

Optimum performance-based design of concentric braced steel frames using nonlinear static analysis

Mohadese Vafae Motlagh¹, Seyed Rohollah Hoseini Vaez^{2*}, Arezoo Asaad Samani³

- 1- MSc. Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran.
- 2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran.
- 3- Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

ABSTRACT

Structural engineers have always sought to design structures that can predict their performance during earthquakes. By using the performance-based design method, the structures can be examined to observe the behavior they show when dealing with the expected earthquake. Nowadays, optimization is very important in the design of structures. Because the amount of cost to implement a structure that is economical from the point of view affects the importance of this issue. In this study, the weight optimization of convergent bracing frames has been measured based on the performance-based design method. Because one of the most common methods of analysis to evaluate the seismic performance is the non-linear static analysis method, this method has been used as the basis of analysis. In this study, the objective function is considered based on the weight of the structure. The optimization problem considers the acceptance criteria for force-controlled and deformation-controlled members at desired performance levels, as well as geometric constraints. To make the optimal design possible based on the defined problem, optimizing the weight of three- and six-story concentrically braced 2D steel frames have been investigated using EVPS and EWOA algorithms. The results of the optimization show that it is possible to optimize the weight of the concentrically braced frame based on the performance-based method and using the algorithm.

ARTICLE INFO

Receive Date: 18 December 2023
Revise Date: 12 March 2024
Accept Date: 16 March 2024

Keywords:

performance-based design
convergent bracing steel
frames
optimization
meta-heuristic algorithms
nonlinear static analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.428795.3292>

*Corresponding author: Seyed Rohollah Hoseini Vaez.
Email address: Hoseinivaez@qom.ac.ir

طراحی بهینه براساس عملکرد قاب‌های مهاربندی همگرا فولادی براساس تحلیل استاتیکی غیرخطی

محدثه وفایی مطلق^۱، سید روح الله حسینی واعظ^{۲*}، آرزو اسعد سامانی^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران

۲- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران

۳- دانشجوی دکتری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران

چکیده

مهندسان سازه همیشه به دنبال طراحی سازه‌هایی بودند که بتوانند عملکردشان را هنگام زلزله پیش‌بینی کنند. با استفاده از روش طراحی مبتنی بر عملکرد می‌توان سازه‌ها را مورد بررسی قرارداد تا رفتاری که در برخورد با زلزله مورد انتظار از خود نشان می‌دهند را مشاهده کرد. امروزه بهینه‌سازی در طراحی سازه‌ها از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشد. زیرا میزان هزینه برای اجرای یک سازه که از نظر اقتصادی به صرفه باشد بر اهمیت این موضوع تاثیر می‌گذارد. در این مطالعه بهینه‌سازی وزن قاب‌های مهاربندی همگرا براساس روش طراحی مبتنی بر عملکرد مورد سنجش قرار گرفته است. به دلیل آنکه یکی از مرسوم‌ترین روش‌های تحلیل برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای روش تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد، این روش به عنوان مبنای تحلیل به کار گرفته شده است. در این مطالعه تابع هدف براساس معیاری از وزن سازه در نظر گرفته شده است. قیود مسئله بهینه‌سازی در نظر گرفته شده شامل معیارهای پذیرش برای اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو و کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و سایر قیود طراحی از جمله قید هندسی مربوط به طراحی اتصالات می‌باشند. به منظور امکان‌سنجی طراحی بهینه براساس مسئله تعریف‌شده، بهینه‌سازی وزن دو قاب مهاربندی همگرای فولادی دوبعدی سه و شش طبقه با استفاده از الگوریتم‌های فراابتکاری *EVPS* و *EWOA* مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از بهینه‌سازی نشان می‌دهد که می‌توان مسئله بهینه‌سازی وزن قاب مهاربندی همگرا را براساس روش مبتنی بر عملکرد و با استفاده از این الگوریتم‌های فراابتکاری پیاده‌سازی نمود.

کلمات کلیدی: طراحی براساس عملکرد، قاب‌های فولادی مهاربندی همگرا، بهینه‌سازی، الگوریتم‌های فراابتکاری، تحلیل استاتیکی

غیر خطی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.428795.3292	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2024.428795.3292	۱۴۰۳/۰۹/۳۰	۱۴۰۲/۱۲/۲۶	۱۴۰۲/۱۲/۲۶	۱۴۰۲/۱۲/۲۲	۱۴۰۲/۰۹/۲۷
سید روح الله حسینی واعظ Hoseinivaez@qom.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

یکی از جدیدترین روش‌های طراحی در حال گسترش که ضمن آن سعی بر کنترل خسارات و رفتار غیرارتجاعی سازه است، طراحی براساس سطوح عملکرد سازه می‌باشد. در این روش، سطوح مختلف عملکرد سازه براساس میزان خسارات و تغییرشکل‌های ایجاد شده در اعضا تعریف می‌گردند. همچنین، تلاش می‌شود سازه به‌گونه‌ای طراحی شود که در شدت زلزله‌های مختلف این تغییرشکل‌ها از حد سطوح عملکرد مورد نظر تجاوز نکرده و عملکرد سازه همچنان در سطح مورد نظر باقی بماند. در روش‌های عملکردی شیوه‌های متنوعی برای انجام این طراحی‌ها به کار می‌رود و این به علت مطرح بودن محدودیت‌ها و روابط مختلف در این نوع طراحی‌هاست. قرار دادن معیار تغییرمکان برای تعیین سطوح عملکردی از جمله مواردی است که برای تعریف پژوهش‌های جدید در زمینه طراحی براساس عملکرد مطرح می‌شود و از آنجایی که در طراحی عملکردی برای کنترل نیرو-تغییرمکان سازه باید از تحلیل‌های غیرخطی استفاده شود، تحلیل استاتیکی غیرخطی کاربرد بسیار زیادی در پژوهش‌های انجام شده در زمینه طراحی براساس عملکرد داشته است. در ادامه نمونه‌هایی از پژوهش‌های انجام شده با مدنظر قرار دادن روش‌های طراحی براساس عملکرد معرفی می‌شود.

فریسول و همکاران توانستند مقاله‌ای با محوریت تشخیص خرابی به کمک داده‌های ارتعاشی توسط الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی داده‌های گسسته محل‌های خرابی ارائه دهند [۱]. در ادامه، پارک مقاله‌ای با موضوع بهینه‌سازی چند محدودیتی ورق‌های کامپوزیت تولیدشده با روش (RTM) ارائه نمود [۲]. کاستیلو و همکاران به کمک الگوریتم ژنتیک توانستند روش بهینه‌سازی مهندسی سازه با هدف کاهش هزینه‌های تولید سقف‌های ساخته‌شده از تیرهای بتنی پیش ساخته ارائه دهند [۳]. در راستای بهینه‌سازی سازه‌ها، کاوه و طلعت‌اثری پژوهشی را در سال ۲۰۱۰ با استفاده از الگوریتم رقابت استعماری با موضوع بهینه‌سازی سازه‌های فولادی انجام دادند [۴]. همچنین، فراجیاداکیس و همکاران با در نظر گرفتن هزینه‌های طول عمر سازه به بررسی این موضوع در سازه‌های فولادی پرداخته‌اند [۵]. در راستای طراحی بهینه سازه‌ها براساس عملکرد، طلعت‌اثری نیز توسط چندین الگوریتم فراابتکاری، از جمله کلونی مورچگان و ژنتیک، به طراحی بهینه در چهار سطح عملکردی برای قاب‌ها پرداخته است [۶]. کاوه و نصرالهی با استفاده از الگوریتم CSS روشی را برای طراحی بهینه براساس عملکرد قاب‌های فولادی ارائه کردند [۷]. ولادی نیز به طراحی براساس عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با الگوریتم CBO پرداخت [۸]. در سال ۲۰۱۵، لیانگ و همکاران، طراحی بهینه عملکردی قاب‌های فولادی و خرپاها به صورت چند هدفه با الگوریتم‌های فراابتکاری را برای پژوهش انتخاب کردند [۹]. در همین سال قلی‌زاده بر روی طراحی براساس عملکرد بهینه با استفاده از الگوریتم کرم شب‌تاب و تابع موجک، مطالعه نمود [۱۰]. پیرامون این مطالعات، قلی‌زاده و میلانی مقاله‌ای را با موضوع بهینه‌سازی قاب‌های فولادی براساس طراحی عملکردی با استفاده از الگوریتم‌های فراابتکاری پیشرفته ارائه دادند که در این مقاله با اندکی اصلاح بر روی الگوریتم ECBO، الگوریتم ECBO-II ارائه کردند و سپس نتایج الگوریتم‌های ECBO، ECBO-II و DEO را بر روی مسئله بهینه‌سازی قاب فولادی براساس طراحی عملکردی، با نتایج الگوریتم PSO بر روی همین مسئله، مقایسه نمودند [۱۱].

قلی‌زاده و پور حسینی مقاله‌ای دیگر را ارائه نمودند که موضوع آن طراحی بهینه عملکردی دو قاب فولادی مهاربندی شده با استفاده از الگوریتم خفاش می‌باشد [۱۲]. در سال ۲۰۱۷، کاوه و همکاران نیز به بررسی طراحی لرزه‌ای بهینه قاب‌های فولادی با توجه به انواع اتصالات آن پرداختند که نتایج بهینه از سه نمونه با استفاده از ECBO و PSO به دست آمده‌اند [۱۳]. کریمی و حسینی‌واعظ در سال ۲۰۱۹ مقاله‌ای با عنوان طراحی بهینه لرزه‌ای دو مرحله‌ای قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از روش LRFD-PBD ارائه کردند که در آن فرایند بهینه‌سازی توسط دو الگوریتم فراابتکاری PSO و GWO مبتنی بر هوش ازدحام انجام می‌شود [۱۴]. در ادامه کومار تحقیقی با موضوع پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا با شکل split-X انجام نمود [۱۵]. همزمان گنجوی و حاج رسولی پژوهشی تحت عنوان طراحی بهینه براساس عملکرد قاب فولادی مهاربندی همگرا تحت اثر تحریکات حرکات زمین نزدیک به گسل انجام دادند [۱۶]. فتحعلی و حسینی‌واعظ تحقیقی با عنوان طراحی بهینه براساس عملکرد قاب مهاربندی واگرا با هدف بهینه‌سازی وزن مهاربند واگرا با محدودیت‌های بیشتر نسبت به سایر مطالعات و ارزیابی رفتار آن با استفاده از چهار الگوریتم فراابتکاری مختلف انجام دادند [۱۷]. در ادامه حسینی‌واعظ و همکاران در سال ۲۰۲۲ مقاله‌ای با عنوان بهینه‌سازی طراحی براساس عملکرد قاب خمشی دو بعدی فولادی نامتقارن با استفاده از روش PBD ارائه کردند

[۱۸]. فتحعلی و حسینی واعظ تحقیقی با عنوان یک روش حلقه دوگانه جدانشده با محدودیت‌های مجاز تطبیقی برای بهینه‌سازی طراحی مبتنی بر عملکرد احتمالی در سال ۲۰۲۳ انجام نمودند [۱۹].

