

Seismic Optimization of Steel Moment Resisting Frame Using Uniform Deformation Algorithm

AmirHasan Alizadeh

Lecturer, Faculty of Civil Engineering, Ahar Branch, Islamic Azad University, Ahar, Iran

Mehdi Rahimiasl*

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Ahar Branch, Islamic Azad University, Ahar, Iran

Mehdi.Rahimiasl@iaut.ac.ir

Keywords:

Optimization,

Short steel frame,

Uniform deformation algorithm,

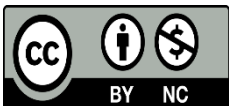
Life safety performance levels.

Abstract

The overall aim of conducting this research is to optimize the medium steel bending frame in the level of life safety risk according to FEMA 350. For this purpose, two 3- and 5- story steel structures have been considered. These structures were designed according to AISC regulations and then subjected to seismic optimization using uniform deformation algorithm. The method of uniform deformations, which is one of the fast methods in optimization based on performance criteria, has been used for optimization so that the dispersion of plastic rotations created in the structural components reaches the lowest value and convinces the permissible plastic rotations at the level of life safety risk based on FEMA regulations. Openses open-source software based on nonlinear time history method was used for modeling. The aim of optimization is to achieve appropriate performance at the risk level and performance level simultaneously. Also, the improved structure has been subjected to earthquake records with different intensities and its performance has been examined. The results indicate that in the process of using this algorithm, convergence is well-established and the use of the objective function of plastic rotations is considered one of the most suitable methods in the optimization of steel structures. Changes in the distribution of materials from structural components have been made mainly from the upper stories towards the lower stories and from the side members to the inner members of the frame. Also, the optimization in the level of life safety performance reduces the weight of both structures and leads to a reduction in their weight between 9 and 20 percent.

This work is licensed under a [Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

(این نشریه تحت قانون بین المللی کپی رایت Creative Commons: BY-NC می باشد).



بهینه سازی لرزه‌ای قاب فولادی با استفاده از الگوریتم تغییر شکل‌های یکنواخت

امیرحسین علیزاده

مربی، گروه عمران، واحد اهر، دانشگاه آزاد اسلامی، اهر، ایران

مهدی رحیمی اصل*

استادیار، گروه عمران، واحد اهر، دانشگاه آزاد اسلامی، اهر، ایران

Mehdi.Rahimiasl@iaut.ac.ir

تاریخ پذیرش: 10 تیر 1402

تاریخ دریافت: 16 اسفند 1401

چکیده

در این تحقیق هدف بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی متوسط در سطح خطر ایمنی جانی طبق آیین‌نامه FEMA 350 می‌باشد. بدین منظور، دو سازه فولادی با تعداد طبقات 3 و 5 طبقه در نظر گرفته شده است. این سازه‌ها با آیین‌نامه‌ی AISC طراحی شده و سپس با استفاده از روش الگوریتم تغییر شکل‌های یکنواخت مورد بهینه‌سازی لرزه‌ای قرار گرفته‌اند. روش تغییر شکل‌های یکنواخت که یکی از روش‌های سریع در بهینه‌سازی بر اساس معیارهای عملکردی می‌باشد طوری برای بهینه‌سازی بکار گرفته شده تا پراکندگی دوران‌های پلاستیک ایجاد شده در اجزای سازه به کمترین مقدار رسیده و دوران‌های پلاستیک مجاز در سطح خطر ایمنی جانی بر اساس آیین‌نامه‌ی FEMA را اقلان نماید. برای مدل‌سازی از نرم‌افزار کد باز Opensees بر اساس روش تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. هدف بهینه‌سازی دستیابی به عملکرد مناسب در سطح خطر و سطح عملکرد به صورت همزمان می‌باشد. همچنین سازه‌ی بهسازی شده، تحت رکوردهای زلزله با شدت‌های مختلف قرار گرفته و عملکرد آن مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهند در روند استفاده از این الگوریتم همگرایی بخوبی ایجاد شده و استفاده از تابع هدف دوران‌های پلاستیک یکی از مناسب‌ترین روش‌ها در بهینه‌سازی سازه‌های فولادی محسوب می‌شود. تغییرات توزیع مصالح از اجزای سازه‌ای، عمدتاً از طبقات بالا به سمت طبقات پایین‌تر و از اعضای کناری به سمت اعضای داخلی قاب صورت گرفته و همچنین بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی موجب کاهش وزن هر دو سازه شده و منجر به کاهش وزن آن‌ها بین 9 تا 20 درصد می‌شود.

کلید واژگان: بهینه‌سازی، قاب فولادی کوتاه، الگوریتم تغییر شکل‌های یکنواخت، سطوح عملکردی ایمنی جانی

1- مقدمه

آمده از مرحله‌ی بهینه‌سازی تحت رکوردهای زلزله با شدت‌های مختلف قرار گرفته و عملکرد لرزه‌ای آن بررسی شده است.

2- روش‌های تحلیل

برای رسیدن به طرح بهینه برای سازه لازم است الگوریتم بهینه‌سازی برای دفعات زیادی تکرار شود و در هر گام پاسخ و عملکرد سازه بررسی شود. برای تحلیل سازه از روش دینامیکی غیرخطی استفاده شده است و در الگوریتم بهینه‌سازی عملکرد سازه در دو سطح خطر مدنظر قرار می‌گیرد. بنابراین در هر گام لازم است پاسخ سازه به زلزله در سطح خطرهای مختلف محاسبه شود. برای این منظور و در جهت کمینه کردن تعداد تحلیل‌های لازم، از سه رکورد زلزله برای تخمین عملکرد سازه استفاده شده است. در نهایت رفتار سازه‌ها تحت سه رکورد زلزله‌ی بر مبنای آیین‌نامه برای سازه مورد نظر مقیاس شده است، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

با توجه به تغییرات اندک زمان تناوب سازه در طول روند بهینه‌سازی، مقیاس کردن رکوردهای زلزله و تعیین زمان‌های متناظر هر سطح خطر بر اساس سازه اولیه انجام شده است.

پس از انتخاب مجموعه‌ی شتابنگاشت‌ها، طبق آیین‌نامه 2800 این شتابنگاشت‌ها بایستی در هر سطح خطر به گونه‌ای مقیاس شوند که طیف پاسخ متوسط آنها در بازه 0.2T تا 1.5T بالای طیف پاسخ شتاب آیین‌نامه در آن سطح خطر باشد که T زمان تناوب سازه می‌باشد. رکوردهای مورد استفاده در این تحقیق در جدول 1 و طیف‌های مربوطه در شکل (1) آورده شده است [5و6].

