخشید. توزیع بهینه‌ی میراگر معرفی شده در پژوهش اخیر، با چند توزیع متعارف مقایسه شد و نتایج نشان داد که سازه‌ی طراحی شده به روش مذکور، در یافت بین طبقه‌ی کمتر و کاهش پاسخ بهتری نسبت به سایر توزیع‌های میراگر در سازه دارد. همچنین در سال ۲۰۰۱^[۱] با استفاده از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت، روشی برای الگوی توزیع مقاومت در سازه‌ها ارائه شد که منجر به کاهش خرابی و افزایش بازده مصالح مصرفی شد. براساس تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت، در یک سطح عملکرد ثابت، سازه‌ی که تغییرشکل تمام اعضا آن در حین زلزله به بیشترین مقدار مجاز رسیده است، سبک‌تر از سازه‌ی است که فقط بعضی از اعضا آن به حد مجاز خود رسیده باشند.^[۱۰] در سال‌های اخیر، مطالعات بسیاری بر روی توزیع مناسب عناصر باربر در برابر یک زلزله‌ی مشخص، انجام و روش‌های مختلفی برای این منظور ارائه شده است.^[۱۱،۱۲]

مطالعات برخی پژوهشگران،^[۱۳] نشان داد که با استفاده از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت می‌توان برای یک زلزله‌ی مشخص، سازه‌ی را طرح کرد که کارایی بهتری نسبت به سازه‌ی هم‌وزن طراحی شده با استفاده از روش‌های پیشنهادی در آیین‌نامه‌های موجود داشته باشد و از ظرفیت مصالح به صورت بهینه‌تر استفاده شود. در برخی مطالعات،^[۱۴،۱۵] نیز نشان داده شد که رفتار سازه‌ها تحت بارهای دینامیکی بسیار متأثر از الگوی بارگذاری اولیه است و انتخاب الگوی بارگذاری نامناسب، منجر به

پیشرفت‌های اخیر در زمینه‌ی مهندسی زلزله و رفتار دینامیکی انواع سازه‌ها، کاستی‌ها و ضعف‌های روش‌های مرسوم را آشکار ساخت و در نتیجه، تلاش‌های گسترده‌ی به منظور یافتن معیارهای منطقی‌تر، برای طراحی لرزه‌ی آغاز شد.^[۱] مطالعات انجام شده نشان داده‌اند که طراحی لرزه‌ی سازه‌ها براساس کنترل تغییرشکل‌ها، منطقی‌تر از طراحی براساس کنترل نیرو بوده است چرا که آسیب‌های سازه‌ی بیشتر به تغییرشکل‌ها وابسته‌اند و طراحی براساس کنترل نیرو ممکن است همیشه منطقی نباشد. از این رو مفهوم طراحی براساس جابه‌جایی مطرح شده است که در آن به جای نیرو، تمرکز بر روی جابه‌جایی است.^[۲] توزیع بار جانبی نیز نقش به‌سزایی در طراحی سازه و در نتیجه، نحوه‌ی توزیع تغییرشکل‌ها در سازه ایفا می‌کند. توزیع تغییرشکل‌ها کاملاً وابسته به زلزله و مشخصات سازه است و لذا استفاده از توزیع‌های پیش فرض آیین‌نامه‌ی لزوماً باعث طراحی سازه‌ی با عملکرد مناسب در برابر زلزله نمی‌شود.^[۳-۵] در سال ۱۹۹۶^[۶] با استفاده از حل معادله‌ی حرکت یک سیستم ارتجاعی، روشی برای توزیع سختی خمشی و سختی برشی سازه‌های در محدوده‌ی ارتجاعی عنوان شد که منجر به توزیع یکنواخت جابه‌جایی برشی و خمشی در طبقات مختلف می‌شد. همچنین در سال ۲۰۰۰^[۷] با استفاده از الگوریتم ژنتیک، روشی به منظور طراحی بهینه‌ی قاب‌های فولادی، مطابق با الزامات AISC ارائه شد. در سال ۱۹۹۹^[۸] نیز

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۸/۱۱/۱۳۹۵، اصلاحیه ۲۳/۳/۱۳۹۶، پذیرش ۱۲/۴/۱۳۹۶.

DOI:10.24200/J30.2018.1947.2033

۲. روش زمان دوام و کاربرد آن در طراحی بهینه‌ی سازه‌ها

روش زمان دوام، یک آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی براساس روش پوش‌آوردینامیکی است، که در آن سازه تحت اثر یک تحریک دینامیکی افزایشی که شدت آن به تدریج در طول زمان مطابق شکل ۱ الف افزایش پیدا می‌کند، قرار داده می‌شود. پاسخ سازه در طول زمان که متناسب با شدت‌های مختلف لرزه‌ی است، بررسی و با توجه به پاسخ متناظر با سطوح مختلف شدت تحریک، نقاط قوت و ضعف و عملکرد سازه ارزیابی می‌شود.^[۲۳] مزیت اصلی روش زمان دوام در تعداد کم آنالیزها برای بررسی رفتار سازه در سطوح خطر مختلف است.

به‌عنوان نمونه شکل ۱ ب، پاسخ یک سازه‌ی ۵ طبقه را به توابع شتاب سری g که یکی از آن‌ها در شکل ۱ الف مشخص است، نشان می‌دهد. پاسخ سازه در ۳ زمان مختلف از تحلیل زمان دوام نشان داده شده است. همان‌طور که مشخص است، شکل‌پذیری طبقات در زمان اول، یکنواخت است و سازه رفتار خوبی را در زمان اول از خود نشان می‌دهد. رفته‌رفته با افزایش زمان و به‌عبارت دیگر شدت لرزه‌ی، سازه غیرخطی‌تر می‌شود و رفتار سازه از حالت یکنواختی در می‌آید که نهایتاً، در زمان سوم پراکنندگی شدید شکل‌پذیری طبقات سازه مشاهده می‌شود. در نتیجه می‌توان با تعداد تحلیل کم در روش زمان دوام، رفتار سازه را در سطوح مختلف لرزه‌ی بررسی کرد.

تاکنون مطالعات گسترده‌ی در زمینه‌ی بررسی تطابق نتایج آنالیز زمان دوام با نتایج آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی تحت رکوردهای زلزله انجام شده است. برخی پژوهشگران (۲۰۱۱)،^[۲۳] به مطالعه بر روی پاسخ قاب‌های فولادی با استفاده از روش زمان دوام و مقایسه‌ی نتایج حاصل از آن با نتایج به‌دست آمده از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی یک مجموعه‌ی رکورد پرداخته و نشان داده‌اند که نتایج به‌دست آمده از مجموعه‌ی رکورد

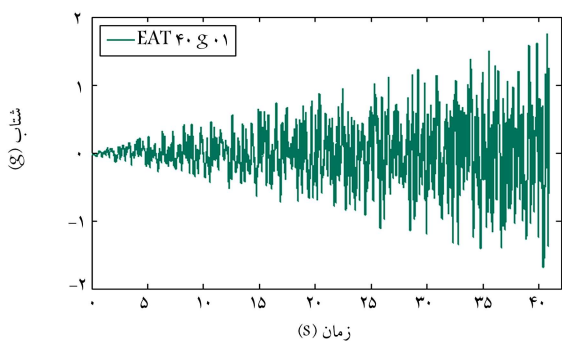
طراحی نامناسب خواهد شد. این در حالی است که طراحی سازه براساس یک زلزله‌ی مشخص منجر به اطمینان از رفتار مناسب سازه در سایر زلزله‌ها نمی‌شود. به همین دلیل در سال‌های اخیر، بیشتر آیین‌نامه‌های معتبر، معیارهای طراحی خود را براساس عملکرد سازه در نظر گرفته‌اند.

در روش طراحی براساس عملکرد (PBSD)^۱ سطوح خطر لرزه‌ی با توجه به احتمال وقوع، به دسته‌های مختلف نظیر ضعیف، متوسط و شدید تقسیم‌بندی می‌شوند و برای هر کدام از سطوح خطر لرزه‌ی، عملکرد خاصی از سازه انتظار می‌رود. به‌عنوان مثال، طراحی سازه به گونه‌ی انجام می‌شود که سازه در زلزله‌های ضعیف، با سطح عملکردی استفاده‌ی بی‌وقفه، در زلزله‌های متوسط با سطح عملکرد ایمنی جانی و در زلزله‌ی شدید با سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش باشد.^[۱۶] در حالت ایده‌آل طراحی براساس عملکرد، باید سازه را به گونه‌ی طراحی کرد که در تمامی سطوح خطر لرزه‌ی، عملکرد سازه با اهداف عملکردی تطابق کامل داشته باشد و از ظرفیت سازه به صورت کامل استفاده شود.

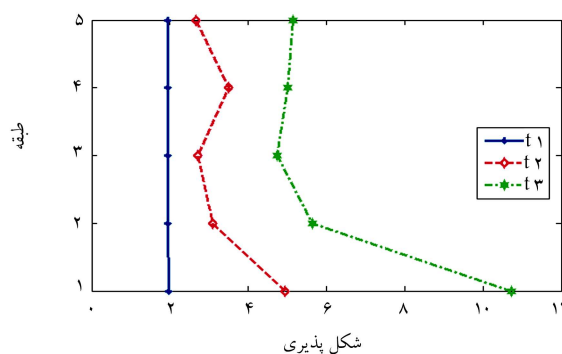
در سال ۲۰۰۱،^[۱۷] یک روش مؤثر برای طراحی براساس عملکرد با استفاده از دریافت هدف ارائه و نشان داده شد که نیروی برشی طبقات ایجاد شده در اثر زلزله، همواره با نیروی برشی طبقات حاصل از الگوی بار پیشنهادی آیین‌نامه تطابق ندارد و طراحی به روش‌های متعارف آیین‌نامه، موجب استفاده‌ی مناسب از عناصر باربر جانی نمی‌شود. همچنین در سال ۲۰۱۱،^[۱۸] با ترکیب روش طراحی براساس عملکرد و تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت، روش مؤثری به منظور طراحی بهینه‌ی قاب‌های بتنی ارائه شد که شامل بازتوزیع مصالح با استفاده از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت، به منظور رسیدن به عملکرد مطلوب قاب در سطوح مختلف خطر لرزه‌ی بود. در پژوهش مذکور، عملکرد موردانتظار از قاب، یکنواخت بودن بیشینه‌ی دریافت بین طبقات و یکنواختی خسارت وارده به قاب بود و نیز نشان داده شد که سازه‌ی مذکور، در مقایسه با سازه‌ی هم‌وزن طراحی شده طبق آیین‌نامه‌ی IBC-۲۰۰۹،^[۱۹] خسارت کمتری در حین زلزله متحمل می‌شود. در مقایسه‌ی طراحی براساس عملکرد به روش تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت و الگوریتم‌های ابتکاری (۲۰۱۴)،^[۲۰] نشان داده شد که تعداد مراحل موردنیاز به منظور دست‌یابی به سازه‌ی بهینه در روش تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت کمتر از الگوریتم‌های ژنتیک، کلونی مورچگان و ازدحام ذرات است و از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت می‌توان به‌عنوان ابزاری کارآمد در طراحی لرزه‌ی براساس عملکرد استفاده کرد.