در ادامه اسعد سامانی و حسینی واعظ مقاله‌ای با محوریت طراحی بهینه براساس عملکرد قاب‌های خمشی فولادی دوبعدی با پس‌نشستگی در ارتفاع با روش پیشنهادی طراحی بهینه عملکردی با حجم محاسبات کمتر ارائه نمودند [۲۰]. علاوه بر این پژوهش‌ها چندین پژوهش دیگر در زمینه طراحی براساس عملکرد قاب‌های فولادی صورت گرفته است [۲۱-۲۳]. قاب مهاربندی همگرا، جزء یکی از کارآمدترین سیستم‌های باربر جانبی سازه‌ها به شمار می‌آید. از ویژگی‌های این سیستم می‌توان به جذب بالای انرژی بارهای جانبی و مستهلک نمودن آن، داشتن شکل‌پذیری مناسب، سهولت در اجرای قاب مهاربندی همگرا نسبت به سایر قاب‌های مهاربندی شده اشاره کرد

مسئله بهینه‌سازی سازه‌ها، دارای قواعد و ضوابط بسیاری است که برای رسیدن به پاسخ بهینه حتی با ساده‌سازی‌های فراوان مشکل ایجاد می‌کند و نمی‌توان مدعی شد که پاسخ به دست آمده جزء پاسخ‌های بهینه باشد. همچنین، کاربرد تحلیل غیرخطی در تحلیل و طراحی براساس عملکرد به عنوان روش‌های تحلیل و طراحی، پیچیدگی مسئله و حجم محاسبات را افزایش می‌دهد. با توجه به اینکه اجرای طراحی مبتنی بر عملکرد یک فرآیند آزمون و خطا است و طراح در نهایت ثابت می‌کند که سطح عملکرد مورد نظر محقق شده است، این مشکلات استفاده از روش‌های جدید را برای حل مسئله با هدف کاهش میزان حجم عملیات محاسباتی در روش‌های کلاسیک را ضروری می‌سازد. در نهایت لازم است از قابلیت‌ها و ویژگی‌های الگوریتم‌های فراابتکاری برای بهسازی ساختمان‌ها استفاده شود. در این مطالعه، پیدا کردن بهترین جواب ممکن برای تابع هدف تعریف شده که معیارهای پذیرش و سایر قیود طراحی در سطوح عملکردی مورد نظر را برآورده سازد، هدف اصلی می‌باشد. قیود مسئله بهینه‌سازی شامل ضوابط طراحی اتصالات تیر، ستون و مهاربند، دریافت طبقات، ضریب لاغری ستون‌ها، دوران مفاصل پلاستیک مبتنی بر معیارهای پذیرش سیستم قاب مهاربندی همگرا طبق آیین‌نامه FEMA۳۵۶، تعریف شده‌اند. بهینه‌سازی بر روی این قاب‌ها به کمک الگوریتم‌های EWOA و EVPS صورت گرفته است.

۲- طراحی بهینه براساس عملکرد

۲-۱- مبانی طراحی براساس عملکرد

ارزیابی عملکرد سازه‌ها، از آن جهت اهمیت می‌یابد که با پیش‌بینی مناسب عملکرد سازه، می‌توان سازه را به گونه‌ای طراحی کرد که عملکرد آن تحت زمین لرزه‌های مختلف، مطلوب و مناسب باشد و خسارت‌های به وجود آمده هنگام وقوع زلزله را کنترل کرد. طراحی بهینه براساس عملکرد در سه سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش انجام می‌گردد. به دلیل استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه تحت توزیع جانبی مشخصی قرار می‌گیرد تا تغییرمکان جانبی نقطه کنترل به تغییرمکان هدف بام برسد. جابجایی سازه با دیافراگم صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه محاسبه شود. به صورت تقریبی می‌توان مقدار جابجایی هدف را طبق آیین‌نامه FEMA۳۵۶ [۲۴] برای هر یک از سطوح عملکرد مورد نظر از رابطه (۱) محاسبه کرد.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

در رابطه (۱)، T_e زمان تناوب اصلی موثر سازه، C_0 ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان طیفی سیستم یک‌درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چنددرجه آزادی است، C_1 ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان طیفی خطی به تغییرمکان حداکثر غیرخطی است، S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e است. W نیز وزن مؤثر کل سازه شامل بار مرده سازه و درصدی از بار زنده سازه است. پارامتر C_m مربوط به ضریب جرم موثر مود اول است شتاب طیفی S_a طیف طرح ارتجاعی ویژه ساختگاه در یک زمان تناوب خاص و نسبت میرایی خاص است. شتاب طیفی S_a برای هر سه سطح عملکرد در میرایی موثر ۵٪ طبق رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$S_a = \begin{cases} S_{XS} [(5/B_S - 2)T/T_S + 0.4] & 0 < T < T_0 \\ S_{XS}/B_S & T_0 < T < T_S, S_{X1} = F_v S_1, S_{XS} = F_a S_S \\ S_{X1}/B_1 T & T > T_S \end{cases} \quad (2)$$

در روابط بالا، S_1 و S_S به ترتیب شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه و شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه (0.1 ثانیه) هستند؛ F_a و F_v ضرایب تاثیر نوع زمین ساختگاه براساس طبقه بندی ساختگاه هستند؛ در رابطه (۲)، T زمان تناوب اصلی سازه است و مقادیر T_0 و T_S از رابطه (۳) محاسبه می گردند:

$$T_S = (S_{X1} B_S) / (S_{XS} B_1), \quad T_0 = 0.2 T_S \quad (3)$$

در روابط (۲) و (۳) B_S و B_1 ضرایب مربوط به اثر میرایی هستند و براساس مقدار میرایی موثر سازه در نظر گرفته می شوند. برای میرایی موثر ۵ درصد مقدار هر دو پارامتر B_S و B_1 برابر یک می باشند. C_2 : ضریب اعمال اثر کاهش سختی و افت مقاومت اعضای سازه ای بر تغییر مکان ها به دلیل رفتار غیر ارتجاعی آنها است و براساس نوع قاب و سطح عملکرد مورد نظر اجزای سازه ای، تعیین می شود. C_3 : ضریب اعمال اثر افزایش تغییر شکل جانبی سازه تحت اثر $P-\Delta$ در محدوده رفتار غیر خطی مصالح است.

۲-۲- تعریف مسئله بهینه سازی

مسئله طراحی بهینه سازه، یک مسئله کمینه سازی گسسته است که هدف از حل آن، انتخاب چینی از مقاطع می باشد که ضمن دارا بودن کمترین وزن، ملزومات طراحی را برآورده سازد. در واقع وظیفه الگوریتم بهینه سازی، کمینه سازی تابع Z مطابق رابطه (۴) است.

$$Z(\mathbf{X}) = F(\mathbf{X}) + P(\mathbf{X}) \quad (4)$$

در رابطه فوق، \mathbf{X} برداری است که مقاطع سازه را مشخص کرده و توسط الگوریتم تعیین می شود، F تابع هدف است که معیاری از وزن سازه می باشد و P تابع جریمه به ازای تخطی از قیود و ملزومات طراحی است.

۲-۲-۱- متغیرهای طراحی و تابع هدف

در این مطالعه، تابع هدف با توجه به رابطه (۵)، به صورت تابع F تعریف شده است. بدین صورت که با به حداقل رساندن تابع F ، وزن سازه نیز به حداقل می رسد. متغیرهای طراحی از لیست مقاطع فولادی W-shaped از آیین نامه AISC [۲۵] انتخاب شده اند. مطابق رابطه (۵)، تابع $F(\mathbf{X})$ وزن نرمال شده سازه می باشد که نسبت وزن کل به حداکثر وزن سازه است.

$$F(\mathbf{X}) = \frac{1}{W_{max}} \sum_{i=1}^{ng} \rho_i A_i \sum_{j=1}^{nm} L_j \quad (5)$$

در رابطه (۵)، W_{max} وزن بیشینه سازه، ng تعداد گروه بندی المان های سازه، nm تعداد المان های سازه، ρ_i وزن واحد حجم، A_i مساحت سطح مقطع گروه i ام و L_j طول عضو j ام می باشد. در نهایت مسئله بهینه سازی به شکل زیر می باشد:

$$\begin{aligned} \text{Find : } & \mathbf{X} = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_{ng}\}^T \\ \text{to minimize : } & F(\mathbf{X}) = \frac{1}{W_{max}} \sum_{i=1}^{ng} \rho_i A_i \sum_{j=1}^{nm} L_j \\ \text{Subject to : } & g_j(\mathbf{X}) \leq 0, \quad j = 0, 1, 2, \dots, nc \end{aligned} \quad (6)$$

در این رابطه، \mathbf{X} برداری شامل متغیرهای طراحی است. $F(\mathbf{X})$ تابع هدف، $g_j(\mathbf{X})$ قیود طراحی و nc تعداد قیود است.

۲-۲-۲ - قیدهای مسئله بهینه‌سازی

محدودیت‌های فرض شده در این مطالعه، معیارهای پذیرش برای اعضای کنترل‌شده توسط تغییر شکل و محدودیت‌های هندسی برای طراحی اتصالات تیر، ستون و مهاربند و سایر قیود طراحی در نظر گرفته شده‌اند که برای کنترل هر یک از محدودیت‌ها، یک تابع پیش‌بینی جریمه (V) برای اعمال جریمه صورت گرفته در خارج از محدوده تعریف شده است. برای هر محدودیت، تابع هدف با اعمال جریمه \emptyset ، طبق رابطه (۷) تعریف می‌شود:

$$\emptyset(\mathbf{X}, r) = F(\mathbf{X}) \left(1 + r \sum_{j=1}^{nc} V_j \right) \quad (7)$$

$$V_j = (\max\{0, g_j(\mathbf{x})\})^2$$

در رابطه (۷)، r ضریب پنالتی است که به صورت تجربی و با سعی و خطا بدست می‌آید و با استفاده از آن می‌توان کنترل مناسبی روی قیود داشت.

