

## کاربرد روش زمان دوام در طراحی لرزه‌ای بهینه قاب‌های فولادی با استفاده از الگوریتم تغییر شکل‌های یکنواخت

محمد چرختاب بسیم\*<sup>۱</sup> و همایون استکانچی<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

<sup>۲</sup> استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران

(دریافت: ۹۶/۵/۱۰، پذیرش: ۹۷/۴/۲۴، نشر آنلاین: ۹۷/۴/۲۴)

### چکیده

بررسی عملکرد سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای نیازمند تحلیل‌های پرحجم دینامیکی و تاریخچه زمانی است. در روش‌های طرح بهینه که نیازمند تحلیل‌های مکرر در طی فرآیند سعی و خطا می‌باشند، حجم محاسبات مورد نیاز در هر ارزیابی تابع هدف در کارایی الگوریتم‌های بهینه‌سازی بسیار تأثیرگذار است. این موضوع باعث شده است تا محققین کماکان در پی یافتن شیوه‌های جدیدی برای بررسی عملکرد سازه تحت زلزله با شدت‌های مختلف باشند. در این مقاله سعی شده است تا با استفاده از روش زمان دوام، دریافتی درست از رفتار سازه در سطوح عملکردی پیوسته به دست آورده و از آن برای تعیین مقاطع بهینه در قاب‌های خمشی فولادی استفاده شود. در روش زمان دوام، سازه تحت توابع شتاب فزاینده‌ای که مدت زمان‌های مختلف اعمال آن نمایانگر شدت‌های مختلف زلزله است، قرار می‌گیرد. استفاده از روش زمان دوام و در نتیجه کاهش حجم آنالیزهای انجام شده در هر گام امکان بهره‌گیری از الگوریتم‌های مختلف بهینه‌سازی در تعیین پارامترهای طراحی را فراهم می‌کند. بدین منظور، مقاطع بهینه برای یک مدل قاب خمشی فولادی با رفتار غیرارتجاعی با به کارگیری تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت تعیین شده است. در این روش برای رسیدن به توزیع بهینه مقاطع المان‌های سازه‌ای، مصالح تدریجاً از بخش‌های قوی‌تر سازه به بخش‌های ضعیف‌تر آن منتقل می‌شود. در نهایت در سازه به دست آمده، تغییر شکل‌ها در تمام اعضا به مقدار مجاز خود رسیده و از حداکثر ظرفیت سازه استفاده می‌شود و می‌توان به سازه سبک‌تری دست یافت. در این تحقیق آیین‌نامه ASCE41-06 به عنوان معیار طراحی عملکردی در نظر گرفته شده است.

**کلیدواژه‌ها:** طراحی بهینه عملکردی، زمان دوام، بهینه‌سازی، تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت.

### ۱- مقدمه

الگوریتم طراحی بر اساس عملکرد شامل ۳ گام اصلی است:

تعیین سطح عملکرد هدف، طراحی اولیه و طراحی نهایی که شامل تغییر طرح تا رسیدن به عملکرد مورد نظر است. حال می‌توان با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی، طراحی اولیه را برای رسیدن به سبک‌ترین سازه که عملکرد مطلوب را نیز داشته باشد، به صورت اتوماتیک تغییر داد. هدف الگوریتم‌های بهینه‌سازی سازه‌ای افزودن مرحله بهینه‌سازی به روند طراحی عملکردی فوق می‌باشد.

در روش‌های تحلیل به روش بارگذاری استاتیکی، سازه‌های با مقاومت جانبی و سختی بیشتر نسبت به سازه‌های ضعیف‌تر و با سختی کمتر ممتاز هستند. ولی مطالعات نشان می‌دهد که این حالت همیشه برقرار نیست و حالاتی وجود دارد که در آنها کاهش سختی جانبی نتیجه بهتری در عملکرد لرزه‌ای خواهد داشت (مقدم، ۱۳۸۱). از طرف دیگر سازه‌ها در زلزله‌های شدید الاستیک

در سال‌های اخیر مطالعات زیادی در خصوص کاهش خسارات ناشی از زلزله انجام شده است. با همین هدف، اکثر آیین‌نامه‌های معتبر دنیا سعی کرده‌اند تا معیارهای طراحی خود را به سمت طراحی بر اساس عملکرد پیش ببرند (Bozorgnia و Bertero، ۲۰۰۴). در طراحی بر اساس عملکرد سعی بر آن است که سازه قابلیت رسیدن به عملکرد مورد انتظار را در سطوح مختلف شدت زلزله داشته باشد. در عین حال، می‌توان سازه را به گونه‌ای طرح کرد که با هزینه یکسان، بهترین عملکرد را در مقابل زلزله از خود نشان دهد. از این روش‌های مختلفی برای طراحی بهینه سازه‌ها ارائه شده است (Christensen و Klarbring، ۲۰۰۹؛ Estekanchi و Basim، ۲۰۱۱؛ Zienkiewicz و Gallagher، ۱۹۷۳؛ Ganzerli et al.، ۲۰۰۰).

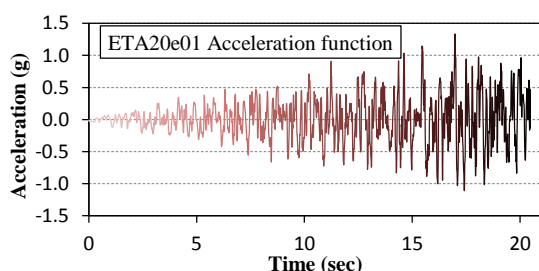
\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۴۱-۳۳۴۵۹۳۲۵

## ۲- روش زمان دوام

روش زمان دوام (Endurance Time Method (ET)) یک آنالیز بار افزون دینامیکی است که می‌تواند عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را با آنالیز آنها تحت یک تحریک دینامیکی فزاینده از پیش طراحی شده بررسی کند (Estekanchi و هکاران، ۲۰۰۹).

در این روش پاسخ‌های اصلی سازه نظیر تغییر مکان نسبی طبقات (دریفت)، چرخش پلاستیک مفاصل و یا معیارهای خرابی مناسب دیگر در طول آنالیز اندازه‌گیری می‌شوند و آنالیز تا زمان خرابی سازه یا گذر سازه از یک معیار عملکردی مجاز ادامه پیدا می‌کند (Estekanchi و همکاران، ۲۰۱۱).

روش زمان دوام با وابسته کردن نتایج به زمان نظم حائز اهمیتی به نتایج می‌بخشد. در این روش، شدت‌های مختلف زلزله متناظر با زمان‌های مختلف اعمال تابع شتاب زمان دوام می‌باشد. بنابراین می‌توان تعریفی بسیار ساده برای هر سطح خطر ارائه کرد. در شکل ۱) نمونه‌ای از توابع شتاب زمان دوام نشان داده شده است. همان‌گونه که مشخص است با گذشت زمان، دامنه تحریک این تابع شتاب افزایش می‌یابد. (برای ایجاد هماهنگی در متن، برای رکوردهای زلزله از واژه "شتاب‌نگاشت" و برای رکوردهای زمان دوام از واژه "تابع شتاب" استفاده شده است).



شکل ۱- یک نمونه تابع شتاب زمان دوام (ETA20e01)

نتایج تحلیل زمان دوام معمولاً با منحنی‌های افزایشی نشان داده می‌شوند که در آنها محور افقی زمان آنالیز بوده و محور قائم در هر زمان  $t$  برابر حداکثر قدر مطلق مقادیر پارامتر پاسخ مورد نظر در بازه زمانی صفر تا  $t$  ثانیه می‌باشد. (در شکل ۲) نمونه‌ای از نحوه ترسیم نمودارهای فزاینده در روش زمان دوام ارائه شده است. در این شکل، حداکثر تغییر مکان نسبی برای هر طبقه به دست آمده و یک منحنی پوش به مقادیر حداکثر مطلق پاسخ سازه برآزش شده است. بنابر این می‌توان گفت در محور افقی، زمان اعمال تحریک زمان دوام متناظر با شدت زلزله می‌باشد و پاسخ سازه نیز با گذشت زمان اعمال تحریک و افزایش شدت آن افزایش می‌یابد (Basim و Estekanchi، ۲۰۱۵).

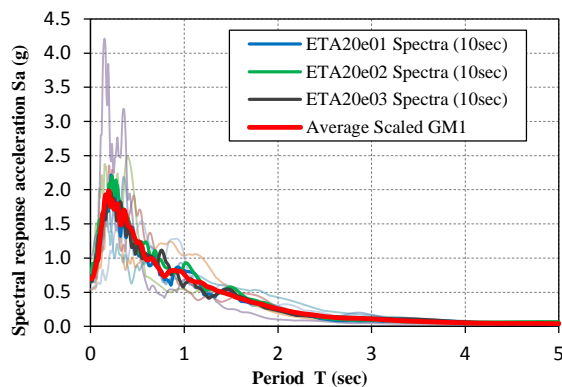
باقی نمی‌ماند و بکارگیری توزیع ارتفاعی از پیش تعیین شده برای نیروهای لرزه‌ای ممکن است به استفاده بهینه از مصالح منجر نشود. همچنین ضعف این روش‌ها در برآورد لرزه‌ای برخی سازه‌ها نظیر ساختمان‌های بلند و نامنظم و همچنین محدودیت این روش در ورود به برخی از حوزه‌های رفتار دینامیکی مانند سیستم‌های استهلاک انرژی، استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی را امری اجتناب‌ناپذیر کرده است (Basim و Estekanchi، ۲۰۱۱). بهترین روش برای درک عملکرد سازه تحت شدت‌های مختلف زلزله، استفاده از مدل‌های غیرخطی از سازه و اعمال رکوردهای مختلف زلزله‌های محتمل در شدت‌های مختلف می‌باشد. البته این شیوه مستلزم تحلیل‌های پرحجم و زمان‌بر دینامیکی بوده و به ویژه در روش‌های طراحی بهینه که نیاز به تکرار محاسبات به دفعات زیاد است تقریباً غیرعملی می‌نماید. یکی از روش‌های بررسی عملکرد دینامیکی سازه‌ها در سطوح شدت مختلف روش Incremental Dynamic Analysis (IDA) می‌باشد که عملاً به دلیل حجم محاسبات بسیار بالای مورد نیاز، جایگاهی در روش‌های طرح بهینه نیافته است. از این رو در حال حاضر روش‌های طراحی بر اساس عملکرد عموماً به عنوان روشی برای تأیید یا رد عملکرد یک سازه طراحی شده توسط روش‌های مرسوم باقی مانده است.