در روش‌های متداول طراحی براساس عملکرد، از مجموعه‌های رکورد به منظور تعریف سطوح خطر لرزه‌ی استفاده می‌شود. بررسی رفتار سازه تحت مجموعه‌های رکورد و کنترل معیارهای عملکرد موردنظر، بسیار زمان‌بر است. در روش زمان دوام به جای اعمال رکورد زلزله به سازه، توابع شتاب افزایشی به آن وارد می‌شوند و بدین ترتیب با یک تحلیل، عملکرد سازه در سطوح خطر لرزه‌ی مختلف به‌دست می‌آید.^[۲۱] در صورت ترکیب روش زمان دوام با روش‌های بهینه‌سازی لرزه‌ی، می‌توان انتظار داشت که رسیدن به سازه‌ی بهینه را در کمترین زمان تحقق یابد.

در نوشتار حاضر، با استفاده از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت و همچنین استفاده از روش زمان دوام، روشی برای طراحی سازه ارائه شده است که هم‌زمان برای تمامی سطوح خطر لرزه‌ی موردنظر، شکل‌پذیری یکنواختی را برای سازه ایجاد می‌کند و از ظرفیت مصالح به‌صورت بهینه استفاده می‌شود. این کار برای سازه‌های برشی با رفتار دوخطی انجام شده است. کارایی سازه‌های طراحی شده با روش معرفی شده، با استفاده از آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی برای مجموعه رکورد زلزله در سطوح خطر متناظر ارزیابی شده است.

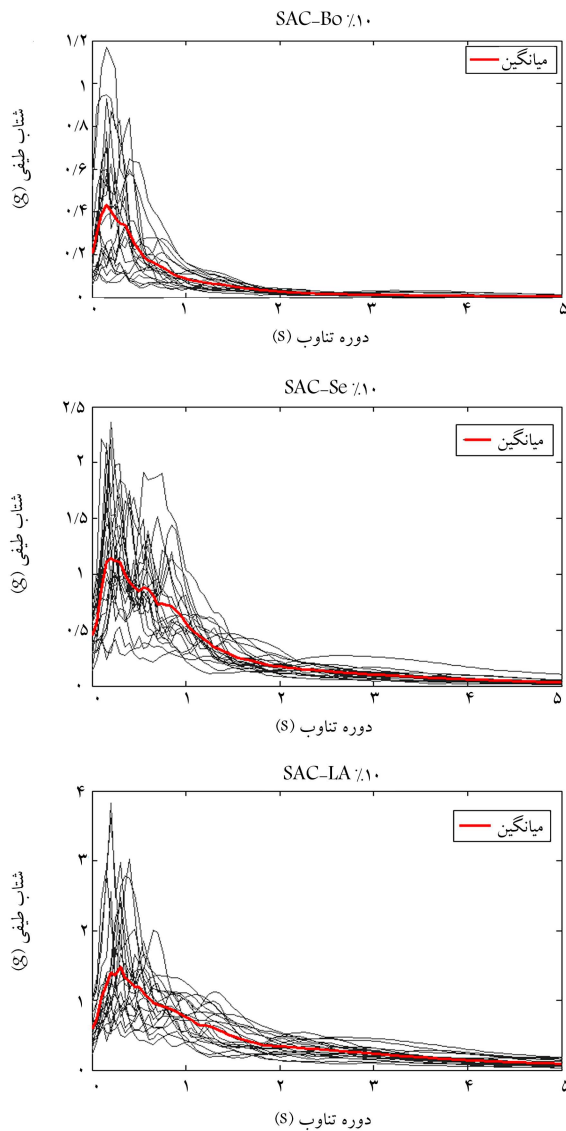


الف) تابع شتاب افزایشی؛



ب) شکل پذیری سازه در زمان‌های مختلف.

شکل ۱. سطوح مختلف خطر لرزه‌ی در روش زمان دوام.



شکل ۲. طیف شتاب مجموعه رکوردهای شهرهای بوستون، لس آنجلس و سیاتل برای دوره بازگشت ۴۷۵ سال.

برای دوره‌های بازگشت ۷۲ ساله (احتمال وقوع ۵۰٪ در ۵۰ سال)، ۴۷۵ ساله (احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال) و ۲۴۷۵ ساله (احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال)، رکوردهای شهر بوستون ۴۷۵ ساله (احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال) و رکوردهای شهر سیاتل ۴۷۵ ساله (احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال) هستند. طیف شتاب مجموعه رکوردهای ۴۷۵ ساله‌ی شهرهای لس آنجلس، بوستون و سیاتل در شکل ۲ مشاهده می‌شود.

۴. طراحی لرزه‌ی بهینه‌ی سازه‌های برشی با استفاده از رکوردهای زلزله

۱.۴. سازه‌ی بهینه برای یک رکورد زلزله

در نوشتار حاضر، با استفاده از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت و با کمک گرفتن از الگوریتم پیشنهادی حاجی‌رسولی‌ها و مقدم (۲۰۰۹)^[۲۹] طرح بهینه‌ی ارائه شده

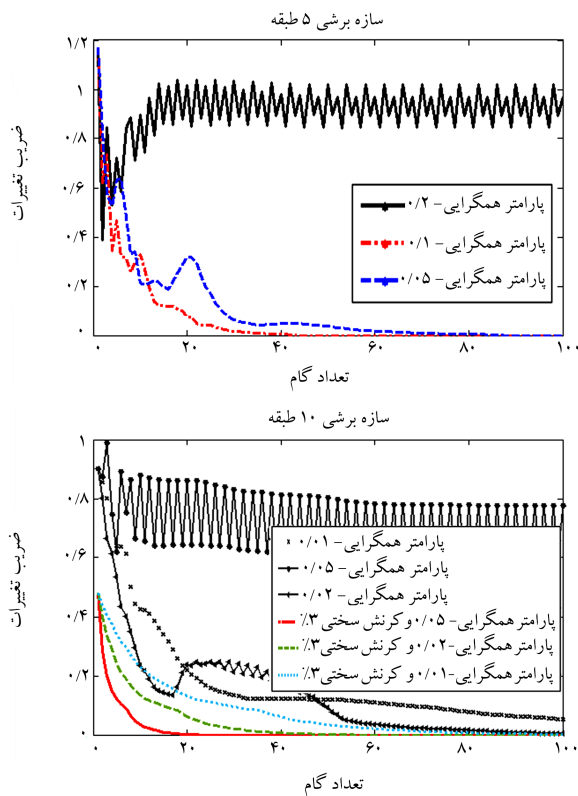
زلزله و روش زمان دوام در قاب‌هایی که رفتارشان در محدوده‌ی خطی است، تطابق بسیار مناسبی دارند. اما نتایج حاصل برای قاب‌هایی که تغییرشکل‌های غیرخطی زیادی را متحمل شده‌اند، به اندازه‌ی حالت خطی دقیق و نزدیک به هم نیست. به منظور رفع مشکل نسبی تخمین روش زمان دوام در حالت‌هایی که تغییرشکل‌های غیرخطی زیاد است، در پژوهشی در سال ۲۰۱۴^[۲۴] با استفاده از مدل رفتاری کشسان - خمیری صلب، تا حد قابل قبولی مشکل تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ در روش زمان دوام برطرف شد. همچنین در سال ۲۰۱۰^[۲۵] در بررسی طراحی براساس عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از روش زمان دوام و با مطالعه بر روی قاب‌های با تعداد طبقات مختلف و ارزیابی عملکرد (بیشینه‌ی دررفت طبقات و چرخش مفاصل خمیری) آن‌ها در سطوح عملکردی مختلف (استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی، و آستانه‌ی فروریزش)، نشان داده شد که روش زمان دوام با دقت مناسب و زمان محاسبه‌ی بسیار کم می‌تواند به عنوان ابزاری مناسب جهت بررسی رفتار سازه استفاده شود. در سال ۲۰۱۱^[۲۶] نیز به منظور بهبود عملکرد سازه تحت سطوح مختلف لرزه‌ی به صورت هم‌زمان، روشی بر مبنای توزیع مناسب میراگرهای ویسکوز در ارتفاع ساختمان ارائه شد که منجر به ارضاء سطوح عملکرد مورد انتظار از سازه می‌شد. همچنین به منظور بهینه‌سازی سازه‌ی موردنظر، از الگوریتم ژنتیک در پژوهش اخیر استفاده شده است.

با توجه به زمان بر بودن پروسه‌های بهینه‌یابی لرزه‌ی سازه‌ها، می‌توان انتظار داشت استفاده از روش زمان دوام کمک شایانی به کاهش زمان لازم برای یافتن سازه‌ی بهینه کند. همچنین در میان روش‌های بهینه‌یابی لرزه‌ی، روش تغییرشکل یکنواخت با توجه به پروسه‌ی ساده و هم‌گرایی سریع آن، قابلیت کاربرد فراوانی دارد. بدین منظور در پژوهش حاضر، دو روش زمان دوام و تغییرشکل یکنواخت با یکدیگر ترکیب شدند تا از مزایای هر دوی آن‌ها استفاده شود. برای ارزیابی کارایی دو روش مذکور، از مدل سازه‌ی برشی استفاده شده است که در بخش بعد، نحوه‌ی مدل‌سازی ارائه شده است.