مطالعات انجام شده بر روی سازه‌ها نشان می‌دهد که اگر بتوان بطریقی تمرکز نیروهای زلزله را از اجزای قویتر به سایر اجزای سازه منتقل و مشارکت تمام اجزا را در حد ظرفیت خود فراهم نمود، می‌توان عملکرد لرزه‌ای سازه را بهبود بخشید. این امر سبب می‌شود توزیع تغییرشکل در سازه به صورت یکنواخت‌تر درآید و به تبع آن حداکثر تغییرشکل نیاز در سازه کاهش یابد [1]. در طراحی-های معمولی عموماً برخی از اعضا به حد تغییرشکل مجاز می‌رسند در صورتیکه تغییرشکل‌ها در سایر اعضا ممکن است کمتر از حد مجاز باشد. می‌دانیم ارتباط معکوس بین مقاومت و تسلیم وجود دارد بطوریکه اگر از سختی و مقاومت این اعضا کاسته شود، تغییرشکل آنها افزایش یافته و سازه به سمت توزیع یکنواخت‌تر تغییرشکل پیش خواهد رفت. از آنجا که کاهش سختی و مقاومت با کاهش وزن همراه است، سازه‌ای که ضریب شکل‌پذیری در سطح خطر مورد نظر آن به طور یکنواخت توزیع شده و تغییرشکل همه اعضا به حد مجاز خود رسیده باشد، سبک‌تر از سازه‌ای است که برخی از اعضا به ضریب شکل‌پذیری هدف نرسیده باشند. برعکس، تغییرشکل حداکثر چنین سازه‌ای کمتر از تغییرشکل سازه هم وزن است که در آن تغییرشکل‌ها به طور یکنواخت توزیع نشده باشد. پس می‌توان نتیجه گرفت که برای استفاده از تمام ظرفیت سازه، لازم است توزیع تغییرشکل در سازه به صورت یکنواخت‌تر درآید و در نهایت سازه‌ای بدست خواهد آمد که توزیع تغییرشکل در آن به صورت کاملاً یکنواخت درآمده است. در این صورت انتظار می‌رود که چنین سازه‌ای در عین برآورده نمودن شرایط عملکرد موردنظر، دارای کمترین وزن سازه‌ای باشد. [3و2]

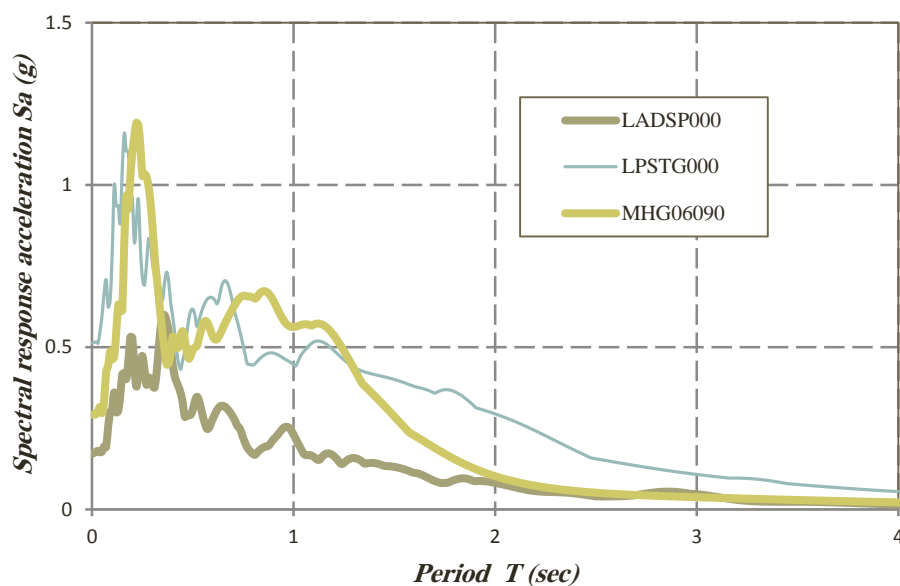
در الگوریتم ارائه شده ایشان، سازه بدست آمده الزاماً در هر یک از سطوح خطر بهینه نیست و بدیهی است با اجرای الگوریتم فقط در یک سطح خطر می‌توان به سازه سبک‌تر دست یافت. اما در این تحقیق می‌خواهیم سازه‌ای بدست آوریم که می‌تواند با کمترین مصالح مصرفی همزمان در چند سطح خطر مختلف سطح عملکرد موردنظر آیین‌نامه را نیز داشته باشد.

در اغلب آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد، هدف عملکردی در بیش از یک سطح خطر تعریف می‌شوند مثلاً در این مورد دو سطح خطر 475 و 2475 سال مد نظر قرار می‌گیرد. در اغلب روش‌های طرح بهسازی و همچنین الگوریتم تغییرشکل‌های یکنواخت، رفتار سازه و پارامترهای عملکردی صرفاً در یک سطح خطر که معمولاً سطح طرح یا زلزله با دوره بازگشت 475 ساله می‌باشد [4] مورد بررسی قرار گرفته است. چنین سازه‌های الزاماً در سایر سطوح عملکردی رفتار بهینه نخواهند داشت. در این تحقیق هدف بررسی امکان بهینه‌یابی در چند سطح خطر مختلف به صورت همزمان می‌باشد. در نهایت سازه‌ی بدست



جدول 1- مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده

Date	Earthquake Name	Magnitude (Ms)	Station Number	Component (deg)	PGA (cm/s ²)	Abbreviation
06/28/92	Landers	7.5	12149	0	167.8	LADSP000
10/17/89	Loma Prieta	7.1	58065	0	494.5	LPSTG000
04/24/84	Morgan Hill	6.1	57383	90	280.4	MHG06090



شکل 1- طیف‌های شتاب سه شتابنگاشت مورد استفاده

1-2- مشخصات اجزا

است. روابط بدست آمده برای مشخصات مقاطع به صورت توابعی از سطح مقطع آنها هم برای تیرها و هم برای ستون‌ها مطابق روابط (1) تا (10) ارائه شده است.