قید مربوط به مقاومت ستون‌ها که مشخص‌کننده ظرفیت مقاومتی ستون‌ها می‌باشد، به صورت رابطه (۸) تعریف می‌شود:

$$g_j^s = \begin{cases} \left[\frac{P_{UF}}{2P_{CL}} + \left(\frac{M_x}{m_x M_{CEX}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEY}} \right) \right] - 1 \leq 0 & \frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.2 \\ \left[\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_x}{m_x M_{CEX}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEY}} \right) \right] - 1 \leq 0 & 0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5, j = 1, 2, \dots, nf \\ \left[\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \left(\frac{M_x}{M_{CLX}} + \frac{M_y}{M_{CLY}} \right) \right] - 1 \leq 0 & \frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5 \end{cases} \quad (8)$$

در رابطه (۸)، g_j^s قید مقاومتی زامین المان سازه، nf تعداد ستون‌ها، P_{UF} نیروی محوری ستون بدست آمده از تحلیل، P_{CL} کرانه پایین مقاومت کششی یا فشاری ستون، M_x لنگر خمشی عضو حول محور x بدست آمده از تحلیل، M_y لنگر خمشی عضو حول محور y بدست آمده از تحلیل، M_{CEX} مقاومت خمشی مورد انتظار ستون حول محور x ، M_{CEY} مقاومت خمشی مورد انتظار ستون حول محور y ، M_{CLX} کرانه پایین مقاومت خمشی عضو حول محور x بدست آمده از تحلیل، M_{CLY} کرانه پایین مقاومت خمشی عضو حول محور y بدست آمده از تحلیل و ضرایب m_x و m_y نیز از جدول (۵-۵) آیین‌نامه FEMA ۳۵۶ بدست آمده است.

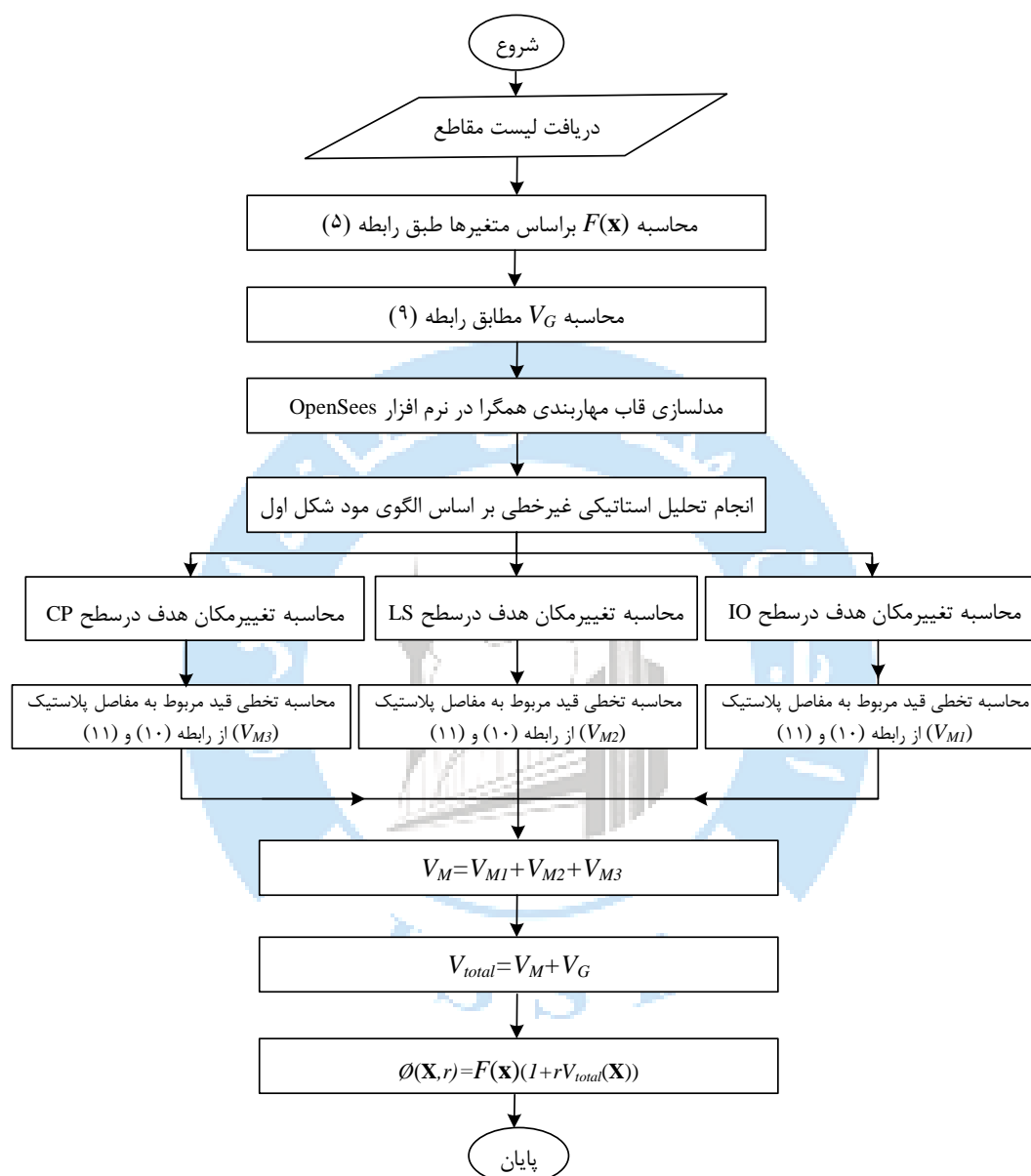
در طراحی بهینه‌سازی سازه‌ها ضوابط اجرایی در اتصال تیر به ستون و مهاربند به ستون باید در نظر گرفته شود [۱۸]. ضوابط مربوط به طراحی اتصالات تیر-ستون و ستون-ستون و مهاربند-ستون به شرح زیر است:

$$g_{G,K} = \begin{cases} \left(\frac{b_B}{b_C^{bot}} \right)_k - 1 \leq 0 \\ \left(\frac{h_C^{top}}{h_C^{bot}} \right)_k - 1 \leq 0, k = 1, \dots, nk \\ \left(\frac{b_{Br}}{b_C} \right)_k - 1 \leq 0 \end{cases} \quad (9)$$

در رابطه (۹)، $g_{G,K}$ قید هندسی اتصال k ام سازه، b_B پهناى بال تیر، b_C^{bot} پهناى بال ستون پایین اتصال k ام، h_C^{top} عمق ستون بالای اتصال k ام، h_C^{bot} عمق ستون پایین اتصال k ام، b_{Br} پهناى بال مهاربند، b_C پهناى بال ستون و nk تعداد اتصالات است.

$$X_j^i = X_{min} + random.(X_{max} - X_{min}) \quad (13)$$

در رابطه (۱۳)، X_j^i متغیر j ام ذره i ام است؛ X_{max} و X_{min} به ترتیب حد پایین و بالای متغیرهای طراحی در فضای جستجو هستند؛ $random$ یک عدد تصادفی در محدوده $[0,1]$ است.



شکل ۱: فلوچارت روش پیشنهادی

در الگوریتم EVPS سه پارامتر تعریف می‌شوند:

OHB : یکی از بهترین موقعیت‌ها در جمعیت کلی ردیفی از حافظه که به طور تصادفی انتخاب شده است.

GP : یک ذره خوب به طور تصادفی بین بهترین پاسخ‌ها در هر تکرار انتخاب شده است.

BP : یک ذره بد به طور تصادفی از بدترین پاسخ‌ها در هر تکرار انتخاب شده است.

در این الگوریتم پارامتر دیگری به نام پارامتر حافظه نیز تعریف شده است که بهترین موقعیت‌های بدست آمده برای جمعیت را با توجه به حجم حافظه ذخیره می‌کند. همچنین پارامتر دیگری که معرف تاثیر سطح لرزش در ارتعاش می‌باشد، مطابق با رابطه (۱۴) تعریف شده است:

$$D = \left(\frac{iter}{iter_{max}} \right) - \alpha \quad (14)$$

در رابطه (۱۴)، $iter$ تعداد تکرار فعلی، $iter_{max}$ تعداد کل تکرارها و α پارامتری با مقدار ثابت است.

موقعیت‌های بعدی جمعیت در الگوریتم EVPS، توسط رابطه (۱۵) به روزرسانی می‌شوند.

$$X_i^j = \begin{cases} [D.A.rand1 + OHB^j] & (a) \\ [D.A.rand2 + GP^j] & (b) \\ [D.A.rand3 + BP^j] & (c) \end{cases}$$

$$A = \begin{cases} (\pm 1)[OHB^j - X_i^j] & (a) \\ (\pm 1)[GP^j - X_i^j] & (b) \\ (\pm 1)[BP^j - X_i^j] & (c) \end{cases} \quad (15)$$

$$w_1 + w_2 + w_3 = 1$$

در رابطه (۱۵)، ± 1 ، به صورت تصادفی مورد استفاده قرار می‌گیرد؛ OHB ، GP و BP به‌طور مستقل برای هر یک از متغیرهای تعیین می‌شوند. ضرایب w_1 ، w_2 و w_3 به ترتیب برای OHB ، GP و BP قابل توجه هستند. $rand1$ ، $rand2$ و $rand3$ اعداد تصادفی هستند که به طور یکنواخت بین $[0, 1]$ توزیع شده‌اند. پارامتر دیگری به نام P بین صفر و یک برای سرعت بخشیدن به همگرایی الگوریتم در مقایسه با $rand$ تعریف شده است. اگر P کمتر از $rand$ باشد، روابط $w_2=1-w_1$ و $w_3=0$ برقرار می‌شوند.

همچنین استاندارد دی به نام $HMCR$ تعریف شده است. پارامتر $HMCR$ تعیین می‌کند که آیا عنصر متخلف باید با مقدار مربوطه OHB جایگزین شود یا باید از قسمت جستجوی مجاز انتخاب شود. اگر جایگزین مقدار مرتبط با OHB شود، پارامتر دیگری به نام PAR تعریف می‌شود که تعیین می‌کند آیا این مقدار با مقدار بعدی جایگزین می‌شود یا خیر. شکل ۲ شبه کد الگوریتم EVPS را نشان می‌دهد.

تعیین مقدار حداکثر تعداد تکرار ($iter_{max}$)، اندازه جمعیت (POP) و اندازه حافظه برخورد (MS).

تعریف مقادیر ضرایب ثابت PAR^3 ، $HMCR^2$ ، α^1

تعیین موقعیت‌های اولیه ذرات براساس یک روند تصادفی مطابق رابطه (۱۳).

تا زمانی که $iter < iter_{max}$

محاسبه مقادیر تابع هدف و ایجاد حافظه.

محاسبه یک تابع کاهشی مطابق رابطه (۱۴).

برای $i=1:POP$

انتخاب GP ، BP و OHB

اگر $P^4 < rand$

$w_3=0$ و $w_2=1-w_1$

خاتمه

به روزرسانی موقعیت جدید ذرات مطابق روابط (a)، (b) و (c) از رابطه (۱۵).