یکی از روش‌های تحلیل لرزه‌ای روش زمان دوام می‌باشد که به عنوان یک روش دینامیکی فزاینده توسط Estekanchi و همکاران (۲۰۰۴) ارائه شده است. در این روش می‌توان با حداقل تعداد تحلیل تاریخچه زمانی، رفتار سازه در سطوح شدت متفاوت زلزله را پیش‌بینی کرد (Estekanchi و همکاران، ۲۰۰۸). کاهش حجم آنالیزهای انجام شده در این روش، امکان بهره‌گیری از روش‌های مختلف بهینه‌سازی در تعیین پارامترهای طراحی را فراهم می‌کند. در این پژوهش سعی داریم با استفاده از روش زمان دوام و همچنین بهره‌جویی از تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت که توسط مقدم و همکاران (راحی، ۱۳۸۶؛ Moghaddam و Hajirasouliha، ۲۰۰۸) ارائه شده است، مقاطع بهینه قاب فولادی را به گونه‌ای تعیین کنیم که با کمترین میزان مصالح، سازه بتواند سطح عملکردی مورد نظر را در هم‌زمان در سطوح خطر متعدد تأمین نماید. در این راستا الگوریتمی برای طراحی بهینه قاب‌های خمشی فولادی در سطوح شدت مختلف ارائه شده است. کارایی روش و تغییرات رفتار یک سازه نمونه، قبل و بعد از بهینه‌سازی مورد بررسی قرار گرفته است. از دستورالعمل ASCE41-06 (ASCE41-06، ۲۰۰۷) جهت تعیین معیارهای عملکردی استفاده شده است.

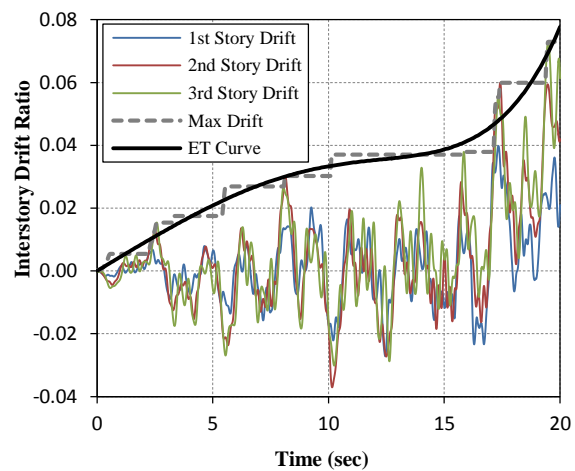
### ۲-۱- توابع شتاب زمان دوام سری e

یک گام مهم در تحلیل زمان دوام تهیه توابع شتاب مناسب برای این روش است. این توابع که باید به نحوی مناسب در طول زمان معرف زلزله‌های با شدت مختلف باشند با استفاده از روش‌های عددی تولید شده‌اند (Nozari و Estekanchi، ۲۰۱۱). در این پژوهش از توابع شتاب زمان دوام سری e استفاده شده است. این سری شامل ۳ تابع شتاب با نام‌های ETA20e01-03 به گونه‌ای تولید شده‌اند که طیف پاسخ شتاب آنها در ثانیه دهم بر روی یک طیف الگو منطبق می‌شود. طیف الگو برای این سری، طیف پاسخ شتاب متوسط شتاب‌نگاشت‌های زلزله مجموعه GM1 پس از اعمال ضرایب مقیاس اولیه طبق جدول (۱) می‌باشد. همچنین در زمان‌های دیگر نیز طیف پاسخ شتاب این توابع شتاب منطبق بر طیف الگو با یک ضریب مقیاس خطی می‌باشد. برای مثال، در ثانیه پنجم منطبق بر 0.5 برابر طیف الگو و در ثانیه پانزدهم منطبق بر 1.5 برابر آن می‌باشد. در جدول (۱) مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مجموعه GM1 و ضرایب مقیاس استفاده شده آورده شده است. مجموعه GM1 هفت شتاب‌نگاشت از بین مجموعه ۲۰ تایی از رکوردهای مورد استفاده در آیین‌نامه FEMA440 که بر روی خاک نوع C ثبت شده‌اند می‌باشد که طیف آنها انطباق بیشتری با طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم دارند. ضرایب مقیاس نیز به گونه‌ای تعیین شده‌اند که سطح زیر طیف شتاب آنها با سطح زیر طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ در بازهٔ پریودی ۰ تا ۵ ثانیه برابر باشد.

در شکل (۳) طیف زلزله‌های مقیاس شده مجموعه GM1 و طیف میانگین آنها که به عنوان طیف الگو استفاده شده نشان داده شده است. همچنین در این شکل طیف‌های توابع شتاب سری e در ۱۰ ثانیه آورده شده است که نشانگر انطباق مناسب آنها با طیف الگو می‌باشد.



شکل ۳- طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده مجموعه GM1 و طیف‌های توابع شتاب سری e



شکل ۲- نمودار دررفت طبقات در مقابل زمان آنالیز و منحنی زمان دوام

برای آن که بتوان از منحنی عملکرد به بهترین شکل استفاده کرد، شاخصی توسط Mirzaee و همکاران (۲۰۱۰) ارائه شده است که به تنهایی می‌تواند معرف عملکرد سازه باشد. پارامترهای پاسخ مختلف از جمله جابه‌جایی نسبی طبقه و چرخش پلاستیک اعضا به راحتی به این شاخص قابل تبدیل است. به این ترتیب دیگر نیازی به رسم منحنی عملکرد جداگانه برای هر یک از پارامترهای فوق‌الذکر نیست. علاوه بر آن با تعیین مقادیر مناسب برای این شاخص، به هر سطح عملکردی مفهوم عددی بخشیده شده است. این شاخص، شاخص سطح خرابی (DL) نامیده می‌شود. برای این منظور ابتدا سطوح عملکردی به ترتیب OP (قابل استفاده)، IO (سکونت فوری)، LS (ایمنی جانی)، CP (عدم واژگونی) و CC (خرابی کامل) در نظر گرفته شده و اعداد صفر تا ۴ به ترتیب به عنوان شاخص خرابی هریک از این سطوح اختصاص داده می‌شود. حال با استفاده از رابطه زیر می‌توان شاخص سطح خرابی یا DL را تعریف کرد.

$$DL = \sum_{i=1}^n \frac{\max[\theta_{i-1}, \min(\theta, \theta_i)] - \theta_{i-1}}{\theta_i - \theta_{i-1}} \quad (1)$$

در این رابطه  $i$  معرف سطح عملکردی و  $\theta_i$  حد مجاز پارامتر پاسخ سازه مانند چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکردی و  $\theta$  پارامتر پاسخ سازه است. با استفاده از این رابطه حد مجاز برای پاسخ تمام پارامترهای مورد بررسی در سطح IO برابر ۱ و در سطح LS برابر ۲ و در سطح CP برابر ۳ خواهد بود و بدین ترتیب عملکرد اعضای مختلف قابل مقایسه با یکدیگر و عملکرد کلی سازه بر اساس شاخص سطح خرابی قابل رسم خواهد بود.

طراحی بهینه سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند (Talbi, ۲۰۰۹). قابلیت این روش‌ها در یافتن طرح بهینه سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی بسیار بیشتر از روش‌های ریاضی می‌باشد. اما این روش‌ها معمولاً نیازمند ارزیابی تابع هدف به تعداد بسیار زیاد هستند. ارزیابی تابع هدف در مسائل سازه‌ای معمولاً شامل تعیین پاسخ سازه در شدت‌های مختلف زلزله است و بنابراین هر ارزیابی نیازمند حجم محاسبات بالا می‌باشد. از این رو استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی با سرعت همگرایی بالا ترجیح دارند.

در مطالعات Klink و Connor (۱۹۹۶) با استفاده از حل معادله حرکت ارتعاشی یک سیستم ارتجاعی، توزیع سختی خمشی و برشی در سازه به نحوی تعیین گردیده که توزیع جابه‌جایی برشی و خمشی در طبقات مختلف به صورت یکنواخت درآید. این روش تنها برای سازه‌های در محدوده ارتجاعی پاسخگو است.

Gantes و همکاران (۲۰۰۰) در محدوده رفتار ارتجاعی و با بارگذاری مثلثی استاتیکی، توزیع بهینه سختی برشی و سختی خمشی قاب‌های فولادی بادبندی شده را بررسی کرده‌اند.

Gong و همکارانش (۲۰۰۳) نیز با توسعه یک شیوه بهینه‌سازی روشی را برای طراحی لرزه‌ای قاب فولادی معرفی نموده‌اند که در آن با محدود نمودن جابه‌جایی نسبی طبقات سطوح عملکرد مورد نظر سازه تأمین گردد. نتایج این مرجع بیانگر آن است که با یکنواخت‌تر شدن توزیع جابه‌جایی نسبی طبقات، وزن سازه‌ای مورد نیاز نیز کاهش یافته است. محققین دیگری از جمله سرمستی و تقی‌زادیه (۱۳۹۳) بهینه‌سازی توپولوژی سازه‌ها را مورد بررسی قرار داده‌اند.

قابلیت این سری از توابع شتاب زمان‌دوام در پیش‌بینی رفتار سازه تحت ۷ شتاب‌نگاشت انتخاب شده در تحقیقات و بررسی‌های قبلی استکانچی و همکاران به اثبات رسیده است (Riahi و Estekanchi, ۲۰۱۰؛ Estekanchi et al., ۲۰۱۱). بنابراین می‌توان انتظار داشت تا با مقیاس کردن صحیح و انتخاب زمان مناسب اعمال این سری از توابع شتاب زمان‌دوام، تخمین مناسبی از رفتار سازه در سطوح شدت مختلف به دست آورد.

### ۳- رکوردهای زلزله

برای بررسی قابلیت روش زمان‌دوام در پیش‌بینی صحیح رفتار سازه‌ها در برابر زلزله‌هایی که در پروسه ساخت توابع شتاب مورد استفاده قرار نگرفته‌اند، مجموعه‌ای از ۷ شتاب‌نگاشت دیگر نیز در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته است و رفتار سازه علاوه بر شتاب‌نگاشت‌های سری GM1، تحت این سری از شتاب‌نگاشت‌ها نیز مورد ارزیابی قرار گرفته است. این مجموعه نیز که به اختصار مجموعه GM2 نامیده می‌شوند از ۲۰ شتاب‌نگاشت استفاده شده در FEMA440 انتخاب شده‌اند (جدول (۲)). ضرایب مقیاس اولیه برای این سری نیز به روشی مشابه سری GM1 تعیین شده‌اند.

