مهندسی عمران شریف (پاییز ۱۳۹۸)
دوره‌ی ۲ - ۳۵، شماره‌ی ۳/۲، ص. ۷۱-۸۲

Original Article

طراحی بهینه‌ی قاب‌های خمشی فولادی براساس سطوح عملکرد با معیار تغییرمکان هدف بام

سید روح الله حسینی واعظ * **(دانشیار)**
فرزاد کریمی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه قم

در مطالعه‌ی حاضر، به بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی دوبُعدی، در سطوح عملکرد بر مبنای تغییرمکان هدف بام پرداخته شده است. لذا سازه تحت تحلیل بارافزون استاتیکی قرار گرفته و سپس طبق ضوابط نشریات FEMA، قیدهای دوران، نیرو و تغییرمکان نسبی میان‌طبقه در سطوح عملکرد کنترل شده است. جهت کفایت سازه در برابر بارهای ثقلی با ضوابط روش ضرایب بار و مقاومت تنش‌ها و خیز اعضا به ترتیب با ترکیب بار ضریب‌دار غالب و بارهای سرویس کنترل شده است. همچنین جهت اجتناب از رخداد تیر قوی ـ ستون ضعیف و شکل‌گیری طبقه‌ی نرم به دلیل عدم یکنواختی تغییرمکان طبقات، روابطی در روند بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است. برای بهینه‌سازی از الگوریتم‌های فراابتکاری بهینه‌سازی ازدحام ذرات و گرگ خاکستری استفاده شده است. درنهایت، با ارائه‌ی دو مثال، روش ارائه شده بررسی شده است.

واژگان کلیدی: طراحی براساس عملکرد، تغییرمکان هدف، تحلیل پوش‌آور، الگوریتم گرگ خاکستری، الگوریتم ازدحام ذرات، مفصل خمیری.

hoseinivaez@qom.ac.ir
farzadkarimi1990@yahoo.com

۱. مقدمه

با توجه به اینکه روش‌های طراحی براساس سطوح عملکرد، قیدها و روابط گسترده‌یی دارند، روش‌های متنوعی نیز روی انواع سیستم سازه‌یی، در پژوهش‌های مرتبط با این موضوع استفاده شده است. طراحی براساس عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با معیارهای: برش پایه‌ی محاسباتی برای سطوح عملکرد،[۱-۳] تغییرمکان هدف از پیش تعیین شده،[۴] تغییرمکان هدف محاسبه شده براساس وضعیت سازه،[۵و۶] از این موارد هستند. همچنین ارزیابی سطح عملکرد لرزه‌یی با رویکرد خسارت و اهمیت سازه،[۷و۸] و استفاده از تغییرمکان هدف جهت طراحی عملکردی سازه‌های بتنی و سازه‌های فولادی با مهاربندی هم‌محور،[۹و۱۰] از نمونه پژوهش‌های دیگری هستند که پیرامون طراحی براساس عملکرد انجام شده‌اند. برخی نوشتارها نیز از ترکیب سایر موضوع‌های مرتبط با سازه و قیدهای طراحی براساس عملکرد استفاده کرده‌اند که درنظر گرفتن مودهای نوسانی سازه و آثار اندرکنش خاک و سازه از نمونه‌های آن است.[۱۱و۱۳] در ادامه، به معرفی گسترده‌تر چند نمونه نوشتار جهت بررسی تیپ کلی مسائل بهینه‌سازی براساس عملکرد پرداخته شده است.

حسن و همکاران (۲۰۰۲)، در طراحی سازه با معیار تغییرمکان هدف از پیش تعیین شده، اذعان داشته‌اند که منحنی ظرفیت سازه در روش مذکور باید تغییرمکان هدف سطوح عملکرد مختلف را با کنترل تغییرمکان نسبی میان‌طبقه، پاسخ‌گو باشد. تغییرمکان هدف در پژوهش اخیر، مقادیر تغییرمکان هدف معرفی شده برای سطوح عملکرد مختلف طبق نشریه‌ی FEMA۲۷۳ بوده است.[۴]

کاوه و همکاران نیز در سال‌های ۲۰۱۰ و ۲۰۱۴، به بهینه‌یابی قاب‌های خمشی فولادی براساس عملکرد با معیار برش پایه‌ی سطح عملکرد پرداخته‌اند و طی روش مذکور، منحنی ظرفیت سازه باید پاسخگوی برش‌های پایه‌ی محاسباتی برای سطوح عملکرد باشد و برش‌های پایه به دلیل حضور منحنی ظرفیت کامل سازه، بدون کاهش با ضریب رفتار لحاظ شده‌اند.[۱و۲] قلی‌زاده و همکاران (۲۰۱۳)، نیز در بهینه‌یابی سازه‌های قاب خمشی فولادی براساس رابطه‌ی تغییرمکان هدف مربوط به بهسازی لرزه‌یی در نشریه‌ی FEMA۳۵۶، ترکیب بار ضریب‌دار ثقلی را به عنوان قید پیش‌نیاز کنترل کرده‌اند.[۶]