به روزرسانی مقادیر w_1 ، w_2 و w_3

خاتمه

خاتمه

شکل ۲: شبه کد الگوریتم EVPS [۲۰].

۲-۳- الگوریتم بهینه‌سازی نهنگ بهبود یافته

الگوریتم EWOA، الگوریتم بهینه‌سازی نهنگ بهبود یافته که در این مطالعه بکاربرده شده بر مبنای روش شکار نهنگ‌های گوژپشت به نام استراتژی شکار شبکه حبابی الهام گرفته شده است [۳۳]. در این الگوریتم فراابتکاری، برای به‌روزرسانی موقعیت نهنگ‌ها در طول فرآیند بهینه‌سازی، ابتدا عوامل اولیه در محدوده مجاز به صورت تصادفی تولید می‌شوند، اگر این عدد تصادفی باشد، ابتدا یک عدد تصادفی در محدوده [۰, ۱] استخراج می‌شود. اگر کمتر از ۰/۵ باشد، رابطه (۱۶) ارائه می‌شود. در غیر این صورت رابطه (۱۷) انتخاب می‌شود.

$$\begin{aligned}\vec{X}(t+1) &= \vec{X}(t) - \vec{A} \cdot \vec{D}^m \\ \vec{D}^m &= \vec{r} \cdot |\vec{X}(t)| \\ \vec{A} &= 2 \cdot \vec{a} \cdot \vec{r} - \vec{a}\end{aligned}\quad (16)$$

بنابراین، (\vec{r}) یک بردار تصادفی است که در آن هر عضو به طور یکنواخت در بازه [۰, ۱] توزیع شده است و (\vec{a}) برداری است که در آن هر عضو برابر با عددی است، به طوری که در طول بازه فرکانس خط کاهش می‌یابد، \vec{X} موقعیت یک نهنگ و t تکرار فعلی است.

$$\begin{aligned}\vec{X}(t+1) &= e^{bk} \cdot \cos(2\pi k) \cdot \vec{D}' + \vec{X}^*(t) \\ \vec{D}' &= |\vec{X}^*(t) - \vec{X}(t)|\end{aligned}\quad (17)$$

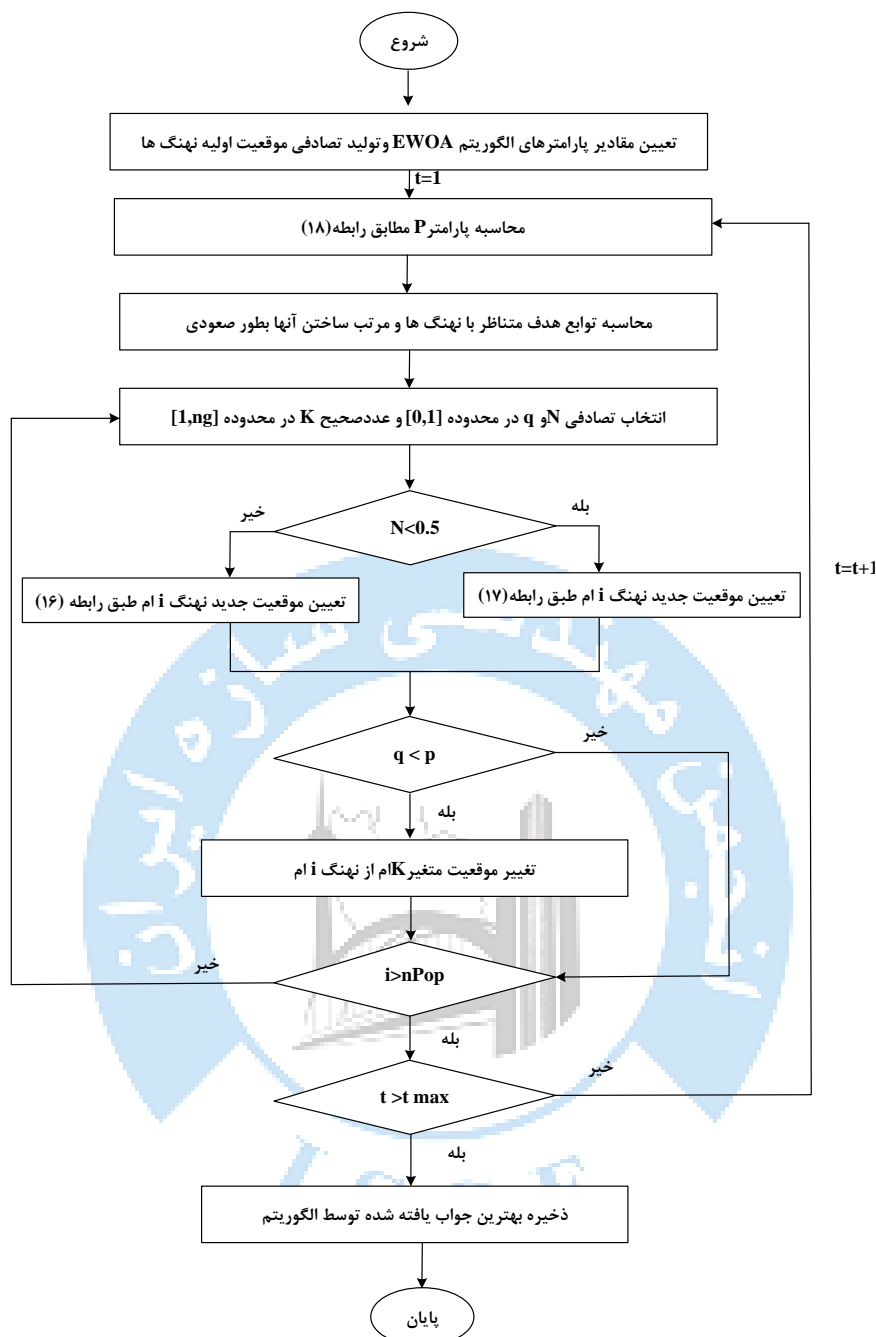
در رابطه (۱۷)، b یک عدد ثابت برای تعریف شکل گرد لگاریتمی و k یک عدد تصادفی است که به طور یکنواخت در محدوده [-۱, ۱] توزیع شده است. \vec{X}^* بهترین موقعیت در حال حاضر است. در مرحله اکتشافی EWOA، هر عضو هر نهنگ با یک مقدار تصادفی در فضای جستجو با احتمال P جایگزین می‌شود.

$$p = 0.3 \left(1 - \frac{iter}{iter_{max}}\right)\quad (18)$$

در رابطه (۱۸) فوق، $iter$ و $iter_{max}$ به ترتیب تعداد تکرار فعلی و حداکثر تعداد تکرار در فرآیند بهینه‌سازی هستند. برای نهنگ انتخاب شده، یک متغیر تصادفی در محدوده [1, ng] انتخاب می‌شود (ng تعداد متغیرهای طراحی است) تا مشخص شود که آیا متغیر طراحی انتخاب شده به طور تصادفی رابطه (۱۹) را تغییر می‌دهد یا خیر.

$$X_k^i = X_{min} + random \cdot (X_{max} - X_{min})\quad (19)$$

در رابطه (۱۹)، X_k^i متغیر k ام ذره i ام و $nPop$ اندازه جمعیت می‌باشد. X_{max} و X_{min} به ترتیب، حدود پایین بالای فضای جستجو مجاز برای متغیر k ام هستند. $random$ یک عدد تصادفی در محدوده [۰, ۱] است. شکل ۳ فلوجارت مربوط به الگوریتم EWOA را نشان می‌دهد.



شکل ۳: فلوجارت الگوریتم بهینه سازی نهنگ بهبود یافته

۴- مثال عددی برای بهینه‌سازی

در این مطالعه، طراحی بهینه قاب‌های فولادی دوبعدی با مهاربندی همگرا براساس تابع هدف تعریف شده مورد بررسی قرار گرفت. هر دو مثال با استفاده از الگوریتم‌های EWOA و EVPS که در بخش قبل توضیح داده شد، بهینه شدند. برای رسیدن به بهترین پاسخ، فرآیند بهینه‌سازی ۱۰ مرتبه انجام شد تا بهترین پاسخ از بین نتایج انتخاب شود. در هر مثال ابتدا ویژگی‌های آن مثال توضیح داده شده و سپس نتایج بهینه‌سازی ارائه می‌شود. در مطالعه حاضر، با توجه به نوع سیستم ساختمان، ضریب C_0 برای قاب سه طبقه ۱/۳، برای قاب شش طبقه ۱/۵ و ضریب C_m برابر ۰/۹ در نظر گرفته شده است. سه تغییرمکان هدف بام برابر با ۰/۰۰۵، ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ ارتفاع کلی سازه از

تراز پایه، به ترتیب معادل با سه سطح عملکرد IO، LS و CP در نظر گرفته شده است. با فرض اینکه نوع ساختگاه زمین ساختمان D و میرایی موثر ساختمان ۵ درصد باشد، مقادیر پارامترها و ضرایب شتاب طیفی ساختمان مطابق جدول ۱ تعیین می‌شود.

تحلیل قاب‌ها با اعمال بارگذاری ثقلی در ابتدای کار انجام می‌شود و سپس بار جانبی به سازه وارد می‌شود. میزان بار ثقلی تعریف شده در هر قاب حداکثر ترکیب بارهای ثقلی است. مقدار وزن موثر لرزه‌ای حاصل از بار ثقلی از ترکیب بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده به دست می‌آید. اتصال دو سر تیرها و مهاربندها مفصلی است. الگوی بارگذاری جانبی مطابق شکل مود اول ارتعاش هر قاب است. زمان تناوب مود اول ارتعاشی هر قاب، زمان تناوب اصلی سازه در نظر گرفته می‌شود. همانطور که اشاره شد، تعداد متغیرهای مسئله برابر با تعداد گروه‌بندی اعضای هر قاب است. مشخصات مصالح هر دو قاب در جدول ۲ و بارگذاری ثقلی قاب سه طبقه در جدول ۳ گزارش می‌شود.

جدول ۱: مقادیر شتاب طیفی و ضرایب ساختگاه فرض شده [۱۷].