### ۴- طراحی بهینه

در سال‌های گذشته تحقیقات و در نتیجه پیشرفت‌های فراوانی در زمینه روش‌های بهینه‌سازی و به خصوص طرح بهینه سازه‌ها انجام یافته است. اخیراً روش‌های مبتنی بر تجربه یافت (heuristic) همچون الگوریتم ژنتیک و الگوریتم‌های تکاملی در

جدول ۱- ضرایب مقیاس و مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مجموعه GM1

تاریخ	نام زلزله	بزرگی (Ms)	شماره ایستگاه	مؤلفه (deg)	شتاب حداکثر (cm/s <sup>2</sup> )	نام اختصاری	ضریب مقیاس
۱۹۹۲-۰۶-۲۸	Landers	۷٫۵	۱۲۱۴۹	۰	۱۶۷٫۸	LADSP000	۳٫۶۴
۱۹۸۹-۱۰-۱۷	Loma Prieta	۷٫۱	۵۸۰۶۵	۰	۴۹۴٫۵	LPSTG000	۱٫۴۴
۱۹۸۹-۱۰-۱۷	Loma Prieta	۷٫۱	۴۷۰۰۶	۶۷	۳۴۹٫۱	LPGIL067	۲٫۲۰
۱۹۸۹-۱۰-۱۷	Loma Prieta	۷٫۱	۵۸۱۳۵	۳۶۰	۴۳۳٫۱	LPLOB000	۲٫۲۹
۱۹۸۹-۱۰-۱۷	Loma Prieta	۷٫۱	۱۶۵۲	۲۷۰	۲۳۹٫۴	LPAND270	۲٫۶۱
۱۹۸۴-۰۴-۲۴	Morgan Hill	۶٫۱	۵۷۳۸۳	۹۰	۲۸۰٫۴	MHG06090	۱٫۸۴
۱۹۹۴-۰۱-۱۷	Northridge	۶٫۸	۲۴۲۷۸	۳۶۰	۵۰۴٫۲	NRORR360	۱٫۰۷

جدول ۲- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مجموعه GM2

تاریخ	نام زلزله	بزرگی (Ms)	شماره ایستگاه	مؤلفه (deg)	شتاب حداکثر (cm/s <sup>2</sup> )	نام اختصاری	ضریب مقیاس
۱۹۷۹-۱۰-۱۵	Imperial Valley	۶٫۸	۵۰۵۱	۳۱۵	۲۰۰٫۲	IVPTS315	۳٫۷۴
۱۹۷۱-۰۲-۰۹	San Fernando	۶٫۵	۸۰۰۵۳	۹۰	۱۰۷٫۹	SFPAS090	۳٫۲۱
۱۹۸۹-۱۰-۱۷	Loma Prieta	۷٫۱	۵۸۳۷۸	۰	۱۵۳	LPA07000	۳٫۳۰
۱۹۸۹-۱۰-۱۷	Loma Prieta	۷٫۱	۵۷۳۸۳	۹۰	۱۶۶٫۹	LPG06090	۱٫۱۹
۱۹۸۴-۰۴-۲۴	Morgan Hill	۶٫۱	۴۷۰۰۶	۶۷	۹۵	MHGIL067	۵٫۱۳
۱۹۸۶-۰۷-۰۸	Palmsprings	۶	۵۰۶۹	۴۵	۱۲۹	PSFVR045	۷٫۴۵
۱۹۹۴-۰۱-۱۷	Northridge	۶٫۸	۲۴۲۷۱	۰	۸۴٫۹	NRLH1000	۳٫۹۹

آیین‌نامه ثبت می‌شود. مقاطعی که تغییر شکل بیشتری نسبت به حد مجاز آیین‌نامه دارند قوی‌تر شده و مقاطعی که تغییر شکل آنها کمتر از حد مجاز باشد ضعیف‌تر می‌شوند. با توجه به دستورالعمل ASCE41-06 (ASCE41-06، ۲۰۰۷)، چرخش پلاستیک اعضا تحت زلزله به عنوان تغییر شکل مدنظر در سطوح عملکرد مختلف لحاظ شده است. بر اساس تئوری فوق‌الذکر سازه به تدریج سبک‌تر شده و از طرف دیگر عملکرد آن تحت زلزله با شدت‌های مختلف بهبود می‌یابد. در این پژوهش برای عبور از حجم محاسبات بالای مورد نیاز در این فرآیند، از روش زمان دوام برای تعیین عملکرد سازه در سطوح مختلف عملکردی استفاده شده است.

در این پژوهش الگوریتمی که توسط Moghaddam و همکاران (۱۳۸۶) برای طراحی بهینه قاب‌های فولادی با استفاده از تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت ارائه شده، برای در نظرگیری اثر تحریکات زلزله در سطوح شدت مختلف بهبود داده شده است. این تغییرات با هدف رسیدن به طرح بهینه‌ای که پاسخگوی محدودیت‌های آیین‌نامه در چند سطح خطر به صورت هم‌زمان باشد اعمال شده است. از روش زمان دوام نیز برای تعیین عملکرد سازه در سطوح خطر مختلف استفاده شده است.

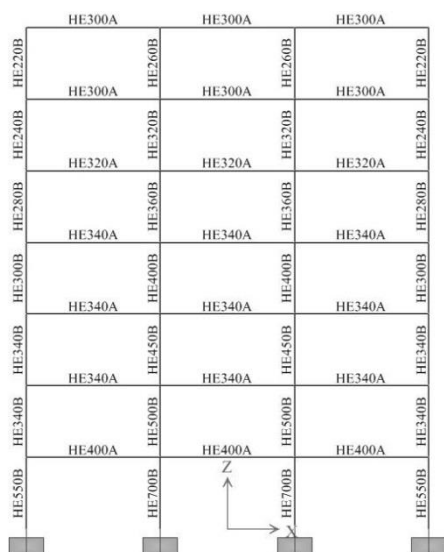
در گام اول این الگوریتم با استفاده از یک روش طراحی متعارف طراحی اولیه سازه انجام می‌گیرد. بررسی‌ها نشان می‌دهد که انتخاب طراحی اولیه تأثیری در جواب نهایی نخواهد داشت. این بررسی محدود به قاب‌های دو بعدی منظم بوده و به صورت تجربی مشاهده شده است که تغییرات متعارف در طراحی اولیه تأثیری در مقاطع سازه بهینه نهایی نخواهد داشت. این موضوع در سازه‌های نامنظم و یا سه بعدی نیازمند بررسی بیشتر می‌باشد. در گام دوم سازه به دست آمده تحت تابع شتاب زمان دوام قرار می‌گیرد. پاسخ سازه در سطوح خطر مختلف (معادل مدت زمان‌های مختلف اعمال تابع شتاب زمان دوام است) ثبت می‌شود. در ادامه جابجایی نیاز تمام اجزای سازه‌ای (چرخش پلاستیک مفاصل تشکیل شده) به دست می‌آید و تابع خطای آنها تعیین می‌گردد. اگر تابع خطای محاسبه شده به اندازه کافی کوچک باشد، توزیع اجزاء مقاوم در سازه موجود از لحاظ عملی یکنواخت فرض شده و عملیات بهینه‌سازی به پایان می‌رسد و در غیر این صورت عملیات بهینه‌سازی ادامه می‌یابد. در گام بعدی نحوه توزیع عناصر مقاوم سازه‌ای بر اساس تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت اصلاح می‌گردد. این کار با مقایسه تغییر شکل مجاز آیین‌نامه با تغییر شکل حداکثر ایجاد شده در عضو، در سطوح خطر مختلف انجام می‌پذیرد و مصالح به صورت تدریجی از نواحی که از حداکثر ظرفیت آنها استفاده نشده است به نواحی بحرانی‌تر منتقل می‌گردد. در نهایت در سازه به دست آمده، تغییر شکل‌ها در تمام اعضا به مقدار مجاز خود رسیده و از حداکثر ظرفیت سازه

نتایج به دست آمده از تحقیقات پژوهشگران علاوه بر آن که برخی از نقاط ضعف سیستم‌های طراحی کنونی را نشان می‌دهد، بیانگر آن است که با استفاده از الگوی توزیعی بار جانبی توصیه شده توسط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، از تمام ظرفیت سازه استفاده نمی‌گردد. از سوی دیگر در ضوابط و آیین‌نامه‌های طراحی جدید که بر پایه طراحی عملکردی سازه‌ها قرار دارند دیگر طراحی سازه در برابر نیروی اسمی زلزله مطرح نیست.

#### ۴-۱- الگوریتم طراحی بهینه با استفاده از تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت

یکی از روش‌های بهینه‌سازی که توسط Moghaddam و همکاران (راحی، ۱۳۸۶؛ Moghaddam و Hajirasouliha، ۲۰۰۸) ارائه شده است روش تغییر شکل‌های یکنواخت است. در این روش با جابه‌جایی عناصر مقاوم سازه‌ای از بخش‌های قوی‌تر به بخش‌های ضعیف‌تر سازه عملکرد لرزه‌ای سازه بهبود داده می‌شود. این امر سبب می‌شود تا توزیع تغییر شکل در سازه به صورت یکنواخت‌تر در آید و به تبع آن حداکثر تغییر شکل نیاز در سازه کاهش یابد. Moghaddam و Hajirasouliha (۲۰۰۸)، مطالعاتی جهت بسط تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت و نحوه استفاده از آن در طراحی لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای مختلف انجام داده‌اند. در مطالعات انجام شده توسط کرمی محمدی (محمدی، ۱۳۸۰) نشان داده شده است که می‌توان با انتخاب نحوه مناسبی از توزیع مقاومت در سازه، حداکثر شکل‌پذیری ایجاد شده در سازه تحت اثر زلزله‌های قوی را تا حد زیادی کاهش داد. با استفاده از اصل تلازم معکوس مقاومت و تسلیم (مقدم، ۱۳۸۱) می‌توان نتیجه گرفت که اگر سختی و مقاومت اعضایی که از حداکثر ظرفیت آنها در طی بارگذاری استفاده نشده است کاسته شود، تغییر شکل آنها افزایش یافته و سازه به سمت توزیع یکنواخت تغییر شکل پیش می‌رود. از آنجا که کاهش سختی و مقاومت با کاهش وزن همراه است، سازه‌ای که ضرایب شکل‌پذیری در سطح آن به طور یکنواخت توزیع شده و تغییر شکل همه اعضا به حد مجاز خود رسیده باشد، سبک‌تر از سازه‌ای است که برخی از اعضا آن به ضریب شکل‌پذیری هدف نرسیده باشند. برعکس تغییر شکل حداکثر چنین سازه‌ای کمتر از تغییر شکل سازه هم وزن است که در آن تغییر شکل‌ها به طور یکنواخت توزیع نشده باشد. پس برای استفاده بهینه از تمام ظرفیت سازه لازم است توزیع تغییر شکل در سازه به صورت یکنواخت‌تر درآید.

بنابراین روند کلی این روش را می‌توان به صورت زیر توضیح داد که در ابتدا سازه اولیه با استفاده از روش‌های طراحی متعارف تعیین می‌شود. سپس بارگذاری دینامیکی توصیه شده در آیین‌نامه طرح عملکردی به سازه اعمال شده و تغییر شکل‌های مد نظر



شکل ۴- مقاطع قاب ۷ طبقه ۳ دهانه براساس طرح استاتیکی

از المان‌های تیر و ستون غیرخطی (Nonlinear Beam Column) و مقاطع فایبر برای مدل‌سازی قاب خمشی فولادی در نرم افزار استفاده شده است.

#### ۶- معیار طراحی عملکردی

از دستورالعمل ASCE41-06 در تعیین معیارهای عملکردی برای طراحی بهینه سازه استفاده شده است. در این دستورالعمل چرخش پلاستیک گره‌های خمیری در اجزای مختلف معیار اصلی بررسی عملکرد سازه می‌باشد. سطوح عملکرد سازه‌ای مختلفی از جمله سطح استفاده بی وقفه یا IO، سطح ایمنی جانی یا LS و سطح آستانه فروریزش یا CP تعریف شده است. از طرف دیگر سطوحی از شدت زلزله نیز تعریف شده است که با عنوان سطوح خطر بیان می‌شوند. از جمله سطح خطر BSE-2 که نمایانگر شدیدترین زلزله محتمل با دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله می‌باشد و سطح خطر BSE-1 با دوره بازگشت ۴۷۴ سال.