مقاطع مورد استفاده در این سازه‌ها برای تیرها مقاطع HEA و برای ستون‌ها مقاطع HEB می‌باشد. برای استفاده از این مقاطع، در روند بهینه‌سازی از درونیایی خطی برای تعیین مشخصات آن‌ها استفاده شده



$$h = 0.003428A^2 + 1.414381A + 88.873312 \quad (1)$$

$$t_w = -0.000027A^2 + 0.045885A + 3.999294 \quad (2)$$

$$t_f = -0.000060A^2 + 0.097850A + 5.058340 \quad (3)$$

$$b_f = -0.011771A^2 + 3.663344A + 33.917010 \quad ; \quad A < 113 \text{ cm}^2 \quad (4)$$

$$b_f = 300 \quad ; \quad A \geq 113 \text{ cm}^2 \quad (5)$$

برای مقاطع HEB :

$$h = 0.00337A^2 + 0.936180A + 93.035926 \quad (6)$$

$$t_w = -0.000026A^2 + 0.045289A + 5.241278 \quad (7)$$

$$t_f = -0.000051A^2 + 0.093529A + 7.662811 \quad (8)$$

$$b_f = -0.003697A^2 + 2.241881A + 47.632919 \quad ; \quad A < 149 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

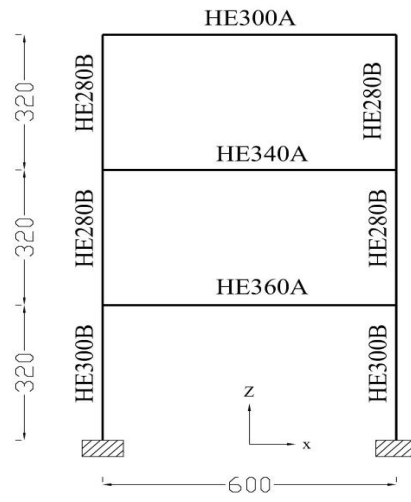
$$b_f = 300 \quad ; \quad A \geq 149 \text{ cm}^2 \quad (10)$$

در این روابط A برحسب سانتیمتر مربع بوده و h و t_w و t_f و b_f برحسب میلی‌متر می‌باشند.

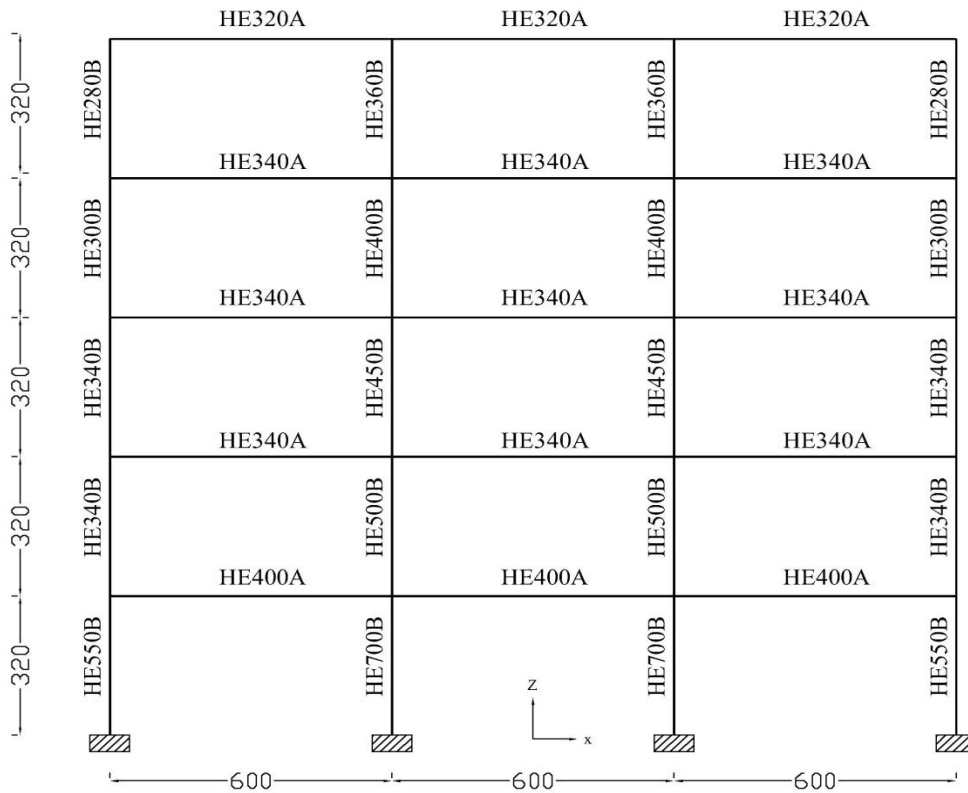
سازه‌ها نیز برابر 6 و ساختگاه آن در منطقه تبریز فرض شده است. ارتفاع تمام طبقات یکسان و برابر 3/2 متر می‌باشد. طول دهانه هر قاب 6 متر است. رفتار مصالح فولادی الاستوپلاستیک دو خطی با تنش تسلیم $F_y=235\text{MPa}$ و مدول الاستیسیته $E_s=200\text{GPa}$ و اثرات سخت شدگی کرنشی نیز برابر 3 درصد در نظر گرفته شده است [5].

در این تحقیق دو قاب خمشی فولادی، اولی بصورت 3 طبقه و یک دهانه و دومی بصورت 5 طبقه سه دهانه مطابق اشکال (2) و (3) با استفاده از تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت در دو سطح خطر طراحی، بهینه‌سازی شده‌اند. طراحی اولیه این دو قاب با استفاده از آیین‌نامه AISC-ASD89 با روش استاتیکی معادل انجام شده است. بارگذاری این سازه‌ها بر اساس مبحث ششم و آیین‌نامه 2800 انجام شده است [6]. خاک منطقه از نوع دو و ضریب رفتار