۳. مدل‌سازی و فرضیات

در مدل سازه‌ی برشی، هر طبقه به صورت یک جرم متمرکز در نظر گرفته می‌شود، که با یک فنر به طبقات دیگر متصل شده است. از آنجا که انجام تحلیل‌های غیرخطی زمان‌بر است و حجم محاسبات زیادی دارد، از گذشته به دلیل راحتی، استفاده از مدل سازه‌ی برشی مورد توجه پژوهشگران بوده است. سازه‌های برشی از آن جهت که مستقیماً قابلیت کنترل سختی، مقاومت و جرم طبقات را دارند، به راحتی در الگوریتم‌های بهینه‌یابی استفاده می‌شوند و برای بررسی رفتار سازه‌های ساختمانی بسیار مناسب هستند.^[۱۲] در پژوهش حاضر، به منظور بررسی عملکرد سازه‌ها در سطوح مختلف خطر لرزه‌ی، از مدل‌های سازه‌ی برشی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ استفاده شده است. برای درنظر گرفتن سختی مختلف برای سازه‌ها، تناوب سازه متناسب با تعداد طبقات سازه و در سه حالت ۰٫۱، ۰٫۱۵ و ۰٫۲ تعداد طبقات، فرض شده است. توزیع جرم طبقات در ارتفاع به صورت یکنواخت و برابر ۱۰۰ تن انتخاب شده است که هر طبقه به وسیله‌ی یک فنر کشسان - خمیری کامل به طبقه‌ی مجاور متصل شده است. در همه‌ی حالت‌ها، میرایی با ضریب استهلاک ۰٫۵ متناسب با جرم و سختی فرض شده است.^[۲۷] همچنین به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است.

به منظور بررسی سطوح عملکرد مختلف از مجموعه رکوردهای پروژه‌ی SAC استفاده شده است.^[۲۸] مجموعه رکوردهای انتخاب شده، رکوردهای شهر لس آنجلس



شکل ۳. تأثیر توان در روند همگرایی الگوریتم.

۲.۴. سازه‌ی بهینه برای مجموعه‌ی زلزله معرف یک سطح خطر لرزه‌ی

به منظور بررسی رفتار سازه تحت سطح خطر لرزه‌ی، لازم است سازه در برابر یک مجموعه زلزله که معرف همان سطح خطر لرزه‌ی است، تحلیل شود. از منظر تئوری تغییرشکل یکنواخت، سازه‌ی بهینه خواهد بود که شکل‌پذیری میانگین آن در تمامی طبقات برای رکوردهای مختلف یکسان باشد. بدین منظور الگوریتم ارائه شده برای مجموعه رکورد معرف سطح خطر با دوره‌ی ۴۷۵ ساله برای شهر لس‌آنجلس انجام شد. برای این کار، سازه‌های بهینه به صورت مجزا، برای تک‌تک رکوردهای مجموعه به دست آمدند و میانگین مقاومت و سختی هر طبقه در تمامی رکوردها به عنوان سازه‌ی بهینه برای سطح خطر مذکور در نظر گرفته شد. سپس به منظور ارزیابی روش ارائه شده، سازه‌ی بهینه تحت تمامی رکوردهای مجموعه قرار گرفته و میانگین پاسخ آن‌ها محاسبه شده است. برای بررسی عملکرد سازه در سطوح خطر لرزه‌ی دیگر، سازه‌ی مذکور تحت رکوردهای معرف آن سطوح نیز قرار گرفته است.

شکل ۴ الف، رفتار سازه‌ی ۵ طبقه بهینه با شکل‌پذیری هدف ۴ را در ۳ سطح خطر لرزه‌ی شهر لس‌آنجلس نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، سازه‌ی طراحی شده به روش ارائه شده، میانگین شکل‌پذیری یکنواختی را در سطح خطر طراحی (سطح خطر با دوره‌ی ۴۷۵ ساله) از خود نشان می‌دهد. اما سازه‌ی طراحی شده برای سطح خطر با دوره‌ی ۴۷۵ ساله، رفتار مناسبی را در سایر سطوح خطر از خود نشان نمی‌دهد و در سایر سطوح خطر، یکنواختی شکل‌پذیری طبقات مناسب نیست. لازم به ذکر است که علی‌رغم وجود یکنواختی مناسبی که سازه‌ی میانگین برای مجموعه رکورد همان سطح زلزله دارد، اما همچنان در بعضی از رکوردهای همان مجموعه، پراکندگی زیادی در پاسخ مشاهده می‌شود.

است که یکنواختی شکل‌پذیری مناسبی را برای تمامی طبقات برای یک رکورد زلزله ایجاد می‌کند و منجر به توزیع بهینه‌ی سختی و مقاومت می‌شود. الگوریتم پیشنهادی مذکور به این شرح است:

۱. در ابتدا یک الگوی اولیه برای توزیع مقاومت و سختی در ارتفاع ساختمان در نظر گرفته می‌شود.
۲. مطابق روش ارائه شده در سال ۱۹۹۶^[۶] سختی سازه به نحوی مقیاس می‌شود که تناوب سازه برابر با تناوب موردنظر باشد.
۳. در این مرحله، سازه تحت اثر زلزله قرار می‌گیرد و بیشینه‌ی شکل‌پذیری طبقات محاسبه و با مقدار هدف مقایسه می‌شود. سپس مقاومت سازه به نحوی مقیاس می‌شود که بیشینه‌ی شکل‌پذیری طبقات به مقدار هدف برسد.
۴. ضریب تغییرات شکل‌پذیری طبقات محاسبه و در صورت کوچک‌تر بودن آن از حد قابل قبول (به عنوان مثال ۰/۰۱)، بهینه‌یابی متوقف می‌شود.
۵. طبقاتی که شکل‌پذیری آن‌ها کمتر از مقدار هدف هستند، مشخص و با کاهش مقاومت و سختی ضعیف می‌شوند. برای همگرایی شکل‌پذیری طبقات به شکل‌پذیری هدف از معادله‌ی ۱ استفاده می‌شود:

$$[S_i]_{m+1} = [S_i]_m \left[\frac{\mu_i}{\mu_t} \right]^\alpha \quad (1)$$

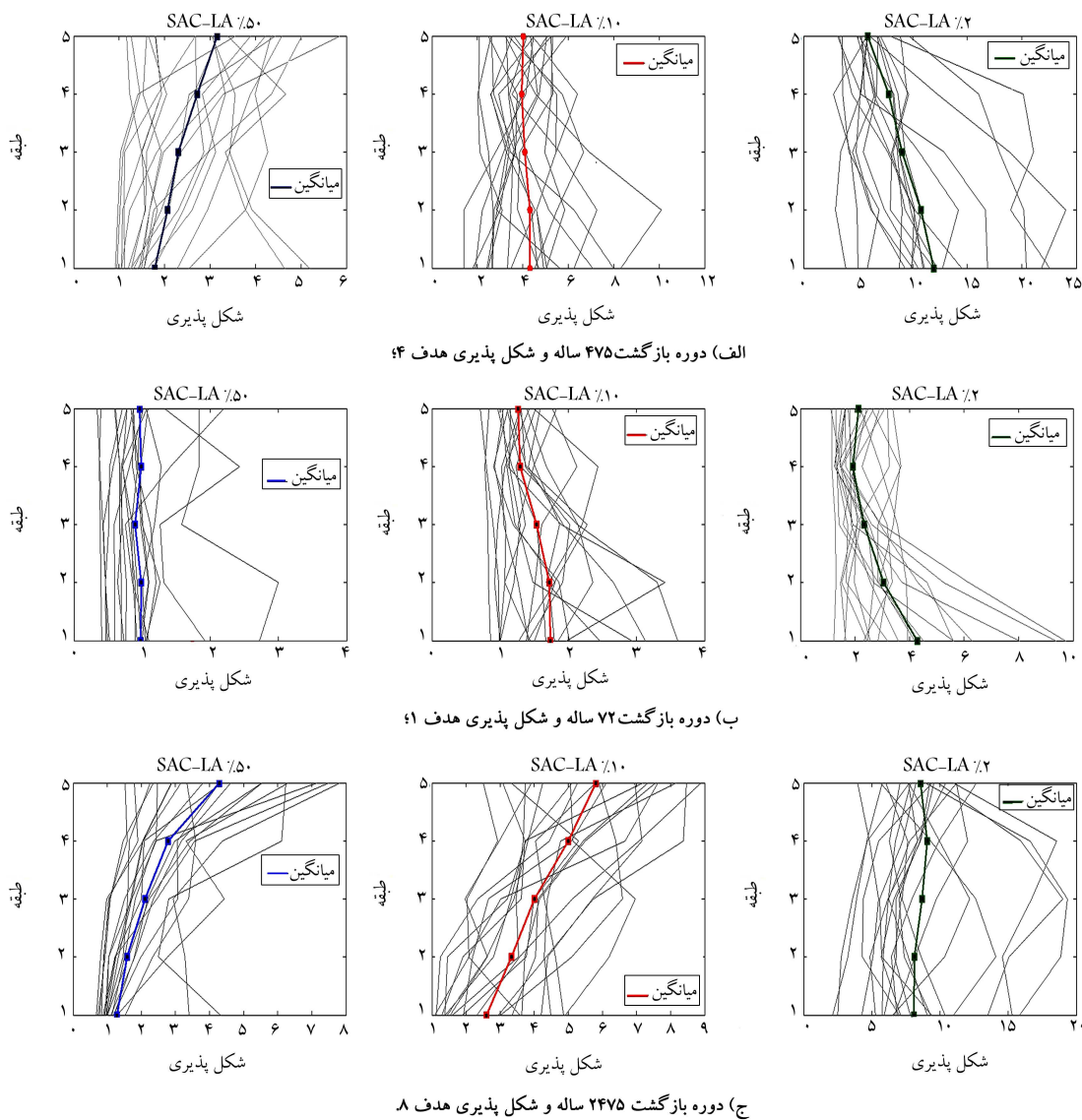
که در آن، $[S_i]_m$ مقاومت برشی طبقه‌ی m در m امین مرحله‌ی الگوریتم و α توان همگرایی است که از ۰ تا ۱ متغیر است. الگوریتم ذکر شده تا آنجا ادامه پیدا می‌کند تا ضریب تغییرات^۲ به اندازه‌ی قابل قبول برسد (هر چقدر ضریب تغییرات کوچک‌تر باشد، پراکندگی کمتر است و جواب‌ها یکنواخت‌تر هستند). مرحله‌ی سوم الگوریتم مذکور مستلزم تعداد زیاد سعی و خطاست که باعث کاهش سرعت همگرایی می‌شود. به همین جهت در پژوهش حاضر، الگوریتم پیشنهادی با حذف مرحله‌ی سوم صورت گرفته است و به جهت جبران آن، در مرحله‌ی پنجم سختی و مقاومت تمام طبقات بازتوزیع می‌شوند. در جدول ۱ نتایج نشان داده است که با وجود کاهش زیاد زمان همگرایی، حذف مرحله‌ی ذکر شده تأثیری در جواب نهایی ندارد و می‌توان با حذف مرحله‌ی سوم الگوریتم و در زمان بسیار کمتر به جواب نهایی رسید.