در گام اول در این دستورالعمل، هدف طراحی با استفاده از سطوح عملکردی و سطوح خطر تعیین می‌شود. در اینجا از هدف طراحی پایه استفاده شده است که انتظار می‌رود سازه تحت زلزله سطح BSE-2 سطح عملکرد CP یا آستانه فروریزش و همچنین تحت زلزله سطح BSE-1 سطح عملکرد LS یا ایمنی جانی را تأمین نماید. برای رسیدن به این هدف، آیین‌نامه برای هر یک از سطوح عملکردی تعریف شده محدودیت‌هایی برای تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی در اعضای سازه تعیین کرده است. شدت زلزله‌های مربوط به هر سطح خطر نیز با استفاده از طیف پاسخی که بر اساس دوره بازگشت زلزله رسم می‌شود تعیین می‌شود. طیف پاسخ شتاب برای ۲ سطح خطر BSE-1 و BSE-2 برای منطقه لس‌آنجلس و نوع

استفاده می‌شود و می‌توان به سازه سبک‌تری دست یافت، در عین حال در هیچ‌یک از اعضا پارامترهای تقاضا بیشتر از حد مجاز نخواهد بود و سازه تحت زلزله اعمالی دچار کم‌ترین خرابی خواهد شد. بدین ترتیب یک الگوی جدید برای توزیع مقاومت در سازه به دست می‌آید و عملیات بهینه‌سازی مجدداً از گام دوم تکرار می‌گردد تا یک جواب قابل قبول به دست آید. این روند تا آنجا ادامه می‌یابد که تابع خطا به اندازه کافی کوچک شده و یک توزیع نسبتاً یکنواخت حاصل گردد.

در الگوریتم ارائه شده سازه به دست آمده الزاماً در هر یک از سطوح خطر بهینه نیست و بدیهی است با اجرای الگوریتم فقط در یک سطح خطر می‌توان به سازه سبک‌تر دست یافت، اما با استفاده از الگوریتم فوق، سازه به دست آمده بهترین (سبک‌ترین) سازه‌ای است که می‌تواند همزمان در چند سطح خطر مختلف سطح عملکرد مورد نظر آیین‌نامه را داشته باشد.

#### ۵- مدل‌های سازه‌ای

برای بررسی کارایی روش یک مدل قاب خمشی فولادی با استفاده از الگوریتم فوق به صورت بهینه طرح شده و عملکرد آن قبل و بعد از بهینه‌سازی مطالعه شده است. این مدل یک قاب ۷ طبقه با ۳ دهانه می‌باشد که هندسه کلی این قاب در شکل ۴ آورده شده است. ارتفاع تمام طبقات برابر ۳٫۲ متر و طول دهانه‌ها ۶ متر است. تمام تکیه‌گاه‌ها گیردار و تمامی اتصالات صلب هستند. تیرها و ستون‌ها از نوع پروفیل‌های HE می‌باشند، در تیرها از پروفیل‌های HEA و در ستون‌ها از پروفیل‌های HEB استفاده شده است. بارگذاری کلی براساس مقررات ملی ساختمان مبحث ششم انجام شده است. طراحی اولیه این دو قاب با استفاده از آیین‌نامه AISC-ASD89 و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران با روش استاتیکی معادل انجام شده است. خاک منطقه از نوع تیپ II و ضریب رفتار سازه برابر ۶ در نظر گرفته شده است. این قاب‌ها با ضریب لرزه‌خیزی  $A=0.35g$  طراحی گردیده‌اند. رفتار مصالح فولادی الاستیک پلاستیک دو خطی با تنش تسلیم  $F_y=235\text{ MPa}$  و مدول الاستیسیته  $E_s=206\text{ GPa}$  و شیب سخت‌شدگی کرنشی برابر ۳ درصد قسمت ارتجاعی در نظر گرفته شده است.

در این پژوهش برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. سرعت بالای انجام محاسبات در این نرم‌افزار و قابلیت کنترل ورودی‌های نرم‌افزار که شامل هندسه مدل و بارگذاری موجود و همچنین خروجی‌های نرم‌افزار توسط نرم‌افزار بالادستی همچون MATLAB باعث شده تا این نرم‌افزار به عنوان ابزار بسیار مناسب برای انجام آنالیزهای مکرر در روند بهینه‌سازی انتخاب گردد.

عملکرد استفاده خواهد شد تا حجم محاسبات در حد قابل قبول باشند. با توجه به تغییرات اندک زمان تناوب سازه در طول روند بهینه‌سازی و تقریبی بودن این معیار آیین‌نامه، مقیاس‌سازی رکوردهای زلزله و تابع شتاب زمان دوام بر اساس سازه اولیه انجام می‌پذیرد. در صورتی که این تغییرات قابل توجه بوده و نیاز به تغییر باشد با یک بار انجام بهینه‌سازی و مقایسه دوره تناوب سازه به دست آمده، می‌توان دوره تناوب متوسطی برای کل مراحل بهینه‌سازی به دست آورد و نیازی به مقیاس‌سازی در هر مرحله از بهینه‌سازی نمی‌باشد.

#### ۷- طراحی لرزه‌ای بهینه مقاطع

بهره‌گیری از نظریه تغییر شکل‌های یکنواخت این امکان را فراهم می‌کند که با حرکت مستقیم به سوی عضو با مقطع بهینه در کمترین تعداد گام به سازه بهینه با وزن حداقل دست یافت. مقاطع مورد استفاده در سازه برای تیرها مقاطع HEA و برای ستون‌ها مقاطع HEB به صورت مقاطع فرضی پیوسته می‌باشد. با استفاده از درون‌یابی روابط برای مشخصات مقاطع به صورت توابعی از مساحت مقطع آنها تعیین شده است. برای نمونه در شکل ۵ تابع تغییرات ارتفاع مقاطع HEA برحسب مساحت مقطع آورده شده است. تمام مشخصات هندسی دیگر مقطع مانند ابعاد و ضخامت جان و بال‌ها به همین صورت محاسبه شده‌اند.

#### ۷-۱- الگوریتم بهینه‌سازی

روند کلی الگوریتم استفاده شده بدین صورت است که سازه اولیه تحت بارگذاری دینامیکی زمان دوام قرار می‌گیرد و عملکرد سازه در سطوح خطر مختلف تعیین می‌شود. با استفاده از نیروهای انگیخته شده در اعضا نیز مقادیر مجاز آیین‌نامه در هر سطح عملکرد برای هر یک از اعضا تعیین می‌شود. سپس مقاطع تیرها و ستون‌ها به گونه‌ای تغییر داده می‌شوند که بزرگترین چرخش پلاستیک ایجاد شده در هر عضو به چرخش مجاز خود نزدیک شود. پارامتر متغیر در این قسمت سطح مقطع اعضا می‌باشد. مقاطع به سمت بزرگترین مقطع مورد نیاز برای تأمین حدود در هر دو سطح عملکرد LS و CP حرکت می‌کند.

خاک C محاسبه شده و در مقیاس‌سازی رکوردهای زلزله و ET استفاده شده است.

حدود چرخش پلاستیک مجاز در اعضا در هر سطح عملکرد بر اساس ضرایبی از چرخش تسلیم اعضا  $\theta_y$  تعیین می‌شود. چرخش تسلیم در تیرها از رابطه  $\theta_y = (ZF_{ye}L_b)/(6EI_b)$  و در ستون‌ها از رابطه  $\theta_y = (ZF_{ye}L_c)/(6EI_c) \times [1 - P/P_{ye}]$  به دست می‌آید که در آنها  $\theta_y$  چرخش تسلیم تیر یا ستون، Z مدول پلاستیک مقطع، E مدول یانگ،  $F_{ye}$  مقاومت تسلیم مورد نظر مصالح و  $I_b$  و  $I_c$  به ترتیب ممان اینرسی تیر و ستون می‌باشد. P نیروی محوری موجود در ستون و  $P_{ye}$  نیروی تسلیم مورد انتظار ستون و برابر با  $AgF_{ye}$  (سطح مقطع کل است) می‌باشد.  $L_c$  و  $L_b$  نیز به ترتیب طول تیر و ستون هستند. آیین‌نامه معیارهای پذیرش برای سطوح عملکرد مختلف را به صورت حدود مجاز چرخش پلاستیک برای تیرها و همچنین برای ستون‌ها بر اساس نیروی محوری ایجاد شده در آنها و اینکه کنترل شونده توسط تغییرمکان می‌باشند یا کنترل شونده توسط نیرو ارائه می‌کند.

پس از تعیین طیف پاسخ شتاب متناظر با هر سطح خطر، برای انجام تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی، مجموعه ۷ شتاب‌نگاشت GM1 و GM2 باید به گونه‌ای مقیاس شوند تا طیف میانگین ۷ رکورد در بازه 0.2T تا 1.5T در بالای طیف مربوط به سطح خطر مورد نظر آیین‌نامه قرار گیرد. برای مدل مورد بررسی زمان تناوب برابر  $T=1.35$  sec می‌باشد. لازم به ذکر است که ضریب مقیاس به دست آمده در این مرحله علاوه بر ضرایب مقیاس اولیه مجموعه GM1 و GM2 اعمال می‌شود. از طرف دیگر برای توابع شتاب ET نیز می‌توان با چند سعی و خطا زمان متناظر با هر سطح خطر به گونه‌ای که طیف مربوط به آن در بازه 0.2T تا 1.5T بالای طیف آیین‌نامه قرار گیرد را برای سازه تعیین کرد. در اینجا از 1.2 برابر رکوردهای سری e استفاده شده است تا در زمان کمتری به شدت مورد نظر دست یابیم. ضرایب به دست آمده برای سازه مورد بررسی طبق

جدول ۳) می‌باشد.

با انجام مقیاس‌سازی رکوردهای زلزله و تعیین زمان هدف برای رکوردهای ET می‌توان عملکرد سازه در سطوح خطر مختلف را بررسی کرد. در فرآیند بهینه‌سازی از روش ET برای بررسی

جدول ۳- ضرایب مقیاس زمان معادل توابع شتاب زمان دوام در سطوح خطر مختلف برای سازه ۷ طبقه

سطح خطر	ضریب مقیاس GM1	ضریب مقیاس GM2	زمان معادل ET*1.2
BSE-1	۱,۱۶۵	۱,۵۴۴	۹,۹ ثانیه
BSE-2	۱,۶۲۴	۲,۱۵۳	۱۴ ثانیه

(۱۳۸۶) برای قاب‌های خمشی فولادی مناسب‌ترین توان  $\alpha$  برابر با ۰٫۰۲ می‌باشد که منجر به قدرت و سرعت همگرایی مناسب می‌شود. با استفاده از مقاطع اصلاح شده عملیات بهینه‌سازی مجدداً از گام دوم تکرار می‌شود تا تابع خطا به اندازه کافی کوچک شود.