شکل 2- مقاطع قاب

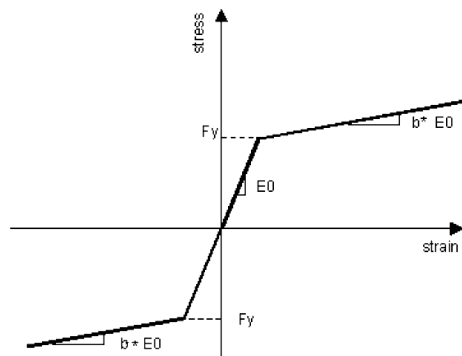


شکل 3- مقاطع قاب

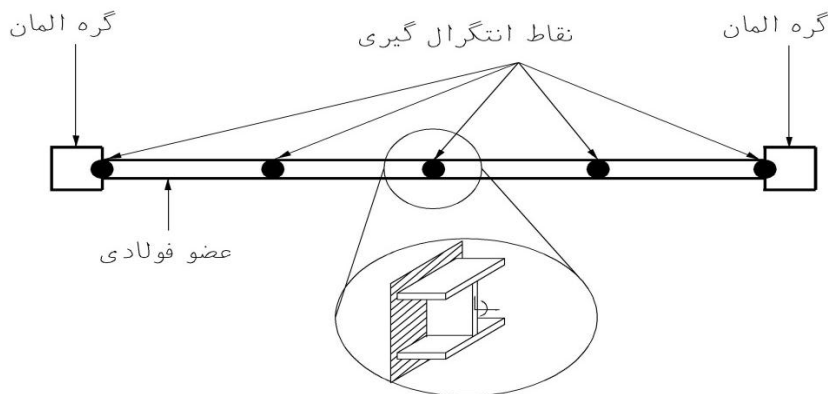
شکل (4) رفتار الاستیک-پلاستیک دو خطی برای فولاد را نشان می‌دهد.

3- مدلسازی

برای انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی از نرم‌افزار Opensees استفاده شده است [7]. قابلیت‌های این برنامه از جمله اینکه به صورت متن باز بوده و سرعت بالای انجام محاسبات و توانایی آن برای انجام تحلیل‌های غیرخطی قابلیت کنترل و نیز ارتباط آن با برنامه MATLAB باعث شده تا برای انجام آنالیزهای مکرر در روند بهینه‌سازی انتخاب گردد. نوع المان‌های سازه برای منظور نمودن رفتار غیرخطی از نوع المان تیر یا ستون غیرخطی (Nonlinear Beam Column) در نظر گرفته شده است که توانایی توزیع پلاستیسیته‌ی گسترده در طول عضو را فراهم می‌کند. در مدل‌های مورد استفاده از 5 نقطه انتگرال‌گیری در طول هر المان استفاده شده است. در شکل (5) نقاط انتگرال‌گیری این المان نشان داده شده است. مصالح مورد استفاده در قابهای فولادی مدل شده ماده STEEL01 می‌باشد [5 و 8].



شکل 4- رفتار دو خطی مصالح فولادی [5]



شکل 5- نقاط انتگرال‌گیری در طول المان

همچنین برای ایجاد هندسه مقاطع از مقطع Fiber استفاده شده است. در این مدل مقطع به هر شکل کلی به قسمت‌های کوچک با اشکال منظم تقسیم می‌شود. این مدل امکان بررسی کامل رفتار پلاستیک مقطع را فراهم می‌آورد. در این تحقیق، از 4 فیبر (رشته) در عرض جان و بال مقاطع فولادی و از 16 فیبر در طول آن‌ها استفاده شده است. این نوع مدل‌سازی می‌تواند اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در طول اعضا را در نظر بگیرد. در شکل (6) مقاطع فایبر نشان داده شده است [3 و 9].

یکنواخت فرض شده و عملیات بهینه‌سازی به پایان می‌رسد و در غیر این صورت عملیات بهینه‌سازی ادامه داده می‌شود.

3- در این مرحله نحوه توزیع عناصر مقاوم سازه‌ای براساس تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت اصلاح می‌گردد. این کار با مقایسه تغییرشکل مجاز آیین‌نامه که به پارامترهای مختلفی از جمله شکل مقطع، نیروی ایجاد شده در مقطع و ... بستگی دارد و با در نظر گرفتن تغییرشکل حداکثر ایجاد شده در عضو در سطوح خطر مختلف، انجام می‌پذیرد. در این حالت و در روند تکرار الگوریتم، مصالح به تدریج از نواحی که از حداکثر ظرفیت آنها استفاده نشده است به نواحی بحرانی‌تر منتقل می‌گردند. بدین منظور ابتدا تمام قسمت‌هایی که حداکثر جابجایی نیاز آن‌ها (d_i) از جابجایی هدف (d_{ii}) کمتر باشد، مشخص شده و مقاومت آنها به صورت همزمان کاهش داده می‌شود. این روند برای هر سطح خطر مدنظر به صورت جداگانه انجام می‌پذیرد و مناسب‌ترین مقطع موردنیاز انتخاب می‌گردد. برای دستیابی به همگرایی مناسب، لازم است این تغییرات به صورت تدریجی اعمال گردند.

برای اصلاح پارامترهای رفتار سازه از رابطه‌ی (11) استفاده شده است:

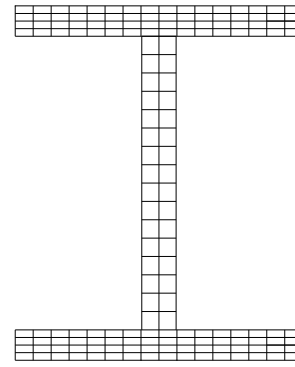
$$[(P_{SC})_i]_{n+1} = (P_{SC})_i \left[\max \left(\frac{d_i}{d_{ii}} \right) \right]^\alpha \quad (11)$$

که در آن d_i حداکثر جابجایی نیاز عضو i ام در سطح خطر مورد بررسی، d_{ii} جابجایی هدف عضو i ام در سطح خطر مورد بررسی، $(P_{SC})_i$ پارامتر رفتاری وابسته به عضو i ام و n معرف شماره گام همگرایی طی شده می‌باشد. در این رابطه ضریب α توان همگرایی است که می‌تواند بین صفر تا یک در تغییر باشد. با استفاده از این رابطه یک الگوی جدید برای توزیع مقاومت در سازه بدست می‌آید و عملیات بهینه‌سازی مجدداً از گام دوم تکرار می‌شود تا یک جواب قابل قبول بدست آید. این روند تا آنجا ادامه می‌یابد که ضریب تغییرات (COV) به اندازه کافی کوچک شده و یک توزیع نسبتاً یکنواخت حاصل گردد.

در الگوریتم ارائه شده سازه بدست 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 بدست آمده بهترین (سبکترین) سازه‌ای است که می‌تواند در سطح خطر و سطح عملکرد مورد نظر آیین‌نامه را نیز داشته باشد [11].