توان همگرایی α نقش مهم و بسیار تأثیرگذاری در روند همگرایی دارد. همان‌طور که از رابطه‌ی ۱ مشخص است، در صورت بزرگ اختیار کردن توان همگرایی، مقاومت و سختی سازه در هر مرحله از الگوریتم با تغییرات زیادی همراه است که در بعضی موارد منجر به تأخیر همگرایی سازه و یا حتی عدم همگرایی می‌شود. به منظور انتخاب توان همگرایی پیشنهاد می‌شود که با افزایش تعداد طبقات، مقادیر کوچک‌تری برای توان همگرایی اختیار شود.

در شکل ۳ نشان داده شده است که برای سازه‌ی ۵ طبقه، توان همگرایی $\alpha = 0/05$ نسبتاً مناسب است، در صورتی که مقدار ذکر شده برای سازه‌ی ۱۰ طبقه مناسب نیست و منجر به همگرایی سریع نمی‌شود. لذا اگر برای سازه‌ی ۱۰ طبقه، توان همگرایی $\alpha = 0/02$ اختیار شود، روند همگرایی بسیار سریع می‌شود. پس نیاز است تا متناسب با سازه‌ی موردنظر، توان همگرایی اختیار شود تا روند بهینه‌یابی را تسریع بخشد. همچنین میزان کرنش سختی، تأثیر به‌سزایی در روند همگرایی دارد و با افزایش میزان کرنش سختی، سرعت همگرایی در مرحله‌ی غیرخطی افزایش می‌یابد. همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، با افزایش کرنش سختی از ۰/۰۳ به ۰/۰۳، روند همگرایی بسیار مناسب‌تر می‌شود و می‌توان به ازاء مقادیر بزرگ‌تر α ، به همگرایی سریع‌تری دست یافت.

جدول ۱. توزیع سختی و مقاومت اولیه و نهایی در دو حالت با و بدون مرحله‌ی سوم الگوریتم ارائه شده توسط حاجی رسولی‌ها و مقدم، [۱۲] برای مدل ۵ طبقه‌ی سازی برشی تحت یک رکورد زلزله.

الگوریتم حاجی رسولی‌ها و مقدم						طرح اولیه		طبقه
با مرحله‌ی سوم			بدون مرحله‌ی سوم			مقاومت (tf)	سختی (tf.m)	
شکل پذیری	مقاومت (tf)	سختی (tf/m)	شکل پذیری	مقاومت (tf)	سختی (tf/m)			
۴,۰۰	۶۱۶	۶۱۰۷۶	۳,۹۹	۶۱۷	۶۱۶۵۸	۱۵۰۰	۵۰۰۰۰	۱
۳,۹۹	۵۱۷	۵۱۲۵۸	۴,۰۰	۵۱۵	۵۱۲۱۰	۱۲۰۰	۴۰۰۰۰	۲
۳,۹۹	۴۵۱	۴۴۶۸۰	۴,۰۰	۴۴۹	۴۴۶۳۸	۹۰۰	۳۰۰۰۰	۳
۳,۹۹	۳۷۴	۳۷۰۴۲	۴,۰۱	۳۷۲	۳۶۹۵۱	۶۰۰	۲۰۰۰۰	۴
۳,۹۸	۲۵۱	۲۴۹۲۵	۴,۰۱	۲۴۹	۲۴۷۸۹	۳۰۰	۱۰۰۰۰	۵
	۲۲۰۹	۲۱۸۹۸۱		۲۲۰۲	۲۱۹۴۲۶			مجموع



شکل ۴. شکل‌پذیری سازه‌های برشی بهینه برای مجموعه رکورد شهر لس‌آنجلس.

شده است، که باعث یکنواختی نسبی در ضریب تغییرات تمامی سطوح می‌شود و رفتار سازه برای ۳ سطح، در مجموع بهتر از حالت بهینه بودن در یک سطح است. به این صورت که در هر مرحله از سعی و خطا، ضریب تغییرات شکل پذیری سازه در سطوح مختلف محاسبه و آن سطح زلزله، که ضریب تغییرات بزرگ‌تری دارد (پراکندگی بیشتر)، به عنوان معیار اصلاح سازه در آن مرحله در نظر گرفته می‌شود. سپس مشخصات آن طبقه از سازه که بیشترین اختلاف شکل پذیری نسبت به میانگین شکل پذیری در همان سطح را دارد، باز توزیع می‌شود و مجدداً سازه برای ۳ سطح آنالیز و ضریب تغییرات برای ۳ سطح محاسبه می‌شود. در شکل ۷ نشان داده شده است که روش پیشنهادی اخیر می‌تواند تا حدودی جوابگوی نیازهای پژوهش حاضر باشد و باعث یکنواختی پاسخ بهتری در تمامی سطوح شود. در اولین مرحله از الگوریتم مذکور، ضریب تغییرات برای سطوح ۴۷۵، ۷۲ و ۲۴۷۵ ساله‌ی لس‌آنجلس به ترتیب برابر ۰/۴۷، ۰/۱۷ و ۰/۳۹۹ بوده است، که پس از پایان الگوریتم، مقادیر ذکر شده در تمامی سطوح تقریباً برابر ۰/۱۲ شده است.

همان‌طور که از شکل ۷ مشخص است، الگوریتم مورد استفاده در بخش ۳.۴ تا حدودی باعث بهبود عملکرد سازه شده است، اما همچنان یکنواختی قابل قبولی با استفاده از روش ذکر شده به دست نمی‌آید. برای بررسی سازه در مجموعه رکوردهای سطوح عملکردی مختلف، روش استفاده از مجموعه رکوردهای معرف یک سطح بسیار زمان‌بر است و شاید برای کارهای مهندسی مناسب نباشد. به عنوان مثال، برای دست‌یابی به سازه‌ی برشی میانگین مجموعه رکورد لس‌آنجلس با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال، حدود ۱۰۰۰ آنالیز تاریخی زمانی انجام گرفته است که این امر هزینه‌ی زمانی زیادی را به خود اختصاص می‌دهد.

۵. طراحی لرزه‌ی بهینه‌ی سازه‌های برشی با استفاده از روش زمان دوام

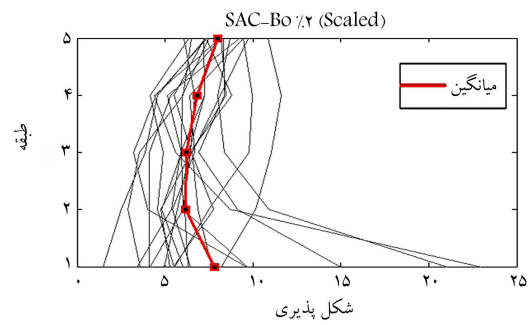
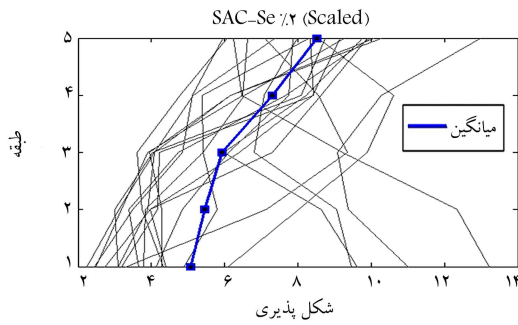
در بخش قبل مشاهده شد که طراحی سازه‌ی بهینه برای یک سطح خطر به وسیله‌ی مجموعه رکوردهای معرف سطح خطر لرزه‌ی، مستلزم تعداد زیاد سعی و خطاست، که به دلیل زمان‌بر بودن، عملاً استفاده از مجموعه رکوردها در طراحی سازه‌های ساختمانی امکان‌پذیر نیست. به همین منظور استفاده از روش زمان دوام، به دلیل کاهش زمان محاسبات پیشنهاد می‌شود. مطابق آنچه در بخش ۲ بیان شد، هر سطح خطر زلزله معادل یک زمان در روش زمان دوام است و برای بررسی رفتار سازه در چند سطح خطر لرزه‌ی کافی است تا سازه به روش زمان دوام تحلیل شود و پاسخ سازه در زمان معادل هر سطح مورد نظر بررسی شود. لذا در بخش حاضر، ابتدا بهینه‌یابی سازه‌های برشی در یک سطح خطر لرزه‌ی با استفاده از روش زمان دوام صورت پذیرفته و سپس کارایی سازه‌ی بهینه‌شده به روش زمان دوام، به وسیله‌ی مجموعه رکوردهای معادل سطح خطر مورد نظر بررسی شده است. در پژوهش حاضر، از مجموعه توابع شتاب سری g برای تحلیل زمان دوام استفاده شده است. طیف هدف تولید توابع شتاب سری g ، طیف آیین‌نامه‌ی ASCE-۰۷^[۳۰] است و به عبارت دیگر، طیف حاصل از آن‌ها در طول زمان منطبق با طیف آیین‌نامه‌ی ASCE-۰۷، افزایش می‌یابد. شکل ۸، طیف میانگین ۳ تابع شتاب سری g را در زمان‌های ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ ثانیه نشان می‌دهد. مشخصات دقیق‌تر توابع شتاب مذکور در نوشتاری در سال ۲۰۱۴^[۳۱] موجود است که علت استفاده از آن‌ها در مطالعه‌ی حاضر این است که طیف هدف توابع مذکور، تطابق مناسبی با طیف میانگین پروژه‌ی SAC برای منطقه‌ی لس‌آنجلس دارد و در نتیجه امکان مقایسه‌ی نتایج میسر می‌شود.

به منظور بررسی آثار سطوح خطر لرزه‌ی مختلف و شکل‌پذیری‌های هدف متفاوت، سازه‌ی بهینه برای شکل‌پذیری هدف ۱، تحت مجموعه رکورد با دوره‌ی بازگشت ۷۲ ساله‌ی لس‌آنجلس و سازه‌ی بهینه برای شکل‌پذیری هدف ۸، تحت مجموعه رکورد با دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ ساله‌ی لس‌آنجلس طراحی شدند. سپس کارایی سازه‌های ذکر شده برای سایر سطوح خطر بررسی شد، که نتایج آن به ترتیب در شکل‌های ۴ ب و شکل ۴ ج مشاهده می‌شود. در دو حالت اخیر نیز مانند حالت اول، یکنواختی در شکل‌پذیری هدف حاصل شده است، اما در سایر سطوح، عدم یکنواختی مشاهده می‌شود. همچنین به منظور ارزیابی حساسیت سازه‌ی بهینه به مجموعه رکوردی که بهینه‌سازی برای آن انجام شده است، رفتار سازه‌ی بهینه تحت دو مجموعه‌ی دیگر رکورد زلزله در همان سطح خطر لرزه‌ی بررسی شد. بدین منظور از مجموعه رکوردهای شهرهای بوستون و سیاتل استفاده شد. با توجه به اینکه لرزه‌خیزی دو شهر بوستون و سیاتل کمتر از شهر لس‌آنجلس است، لازم بود این مجموعه‌ها به سطح خطر شهر لس‌آنجلس مقیاس شوند. این کار به نحوی انجام شد که مقادیر میانگین شتاب طیفی در تناوب سازه‌ی بهینه (در اینجا تناوب ۱ ثانیه) برای ۳ مجموعه یکسان شود.