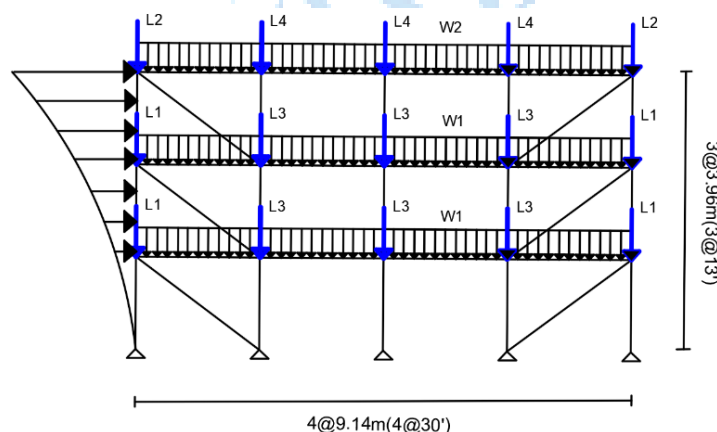
F_v	F_a	$S_I(g)$	$S_S(g)$	سطوح خطر	سطوح عملکرد
۱/۶	۱/۰۴	۰/۴۰۳	۱/۱۴۳	۲۰ درصد در ۵۰ سال	IO
۱/۵	۱	۰/۵۶	۱/۵۸۷	۱۰ درصد در ۵۰ سال	LS
۱/۵	۱	۰/۸۴	۲/۳۸	۲ درصد در ۵۰ سال	CP

جدول ۲: مشخصات مصالح مثال‌ها

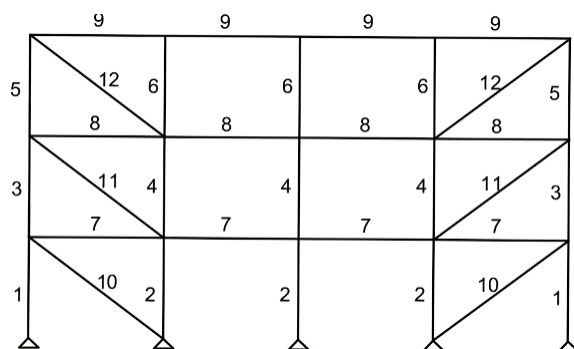
پارامتر	مقدار
مدول الاستیسیته فولاد (E_s)	۲۰۰ GPa
تنش تسلیم فولاد (F_y)	۳۴۴/۷۴ MPa
وزن واحد حجم فولاد (γ_s)	۷۶/۵۰ kN/m ³

مثال ۱: قاب فولادی همگرای چهار دهانه و سه طبقه

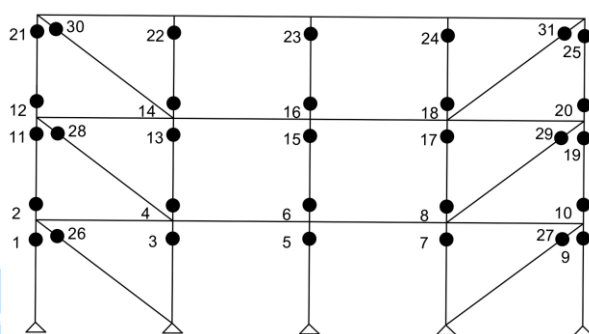
در شکل‌های ۴ و ۵ به ترتیب، بارهای ثقلی اعمال شده و گروه‌بندی المان‌ها در قاب فولادی همگرای سه طبقه نشان داده شده است. شکل ۶ شماره‌گذاری مفاصل پلاستیک بالقوه را نشان می‌دهد. وزن لرزه‌ای برای طبقات اول و دوم ۴۶۸۸ کیلونیوتن و برای بام ۵۰۷۱ کیلونیوتن محاسبه شد.



شکل ۴: بارهای ثقلی اعمال شده در قاب مهاربندی سه طبقه



شکل ۵: گروه بندی المان‌ها در قاب مهاربندی سه طبقه



شکل ۶: شماره گذاری مفاصل پلاستیک بالقوه

تعداد جمعیت برای هر الگوریتم در قاب سه طبقه ۸۰ و حداکثر تعداد تکرار ۳۰۰ است. جدول ۴ مقاطع بهینه بدست آمده از بهینه‌سازی و مقدار وزن سازه را برای بهترین، بدترین و میانگین جواب‌های هر الگوریتم نشان می‌دهد. حداقل وزن قاب برای پاسخ بهینه یافته‌شده توسط EVPS، $609/45$ کیلو نیوتن و مقدار تابع هدف مربوطه $0/263$ است. حداقل وزن قاب برای پاسخ بهینه یافته‌شده توسط EWOA، $867/36$ کیلو نیوتن و مقدار تابع هدف مربوطه $1/39$ است. تغییرات مقدار توابع هدف جریمه شده طی فرآیند بهینه‌سازی، برای بهترین پاسخ دو الگوریتم در شکل ۷ نشان داده شده است.

جدول ۳: بارگذاری ثقلی قاب سه طبقه

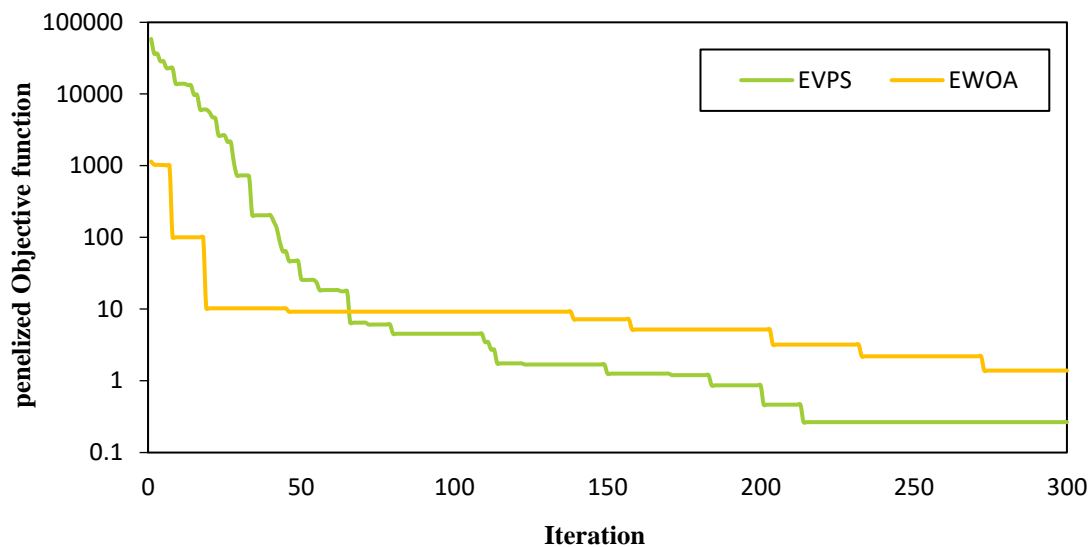
مقدار	نام بار
$13/966 \text{ kN/m}$	W_1 بار گسترده یکنواخت
$12/800 \text{ kN/m}$	W_2 بار گسترده یکنواخت
$105/48 \text{ kN}$	L_1 بار متمرکز
$79/36 \text{ kN}$	L_2 بار متمرکز
$127/664 \text{ kN}$	L_3 بار متمرکز
$117/03 \text{ kN}$	L_4 بار متمرکز

با توجه به نتایج بدست آمده، الگوریتم EVPS به پاسخ بهتری دست یافته و از طرفی الگوریتم EWOA یکنواختی بیشتری در یافتن پاسخ بهینه دارد. نحوه شکل‌گیری مفاصل پلاستیک بهترین پاسخ الگوریتم در قاب سه طبقه برای سطوح عملکرد IO، LS و CP مطابق شکل ۸ می‌باشد. شکل‌های ۹ و ۱۰ به ترتیب، نسبت تغییرشکل محوری در مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مهاربدها به مقادیر مجاز آن‌ها و نسبت دوران پلاستیک مفاصل تشکیل شده در ستون‌ها به مقادیر مجاز آن‌ها طبق FEMA۳۵۶، برای بهترین پاسخ در سطوح عملکرد IO، LS و CP را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، این نسبت‌ها برای تمامی مفاصل کمتر از یک است و میزان

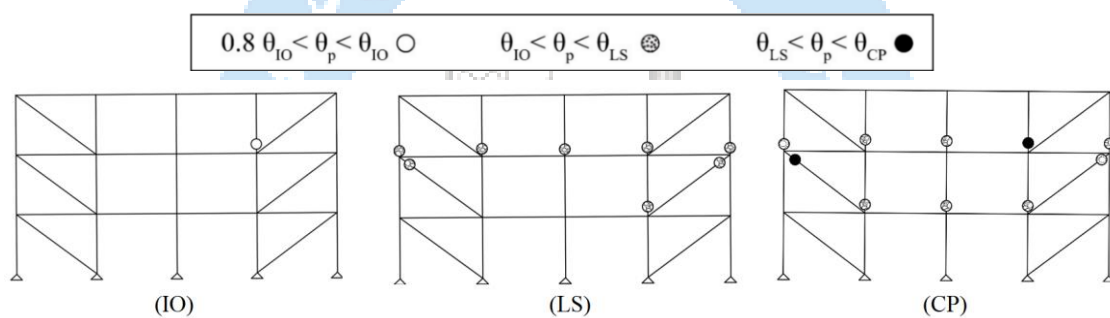
تغییر شکل محوری و دوران مفاصل را قابل قبول نشان می‌دهد. در شکل‌های ۹ و ۱۰ مفاصلی که به ترتیب، تغییر شکل و دوران آن‌ها ناچیز بوده‌اند، از نمودار حذف شده‌اند. در شکل ۱۱، نتایج مربوط به جابجایی میان طبقه برای بهترین پاسخ در قاب سه طبقه، در هر سه سطح عملکرد نشان داده شده است.

جدول ۴: مقاطع بهینه، مقادیر وزن و تابع هدف برای قاب مهاربندی سه طبقه.