5- الگوریتم بهینه‌سازی

روند کلی بدین صورت است که سازه اولیه تحت بارگذاری دینامیکی قرار می‌گیرد و عملکرد سازه در دو سطح خطر مورد بررسی تعیین می‌شود که



شکل 6- تقسیم‌بندی مقطع به قطعات کوچکتر در مقطع فایبر

4- تئوری تغییرشکل‌های یکنواخت

نحوه ترکیب خصوصیات مختلف سازه‌ای از جمله مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و حتی میرایی در اجزا و طبقات مختلف یک سازه می‌تواند به گونه‌ای انتخاب شود که با استفاده از میزان مشخصی مصالح یعنی هزینه‌ای یکسان، عملکرد لرزه‌ای بهتری را از سازه تحت اثر زلزله‌ها بدست آورد. بنابراین از میان همه ترکیب‌های ممکن، آنکه بهترین وضعیت را برای تابع هدف ایجاد کند راه‌حل بهینه خواهد بود. مطالعات انجام شده نشان داده است که یکنواخت کردن توزیع شکل‌پذیری در طبقات به کاهش حداکثر شکل‌پذیری نیاز منتهی خواهد شد [10 و 11]. برخلاف مجموعه روش‌های بهینه‌سازی موجود که توزیع یکنواخت تغییرشکل‌ها به عنوان هدف بهینه‌سازی مطرح می‌گردد، در شیوه معرفی شده توسط Fajfar, P [12]، از توزیع یکنواخت تغییرشکل‌ها به عنوان ابزاری برای دسترسی به طراحی بهینه استفاده می‌گردد. برای طراحی بهینه قاب‌های فولادی در الگوریتم تغییر شکل‌های یکنواخت تغییراتی در جهت بهبود عملکرد آن داده شده است. این تغییرات با هدف رسیدن به طرح بهینه‌ای که پاسخ‌گوی محدودیت‌های آیین‌نامه، که هدف کلی این تحقیق است، اعمال شده است. مراحل انجام کار به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

1- ابتدا با استفاده از روش طراحی متعارف، طراحی اولیه سازه برای تعیین مقاطع قاب‌ها انجام شده است.

2- سازه حاصل، تحت رکوردهای مندرج در جدول (1) زلزله قرار گرفته و پاسخ سازه در سطوح مختلف خطر ثبت می‌شود. جابجایی نیاز تمام اجزای سازه‌ای که در تحقیق جاری، میزان چرخش مفاصل پلاستیک می‌باشند، تعیین می‌شود. اگر ضریب تغییرات (COV) آن‌ها به اندازه کافی کوچک باشد توزیع اجزای مقاوم در سازه موجود از لحاظ عملی



می‌شود تا تابع خطا به اندازه کافی کوچک شود. تابع خطای استفاده شده در الگوریتم جاری، که نمایانگر مجموع پراکندگی چرخش خمیری ایجاد شده در اعضا از چرخش مجاز در آن‌ها می‌باشد از رابطه (11) به دست می‌آید [11]:

$$Error Function = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\left(\frac{\theta_p}{\theta_{all}} \right)_i - 1 \right)^2}{n}} \quad (13)$$

این تابع برای سطوح عملکرد مختلف به صورت جداگانه در هر گام محاسبه می‌شود. مشخص است که هر چه مقدار این تابع خطا به صفر نزدیکتر باشد نشانگر یکنواخت بودن تغییر شکل‌ها در اعضا و نزدیک بودن دوران‌های‌های موجود بر دوران‌های مجاز در اعضا بوده سازه مدنظر به سازه بهینه نزدیکتر است. تئرانس موجود 0.001 در نظر گرفته شده است. بدیهی است که در صورت نزدیکتر آیت تابع به تئرانس مذکور، الگوریتم بهینه‌سازی متوقف سازه بهینه حاصل می‌شود [9].

6- بررسی نتایج قاب‌ها

6-1- قاب خمشی سه طبقه

در این قسمت با استفاده از الگوریتم بیان شده در بخش‌های قبل، طرح بهینه برای سازه فوق به گونه‌ای که سطح عملکرد LS را در سطح خطر زلزله 475 ساله را داشته باشد بدست آمده است. همچنین شرط تقارن سازه رعایت شده است. دوره تناوب اصلی این سازه برابر 1 ثانیه می‌باشد.

6-2- نتایج بهینه‌سازی بر مبنای سطح عملکرد LS

برای بررسی تغییرات ایجاد شده در طرح نهایی در این قسمت فرآیند بهینه‌سازی تنها با اعمال محدودیت‌های سطح عملکرد LS انجام و نتایج ارائه می‌شود. در شکل (7) تغییرات وزن سازه در طی الگوریتم مربوطه آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود از محدوده 60 تکرار به بعد، تغییرات وزن سازه به همگرایی میل نموده و در حالت کلی نسبت به تحلیل استاتیکی، وزن سازه در حدود 20 درصد بهینه شده است. مقاطع نهایی تیرها و ستون‌های این سازه در شکل (8) نشان داده شده است. شکل (9) نیز نمودار تابع خطای حاصل از فرآیند تکرار را که مطابق رابطه (13) حاصل شده است نشان می‌دهد. در این شکل نیز مشخص

می‌شود که از محدوده 60 تکرار به بعد همگرایی در نتایج بوجود آمده است.

براساس چرخش پلاستیک مفاصل خمیری ایجاد شده در اعضا می‌باشد. با استفاده از نیروهای ایجاد شده در اعضا، 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 تامین حدود در سطح عملکرد LS و CP سوق می‌یابد. حد پایینی برای سطح مقطع اعضا تعیین شده است تا در هر گام برای نیروهای ثقیلی پاسخگو باشند.