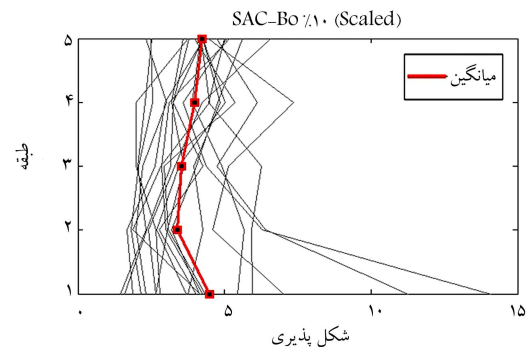
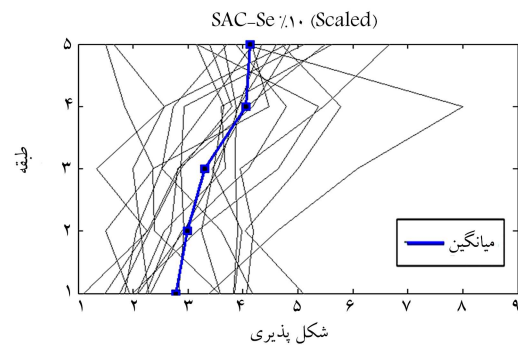
در شکل ۵ الف، رفتار سازه‌ی بهینه با شکل‌پذیری هدف ۸ برای مجموعه رکورد I/A/۲ در سطوح خطر متناظر مقیاس شده‌ی شهرهای بوستون و سیاتل نشان داده شده است. در شکل ۵ ب، نیز همین کار برای شکل‌پذیری هدف ۴ و سطح خطر با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ ساله انجام شده است. شکل ۵ الف نشان می‌دهد که رفتار سازه تا حدودی به مجموعه رکورد وابسته است و یکنواختی موجود در پاسخ برای مجموعه رکورد لس‌آنجلس از دو شهر دیگر بسیار بهتر است. این در حالی است که در شکل ۵ ب، یکنواختی مناسبی در تمامی مجموعه‌ها مشاهده می‌شود. به عبارت دیگر، در حالتی که شکل‌پذیری هدف بالا باشد و سازه، تغییرشکل‌های غیرخطی زیادی را تجربه کند، رفتار آن وابسته به مجموعه رکورد انتخابی است؛ اما در شکل‌پذیری‌های متوسط، این مشکل وجود ندارد. به همین ترتیب می‌توان پیش‌بینی کرد که در شکل‌پذیری‌های پایین، یکنواختی ایجاد شده به مراتب بهتر شود. به عنوان یک نتیجه‌ی کلی می‌توان گفت که تئوری تغییرشکل یکنواخت در محدوده‌ی شکل‌پذیری‌های متوسط و پایین، حساسیت کمی به مجموعه رکورد انتخابی دارد. به منظور کاهش پراکندگی در شکل‌پذیری‌ها، الگوریتمی پیشنهاد شده است که باعث کاهش پراکندگی شکل‌پذیری طبقات شود. در الگوریتم مذکور، در هر مرحله از سعی و خطا، بیشترین پراکندگی شکل‌پذیری در تمامی رکوردهای مجموعه و در تمامی طبقات شناسایی و مشخصات آن طبقه، با توجه به میانگین شکل‌پذیری مجموعه تغییر می‌کند. سپس سازه‌ی جدید مجدداً آنالیز و در صورت ارضاء شدن شرایط هم‌گرایی، الگوریتم متوقف می‌شود. شکل ۶، کارایی نسبی روش را نشان می‌دهد، که پراکندگی شکل‌پذیری‌های سازه‌ی بهینه برای مجموعه رکورد ۴۷۵ ساله‌ی لس‌آنجلس کمتر شده است. اما این کاهش پراکندگی شکل‌پذیری‌ها، با افزایش مقاومت و سختی سازه و کاهش میانگین شکل‌پذیری از مقدار هدف آن همراه است، که مطلوب نیست.

۳.۴. بهبود رفتار سازه برای مجموعه زلزله‌های معرف چند سطح خطر لرزه‌ی

همان‌گونه که در بخش اخیر مشاهده شد، سازه‌ی بهینه در یک سطح خطر لرزه‌ی لزوماً در سایر سطوح، رفتار مناسبی از خود نشان نمی‌دهد. به همین دلیل برای بهبود وضعیت سازه در تمامی سطوح خطر، روشی بر پایه‌ی سعی و خطا استفاده



الف) با احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال و شکل پذیری هدف ۸

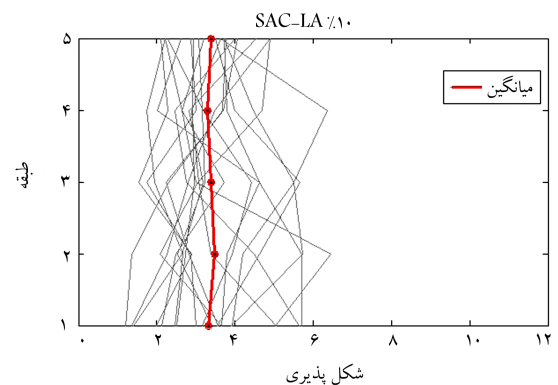


ب) با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال و شکل پذیری هدف ۴

شکل ۵. میانگین شکل پذیری طبقات در سازه‌ی برشی میانگین مجموعه رکورد لس آنجلس.

توابع شتاب سری g در تناوب متناظر به دست آمدند و مقادیر به دست آمده در زمان ۱۰ ثانیه ضرب شدند. زمان ۱۰ ثانیه، زمان هدف ساخت توابع شتاب سری g است.^[۲۱] همانند بخش قبل، مشاهده می‌شود که توزیع شکل پذیری در سطحی که بهینه‌یابی برای آن انجام شده است، بسیار مناسب است؛ ولی در سطوح دیگر، شکل پذیری یکنواخت مشاهده نمی‌شود. همچنین در شکل ۹ برای بررسی دقت روش زمان دوام لازم است نتایج آن با نتایج حاصل از آنالیز تاریخی زمانی مجموعه رکورد لس آنجلس مقایسه شود. همان‌طور که مشخص است، رفتار سازه‌ی بهینه‌ی حاصل از روش زمان دوام، برای آنالیز تاریخی زمانی مجموعه رکوردهای هم‌سطح مناسب است و در سایر سطوح نیز، تطابق خوبی بین دو روش وجود دارد. برای درک بهتر تطابق دو روش، نیروی برشی وارد بر طبقات در هر دو روش با هم مقایسه شده است. توزیع مقاومت طبقات در سازه‌ی برشی را می‌توان معادل نیروی برشی وارد بر هر طبقه در نظر گرفت.^[۲۱] با دانستن توزیع مقاومت طبقات، می‌توان توزیع نیروی جانبی وارد بر طبقه را به دست آورد. شکل ۱۰، توزیع نیروی جانبی ذکر شده را برای تحلیل تاریخی زمانی و تحلیل زمان دوام معادل نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشخص است، توزیع نیروی جانبی نیز برای هر دو روش تحلیل تاریخی زمانی و تحلیل زمان دوام، بسیار نزدیک به هم است و با دقت مناسب، به جای طراحی سازه تحت یک مجموعه رکورد، می‌توان سازه را با استفاده از روش زمان دوام و با انجام فقط ۳ آنالیز تاریخی زمانی طراحی کرد.

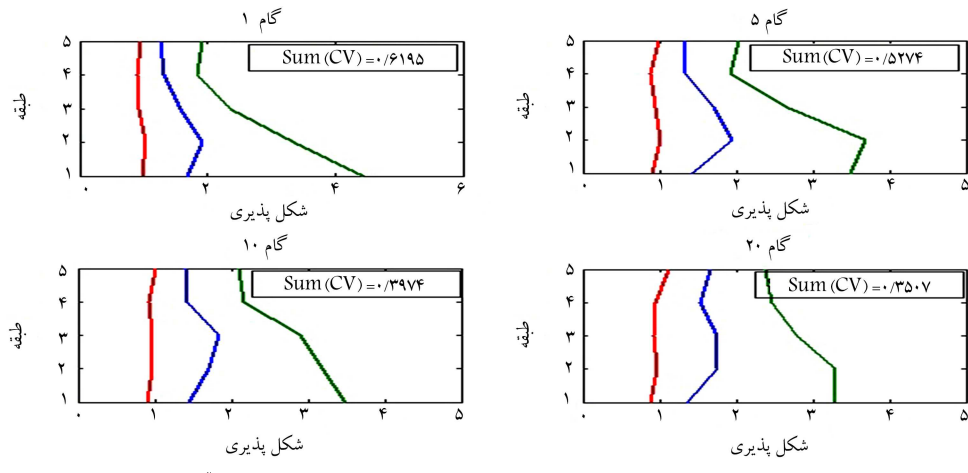
همان‌گونه که پیشتر بیان شد، دوره‌ی تناوب سازه‌های مورد مطالعه برابر ۰/۱، ۰/۱۵ و ۰/۲ تعداد طبقات در نظر گرفته شد. برای بررسی نحوه‌ی تغییر توزیع بار جانبی با توجه به دوره‌ی تناوب سازه، توزیع بار جانبی برای سازه‌های با تناوب برابر و تعداد طبقات مختلف در شکل ۱۱ مقایسه شده است که مطابق آن، الگوی توزیع بار جانبی، برای سازه‌های با تناوب و شکل پذیری هدف یکسان و تعداد طبقات مختلف،



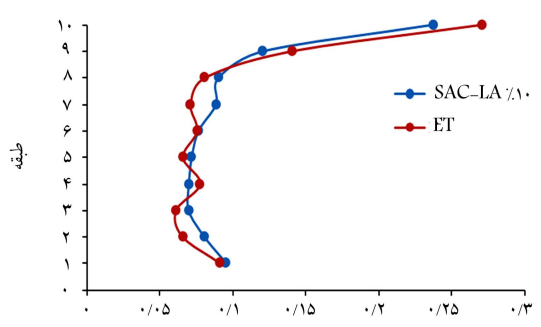
شکل ۶. میانگین شکل پذیری طبقات در سازه‌ی برشی میانگین مجموعه رکورد لس آنجلس با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال بعد از اتمام الگوریتم مذکور جهت کاهش پراکندگی شکل پذیری طبقات.