تابع خطای استفاده شده در الگوریتم فوق که نمایانگر مجموع پراکندگی چرخش خمیری ایجاد شده در اعضا از چرخش مجاز در آنها می‌باشد به صورت زیر است:

$$\text{Error Function} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\theta_{pi}}{(\theta_{all})_i} - 1 \right)^2}{n}} \quad (۳)$$

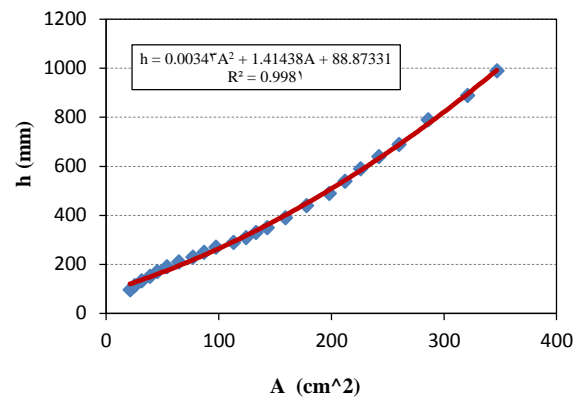
در این رابطه  $\theta_{pi}$  بزرگترین چرخش پلاستیک ایجاد شده در عضو  $i$  ام و  $(\theta_{all})_i$  چرخش پلاستیک مجاز عضو  $i$  ام و  $n$  تعداد کل اعضا است. این تابع برای سطوح عملکرد مختلف به صورت جداگانه در هر گام محاسبه می‌شود. همچنین میزان تابع خطا برای عملکرد کلی به صورتی که برای هر عضو، کمترین خطای موجود در میان سطوح عملکرد است نیز تعیین می‌شود. در تعیین مقدار این تابع، اعضای که محدودیت حداقل ثقلی در آنها حاکم بوده است لحاظ نشده‌اند، از این رو که در آنها دیگر حرکتی به سوی مقدار مجاز آیین‌نامه وجود ندارد و معیار دیگری حاکم است. هرچه مقدار این تابع به صفر نزدیکتر باشد، نشانگر یکنواخت بودن تغییر شکل‌ها در اعضا و انطباق چرخش‌های موجود بر چرخش‌های مجاز در اعضا می‌باشد، بنابراین سازه مدنظر به سازه بهینه نزدیک‌تر است.

برای بررسی خرابی کلی سازه اندیس خرابی  $DI$  به صورت زیر نیز تعریف شده است.  $DI$  برای یک عضو به صورت نسبت چرخش ایجاد شده در عضو به مقدار مجاز آن تعریف می‌شود و در صورتی که بزرگتر از یک باشد به عنوان عضو آسیب دیده در محاسبه اندیس خرابی کلی سازه به صورت زیر وارد می‌شود.

$$DI = \frac{\sum (DI_i)^2}{\sum DI_i} \quad (۴)$$

#### ۸- نتایج بهینه‌سازی

با استفاده از الگوریتم ارائه شده در بخش قبل، طرح بهینه‌ای برای قاب مورد بررسی به گونه‌ای که سطح عملکرد  $LS$  و  $CP$  را به ترتیب در سطوح خطر  $BSE-1$  و  $BSE-2$  داشته باشد به دست آمده است. نتایج حاصل نشانگر کاهش وزن کلی قاب و در عین حال بهبود عملکرد آن می‌باشد. همچنین در طی روند بهینه‌سازی مصالح عمدتاً از طبقات بالا به سمت طبقات پایین‌تر و از اعضای کناری به سمت اعضای داخلی قاب جابجا شده‌اند. برای رسیدن به طرحی عملی برای قاب فولادی بایستی شرط تقارن سازه را نیز در



شکل ۵- منحنی درونیابی ارتفاع مقاطع HEA بر حسب مساحت مقطع

الگوریتم بهینه‌سازی به صورت زیر خواهد بود:

۱- سازه اولیه با استفاده از روش استاتیکی معادل طرح می‌شود و به عنوان نقطه شروع برای روند بهینه‌سازی در نظر گرفته می‌شود. همچنین مقاطع حداقل لازم برای تحمل بارهای ثقلی تعیین می‌شود. این مقادیر به عنوان حد پایین اندازه مقاطع هر عضو در نظر گرفته می‌شوند.

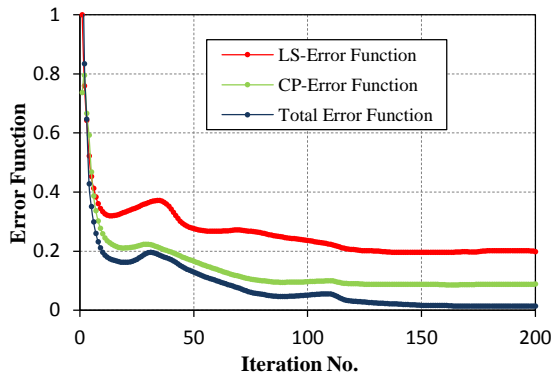
۲- سازه تحت آنالیز زمان دوام قرار می‌گیرد و پاسخ سازه در سطوح خطر مختلف که معادل زمان‌های مختلف اعمال تابع شتاب زمان دوام است ثبت می‌شود. بزرگترین چرخش پلاستیک بوجود آمده در هر عضو  $Hazard\ level$  ( $\theta_{pi}$ ) و مقدار چرخش پلاستیک مجاز  $Hazard\ level$  ( $(\theta_{all})_i$ ) تعیین می‌شود. تابع خطا محاسبه می‌گردد. در صورتی که تابع خطا به اندازه کافی کوچک باشد این سازه به عنوان سازه بهینه انتخاب و عملیات بهینه‌سازی متوقف می‌شود.

۳- در این گام مقاطع اعضا بر اساس رابطه زیر اصلاح خواهد شد. به این صورت که مقطعی که چرخش پلاستیک ایجاد شده در آنها بزرگتر از حد مجاز است تقویت شده و مقطعی که چرخش پلاستیک ایجاد شده در آنها کمتر از حد مجاز است ضعیف‌تر خواهند شد. این مقایسه در سطح عملکردی بحرانی که نسبت چرخش پلاستیک موجود به مجاز بزرگتر باشد انجام می‌پذیرد.

$$[A_i]_{n+1} = [A_i]_n \left[ \max \left( \frac{\theta_{pi}}{(\theta_{all})_i} \right)_{Hazard\ level} \right]^\alpha \quad (۲)$$

در این رابطه  $A_i$  سطح مقطع عضو  $i$  ام،  $\theta_{pi}$  چرخش پلاستیک حداکثر ایجاد شده در عضو  $i$  ام در هر سطح خطر،  $(\theta_{all})_i$  چرخش پلاستیک مجاز عضو  $i$  ام در هر سطح خطر،  $n$  شماره گام بهینه‌سازی و  $\alpha$  توان همگرایی می‌باشد. برای دستیابی به همگرایی مناسب به جواب بهینه لازم است این تغییرات به صورت تدریجی اعمال گردند و بر اساس نتایج تحقیقات Moghaddam و همکاران



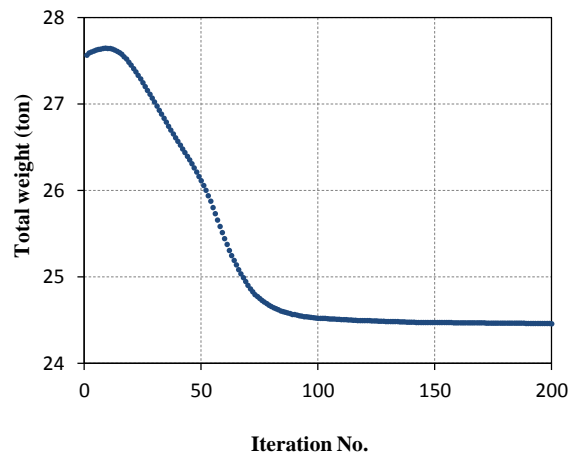


شکل ۸- تغییرات تابع خطا در سطح LS و CP و تابع خطای کلی سازه

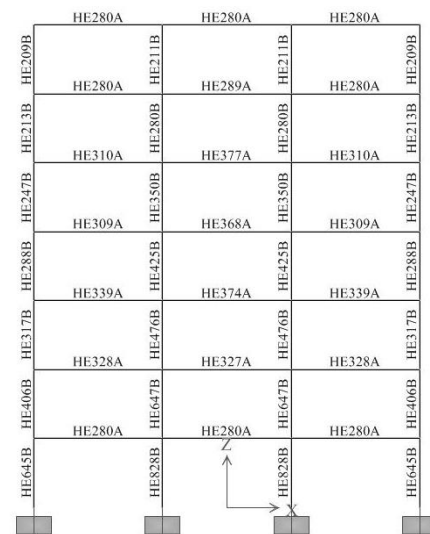
شکل ۸) تابع خطا را بر اساس معیارهای سطوح عملکردی LS و CP نشان می‌دهد. تابع خطا در هر عضو کمترین پراکندگی موجود بین دو عضو متقارن در نظر گرفته شده است. ملاحظه می‌شود با آنکه روند تابع خطا کاهشی می‌باشد اما در نهایت برای هر کدام از سطوح از صفر فاصله دارد. این بدین معنی است که سازه به دست آمده در نهایت بهترین سازه ممکن برای پاسخگویی هر یک از سطوح به تنهایی نمی‌باشد و چرخش موجود در برخی از اعضای این سازه کمتر از مقدار مجازشان در هر سطح است که این به دلیل تاثیر محدودیت‌های سطح دیگر می‌باشد. بنابراین در صورتی که فرآیند بهینه‌سازی بر مبنای فقط یکی از این سطوح عملکرد انجام می‌شد، اعضای از سازه محدودیت‌های سطح دیگر را ارضاء نکرده و دچار خرابی می‌شد. بنابراین طرح بهینه در یک سطح خاص، الزاماً منجر به سازه‌ای با عملکرد مطلوب در تمام سطوح نخواهد شد و برای رسیدن به یک طرح بهینه عملکردی بایستی تمام سطوح مورد نظر در روند بهینه‌سازی لحاظ شوند.