روند الگوریتم بهینه‌سازی به صورت زیر مد نظر قرار می‌گیرد:

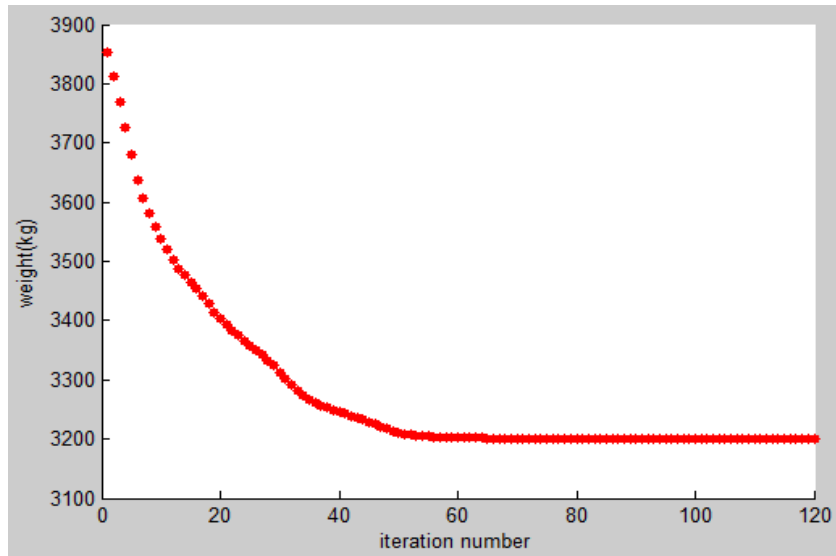
1- سازه اولیه با استفاده از روش استاتیکی معادل طرح می‌شود و به عنوان نقطه شروع برای روند بهینه‌سازی در نظر گرفته می‌شود. همچنین مقاطع حداقل لازم برای تحمل بارهای ثقیلی تعیین می‌شود. این مقادیر به عنوان حد پایین اندازه مقاطع هر عضو در نظر گرفته می‌شوند.

2- سازه تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار می‌گیرد و پاسخ متوسط سازه در سطوح خطر مختلف ثبت می‌شود. بزرگترین چرخش پلاستیک ایجاد شده در هر عضو $(\theta_p)_{Hazard level}$ و مقدار چرخش پلاستیک مجاز $(\theta_{all})_{Hazard level}$ تعیین می‌گردد. همچنین تابع خطا محاسبه و در صورتی که تابع خطای بدست آمده به اندازه کافی کوچک باشد این سازه به عنوان سازه بهینه انتخاب و عملیات بهینه‌سازی متوقف می‌شود [11].

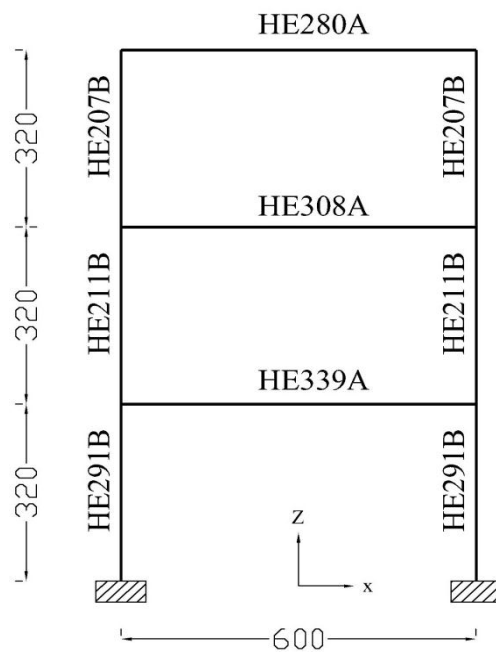
3- در این گام براساس تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت، مقاطع اعضا براساس رابطه (12) اصلاح خواهد شد. به این صورت که مقطعی که چرخش پلاستیک ایجاد شده در آنها بزرگتر از مقدار مجاز باشد، افزایش داده شده و مقطعی که چرخش پلاستیک ایجاد شده در آنها کمتر از مقدار مجاز باشد، کاهش داده خواهند شد. این مقایسه در آن سطح عملکردی انجام می‌گیرد که نسبت به سطوح دیگر بحرانی‌تر باشد. رابطه تصحیح سطح مقطع عضو در هر گام به صورت زیر می‌باشد:

$$[A]_{n+1} = (A)_i [n] \left[\max \left(\frac{\theta_p}{\theta_{all}} \right)_i \right]^\alpha \quad (12)$$

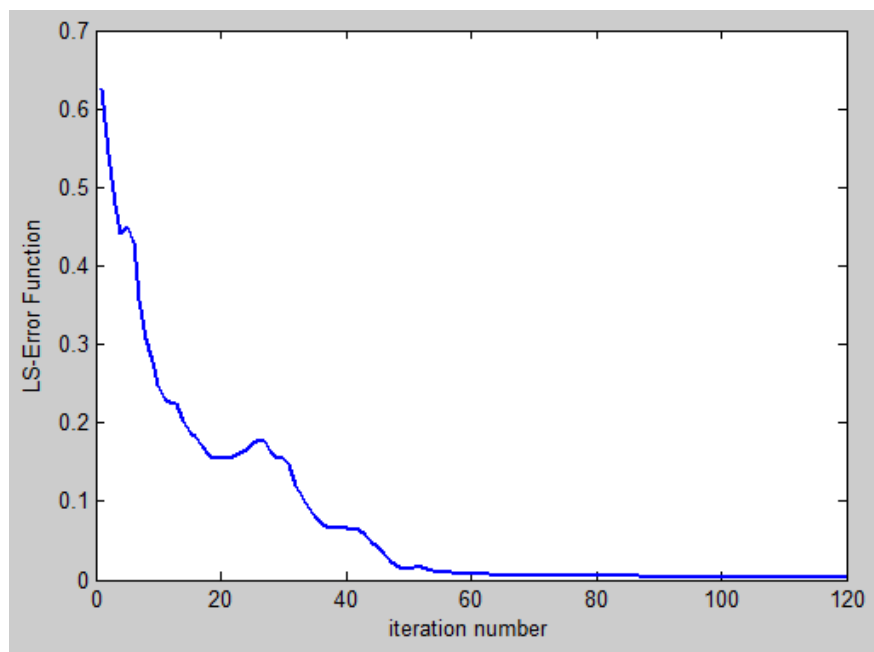
که در آن A_i سطح مقطع عضو i ام، θ_p چرخش پلاستیک حداکثر ایجاد شده در عضو i ام در سطح خطر مورد بررسی، θ_{all} چرخش پلاستیک مجاز عضو i ام در سطح خطر مورد بررسی و n شماره گام روند بهینه‌سازی و α توان همگرایی می‌باشد. براساس نتایج تحقیقات مقدم و همکاران برای قاب‌های خمشی فولادی مناسبترین توان α برابر با 0/02 می‌باشد که منجر به افزایش سرعت همگرایی می‌شود. با استفاده از مقاطع اصلاح شده عملیات بهینه‌سازی مجدداً از گام دوم تکرار



شکل 7- تغییرات وزن کل قاب 3 طبقه بهینه سازی شده



شکل 8- مقاطع نهایی اعضا برای سطح خطر ایمنی جانی (LS)



شکل 9- تابع خطای بهینه‌سازی برای سازه 3 طبقه در سطح خطر ایمنی جانی (LS)

که اعضای ضعیف تا جایی که به سطح عملکرد مورد نظر آیین‌نامه برسند، تقویت شده‌اند و در نهایت میتوان انتظار رفتار بهتری از سازه تحت زمینلرزه را داشت.