لازم به ذکر است که با توجه به ماهیت رفت و برگشتی توابع شتاب و پاسخ سازه‌ی تحریک شده توسط آن‌ها، لازم است از تابع قدرمطلق بیشینه برای رسیدن به پاسخی که روند افزایشی کاملی داشته باشد، استفاده شود.^[۲۱]

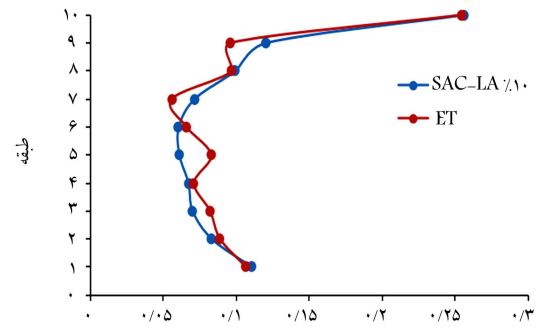
شکل ۹، شکل پذیری یک سازه‌ی برشی ۵ طبقه با تناوب ۱ ثانیه را نشان می‌دهد، که به وسیله‌ی روش زمان دوام برای سطح خطر معادل دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ ساله‌ی شهر لس آنجلس و شکل پذیری هدف ۴ بهینه شده است. همچنین پاسخ سازه‌ی بهینه شده در زمان‌های معادل سطح خطر با دوره‌ی بازگشت ۷۲ ساله و ۲۴۷۵ ساله نیز نشان داده شده است. برای معادل‌سازی سطوح خطر مختلف شهر لس آنجلس در روش زمان دوام، نسبت میانگین مقادیر شتاب طیفی مجموعه رکوردهای شهر لس آنجلس در تناوب ۱ ثانیه، به میانگین شتاب طیفی



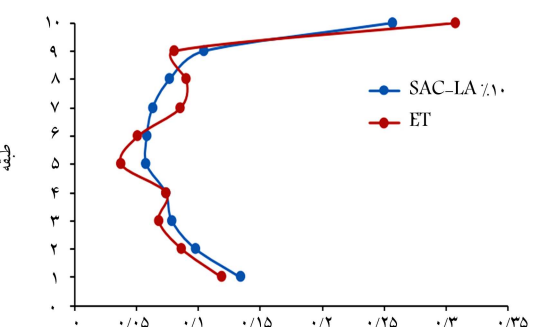
شکل ۷. روند تغییرات مجموع CV سطوح مختلف لرزه‌ی SAC برای شهر لس‌آنجلس.



الف) نسبت نیروی جانبی به برش پایه S

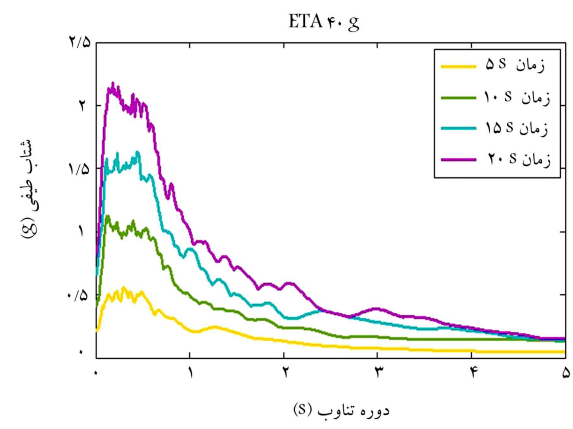


ب) نسبت نیروی جانبی به برش پایه S

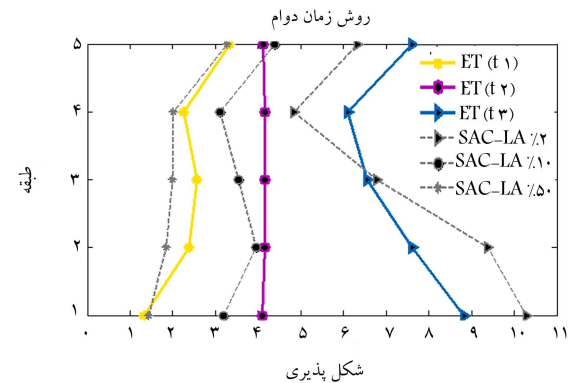


ج) نسبت نیروی جانبی به برش پایه S

شکل ۸. توزیع نیروی جانبی طبقات به برش پایه، برای سازه با شکل‌پذیری هدف ۴ و دوره تناوب



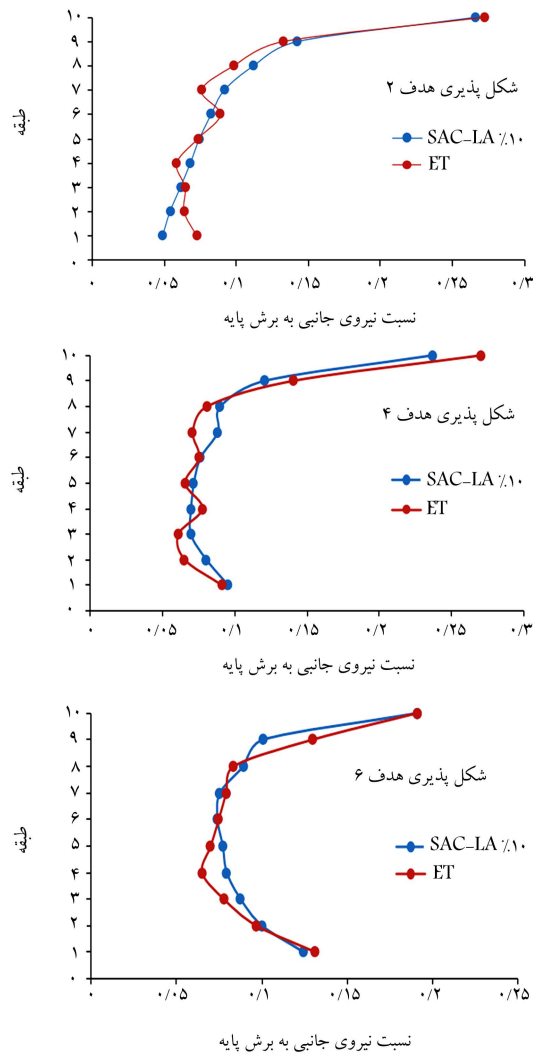
شکل ۹. میانگین توابع شتاب سری g در زمان‌های ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ ثانیه.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی شکل‌پذیری طبقات سازه‌ی بهینه شده به روش زمان دوام با پاسخ ناشی از مجموعه رکوردهای SAC.

زیاد به تعداد طبقات وابسته نیست و با کم یا زیاد شدن تعداد طبقات، فرم کلی الگوی بار تغییر نمی‌کند.

همچنین به منظور بررسی تأثیر شکل‌پذیری هدف در کارایی روش زمان دوام، ۲۷ سازه‌ی برشی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ و دوره‌ی تناوب برابر ۰/۱، ۰/۱۵ و ۰/۲ تعداد طبقات ارزیابی شده‌اند. سازه‌های ذکر شده برای شکل‌پذیری‌های هدف ۴، ۲، ۶ و ۱۰، به روش زمان دوام و استفاده از مجموعه رکورد طراحی شده‌اند.

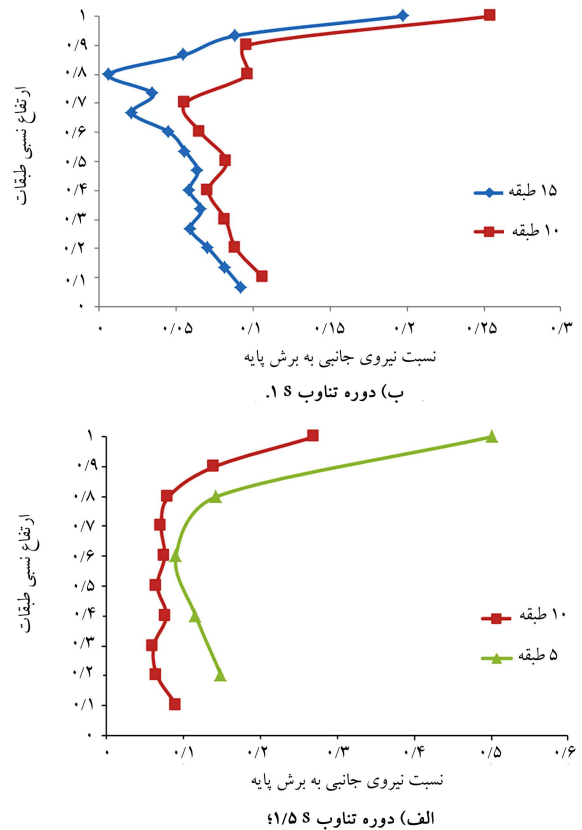


شکل ۱۲. توزیع نسبت نیروی جانبی طبقات به برش پایه، برای سازه ۱۰ طبقه با دوره تناوب ۱ ثانیه.

مناسبتی را از خود نشان نمی‌دهد. به عبارت دیگر، رسیدن به سازه‌ی ایده‌آلی که در تمامی سطوح خطر لرزه‌یی، توزیع یکنواختی از شکل پذیری نشان دهد، با تغییر مشخصات سختی و مقاومت سازه غیرممکن است و لازم است ادوات دیگری به سازه اضافه شود. در بخش کنونی، با استفاده از میراگر الحاقی روشی ارائه شده است که سازه در هر سطح دلخواه، توزیع شکل پذیری یکنواختی داشته باشد. به منظور سرعت بخشیدن به روش بهینه‌یابی، از روش زمان دوام استفاده شده است. همان‌گونه که در بخش قبل نشان داده شد، می‌توان از روش زمان دوام با دقت نسبتاً مناسب، به جای مجموعه رکورد استفاده کرد. به این منظور از این الگوریتم برای تحقق هدف بخش حاضر استفاده شده است:

۱. ابتدا سازه برای سطح خطر ضعیف (در اینجا زلزله با دوره‌ی بازگشت ۷۲ ساله) به وسیله‌ی روش زمان دوام به صورت بهینه طراحی می‌شود.

۲. یک سیستم میراگر با رفتار دوخطی به تمامی طبقات سازه‌ی اصلی اضافه می‌شود. این میراگرها وظیفه دارند در سطوح خطر لرزه‌یی بالاتر به کمک سازه آیند و شکل پذیری یکنواخت را ایجاد کنند. بدین منظور باید میراگرهای مذکور در سطح خطر لرزه‌یی پایین کار نکنند و به صورت تنظیم شده در سطوح خطر



شکل ۱۱. توزیع نسبت نیروی جانبی طبقات به برش پایه، برای سازه با تعداد طبقات مختلف و شکل پذیری.