با توجه به اینکه سازه در ناحیه‌ی غیرخطی از طریق شکل‌پذیری، بخشی از انرژی را مستهلک می‌کند، درنظر گرفتن برش پایه در ناحیه‌ی غیرخطی، معیار مناسبی نخواهد بود و همچنین طراحی سازه برای برش پایه بدون لحاظ ضریب رفتار، منجر به طرح‌های غیراقتصادی خواهد شد. به همین جهت در راستای الزامات نشریه‌های FEMA۲۷۳ و FEMA۳۵۶، معیارهای تغییرمکانی، معیارهای مناسب‌تری برای ناحیه‌ی غیرخطی هستند.[۱۴و۱۵] همچنین در بسیاری از نوشتارها با معیار تغییرمکان، کنترل تغییرمکان نسبی میان‌طبقه در سطوح عملکرد به عنوان قید در نظر گرفته

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۶/۲۹، اصلاحیه ۱۳۹۶/۱۰/۱۲، پذیرش ۱۳۹۶/۱۰/۲۳.
DOI:10.24200/J30.2018.5196.2212

شده و از بررسی دوران اعضا و کنترل مقدار آنها با حدود نشریات FEMA۳۵۶ صرف‌نظر شده است. این عمل اگرچه به دلیل حضور قیدهای کمتر، بهینه‌سازی را ساده‌تر می‌کند، اما اطمینان لازم را از نظر وضعیت قیود دورانی نخواهد داشت. در تحلیل‌های غیرخطی طبق ضوابط نشریه‌ی FEMA۳۵۶، مفاصل ستون‌ها در قاب خمشی باید با توجه به نیروی محوری موجود در آنها در تغییرمکان هدف تعریف شوند. عدم لحاظ مورد اشاره شده، منجر به نادیده گرفتن کاهش ظرفیت ستون‌ها به خصوص در مورد ستون‌های فشاری گوشه خواهد شد که تحت بارهای جانبی افزایش قابل توجهی در نیروی محوری دارند.

با توجه به موارد ذکر شده، در مطالعه‌ی حاضر با انتخاب ۴ تغییرمکان هدف بام به عنوان معیار تعیین سطوح عملکرد، سازه با اعمال بارهای مرده و زنده و ثابت نگاه داشتن آنها، تحت بارهای جانبی افزاینده قرار گرفت. جهت لحاظ اثر بار محوری در کاهش ظرفیت ستون‌ها، نیز تحلیل غیرخطی دو مرتبه انجام شده است. در تحلیل اول، نیروها در تغییرمکان هدف ثبت و سپس با نیروهای حاصل از تحلیل مفاصل خمیری تعریف شدند؛ سرانجام تحلیل غیرخطی نهایی با مفاصل اصلاح شده انجام شد. برای تمامی سطوح عملکرد، تغییرمکان نسبی میان‌طبقه با مقادیر مجاز مقایسه و کنترل شد. همچنین برای ۳ سطح عملکرد نهایی طبق ضوابط نشریه‌ی FEMA۳۵۶، دوران اعضاء تیر و ستون کنترل شد. برای اعضایی که نیرو کنترل قلمداد می‌شدند نیز روابط نیرویی به جای دوران برای اعضا کنترل شده است. تا اینجا، روش ذکر شده فقط تضمینی برای شکل‌پذیری مناسب سازه در برابر بارهای جانبی ارائه داده است؛ به همین جهت برای اطمینان از استقامت سازه در برابر بارهای ثقلی، قبل از انجام تحلیل پوش‌آور، تحلیل کشسان خطی برای کنترل نیروهای داخلی تحت بارهای ضریب‌دار مرده و زنده و کنترل خیز قائم تحت بارهای سرویس ضروری است. همچنین جهت ارائه‌ی طرح مناسب، کنترل تیر ضعیف ـ ستون قوی به عنوان قید وارد مسئله شد. برای کنترل یکنواختی تغییرمکان در طبقات و عدم رخداد طبقه‌ی نرم یا سخت، تابع هدف علاوه بر وزن سازه، یکنواختی مقدار تغییرمکان های جانبی سازه در سطح عملکرد نهایی را نیز در نظر گرفت.