در جدول (2) دوران پلاستیک ایجاد شده در سازه بعد از بهینه‌سازی با مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای آنها در سطح عملکرد ایمنی جانی مورد مقایسه قرار گرفته است. همانگونه که مشخص است پراکندگی این مقادیر در مقایسه با مقادیر مجاز آنها کاهش یافته و به عبارتی مفهوم آن اینست

جدول 2- دوران پلاستیک موجود و مجاز در اعضای سازه 3 طبقه بهینه شده در سطح خطر ایمنی جانی (LS)

Element No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
LS Level	Plastic rotation (θ_y)	3.653	3.056	4.730	4.275	5.864	5.932	6.876	5.453	4.323
	Limit (θ_y)	3.649	3.008	4.653	4.176	6	6	6	5.365	4.275

6-4- نتایج بهینه‌سازی بر مبنای سطح عملکرد LS

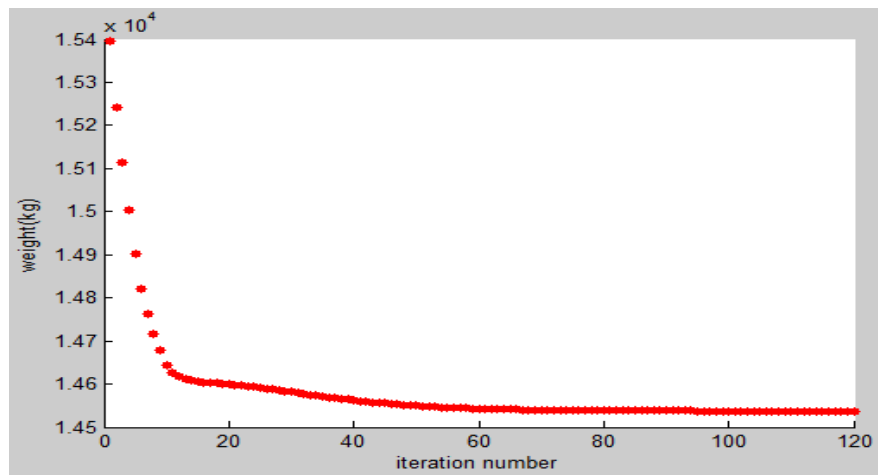
نتایج نشانگر آن است که در طی روند بهینه‌سازی در این قاب، افزایش مقطع مصالح عمدتاً از طبقات بالا به سمت طبقات پایین‌تر و از اعضای کناری به سمت اعضای داخلی قاب جایجا شده‌اند. در شکل (10) تغییرات وزن سازه در طی الگوریتم مربوطه آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در این سازه نیز از محدوده 60 تکرار به بعد، تغییرات

6-3- قاب خمشی پنج طبقه

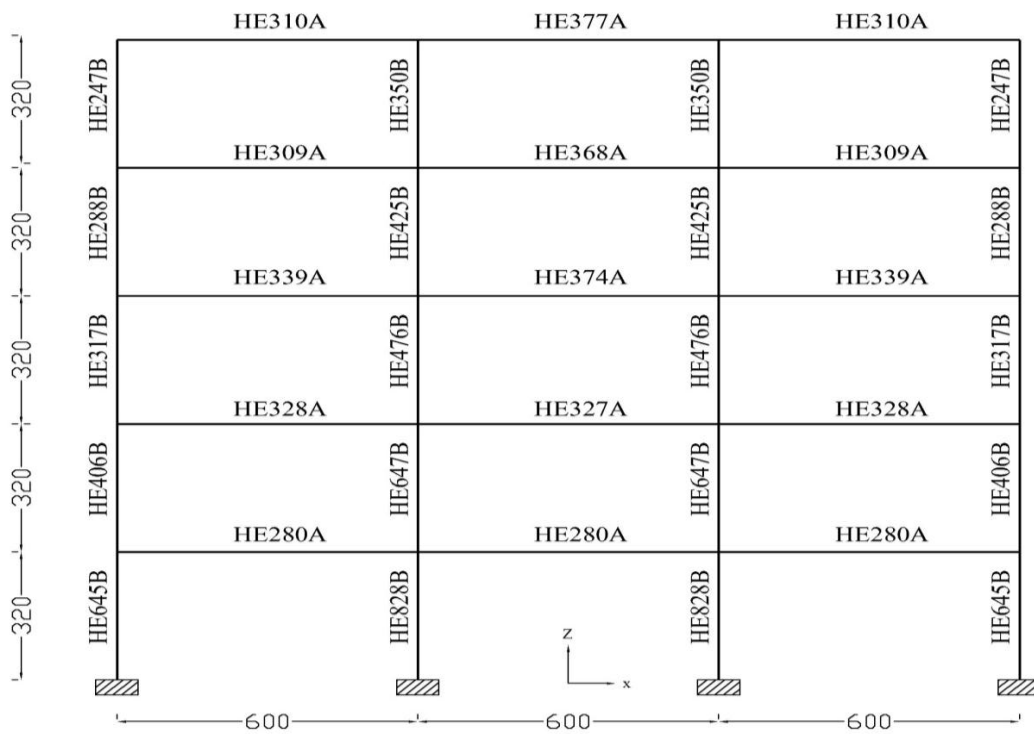
در این قسمت قاب خمشی 5 طبقه که به روش استاتیکی معادل طراحی شده و هندسه کلی آن در قسمت‌های قبل نشان داده شده بود، با استفاده از روش گفته شده در قسمت گذشته، مورد بهینه‌سازی قرار می‌گیرد. دوره تناوب سازه فوق برابر 1/35 ثانیه به دست آمده است.

حاصل از فرآیند تکرار را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که تابع خطا با استفاده از روش استفاده شده در بخش قبلی در هر گام محاسبه شده است.