شکل ۱۲، توزیع نیروی جانبی برای سازه‌ی ۱۰ طبقه‌ی بهینه را به ازاء شکل پذیری‌های مختلف نشان می‌دهد. نتایج حاکی از آن است که در تمامی حالات، توزیع نیروی جانبی در طبقات برای روش زمان دوام و تحلیل تاریخچه‌ی زمانی مجموعه رکورد نظیر، تقریباً یکسان است. با توجه به شکل ۱۲، با افزایش شکل پذیری تقاضا، اثر شلاقی کمتر و نیروی جانبی کمتری در طبقات بالاتر مشاهده می‌شود. به عبارت دیگر، افزایش شکل پذیری هدف باعث می‌شود که نیروی جانبی وارد به طبقات بالا، کمتر و نیروی وارد به طبقات پایین، بیشتر شود.

در شکل ۱۳، مقایسه‌ی کاملی بین سازه‌های بهینه شده توسط روش زمان دوام و عملکرد همان سازه‌ها در برابر مجموعه رکوردهای نظیر آن‌ها انجام شده است. در شکل مذکور، الگوی بار جانبی حاصل از تحلیل زمان دوام و تحلیل تاریخچه‌ی زمانی مجموعه رکوردها، برای سازه‌های با طبقات مختلف و تناوب ۰/۱ تعداد طبقات و شکل پذیری هدف ۲، ۴ و ۶ نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که الگوی بار جانبی حاصل از هر دو روش تحلیل، تطابق مناسبی با هم دارند. البته اختلافات جزئی در برخی از طبقات نیز مشاهده می‌شود.

۶. طراحی سازه‌ی بهینه براساس عملکرد در سطوح

مختلف لرزه‌یی به کمک روش زمان دوام

با توجه به مطالبی که در بخش‌های اخیر بیان شد، میانگین پاسخ سازه‌ی بهینه برای یک سطح خطر، یکنواختی مناسبی در همان سطح خطر دارد. این در حالی است که پاسخ سازه‌ی بهینه‌ی موردنظر در سایر سطوح خطر لرزه‌یی، توزیع یکنواخت

دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ ساله)، یک شکل‌پذیری هدف برای سطح مذکور در نظر گرفته می‌شود. باید توجه شود که شکل‌پذیری هدف، هوشمندانه در نظر گرفته شود (در حدود میانگین شکل‌پذیری طبقات) تا امکان رسیدن به آن وجود داشته باشد. اگر شکل‌پذیری هدف، عددی بالا در نظر گرفته شود، به دلیل اینکه میراگر نمی‌تواند سازه را تضعیف کند، رسیدن به شکل‌پذیری هدف غیرممکن می‌شود و اگر عددی پایین انتخاب شود، باید مصالح زیادی صرف تقویت سازه شوند، که از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست.

۴. سازه‌ی جدید به روش زمان دوام تحلیل و مقادیر شکل‌پذیری سازه در سطوح خطر مختلف لرزه‌ی محاسبه می‌شود.

۵. ضریب تغییرات (C.V.) شکل‌پذیری طبقات در سطح خطر متوسط محاسبه و در صورت کوچک بودن الگوریتم، متوقف می‌شود (در اینجا مقدار ۰.۵^۰ در نظر گرفته شده است).

۶. در صورت بزرگ بودن مقدار ضریب تغییرات، مقاومت و سختی میراگر طبقاتی، که شکل‌پذیری آن‌ها در سطح متوسط بیشتر از شکل‌پذیری هدف مورد نظر است، طبق رابطه‌ی ۲ اصلاح می‌شود و مجدداً از مرحله‌ی ۴، الگوریتم ادامه می‌یابد:

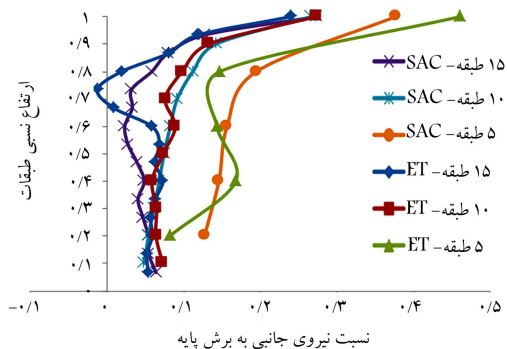
$$[SD_i]_{m+1} = [SD_i]_m \left[\frac{\mu_i}{\mu_t} \right]^\alpha \quad (2)$$

که در آن، $[SD_i]_m$ مقاومت برشی میراگر طبقه‌ی m در m امین مرحله‌ی الگوریتم و α توان هم‌گرایی است که از ۱ تا ۰ متغیر است.

پس از یکنواخت شدن سطح خطر متوسط، الگوریتم ارائه شده، مجدداً برای سطح خطر شدید استفاده می‌شود و شکل‌پذیری سازه در سطح خطر شدید نیز یکنواخت می‌شود. باید توجه شود که در این مرحله مقادیر GAP با توجه به مقادیر پیشینه‌ی جابه‌جایی بین طبقه‌ی سطح متوسط در نظر گرفته می‌شوند و ضریب تغییرات نیز باید برای سطح خطر شدید محاسبه شود.

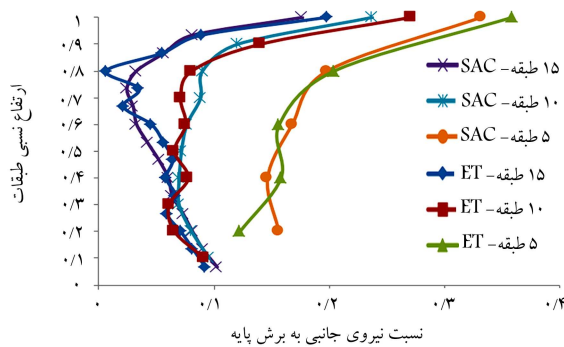
در شکل ۱۴، به‌عنوان مثال شکل‌پذیری طبقات سازه‌ی ۵ طبقه‌ی بهینه شده با شکل‌پذیری هدف ۴، برای سطح خطر با دوره‌ی بازگشت ۷۲ ساله‌ی لس‌آنجلس (سطح خطر ضعیف) به روش زمان دوام مشاهده می‌شود. همان‌طور که مشخص است، شکل‌پذیری سازه‌ی بهینه برای سایر سطوح خطر یکنواخت نیست و به عبارت دیگر، سازه در سایر سطوح خطر، رفتار مناسبی را از خود نشان نمی‌دهد. به همین منظور سازه‌ی مذکور، مطابق الگوریتم معرفی شده در بخش حاضر در مرحله‌ی بهبود یافته است که نتایج آن در شکل‌های ۱۴ ب و ۱۴ پ مشاهده می‌شود.

در مرحله‌ی اول سطح خطر با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ ساله (سطح خطر متوسط)، به‌عنوان سطح هدف طراحی در نظر گرفته می‌شود. سپس توزیع مقاومت و سختی میراگر، با استفاده از الگوریتم پیشنهاد شده به گونه‌ی به‌دست می‌آید که باعث بهبود رفتار سازه در سطح خطر متوسط می‌شود. همان‌طور که از شکل ۱۴ الف مشخص است، شکل‌پذیری طبقات در سطح خطر متوسط، تقریباً بین اعداد ۵ تا ۱۲ است. این در حالی است که با استفاده از توزیع مناسب میراگرها در طبقات و انتخاب GAP، سختی و مقاومت مناسب، همان‌طور که در شکل ۱۴ ب مشاهده می‌شود، پراکندگی شکل‌پذیری‌ها تقریباً از بین رفته و یکنواختی مناسبی در سطح خطر متوسط ایجاد شده است. به منظور یکنواختی شکل‌پذیری طبقات در سطح خطر شدید، مراحل فوق تکرار می‌شود. با مقایسه‌ی شکل‌های ۱۴ ب و ۱۴ پ مشخص می‌شود که در سطح خطر شدید نیز یکنواختی مناسب‌تری نسبت به قبل از اضافه کردن میراگر دوم وجود دارد.



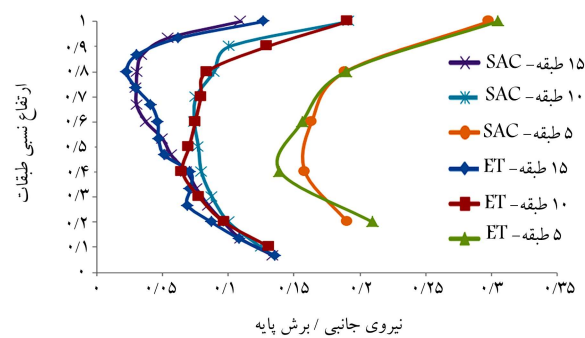
نسبت نیروی جانبی به برش پایه

الف) شکل‌پذیری هدف ۲



نسبت نیروی جانبی به برش پایه

ب) شکل‌پذیری هدف ۴



نیروی جانبی / برش پایه

ج) شکل‌پذیری هدف ۶

شکل ۱۳. مقایسه‌ی توزیع نسبت نیروی جانبی طبقات به برش پایه‌ی روش زمان دوام و مجموعه رکورد SAC-LA/۱۰.

لرزه‌ی بالاتر به کار بیفتند. برای رسیدن به این هدف از المان GAP استفاده شده است. به عبارت دیگر، المان GAP باعث می‌شود قبل از اینکه جابه‌جایی بین طبقه‌ی به اندازه‌ی مشخصی برسد، میراگر هیچ تأثیری در رفتار سازه نداشته باشد و تأثیر آن بعد از جابه‌جا شدن بین طبقه‌ی به میزان بیشتر از طول مشخص باشد. در پژوهش حاضر، میزان GAP میراگر برابر با ۰.۸^۰ بیشینه‌ی جابه‌جایی طبقات در سطح خطر ضعیف در نظر گرفته شده است. همچنین مقادیر مقاومت و سختی اولیه‌ی میراگر برابر با ۰.۵^۰ مقاومت و سختی طبقه در نظر گرفته شده است. مقادیر ذکر شده براساس سعی و خطاهای انجام شده بر روی مدل‌های پژوهش حاضر حاصل شده و به‌دست آوردن مناسب‌ترین اعداد، نیازمند به مطالعات بیشتر است.