به منظور بررسی اینکه تا چه حد سازه نهایی به سازه بهینه در هر دو سطح نزدیک شده است، تابع خطای کلی سازه را بدین صورت تعریف می‌کنیم که در هر عضو کمترین پراکندگی موجود از مقادیر مجاز در بین سطوح عملکرد در محاسبه تابع خطا وارد می‌شود. بدین ترتیب ملاحظه می‌شود تابع خطای کلی به صفر نزدیک می‌شود در واقع می‌توان نتیجه گرفت که در تمام اعضای سازه به دست آمده چرخش پلاستیک ایجاد شده در هیچ یک از سطوح عملکرد از مقدار مجاز بیشتر نشده است و در سطح عملکرد حاکم بر طراحی چرخش ایجاد شده درست به اندازه چرخش مجاز است. لازم به توضیح است اعضای که محدودیت حداقل ثقلی در آنها حاکم بوده است در محاسبه این تابع شرکت داده نشده‌اند و به این ترتیب تابع خطای کلی به صفر بسیار نزدیک شده است. عملکرد سازه قبل و بعد از بهینه‌سازی با استفاده از روش زمان دوام مورد بررسی قرار گرفته است. در طی فرآیند بهینه‌سازی عموماً وزن سازه کاهش می‌یابد اما در عین حال پراکندگی

روند بهینه‌سازی اعمال کنیم به این صورت که در اعضای متقارن بزرگترین مقطع لازم برای ارضای شرایط هر دو عضو انتخاب می‌شود. با توجه به نمودار شکل ۶ که تغییرات کلی وزن سازه را در گام‌های متوالی نشان می‌دهد وزن سازه در حدود ۱۱٫۲٪ کاهش یافته است. در شکل ۷ سازه نهایی به دست آمده آورده شده است. این سازه از لحاظ تئوریک بهترین (سبک‌ترین) سازه‌ای است که محدودیت‌های آیین‌نامه در هر دو سطح LS و CP را ارضاء می‌کند. در صورتی که در فرآیند بهینه‌سازی تنها محدودیت‌های سطح LS لحاظ شوند، این کاهش وزن در حدود ۱۵٫۱٪ و برای سطح CP نیز به میزان ۴٫۸٪ می‌باشد. باید توجه داشت که اعمال محدودیت همزمان چند سطح عملکرد تا حدودی از قدرت همگرایی روش می‌کاهد و تعداد گام بیشتری برای رسیدن به سازه بهینه نیاز است. همچنین وزن سازه به دست آمده با اعمال محدودیت همزمان چند سطح عملکرد نیز بیشتر از وزن سازه بهینه شده بر اساس فقط یک سطح عملکرد است.



شکل ۶- تغییرات وزن کل سازه با شرط تقارن سازه

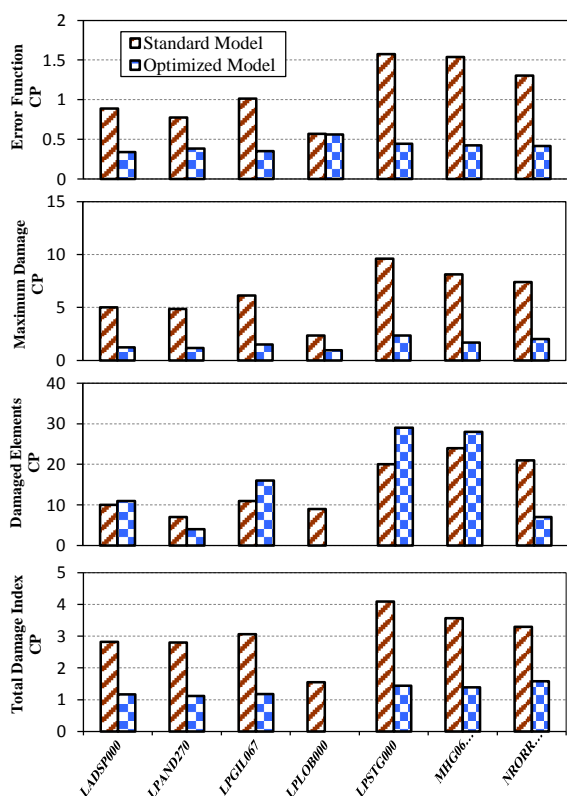


شکل ۷- طرح بهینه سازه

لازم برای بهینه‌سازی سازه‌ای با تعداد اعضای بیشتر بسیار زیاده‌تر بوده و تقریباً غیر عملی می‌باشد. در حالی که در الگوریتم تغییر شکل‌های یکنواخت با توجه به هم‌زمان بودن حرکت مصالح از قسمت‌های قوی سازه به بخش‌های ضعیف، تعداد آنالیز لازم با افزایش تعداد اعضا تغییر چندانی نمی‌کند و ۲۰۰ گام برای قاب‌های متعارف کافی است.

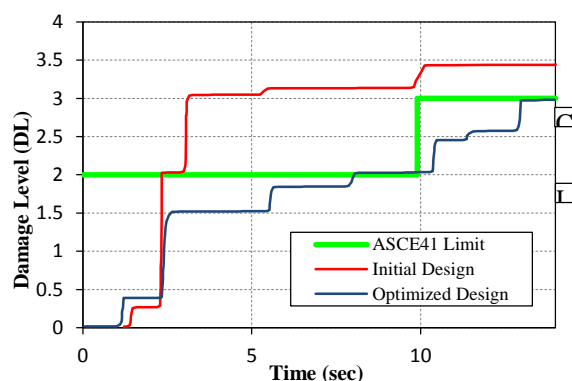
### ۸-۱- رفتار سازه تحت رکوردهای زلزله قبل و بعد از بهینه‌سازی

در بخش قبل منحنی عملکرد سازه تحت تابع شتاب زمان دوام قبل و بعد از بهینه‌سازی مورد بررسی قرار گرفت. حال جای این سوال وجود دارد که آیا سازه بهینه‌سازی شده تحت رکوردهای واقعی زلزله اعم از رکوردهای سازنده سری e و یا رکوردهای دیگر نیز رفتار بهتری خواهد داشت و یا پاسخ به دست آمده برای این سازه صرفاً تحت تابع شتاب مورد بررسی مناسب است. این سوال با بررسی رفتار سازه تحت رکوردهای مجموعه GM1 و GM2 مقیاس شده برای این سازه مورد تحقیق قرار گرفته است.



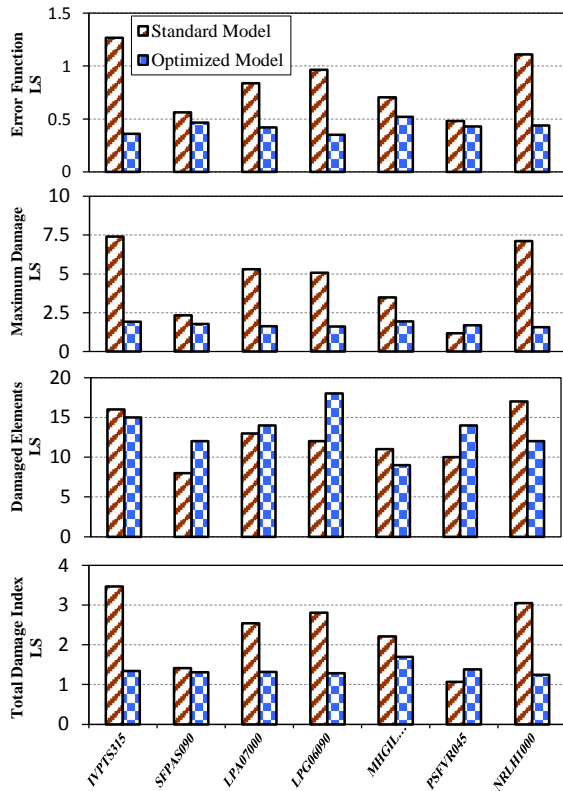
شکل ۱۰- مقایسه پارامترهای خرابی قبل و بعد از بهینه‌سازی تحت شتاب‌نگاشت‌های مجموعه GM1 در سطح BSE-2

چرخش‌های پلاستیک ایجاد شده در اعضا نسبت به مقادیر مجازشان نیز کاهش می‌یابد و اعضای ضعیف تا جایی که به عملکرد موردنظر آیین‌نامه برسند تقویت می‌شوند. بنابراین می‌توان انتظار داشت عملکرد سازه در عین سبک‌تر بودن، بهتر از سازه اولیه باشد. شکل ۹) شاخص سطح خرابی DL برای کل سازه را بر اساس چرخش پلاستیک اعضا نشان می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌شود شاخص خرابی سازه اولیه که با استفاده از روش استاتیکی طرح شده بالاتر از حد مجاز آیین‌نامه قرار دارد که نشانگر ایجاد خرابی در برخی اعضای سازه می‌باشد. اما سازه بهینه معیارهای هر دو سطح LS و CP را تأمین می‌نماید. مرز سطح عملکرد LS برابر DL=2 و مرز سطح عملکرد CP برابر DL=3 می‌باشد.

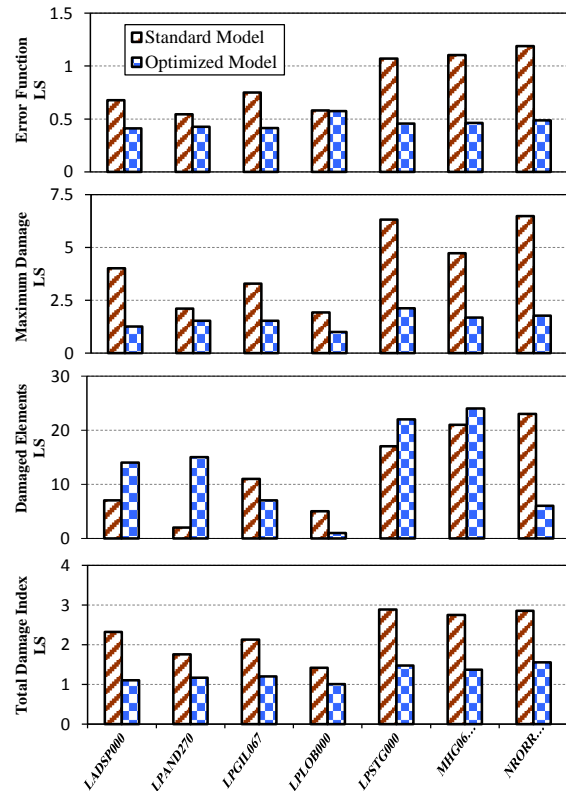


شکل ۹- مقایسه شاخص سطح خرابی قاب ۷ طبقه قبل و بعد از بهینه‌سازی

برای بررسی صحت نتایج حاصل از روش تغییر شکل‌های یکنواخت، یک سازه با تعداد اعضای کمتر به صورت قاب ۳ طبقه تک دهانه با استفاده از الگوریتم ژنتیک نیز بررسی شده است. سازه بهینه شده توسط این روش مشابه سازه به دست آمده از روش تغییر شکل‌های یکنواخت بوده است و تغییر شکل‌ها در تمام اعضای سازه بهینه شده دقیقاً به مقدار حدی خود رسیده‌اند. می‌توان نتیجه گرفت برای این سازه ثنوری تغییر شکل‌های یکنواخت به پاسخ بهینه کلی دست می‌یابد و کاهش حجم محاسبات در این روش منجر به رسیدن به پاسخ نادرست نمی‌شود. این نتیجه‌گیری هر چند تا حدودی برای سازه‌های منظم قابل تعمیم است اما صحت آن در مورد سازه‌های نامنظم و پیچیده نیاز به بررسی و تحقیق بیشتر دارد. اما آنچه واضح است این که اگر روش تغییر شکل‌های یکنواخت منجر به کاهش وزن سازه شود، هر چند سازه به دست آمده جواب بهینه کلی نباشد، با توجه به حجم قابل قبول محاسبات می‌تواند به عنوان یک روش عملی مورد استفاده قرار گیرد. تعداد آنالیزهای لازم برای رسیدن به سازه بهینه در روش ژنتیک بسیار بیشتر از روش تغییر شکل‌های یکنواخت است و برای این مسأله با ۹ متغیر بیش از ۱۰۰۰ آنالیز می‌باشد. تعداد آنالیز