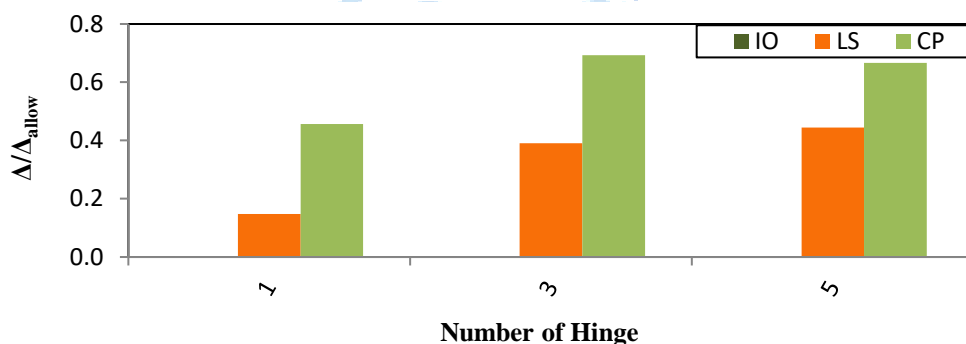
مقاطع جواب بهینه		گروه بندی المان‌ها
EWOA	EVPS	
W12×87	W14×730	۱
W10×60	W14×257	۲
W12×106	W14×455	۳
W10×60	W14×159	۴
W12×96	W14×176	۵
W8×24	W14×90	۶
W18×143	W27×235	۷
W8×18	W6×8.5	۸
W18×46	W36×170	۹
HSS1/2×5-1/2×1/8	HSS18×18×7/8	۱۰
HSS3×3×3/8	HSS16×16×7/8	۱۱
HSS2×2×1/8	HSS14×14×7/8	۱۲
۸۶۷/۳۶۴	۶۰۹/۴۵۸	بهترین وزن سازه (kN)
۱/۳۹	۰/۲۶۳۲	بهترین مقدار تابع هدف بهینه
۸۷۴/۳۱	۶۱۴/۱۲	متوسط وزن سازه در ۱۰ اجرا (kN)
۲/۰۲	۰/۲۵۶۲۵	متوسط مقدار تابع هدف بهینه
۸۹۱/۶۲	۶۹۲/۱۷	بدترین وزن سازه (kN)
۲/۷۵	۰/۳۰۱	بدترین مقدار تابع هدف بهینه



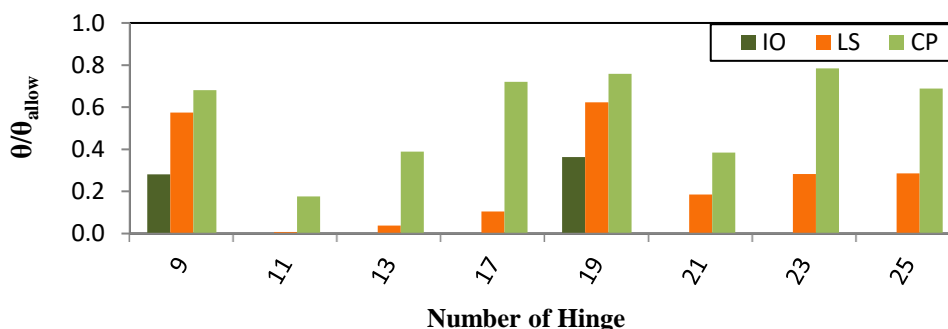
شکل ۷: تغییرات مقدار تابع هدف جریمه شده در برابر تکرار برای بهترین پاسخ الگوریتم قاب مهاربندی سه طبقه



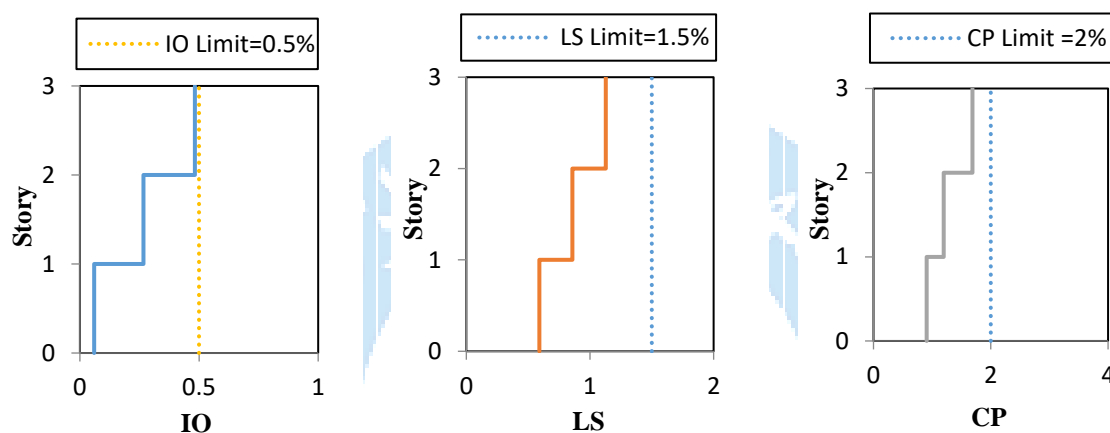
شکل ۸: مفاصل پلاستیک تشکیل شده در المان‌های قاب مهاربندی سه طبقه برای بهترین پاسخ در سطوح عملکرد IO، LS و CP



شکل ۹: نسبت تغییر شکل محوری در مفاصل پلاستیک مهاربندها به مقادیر مجاز آن‌ها در قاب مهاربندی سه طبقه



شکل ۱۰: نسبت دوران پلاستیک مفاصل تشکیل شده در ستون‌ها به مقادیر مجاز آن‌ها در قاب مهاربندی سه طبقه



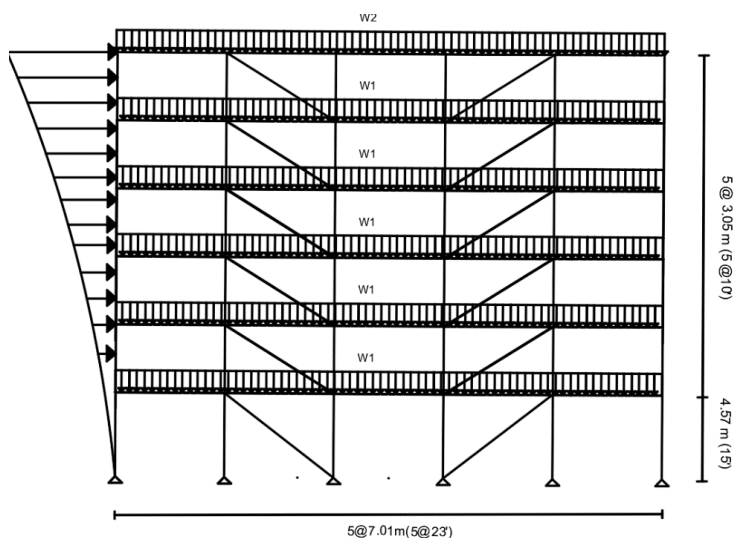
شکل ۱۱: نتایج مربوط به جابجایی میان طبقه برای بهترین پاسخ در قاب مهاربندی سه طبقه [۱۷]

مثال ۲: قاب فولادی همگرای پنج دهانه و شش طبقه

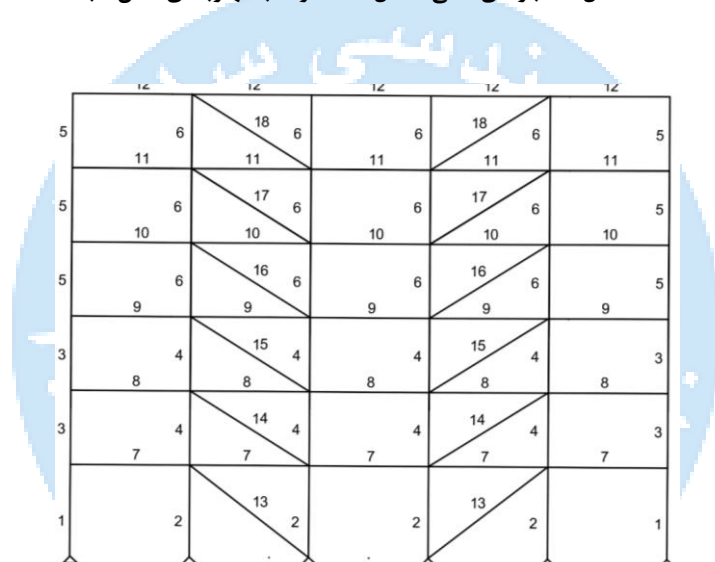
بارهای ثقیلی اعمال شده و گروه‌بندی المان‌های قاب مهاربندی شش طبقه، به ترتیب در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نشان داده شده است. شکل ۱۴ شماره‌گذاری مفاصل پلاستیک بالقوه قاب را نشان می‌دهد. بارگذاری ثقیلی و وزن‌های موثر لرزه‌ای قاب شش طبقه مطابق جدول ۵ می‌باشد.

جدول ۵: بارگذاری ثقیلی و وزن موثر لرزه‌ای در طبقات قاب شش طبقه.

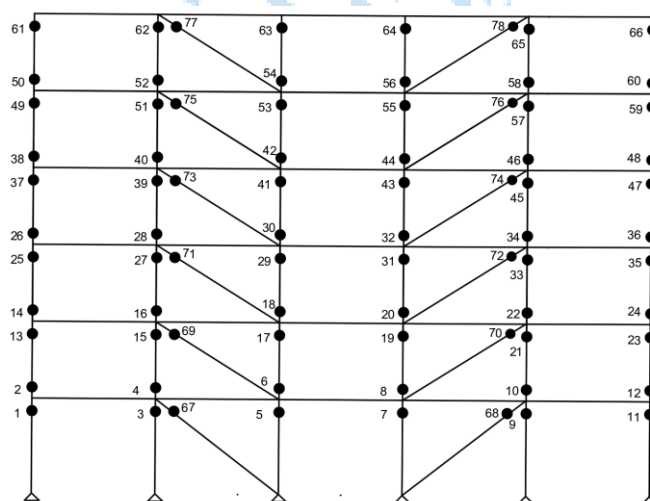
مقدار	پارامتر
۲۰/۴۳ kN/m	WI بار گسترده یکنواخت
۱۷/۵۱ kN/m	W2 بار گسترده یکنواخت
۴۹۴۲ kN	وزن موثر لرزه‌ای بار ثقیلی در طبقه ۱
۴۸۵۸ kN	وزن موثر لرزه‌ای بار ثقیلی در طبقات ۲ تا ۵
۵۲۳۱ kN	وزن موثر لرزه‌ای بار ثقیلی در بام