۳. با توجه به مقادیر شکل‌پذیری سازه‌ی جدید، در سطح خطر متوسط (زلزله با

۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، ابتدا با استفاده از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت، بهینه‌یابی سازه‌های برشی تحت اثر یک سطح خطر زلزله صورت پذیرفت و کارایی سازه‌های بهینه برای سایر سطوح خطر ارزیابی شد. رفتار سازه‌های مذکور برای سایر سطوح خطر لرزه‌ی مناسب نبود و توزیع عناصر باربر جانبی و طراحی سازه برای یک سطح خطر لرزه‌ی، منجر به اطمینان از عملکرد سازه در سایر سطوح نمی‌شد. البته رفتار سازه‌ی بهینه در برابر رکوردهای زلزله‌ی متفاوت، که معرف همان سطح خطر استفاده‌شده در پروسه‌ی بهینه‌یابی بودند، قابل قبول بود. برای بهبود رفتار سازه در سطوح خطر دیگر، روشی بر مبنای سعی و خطا پیشنهاد شد، که می‌تواند یکنواختی نسبی در ضریب تغییرات پاسخ در تمامی سطوح لرزه‌ی ایجاد کند. این روش تا حدودی رفتار سازه را بهبود می‌بخشید، اما ایده‌آل نبود و سختی کل سازه را نیز افزایش می‌داد.

طراحی سازه‌ی بهینه با استفاده از مجموعه رکوردهای معرف سطح خطر، امری زمان‌بر است و برای استفاده در امور مهندسی مناسب نیست. لذا به منظور رفع مشکل زمان‌بر بودن تحلیل تمامی رکوردها در هر مرحله از الگوریتم، بهینه‌یابی سازه‌ی مذکور با استفاده از روش دوام انجام شد. به منظور ارزیابی روش دوام، نتایج روش دوام با نتایج حاصل از مجموعه رکورد مقایسه و نشان داده شد که در بیشتر موارد، دو روش مذکور تطابق مناسبی دارند. نتایج حاصل از تحلیل زمان دوام نیز نشان داد که سازه‌ی بهینه در یک سطح، در سطوح خطر لرزه‌ی دیگر لزوماً رفتار ایده‌آلی ندارد.

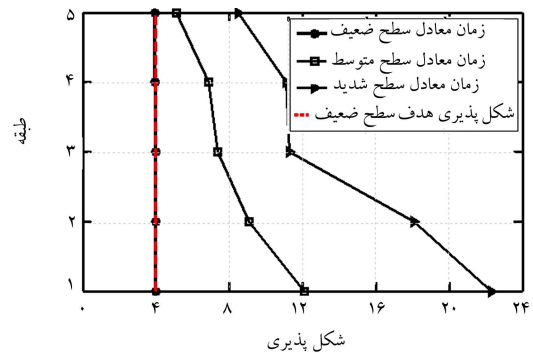
پس از اطمینان از کارایی روش دوام و اطمینان از اینکه با توزیع مقاومت و سختی طبقات نمی‌توان سازه‌ی طرح کرد که هم‌زمان در تمامی سطوح خطر لرزه‌ی بهینه باشد، ایده‌ی مطرح شد که به کمک آن سازه در تمامی سطوح، رفتار بهتری را از خود نشان دهد. بدین منظور ابتدا سازه برای سطح خطر لرزه‌ی ضعیف و برای یک سطح عملکرد خاص، بهینه می‌شود. سپس با استفاده از میراگرهای دوخطی، سازه در سایر سطوح کنترل می‌شود و در تمامی سطوح رفتار مناسبی را از خود نشان می‌دهد. استفاده از روش دوام در پروسه‌ی ذکر شده کمک می‌کند که با دقت مناسب و تعداد آنالیز کمتر، بتوان به راحتی به سازه‌ی بهینه دست پیدا کرد. سازه‌ی بهینه در این حالت رفتاری کاملاً ایده‌آل از خود نشان می‌دهد و در تمامی سطوح خطر لرزه‌ی در نظر گرفته‌شده، بهینه خواهد بود.

پانویس‌ها

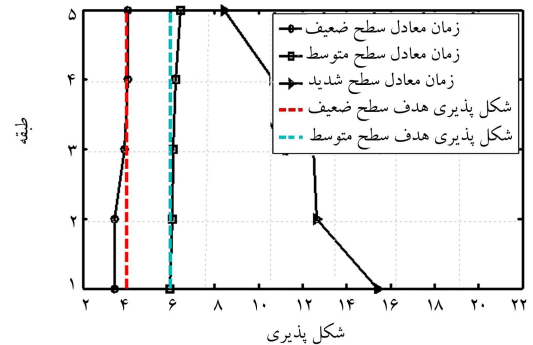
1. performance-based seismic design (PBSD)
2. coefficient of variation

منابع (References)

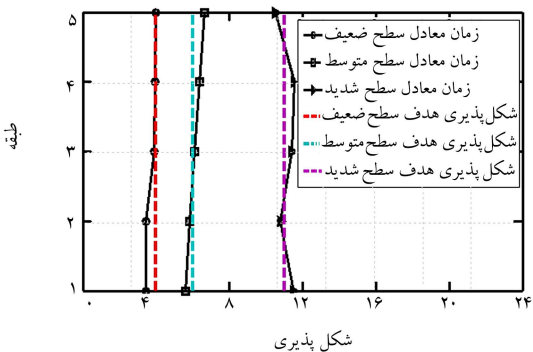
1. Ghobara, A. "Performance-based design in earthquake engineering: State of development", *Engineering Structures*, **23**(8), pp. 887-884 (2001).



شکل پذیري ۱۳ (الف) بهينه در سطح خطر ضعيف؟



شکل پذیري ۱۳ (ب) بهينه در سطح ضعيف و بهبود یافته برای سطح متوسط؟



شکل پذیري ۱۳ (ج) بهينه در سطح ضعيف و بهبود یافته برای سطح خطر ضعيف و متوسط.

شکل ۱۴. شکل پذیري سازه‌ی ۵ طبقه.

2. Priestley, M.J.N. "Myths and fallacies in earthquake engineering - Conflicts between design and reality", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, **26**(3), pp. 329-341 (1993).
3. Chao, S.H. and Goel, S.C. "A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures", *Earthquake Spectra*, **23**(3), pp. 547-569 (2007).
4. Deguchi, Y., Kawashima, T., Yamanari, M. and et al. "Seismic design load distribution in steel frame", *14th World Conference on Earthquake Engineering* (2008).
5. Park, K. "Lateral load patterns for the conceptual seismic design of moment-resisting frame structures",

- PhD Dissertation, University of Maryland, College Park (2007).
6. Connor, J.J. and Klink, B.S. "Introduction to motion based design", Computational Mechanics Inc. (1996).
 7. Pezeshk, S., Camp, C.V. and Chen, D. "Design of nonlinear framed structures using genetic optimization", *Journal of Structural Engineering*, **126**(3), pp 382-388 (2000).
 8. Shukla, A.K. and Datta, T.K. "Optimal use of viscoelastic dampers in building frames for seismic force", *Journal of Structural Engineering*, **125**(4), pp. 401-409 (1999).
 9. Karami, M. R. "Effect of the distribution of shear strength on reducing structural damages in earthquake", PhD Thesis, Sharif University of Technology, Iran (2001).
 10. Moghaddam, H. "Earthquake engineering: Principles and applications", Jahad publisher of sharif university of technology, Tehran, Iran (2008).
 11. Choi, S.M., Park, K. and Oh, B.K. "Optimal seismic design method to induce the beam-hinging mechanism in reinforced concrete frames", 10th National Conf. on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering, U.S. (2014).
 12. Moghaddam, H. and Hajirasouliha, I. "Toward more rational criteria for determination of design earthquake forces", *International Journal of Solids and Structures*, **43**(9), pp. 2631-2645 (2006).
 13. Moghaddam, H. and Hajirasouliha, I. "A new approach for optimum design of structures under dynamic excitation", *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, **5**(1-2), pp 69-84 (2006).
 14. Karami M.R., Naggar E.A and Moghaddam, H. "Optimum strength distribution for seismic resistant shear buildings", *International Journal of Solids & Structures*, **41**(22-23), pp. 6597-6612 (2004).
 15. Moghaddam, H. and Karami M.R. "More efficient seismic loading for multidegrees of freedom structures", *Journal of Structural Engineering*, **132**(10), pp. 1673-1677 (2006).
 16. ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, "seismic evaluation and retrofit of existing buildings", (2013).
 17. Lee, S.S. and Goel, S.C. "Performance based seismic design of structures using target drift and yield mechanism", U.S Japan Seminar on Advanced Stability and Seismicity Concept for Performance Based Design of Steel and Composite Structures, Kyoto, Japan (2001).
 18. Hajirasouliha, I., Asadi, P. and Pilakoutas, K. "An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **41**(4), pp. 663-679 (2012).
 19. IBC-2009. "International building code," International Code Council, Country Club Hills, USA, (2009).
 20. Karami M.R. and Ghasemof, A. "Performance-based design optimization using theory of uniform deformation in compare with metaheuristics", *5th National Conference on Earthquake & Structure*, Kerman, Iran (2014).
 21. Estekanchi, H.E. "Endurance time method website", <https://sites.google.com/site/etmethod>, (2014).
 22. Riahi, H.T. and Estekanchi, H.E. "Seismic assessment of steel frames with the endurance time method", *J. Constr. Steel Res.*, **66**(6), pp. 780-792 (2010).
 23. Estekanchi, H.E., Riahi, H.T. and Vafai, A. "Application of endurance time method in seismic assessment of steel frames", *Engineering Structures*, **33**(9), pp. 2535-2546 (2011).
 24. Foyouzat, M.A. and Estekanchi, H.E. "Application of rigid-perfectly plastic spectra in improved seismic response assessment by Endurance Time method", *Engineering Structures*, **111**, pp. 24-35 (2016).
 25. Mirzaee, A., Estekanchi, H.E. and Vafai, A. "Application of endurance time method in performance-based design of steel moment frames", *Scientia Iranica*, **17**(6), pp. 482-492 (2010).
 26. Estekanchi, H.E. and Basim, M.Ch. "Optimal damper placement in steel frames by the endurance time method", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, **33**(9), pp. 612-630 (2011).
 27. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), "Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees)", Version 2.2.1 (<http://opensees.berkeley.edu>), University of California, Berkeley (2012).
 28. Somerville, P., Smith, N., Punyamurthula, S. and et al. "Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project", SAC/BD-97/04 (1997).
 29. Hajirasouliha, I. and Moghaddam, H. "New lateral force distribution for seismic design of structures", *Journal of Structural Engineering*, **135**(8), pp. 2631-2645 (2009).
 30. ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, "Minimum design loads for buildings and other structures", (2010).
 31. Chopra, K.A., *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 4th Edition, London, Prentice Hall (2012).