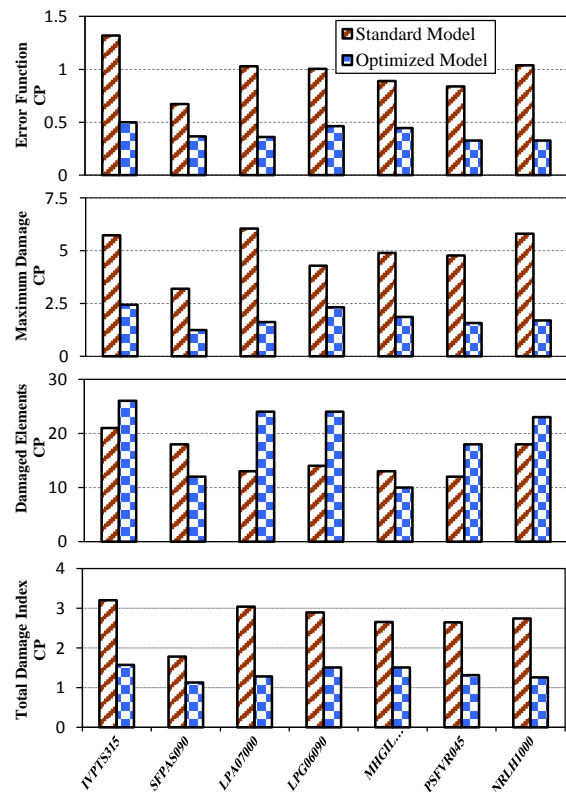
شکل ۱۳- مقایسه پارامترهای خرابی قبل و بعد از بهینه‌سازی تحت شتاب‌نگاشت‌های مجموعه GM2 در سطح BSE-1



شکل ۱۱- مقایسه پارامترهای خرابی قبل و بعد از بهینه‌سازی تحت شتاب‌نگاشت‌های مجموعه GM1 در سطح BSE-1

برای این منظور در نمودارهای زیر چهار پارامتر تابع خطای کلی سازه، حداکثر خرابی ایجاد شده در اعضای سازه که به صورت نسبت چرخش ایجاد شده به چرخش مجاز تعریف می‌شود، تعداد اعضای از سازه که دچار خرابی شده‌اند و همچنین اندیس خرابی کلی سازه، قبل و بعد از بهینه‌سازی برای هر یک از رکوردهای مجموعه GM1 و GM2 در دو سطح خطر BSE-1 و BSE-2 ارائه و مقایسه شده‌اند.

همان طور که ملاحظه می‌شود در هر دو مجموعه شتاب‌نگاشت‌های مورد بررسی تغییرات پارامترهای خرابی قبل و بعد از بهینه‌سازی روند مشابهی را پیموده‌اند. در تمامی موارد تابع خطای کلی سازه که نمایانگر پراکندگی تغییر شکل‌های ایجاد شده در اعضا نسبت به مقادیر مجازشان است، بعد از بهینه‌سازی به میزان قابل توجهی کاهش یافته است. در اکثر موارد تعداد اعضای آسیب دیده در سازه بهینه‌سازی شده افزایش یافته است، اما حداکثر خرابی ایجاد شده که عموماً در ستون‌های طبقات اول و دوم سازه استاندارد رخ می‌داد به شدت کاهش یافته است و می‌توان گفت تحت زلزله‌های اعمالی هیچ یک از اعضای سازه بهینه‌سازی شده دچار خرابی شدید نمی‌شود. در تمامی موارد اندیس خرابی کل سازه کاهش چشمگیری داشته است که نشانگر بهبود عملکرد سازه تحت این رکوردها در هر یک از سطوح



شکل ۱۲- مقایسه پارامترهای خرابی قبل و بعد از بهینه‌سازی تحت شتاب‌نگاشت‌های مجموعه GM2 در سطح BSE-2

می‌باشد.

شده است در زلزله سطح LS دچار خرابی خواهد شد. بنابراین طرح بهینه در یک سطح خاص الزاماً منجر به سازه‌ای با عملکرد مطلوب در تمام سطوح نخواهد شد و برای رسیدن به یک طرح بهینه عملکردی بایستی تمام سطوح مورد نظر مستقیماً در روند بهینه سازی لحاظ شوند.

رفتار سازه ۷ طبقه اولیه و سازه بهینه تحت رکوردهای مجموعه GM1 و GM2 مقیاس شده در سطوح خطر BSE-1 و BSE-2 مورد تحقیق قرار گرفته است. مقایسه پارامترهای خرابی در سازه قبل و بعد از بهینه‌سازی به وضوح نشانگر بهبود عملکرد سازه تحت زلزله‌های نامشخص اعمالی می‌باشد و می‌توان روش فوق را به عنوان روشی عملی برای طرح بهینه بر پایه عملکرد قاب‌های فولادی دانست. در تمامی موارد تابع خطای کلی سازه بعد از بهینه‌سازی به میزان قابل توجهی کاهش یافته است. در اکثر موارد تعداد اعضای آسیب دیده در سازه بهینه‌سازی شده افزایش یافته است اما حداکثر خرابی ایجاد شده که عموماً در ستون‌های طبقات اول و دوم سازه استاندارد رخ می‌داد به شدت کاهش یافته است و می‌توان گفت تحت زلزله‌های اعمالی هیچ یک از اعضای سازه بهینه‌سازی شده دچار خرابی شدید نمی‌شود. در تمامی موارد اندیس خرابی کل سازه کاهش چشمگیری داشته است که نشانگر بهبود عملکرد سازه تحت این رکوردها در هر یک از سطوح می‌باشد. می‌توان نتیجه گرفت برای سازه‌های متعارف، سازه بهینه‌سازی شده توسط روش تغییر شکل‌های یکنواخت تحت تابع شتاب زمان دوام، تحت زلزله احتمالی عملکرد مناسب‌تری نسبت به سازه طراحی شده توسط روش استاتیکی خواهد داشت. این موضوع برای سایر سازه‌ها از جمله سازه‌های نامنظم و پیچیده نیازمند بررسی‌های بیشتر می‌باشد.

#### ۱۰- مراجع

راحی م، "طراحی لرزه ای بهینه قاب های خمشی فولادی بر پایه عملکرد آنها"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران، ۱۳۸۶.

سرمستی ه، تقی‌زاده ن، "بهینه‌سازی چندمعیاری توپولوژی سازه‌ها بر اساس حداکثر کردن سختی و حداقل کردن تنش"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، ۱۳۹۳، ۴۴(۷۴)، ۸۱-۸۸.

کریمی محمدی ر، "اثر نحوه توزیع مقاومت برشی بر کاهش خرابی سازه ها در زلزله"، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران، ۱۳۸۰.

مقدم ح، "مهندسی زلزله- مبانی و کاربرد"، انتشارات جهاد دانشگاهی دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران، ۱۳۸۱.

Asce41-06, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE/SEI Seismic Rehabilitation

می‌توان نتیجه گرفت برای سازه‌های متعارف، سازه بهینه‌سازی شده توسط روش تغییر شکل‌های یکنواخت تحت تابع شتاب زمان دوام، تحت زلزله احتمالی عملکرد مناسب‌تری نسبت به سازه طراحی شده توسط روش استاتیکی خواهد داشت. این نتیجه‌گیری در هر دو سطح CP و LS قابل مشاهده است و سازه به دست آمده، در هر دو سطح عملکرد بهتری دارد. از این رو، می‌توان روش فوق را به عنوان روشی عملی برای طراحی بهینه عملکردی قاب‌های فولادی متعارف دانست.

#### ۹- نتیجه‌گیری

هدف اصلی این پژوهش ارائه یک روش عملی برای تعیین بهینه پارامترهای طراحی بر اساس عملکرد بوده است، به گونه‌ای که بتوان ساده‌سازی‌های انجام شده در مدلازی و همچنین بارگذاری را تا حد امکان حذف کرد. بنابراین از روش تحلیل دینامیکی زمان دوام، برای تعیین عملکرد در سطوح خطر مختلف استفاده شده است. این روش حجم محاسبات مورد نیاز را تا حد زیادی می‌کاهد و این امکان را فراهم می‌آورد که در عین استفاده از روش‌های معمول بهینه‌سازی از دقیق‌ترین روش تحلیل با عنوان تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تحلیل سازه استفاده کرد و مدل‌سازی و بارگذاری سازه را با حداکثر دقت انجام داد.

نتایج ارائه شده برای یک قاب نمونه و همچنین سایر موارد بررسی شده در این پژوهش نشان می‌دهد در تمام موارد وزن سازه در حدود ۱۰ تا ۱۵ درصد کاهش یافته است (برای نمونه مورد بررسی در این مقاله به میزان ۱۱٫۲ درصد). با رسم منحنی عملکرد سازه بر اساس چرخش پلاستیک اعضا و شاخص سطح خرابی قبل و بعد از بهینه‌سازی، مشاهده می‌شود که عملکرد سازه پس از بهینه‌سازی بهبود یافته است. همچنین در طی روند بهینه‌سازی مصالح عمدتاً از طبقات بالا به سمت طبقات پایین‌تر و از اعضای کناری به سمت اعضای داخلی قاب جابه‌جا می‌شوند.

اعمال محدودیت هم‌زمان چند سطح عملکرد تا حدودی قدرت همگرایی روش را پایین می‌آورد و تعداد گام بیشتری برای رسیدن به سازه بهینه مورد نیاز است. اما استفاده از روش زمان دوام حجم محاسبات را در سطح قابل قبول نگه داشته است. از طرف دیگر وزن سازه به دست آمده با اعمال محدودیت هم‌زمان چند سطح عملکرد نیز بیشتر از وزن سازه بهینه شده بر اساس فقط یک سطح عملکرد است. نشان داده شد که در صورتی که فرآیند بهینه‌سازی بر مبنای فقط یکی از این سطوح عملکرد انجام شود اعضای از سازه محدودیت‌های سطح دیگر را ارضاء نکرده و دچار خرابی می‌شوند. یعنی اعضای سازه‌ای که فقط تحت محدودیت‌های سطح LS بهینه شده در زلزله سطح CP دچار خرابی شده و در مقابل اعضای سازه‌ای که تحت محدودیت‌های سطح CP بهینه