شکل ۱۲: بارهای ثقلی اعمال شده در قاب مهاربندی شش طبقه

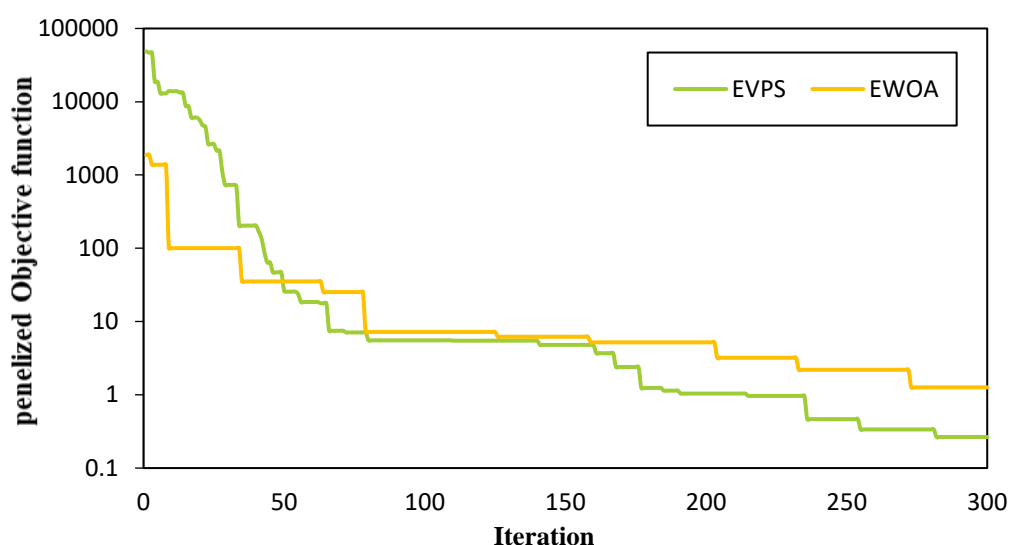


شکل ۱۳: گروه بندی المان‌ها در قاب مهاربندی شش طبقه



شکل ۱۴: مفاصل پلاستیک بالقوه در قاب مهاربندی شش طبقه

برای الگوریتم در قاب دوبعدی شش طبقه، تعداد جمعیت ۸۰ و حداکثر تعداد تکرارها ۳۰۰ در نظر گرفته شده است. جدول ۶ مقاطع بهینه حاصل از بهینه‌سازی و مقدار وزن سازه را برای بهترین، بدترین و متوسط جواب‌های الگوریتم نشان می‌دهد. تغییرات مقدار توابع هدف جریمه شده طی فرآیند بهینه‌سازی، برای بهترین پاسخ دو الگوریتم در شکل ۱۵ قابل مشاهده است. با توجه به نتایج بدست آمده، الگوریتم EVPS به پاسخ بهتری دست یافته و از طرفی الگوریتم EWOA یکنواختی بیشتری در یافتن پاسخ بهینه دارد. الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک پاسخ بهینه یافته شده در قاب شش طبقه، برای سطوح عملکرد IO، LS و CP در حالتی که سازه بر اساس شکل مود اول مورد تحلیل پوش‌آور قرار گرفته است، مطابق شکل ۱۶ می‌باشد. شکل ۱۷، نسبت تغییرشکل محوری در مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مهاربندها به مقادیر مجاز آنها طبق FEMA۳۵۶، برای بهترین پاسخ بدست آمده از الگوریتم‌ها را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، این نسبت برای تمامی مفاصل کمتر از یک است و میزان تغییرشکل محوری و دوران مفاصل را قابل قبول نشان می‌دهد. مفاصلی که تغییرشکل و دوران آنها ناچیز بوده است، از نمودارها حذف شده‌اند. در شکل ۱۸، نتایج مربوط به جابجایی میان طبقه برای بهترین پاسخ در قاب شش طبقه، در هر سه سطح عملکرد نشان داده شده است.

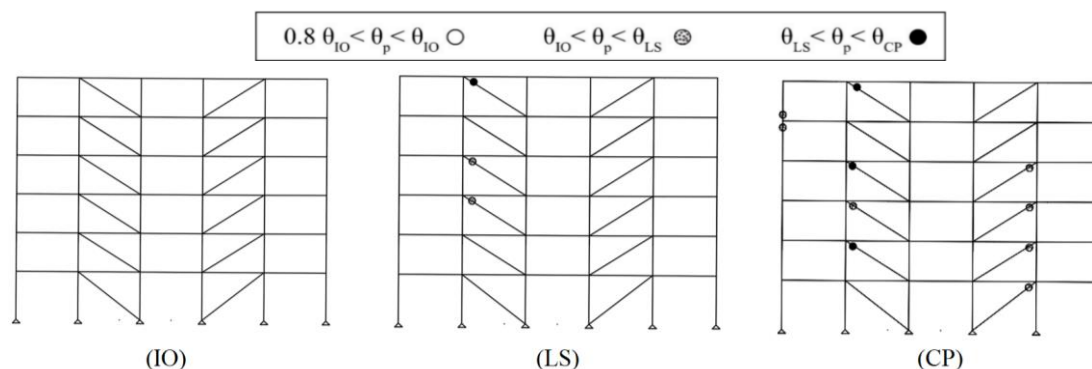


شکل ۱۵ : تغییرات مقدار تابع هدف در برابر تکرار برای بهترین پاسخ الگوریتم قاب مهاربندی شش طبقه

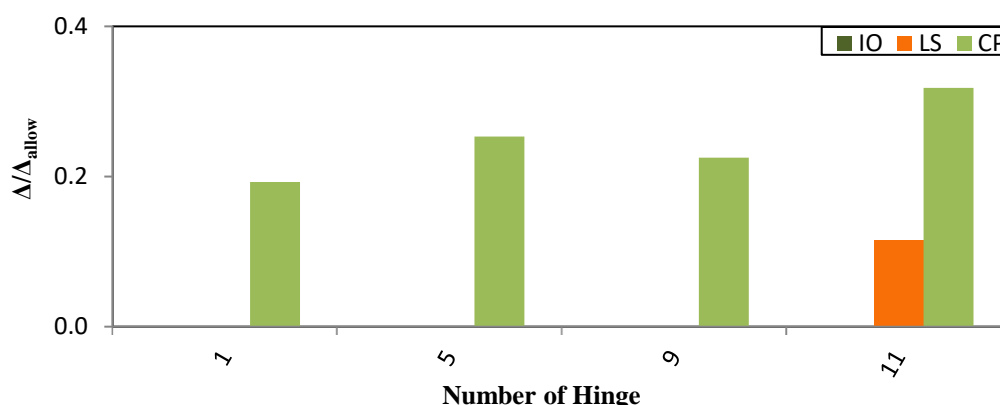
ISSE

جدول ۶: مقاطع بهینه، مقادیر وزن و تابع هدف برای قاب شش طبقه.

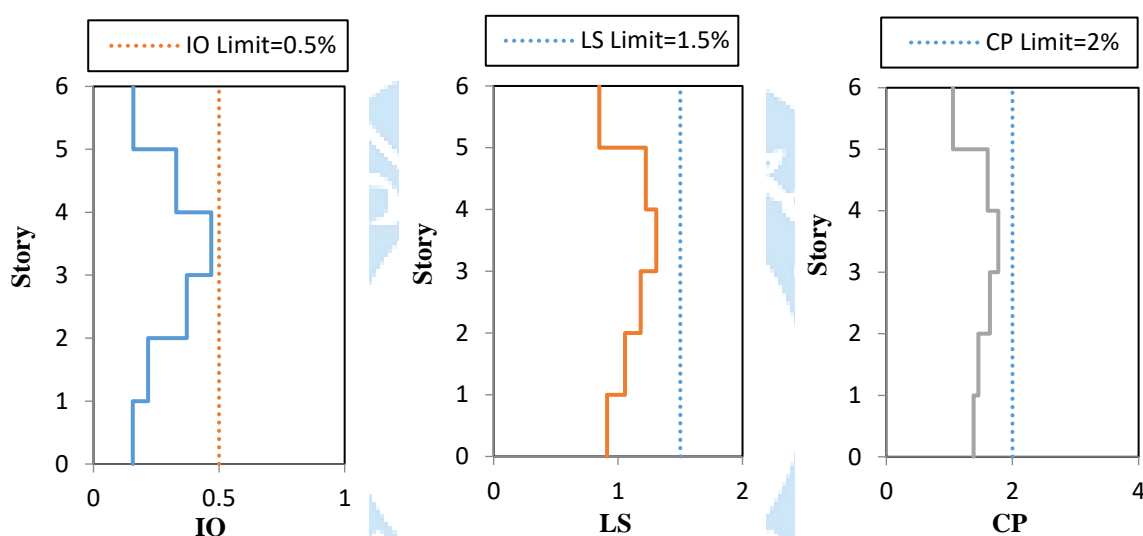
مقاطع جواب بهینه		گروه بندی المان‌ها
EWOA	EVPS	
W14×145	W12×336	۱
W14×665	W14×730	۲
W12×230	W14×283	۳
W14×426	W14×500	۴
W14×109	W12×72	۵
W14×283	W12×305	۶
W36×160	W12×230	۷
W21×223	W24×162	۸
W36×182	W24×94	۹
W21×55	W21×93	۱۰
W6×8/5	W12×40	۱۱
W6×9	W6×8.5	۱۲
HSS14×14×7/8	HSS16×16×7/8	۱۳
HSS12×12×3/4	HSS16×16×7/8	۱۴
HSS14×14×7/8	HSS14×14×3/4	۱۵
HSS12×12×3/4	HSS12×12×3/4	۱۶
HSS12×12×3/4	HSS14×14×7/8	۱۷
HSS12×12×3/4	HSS10×10×3/4	۱۸
۱۳۶۵/۴	۱۱۴۸/۹	بهترین وزن سازه (kN)
۱/۲۶۳۳	۰/۲۶۰۰۲	بهترین مقدار تابع هدف بهینه
۱۳۷۴/۴	۱۱۵۵/۴	متوسط وزن سازه در ۱۰ اجرا (kN)
۲/۴۴۵	۰/۲۶۵	متوسط مقدار تابع هدف بهینه
۱۳۹۱/۷	۱۲۰۲/۷	بدترین وزن سازه (kN)
۴/۲۳	۰/۳۰۴	بدترین مقدار تابع هدف بهینه



شکل ۱۶: مفاصل پلاستیک تشکیل شده در المان‌های قاب مهاربندی شش طبقه برای سطوح عملکرد IO، LS و CP



شکل ۱۷: نسبت تغییر شکل محوری در مفاصل پلاستیک مهاربندها به مقادیر مجاز آن‌ها در قاب مهاربندی شش طبقه



شکل ۱۸: نتایج مربوط به جابجایی میان طبقه در هر سه سطح عملکرد برای قاب مهاربندی شش طبقه [۱۷]

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه، به طراحی بهینه مبتنی بر عملکرد دو نمونه قاب مهاربندی همگرای سه و شش طبقه پرداخته شده است. جهت تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌ها از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. طراحی بهینه عملکردی قاب‌ها به کمک دو الگوریتم فراابتکاری EVPS و EWOA انجام شده که هدف از بهینه‌سازی، کاهش وزن سازه با رعایت معیارهای پذیرش برای هر یک از سطوح عملکرد می‌باشد. دریافت طبقات، ضریب لاغری ستون‌ها، ضوابط طراحی اتصالات تیر، ستون و مهاربند و همچنین تغییر شکل محوری و دوران مفاصل پلاستیک، به‌عنوان قیود مسئله بهینه‌سازی در نظر گرفته شده‌اند. قیود مربوط به دوران و تغییر شکل مفاصل بر مبنای معیارهای پذیرش سیستم قاب مهاربندی همگرا مطابق آیین‌نامه FEMA ۳۵۶ تعریف شده‌اند. نتایج زیر خلاصه می‌شوند:

۱. نسبت دوران مفاصل پلاستیک تشکیل شده در المان‌ها به مقادیر مجاز آن‌ها برای پاسخ بهینه کمتر از یک می‌باشد که نشانگر این است مفاصل در محدوده تعریف شده مجاز برای هر سطح عملکرد قرار گرفته‌اند.
۲. مقایسه نمودارهای جابه‌جایی میان طبقه با حد مجازشان نشان می‌دهد که این مقادیر قابل قبول می‌باشند.