وزن سازه به همگرایی میل نموده و در حالت کلی وزن سازه در حدود 9 درصد بهینه شده است. مقاطع نهایی تیرها و ستون‌های این سازه نیز در شکل (11) نشان داده شده است. شکل (12) نیز نمودار تابع خطای

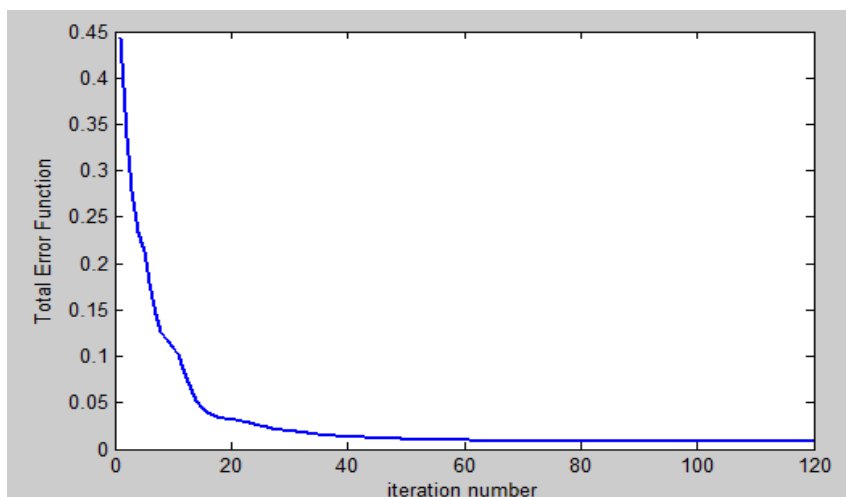


شکل 10- تغییرات وزن کل قاب 5 طبقه بهینه‌سازی شده



شکل 11- مقاطع نهایی اعضا برای سطح خطر ایمنی جانی (LS)





شکل 12- تابع خطای بهینه‌سازی برای سازه 5 طبقه در سطح خطر ایمنی جانی (LS)

در سطح عملکرد حاکم بر طراحی آن عضو چرخش ایجاد شده درست به اندازه چرخش مجاز است که باعث ایجاد تابع خطای صفر در آن عضو می‌شود. همچنین تابع خطا در سطح LS به صورت یکنواخت کاهش یافته و در نهایت به صفر می‌رسد.

3- برای قاب 5 طبقه، نتایج و نمودارهای حاصل نشانگر کاهش وزن کلی قاب و در عین حال بهبود عملکرد آن می‌باشد. نتایج نشانگر آن است که در طی روند بهینه‌سازی، تغییرات وزن المان‌های سازه‌ای عمدتاً از طبقات بالا به سمت طبقات پایین‌تر و از اعضای کناری به سمت اعضای داخلی قاب صورت گرفته است.

منابع

- [1]Adan SM. Reduced beam section moment connections without continuity plates (Doctoral dissertation, The University of Utah).
- [2]Hajirasouliha I, Pilakoutas K. General seismic load distribution for optimum performance-based design of shear-buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. 2012 May 1;16(4):443-62.
- [3]Basu S, Mukhopadhyay S, Karki M, DiBiano R, Ganguly S, Nemani R, Gayaka S. Deep neural networks for texture classification—A theoretical analysis. *Neural Networks*. 2018 Jan 1;97:173-82.
- [4]Yanik A. Absolute Instantaneous Optimal Control Performance Index for Active Vibration Control of Structures under Seismic Excitation. *Shock Vib* 2019.

7- نتیجه‌گیری

با توجه به موارد بیان شده در قسمت‌های قبل و با توجه به محدوده تحقیق حاضر، نتایج به‌صورت زیر جمع بندی می‌شوند:

1- در طی روند بهسازی و با توجه به نمودار تغییرات وزن قاب خمشی فولادی سه طبقه‌ی یک دهانه که محدودیت‌های آیین‌نامه در سطح LS را ارضا نماید، مشاهده گردید که وزن این سازه در حدود 20 درصد کاهش پیدا می‌کند.

2- در طی روند بهسازی و با توجه به نمودار تغییرات وزن قاب خمشی فولادی پنج طبقه‌ی سه دهانه که محدودیت‌های آیین‌نامه در سطح LS را ارضا نماید، مشاهده گردید که وزن این سازه در حدود 9 درصد کاهش پیدا می‌کند.

3- با مقایسه نتایج حاصل، مشاهده می‌شود که میزان کاهش در مصرف مصالح در حالت تامین ایمنی جانی طبق محدودیت‌های آیین‌نامه FEMA، در سازه کوتاه از سازه بلند بیشتر بوده و در حدود 2 برابر سازه آن حاصل شده است.

4- به منظور بررسی اینکه تا چه حد سازه نهایی به سازه بهینه نزدیک شده است، با تعریف تابع خطای کلی سازه بصورتی که در هر عضو کمترین پراکندگی موجود از مقادیر مجاز در بین سطوح عملکرد مورد بررسی را در محاسبه تابع خطا وارد شود، مشاهده می‌شود تابع خطای کلی به صفر نزدیک می‌شود. در واقع می‌توان نتیجه گرفت که در تمام اعضای سازه بدست آمده چرخش پلاستیک ایجاد شده از مقدار مجاز بیشتر نشده است و

- [5] Chi B، Uang CM. 2002. Cyclic Response and Design Recommendations of Reduced Beam Section Moment Connections with Deep Columns, Journal of Structural Engineering, 128(4): 464-473.
- [6] Alavi A, Mele E, Rahgozar R, Noroozinejad Farsangi E, Takewaki I, Malaga-Chuquitaype, Uniform deformation design of outrigger braced. Structures 2021.
- [7] Engelhardt MD, Winneberger T, Zekany AJ, Potyraj T. 1998. experimental Investigation of Dogbone Moment Connections., Engineering Journal, AISC, 35(4):128-139. 1998.
- [8] Fajfar, P. Fichinger, M. 1998. N2-Method for Nonlinear Seismic Analysis of Regular Structures, Proceedings of the ninth world conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.
- [9] FEMA. 2000. Seismic Design Criteria for New Moment Resisting Steel Frame Construction. Federal Emergency.
- [10] The Language of Technical Computing, MATLAB. Math Works Inc, 2009.
- [11] Freeman, S.A, 1998. Development and use of capacity spectrum method. 6th U.S. National Conf. Earthquake Eng.
- [12] Standard No. 2800. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Building and Housing Research Center, Tehran.
- [13] Kaveh A, Talatahari S. A novel heuristic optimization method: charged system search. Acta Mech 2010;213(3-4):267-89.
- [14] <http://opensees.berkeley.edu>

]