الگوریتم‌های استفاده‌شده جهت بهینه‌سازی در نوشتار حاضر، الگوریتم‌های گرگ خاکستری و ازدحام ذرات بودند. الگوریتم ازدحام ذرات با توجه به شناخته شده بودن آن و نتایج مثبت و مؤثری که در انواع مسائل مهندسی داشته است،[۱۶] در کنار الگوریتم جدید گرگ خاکستری که نتایج بهتری از الگوریتم ازدحام ذرات روی مسائل مرجع مهندسی داشته است، استفاده شده‌اند.[۱۷] از طرفی از آنجا که الگوریتم گرگ خاکستری روی مسائل عملکردی تا به حال استفاده نشده است، سنجش کارایی آن روی چنین مسائلی شایسته‌ی بررسی و مطالعه است.

۲. روال کلی طراحی

روال کلی طراحی به این صورت است که سازه‌های پیشنهادی توسط الگوریتم بهینه‌سازی، ابتدا با یک تحلیل کشسان با بارهای ضریب‌دار ثقلی، کنترل و تنش‌های اعضاء تیر و ستون طبق ضوابط مربوط به آیین‌نامه‌ی LRFD-AISC،[۱۸] کنترل می‌شوند و همچنین خیز تیرها برای بارهای سرویس کنترل می‌شود. در صورتی که مرحله‌ی اخیر با عدم تخطی از قیود تنش و تغییرمکان مجاز مورد قبول واقع شد، سازه‌ی پیشنهادی وارد مرحله‌ی تحلیل غیرخطی پوش‌آور می‌شود؛ در غیر این‌صورت سازه‌ی پیشنهادی مردود شناخته می‌شود و سایر پیشنهادها بررسی می‌شوند.

شکل ۱. فلوچارت روال کلی بهینه‌سازی.

در بخش تحلیل غیرخطی، بعد از اعمال بارهای مرده و زنده و وزن اسکلت سازه با ضریب ۱/۱ طبق ضوابط نشریه‌ی FEMA۳۵۶ و مشخص شدن ضرایب بار جانبی در هر طبقه مطابق با الگوی سهموی، با حفظ نیروهای ثقلی، بارهای جانبی از مقدار بسیار کمی آغاز می‌شوند و رفته رفته افزایش می‌یابند. این افزایش بار ادامه می‌یابد تا اینکه سازه با عبور از تغییرمکان سطوح عملکرد چهارگانه به تغییرمکان سطح عملکرد نهایی برسد. در هر ۴ سطح عملکرد تعریف شده، قیود تغییرمکان نسبی میان‌طبقه کنترل می‌شوند و در ۳ سطح عملکرد پایانی که نشریه‌ی FEMA۳۵۶، برای آن‌ها قیود دورانی را تعریف کرده است، دوران اعضا برای تیر و ستون طبق جدول‌های انتهای فصل پنجم نشریه‌ی FEMA۳۵۶ کنترل می‌شوند که در آن برای تیرها و ستون‌ها، نوع مفصل خمیری متفاوت است و دلیل این امر اثر نیروی محوری ستون‌ها در کاهش ظرفیت خمشی آنهاست. در نتیجه قبل از انجام تحلیل غیرخطی پوش‌آور، برای تعریف مفاصل خمیری ستون‌ها به نیروی محوری در گام پایانی تحلیل غیرخطی نیاز است. برای رفع این مشکل تحلیل غیرخطی دو مرتبه انجام می‌شود. در تحلیل اولیه، مفاصل ستون‌ها با فرض عدم تأثیر نیروی محوری در ظرفیت خمشی تعریف می‌شوند و یک تحلیل غیرخطی مقدماتی جهت به‌دست آوردن نیروی محوری ستون‌ها در تغییرمکان هدف نهایی انجام می‌پذیرد؛ سپس با نیروهای به‌دست آمده از تحلیل تقریبی انجام شده، مفاصل ستون اصلاح و تحلیل غیرخطی دقیق نهایی انجام می‌شود. درنهایت پس از ثبت نتایج تحلیل اخیر، شامل دوران‌ها، تغییرمکان‌های نسبی میان‌طبقه و نیروی اعضا با توجه به وضعیت قیود محاسباتی و وزن سازه، یک نمره برای سازه با استفاده از توابع جریمه محاسبه می‌شود و الگوریتم سراغ تحلیل سازه‌های پیشنهادی بعدی می‌رود. این روال کلی در شکل ۱، به صورت فلوچارت مشاهده می‌شود.