۳. نتایج حاصل از بررسی دو قاب نشان می‌دهد که امکان بهینه‌سازی وزن قاب‌های مهاربندی همگرا براساس روش طراحی مبتنی بر عملکرد وجود دارد.
۴. الگوریتم EVPS توانایی بیشتری در یافتن پاسخ بهینه نسبت به الگوریتم EWOA دارد. وزن‌های بدست‌آمده برای قاب‌های سه و شش طبقه توسط الگوریتم EVPS به ترتیب، برابر با ۶۰۹/۴ و ۱۱۴۸/۹ کیلو نیوتن می‌باشند.
۵. در هر دو مثال، الگوریتم EWOA یکنواختی بیشتری در یافتن پاسخ‌های بهینه دارد.

مراجع

- [1] Friswell, M., Penny, J., & Garvey, S. (1998). A Combined Genetic and Eigensensitivity Algorithm for the Location of Damage in Structures. *Computers & Structures*, 69(5), 547-556.
- [2] Park, C. H., Lee, W. I., Han, W. S., & Vautrin, A. (2003). Weight Minimization of Composite Laminated Plates with Multiple Constraints. *Composites Science and Technology*, 63(7), 1015-1026.
- [3] Castillo, O., Trujillo, L., & Melin, P. (2007). Multiple objective genetic algorithms for path-planning optimization in autonomous mobile robots. *Soft Computing*, 11, 269-279.
- [4] Kaveh, A., & Talatahari, S. (2010). Optimum Design of Skeletal Structures Using Imperialist Competitive Algorithm. *Computers & Structures*, 88(21), 1220-1229.
- [5] Fragiadakis, M., Lagaros, N. D., & Papadrakakis, M. (2006). Performance-based Multiobjective Optimum Design of Steel Structures Considering Life-cycle Cost. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 32(1), 1-11.
- [6] Talatahari, S. (2013). Optimum Performance-based Seismic Design of Frames Using Metaheuristic Optimization Algorithms. *Metaheuristic Applications in Structures and Infrastructures*. 419-37.
- [7] Kaveh, A., & Nasrollahi, A. (2014). Performance-based Seismic Design of Steel Frames Utilizing Charged System Search Optimization. *Applied Soft Computing*, 22, 213-221.
- [8] Veladi, H. (2014). Performance-based Seismic Design of Steel Frames Utilizing Colliding Bodies Algorithm. *The Scientific World Journal*.
- [9] Liang, J., Li, L., & He, J. (2015). Performance-based Multi-objective Optimum Design for Steel Structures with Intelligence Algorithms. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 5(1), 79-101.
- [10] Gholizadeh, S. (2015). Performance-based Optimum Seismic Design of Steel Structures by a Modified Firefly Algorithm and a New Neural Network. *Advances in Engineering Software*, 81, 50-65.
- [11] Gholizadeh, S., & Milany, A. (2016). Optimal Performance-based Design of Steel Frames Using Advanced Metaheuristics. *Asian Journal of Civil Engineering*, 17(5), 607-623.
- [12] Gholizadeh, S., & Poorhoseini, H. (2016). Performance-based Optimum Seismic Design of Steel Dual Braced Frames by Bat Algorithm. *Metaheuristics and Optimization in Civil Engineering*, 95-114.
- [13] Kaveh, A., M.H. Ghafari, Y. Gholipour. (2017). Optimum seismic design of steel frames considering the connection types, 79-87.
- [14] Karimi, F., & Hoseini Vaez, S. R. (2019). Two-stage optimal seismic design of steel moment frames using the LRFD-PBD method. *Journal of Constructional Steel Research*, 155, 77-89.
- [15] Kumar, M. S., Senthilkumar, R., & Sourabha, L. (2019). Seismic performance of special concentric steel braced frames. *Structures*. 20, 166-175.
- [16] Hajirasouliha, B. G. I. (2019). Optimum performance-based design of concentrically braced steel frames subjected to near-fault ground motion excitations. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 9(2), 177-193.
- [17] Fathali, M. A., & Hoseini Vaez, S. R. (2020). Optimum performance-based design of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 202, 109857.
- [18] Hoseini Vaez, S.R., A. Asaad Samani, and M.A. Fathali. (2022). Optimum performance-based design of unsymmetrical 2D steel moment frame. *Soft Computing*. 26(12), 5637-5659.
- [19] Fathali, M.A. and Hoseini Vaez, S. R. (2023). A decoupled double-loop method with the adaptive allowable limits for probabilistic performance-based design optimization. *Engineering Structures*.

- 279, 115634.
- [20] Asaad Samani, A. & Hoseini Vaez, S. R. (2023) Performance-Based Optimal Design of Low-Rise Steel Moment Frames Using Enhanced Vibrating Particles System Algorithm. *Journal of Structural and Construction Engineering*, doi: 10.22065/jsce.2023.394748.3103
- [21] Hoseini Vaez, S. R., Asaad Samani, A., Mobinipour, S. A., & Dehghani, E. (2022). Effect of Uncertainties in Design Variables on the Hysteresis Response of 2D Steel Moment-Resisting Frames. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 27(4).
- [22] Raoufy, A. A., Kheyroddin, A., & Naderpour, H. (2023). Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Hospital Buildings Using Rapid Visual Screening Method According to FEMA P-154 criteria and Iranian Code# 364. *Civil Infrastructure Researches*, 9(2), 77-93.
- [23] Asadian, R., Naser Asadi, K., & Eghbali, M. (2022). Seismic Evaluation of Optimal Performance-Based Design of Steel Moment Frames with Metaheuristic Algorithms. *Civil Infrastructure Researches*, 7(2), 107-128.
- [24] Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia*.
- [25] LRFD-AISC. (2001). "Manual of steel construction-load and resistance factor design, in LRFD-AISC", *American Institute of Steel Construction (AISC): Chicago, Illinois, USA*.
- [26] Hosseini, P., Hatami, N., & Hoseini Vaez, S. R. (2023). Reliability-Based Optimum Design of Dome Truss Structures through Enhanced Vibration Particle System. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 11(3), 47-67.
- [27] Mazdarani, M. J. H., Hoseini Vaez, S. R., Hosseini, P., & Fathali, M. A. (2023). Reliability-based layout optimization of concentrically braced in 3D steel frames. *Structures*, 47, 1094-1112. Elsevier.
- [28] Hosseini, P., Kaveh, A., & Hoseini Vaez, S. R. (2022). Robust design optimization of space truss structures. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 12, 595-608.
- [29] Hosseini, P., Kaveh, A., Hatami, N., & Hoseini Vaez, S. R. (2022). The optimization of large-scale dome trusses on the basis of the probability of failure. *Iran University of Science & Technology*, 12(3), 457-475.
- [30] Hosseini, P., Kaveh, A., & Naghian, A. (2023). Development and optimization of self-compacting concrete mixes: Insights from artificial neural networks and computational approaches. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 13(4), 457-476.
- [31] Kaveh, A., Dadras Eslamlou, A., Kaveh, A., & Dadras Eslamlou, A. (2020). Optimal design of steel curved roof frames by enhanced vibrating particles system algorithm. *Metaheuristic optimization algorithms in civil engineering: new applications*, 73-97.
- [32] Kaveh, A., Hoseini Vaez, S. R., & Hosseini, P. (2018). MATLAB code for an enhanced vibrating particles system algorithm. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 8(3), 401-414.
- [33] Mirjalili, S., & Lewis, A. (2016). The whale optimization algorithm. *Advances in engineering software*, 95, 51-67.

پیوست الف

رفتار محوری مهاربندها (کششی و فشاری) در سیستم قاب مهاربندی شده همگرا که از اجزای اصلی سازه به شمار می آید، کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب می شود. میزان تغییرشکل خمیری مجاز این اجزا در هر سطح عملکرد طبق FEMA 356، مطابق جدول الف-۱ می باشد. رفتار تیرهای تحت بار محوری قابل ملاحظه و ستون ها، همانند ستون های قاب خمشی صلب، می تواند کنترل شونده توسط نیرو یا تغییرشکل باشد. این اجزا باید متناسب با نوع رفتارشان، ضوابط ستون های قاب خمشی صلب را برآورده سازند. تلاش های وارده بر اتصالات نیز کنترل شونده توسط نیرو فرض می شوند.

جدول الف-۱: معیارهای پذیرش مهاربند همگرا به عنوان جزء اصلی در روش غیرخطی

تغییرشکل خمیری			نوع مقطع*
CP	LS	IO	
مهاربند فشاری :			
$7\Delta_c$	$5\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	الف- زوج نبشی (کمانش داخل صفحه)
$6\Delta_c$	$4\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	ب- زوج نبشی (کمانش خارج صفحه)
$7\Delta_c$	$5\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	پ- مقاطع W یا I شکل
$7\Delta_c$	$5\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	ت- زوج ناودانی (کمانش داخل صفحه)
$6\Delta_c$	$4\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	ث- زوج ناودانی (کمانش خارج صفحه)
$6\Delta_c$	$4\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	ج- مقاطع توخالی پر شده با بتن
			چ- مقاطع قوطی نورد سرد
$6\Delta_c$	$4\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	$\frac{d}{t} \leq \frac{90}{\sqrt{F_{ye}}}, \left[\frac{750}{\sqrt{F_{ye}}} \right]$
$2\Delta_c$	$1\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	$\frac{d}{t} \geq \frac{190}{\sqrt{F_{ye}}}, \left[\frac{1590}{\sqrt{F_{ye}}} \right]$
درون یابی خطی بین مقادیر دو ردیف فوق			مقادیر دیگر d/t
ج- مقاطع لوله ای شکل			
$6\Delta_c$	$4\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	$\frac{d}{t} \leq \frac{1500}{\sqrt{F_{ye}}}, \left[\frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_{ye}}} \right]$
$2\Delta_c$	$1\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	$\frac{d}{t} \geq \frac{6000}{\sqrt{F_{ye}}}, \left[\frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_{ye}}} \right]$
درون یابی خطی بین مقادیر دو ردیف فوق			مقادیر دیگر d/t
$9\Delta_T$	$7\Delta_T$	$0.25\Delta_T$	مهاربند کششی :

Δ_c - تغییرشکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار است.

Δ_T - تغییرشکل محوری در بار کششی نظیر حد تسلیم (بار لهیدگی مورد انتظار) می باشد.

* واحد F_{ye} ، داخل []، kg/cm^2 و خارج []، ksi است (مقادیر داخل []، مقادیر نشریه ۳۶۰ است و تبدیل دقیق مقدار برحسب ksi به kg/cm^2 نمی باشد).