- Riahi H, Estekanchi H, "Seismic assessment of steel frames with the endurance time method", *Journal of Constructional Steel Research*, 2010, 66 (6), 780-792.
- Talbi, E-G, "Metaheuristics: from design to implementation, Wiley, 2009.
- Standards Committee, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2007.
- Basim MC, Estekanchi HE, "Application of endurance time method in performance-based optimum design of structures", *Structural Safety*, 2015, 56, 52-67.
- Bozorgnia Y, Bertero VV, "Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering", CRC press, US, 2004.
- Christensen PW, Klarbring A, "An introduction to structural optimization", Springer, 2009.
- Connor JJ and Klink BS 1996. *Introduction to motion based design*, Computational Mechanics.
- Estekanchi H, Arjomandi K, Vafai A, "Estimating structural damage of steel moment frames by endurance time method" *Journal of Constructional Steel Research*, 2008, 64 (2), 145-155.
- Estekanchi H, Riahi H, Vafai A, "Endurance time method: exercise test as applied to structures", *Asian Journal of Civil Engineering*, 2009, 10 (5), 559-577.
- Estekanchi H, Riahi H, Vafai A, "Application of endurance time method in seismic assessment of steel frames", *Engineering Structures*, 2011, 33 (9), 2535-2546.
- Estekanchi HE, Basim MC, "Optimal damper placement in steel frames by the Endurance Time method", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2011, 20 (5), 612-630.
- Estekanchi HE, Vafai A, Sadeghazar M, "Endurance time method for seismic analysis and design of structures", *Scientia Iranica*, 2004, 11 (4), 361-370.
- Gallagher R, Zienkiewicz O, "Optimum Structural Design; Theory and Applications", Wiley, New York, 1973.
- Gantes C, Vayas I, Spiliopoulos A, Pouangare 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*, 2000, 585-592.
- Ganzerli S, Pantelides C, Reaveley L, "Performance-based design using structural optimization", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2000, 29 (11), 1677-1690.
- Gong Y, Grierson D, Xu L, "Optimal design of steel building frameworks under seismic loading", *Response of Structures to Extreme Loading XL2003*, Canada, Toronto, 2003.
- Mirzaee A, Estekanchi HE, Vafai A, "Application of Endurance Time Method in Performance-Based Design of Steel Moment Frames", *Scientia Iranica*, 2010, 17 (6), 361-370.
- Moghaddam H, Hajirasouliha I, "Optimum strength distribution for seismic design of tall buildings: The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2008, 17 (2), 331-349.
- Nozari A, Estekanchi H, "Optimization of Endurance Time acceleration functions for seismic assessment of structures", *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 2011, 1 (2), 257-277.

## EXTENDED ABSTRACT

# Application of Endurance Time Method in Optimum Seismic Design of Steel Frames Using Uniform Deformations Theory

Mohammad Charkhtab Basim <sup>a,\*</sup>, Homayoon E. Estekanchi <sup>b</sup>

<sup>a</sup> Department of Civil Engineering, Sahand University of Technology, Tabriz, Iran

<sup>b</sup> Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

**Received:** 01 August 2017; **Accepted:** 15 July 2018

### Keywords:

Performance based optimum design, Endurance Time method, Optimization, Uniform deformations theory.

## 1. Introduction

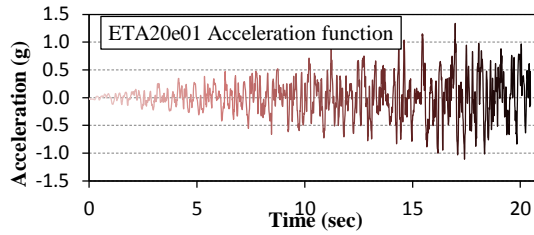
In recent years, many research works have been accomplished to reduce the amount of losses induced by seismic hazards. In this regard, performance-based design approaches are recognized as promising tools. These approaches consist three steps: determination of performance objective, initial design and revising the design until achieving the final design. Optimization algorithm is used to automate the revising procedure (Gallagher and Zienkiowicz, 1973; Estekanchi and Basim, 2011). In linear static approaches of seismic design loading, structures with more stiffness and lateral strength are preferred, but investigations show that some cases exist that structures with lower stiffness show better behavior under seismic loadings. Therefore, it is required to use more precise modeling and analysis techniques and consider performance of the structure is multiple hazard levels in optimum design process. On the other hand, one of the most important obstacles in optimum design procedure is accurate response estimation with an acceptable computational effort. In this study, the Endurance Time (ET) method is used to estimate the response of the structure at various hazard intensity levels (Estekanchi et al. 2004). Uniform deformations theory introduced by Gong et al. (2003) is used here to acquire the optimum sections of a prototype steel frame with the least structural weight satisfying performance objectives in multiple hazard levels. Efficiency of the method and performance of the prototype structure before and after optimization is investigated and discussed. ASCE41-06 (2007) is used to define performance objectives.

## 2. Endurance Time (ET) method

Endurance time method is a dynamic time-history based analysis technique in which an intensifying acceleration function is used as input excitation for structures and their performance is assessed based on structural responses through time. Because of the intensifying nature of these acceleration functions, the performance of the structures at different hazard intensities can be evaluated by just a single dynamic response history analysis instead of a set of progressively scaled up ground motion records in IDA. Therefore, the required computational demand is considerably reduced while the major benefits of a complete response history analysis such as accuracy and insensitivity to model complexity are maintained (Estekanchi and Basim, 2011). Fig. 1 shows a sample ET cancellation function.

\* Corresponding Author

E-mail addresses: basim@sut.ac.ir (Mohammad Charkhtab Basim), stkanchi@sharif.edu (Homayoon E. Estekanchi).



**Fig. 1.** A sample ET acceleration function

**3. Earthquake records**

In order to investigate the efficiency of the proposed optimum design method, two sets of earthquake records are used as GM1 and GM2. Each set contains 7 records from records suggested by FEMA440.

**3. Optimum design algorithm**

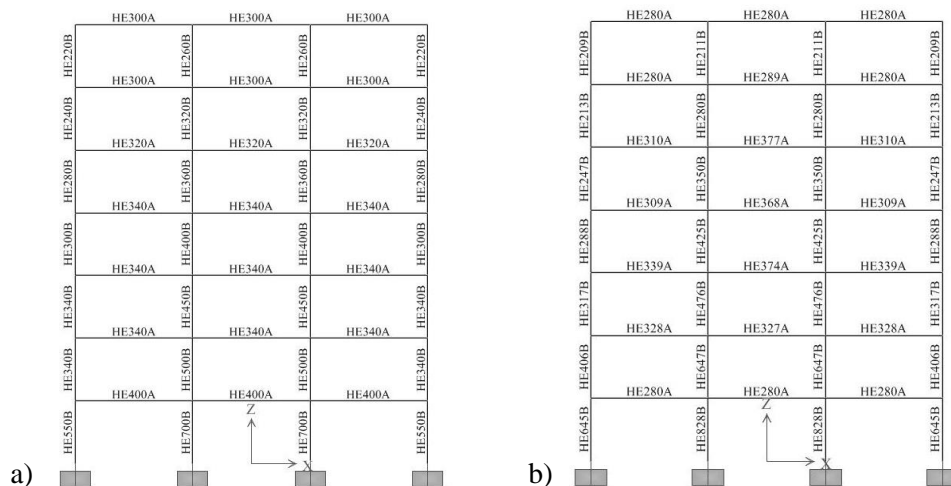
One of the optimum design techniques is based on uniform deformations theory introduced by Moghaddam and Hajirasouliha (2008). In this method, structural materials gradually are moved to weak parts to enhance their performance and the deformations rich their maximum values in the whole structure. Their studies show that this will result in structure with lower weight. Deformation limits are set here according to ASCE41-06 and the section properties are modified at each step using the following formula:

$$[A_i]_{n+1} = [A_i]_n \left[ \max\left(\frac{\theta_{pi}}{(\theta_{all})_i}\right)_{Hazard\ level} \right]^\alpha \tag{1}$$

In this equation is  $A_i$  the section area of the  $i$ th element,  $\theta_{pi}$  is the maximum plastic rotation in  $i$ th element at each hazard level,  $(\theta_{all})_i$  is the allowable plastic rotation of  $i$ th element at each hazard level,  $n$  is the optimization step and  $\alpha$  is the convergence exponent. Two hazard level is considered here: BSE-1 with 474 years hazard return period and BSE-2 with 2475 years hazard return period. The frame should conform to the LS and CP performance levels in BSE-1 and BSE-2 hazard levels, respectively.

**3. Results and discussion**

To investigate the method a 7 story steel frame is optimized using the proposed method. Fig. 2 shows the initial design based on the static procedure according to Iranian National Building Code (INBC) and the optimized design. The structural weight has been reduced by 11.2 % during the optimization process. Actually, this is the best design conforming the LS and CP performance levels simultaneously. The error function in LS and CP levels and the total error are compared and results show that the dispersion at each level has not reached zero during the optimization process.



**Fig. 2.** The prototype 7 story steel frame: a) initial design, b) optimized design

Performance of the frame before and after optimization process is investigated using the ET method. In Fig. 3 the damage level is compared for both designs. It can be seen that the frame after optimization having lower structural weight can conform to the performance objectives at both intensity levels. Also, performance of the frame is investigated by the two sets of ground motion records. The total error function, maximum damage induced in frame elements, the number of damaged elements and total damage index are compared for each ground motion record before and after optimization. These damage parameters have similar trend for both ground motion sets. In all cases, the total error function has decreased significantly after optimization and also in most cases the maximum damage is reduced.

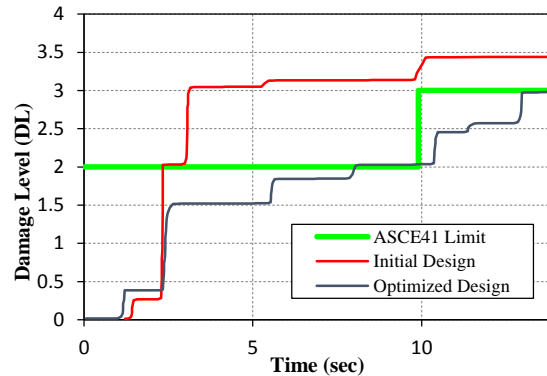


Fig. 3. Comparison of damage level before and after optimization

#### 4. Conclusions

A method to acquire the optimum frame sections is proposed. Endurance time method is used to estimate the structural responses in multiple hazard level. The reduced computational demand in the ET method provided the prerequisites to use uniform deformations optimization algorithm in optimum design procedure. Results show that in all cases the structural weight has been reduced by 10 to 15 percent and also in most cases structural material are moved to lower stories from upper stories and also to inner elements from outer ones. Considering two hazard levels simultaneously decreases the convergence of the method but results show that the frame optimized in only one hazard level will not have proper performance in other level necessarily and some elements will damage in other level. It can be concluded that for the regular frames the optimized design through the uniform deformations algorithm and endurance time method will have better performance under the probable earthquakes.

#### 5. References

- Asce41-06, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE/SEI Seismic Rehabilitation Standards Committee, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2007.
- Estekanchi HE, Basim MC, "Optimal damper placement in steel frames by the Endurance Time method", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2011, 20 (5), 612-630.
- Estekanchi HE, Vafai A, Sadeghazar M, "Endurance time method for seismic analysis and design of structures", *Scientia Iranica*, 2004, 11 (4), 361-370.
- Gallagher R, Zienkiewicz O, "Optimum Structural Design; Theory and Applications", Wiley, New York, 1973.
- Gong Y, Grierson D, Xu L, "Optimal design of steel building frameworks under seismic loading", *Response of Structures to Extreme Loading XL2003*, Canada, Toronto, 2003.
- Moghaddam H, Hajirasouliha I, "Optimum strength distribution for seismic design of tall buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2008, 17 (2), 331-349.