۳. بیان روابط مسئله و معرفی توابع هدف و قیود طراحی

در بیشتر مسائل بهینه‌سازی مهندسی عمران، کاهش وزن سازه، هدف اصلی مسئله قرار گرفته،[۱-۳،۵،۶،۱۹] و سایر اهداف طراحی از طریق تعریف قیود مختلف به مسئله معرفی شده است. بهتر است اهدافی که مقدار نسبی دارند و مانند تغییرمکان نسبی مجاز میان‌طبقه، تنش و نیروهای داخلی حد بالای آیین‌نامه‌یی ندارند، به صورت شرطی کنترل نشوند و طوری به مسئله معرفی شوند که اثر تغییر آنها در تابع هدف قابل مشاهده باشد.[۱۹] در نوشتار حاضر، یکنواختی تغییرمکان نسبی میان‌طبقه در طبقات که به‌طور غیرمستقیم عدم رخ دادن مکانیزم نامطلوب طبقه‌ی نرم را کنترل می‌کند، به صورت تابع هدف کمکی به تابع هدف وزن اضافه شده است. تابع هدف ذکر شده، شکل‌پذیری یکنواخت سازه را در سطح عملکرد ممانعت از خرابی (CP)[۱] کنترل می‌کند و مقدار بهینه‌ی مطلق آن صفر است. تابع هدف درنهایت به صورت رابطه‌ی ۱ است:[۲۰]

$$F(x)=\omega_1\sum_{j=1}^{ne}W_{Lj}L_j/W_{\max} +\omega_2\left\{(1/ns)\sum_{s=1}^{ns-1}[(\frac{v_s^{CP}(x)}{\Delta^{CP}(x)})(H/H_s)-1]^2\right\}^{0/5} \quad (1)$$

که در آن، L_j طول عضو، W_{Lj} وزن واحد طول عضو، $W_{\max}$ وزن بیشینه‌ی ممکن برای سازه با توجه به فهرست مقاطع، ns تعداد طبقات سازه، v_s^{CP} و Δ^{CP} برابر با تغییرمکان جانبی طبقه‌ی s و تغییرمکان بام در سطح عملکرد CP، H_s و H به ترتیب ارتفاع طبقه‌ی s و بام از تراز پایه و ضرایب ω_1 و ω_2 ضرایب اهمیت هر بخش از تابع هدف هستند. ضرایب ذکر شده بیانگر درصد تعیین‌کننده بودن هر بخش از تابع هدف هستند و طبق پژوهش‌های انجام شده، مقدار مناسب آنها به ترتیب ۰٫۹۵ و ۰٫۰۵ است.[۲۰]

غیر از وزن کمینه و عدم رخداد طبقه‌ی نرم، جهت اطمینان از ارائه‌ی طرح مناسب، قیود عملکردی و مقاومتی دیگری نیز طبق نشریات بهسازی و طراحی، از جمله FEMA۳۵۶ و AISC بررسی شده‌اند که در ادامه معرفی شده‌اند. چهار تغییرمکان هدف برای بام برابر با ۰٫۰۰۴، ۰٫۰۰۷، ۰٫۰۲۵ و ۰٫۰۵ ارتفاع کلی سازه از تراز پایه، معادل با ۴ سطح عملکرد درنظرگرفته شده است،[۱۴] که به ترتیب معادل با سطوح قابلیت بهره‌برداری (OP)[۲]، اسکان بی‌وقفه (IO)[۳]، ایمنی جانی (LS)[۴] ممانعت از خرابی (CP) هستند. تغییرمکان نسبی میان‌طبقه برای تمامی ۴ سطح عملکرد و دوران اعضاء تیر و ستون برای ۳ سطح عملکرد آخر در نقاط مذکور کنترل شده‌اند. در ادامه، قیود درنظرگرفته شده در نوشتار حاضر در بخش‌های مختلف ارائه شده‌اند.

۱.۳. تحلیل ثقلی

پس از اینکه برای ترکیب بارهای غالب موردنظر، مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی خطی انجام پذیرفت، تغییرمکان و نیروهای داخلی اعضا ذخیره و این قیود کنترل شدند:

۱.۱.۳. قید کنترل نسبت تقاضا به ظرفیت برای تیرها و ستون‌ها تحت بار ثقلی غالب

نیروهای اعضا تحت ترکیب بار $1/2D+1/6L$ با یک تحلیل کشسان و با لحاظ آثار لنگرهای ثانویه برآورد می‌شوند و برای محاسبه‌ی مقاومت اعضا، این مراحل دنبال می‌شود:

ضریب طول مؤثر هر ستون (K) در قاب، مطابق توصیه‌ی AISC از طریق رابطه‌های ۲ و ۳ محاسبه می‌شود:

$$G=\frac{\sum\left(\frac{EI_c}{L_c}\right)}{\sum\left(\frac{EI_b}{L_b}\right)} \quad (2)$$

که در آن، I_c و I_b به ترتیب ممان اینرسی و L_c و L_b طول ستون و تیر هستند. برای ستون‌ها با اتصال گیردار، مقدار G برابر با واحد در نظرگرفته می‌شود. بعد از محاسبه‌ی G برای دو سر هر المان، برای قاب‌های با حرکت جانبی، مقدار ضریب طول مؤثر (K) از رابطه‌ی ۳ به‌دست می‌آید:

$$K=\sqrt{\frac{1/6G_AG_B+1/4(G_A+G_B)+0/64}{G_A+G_B+7/5}} \quad (3)$$

پس از محاسبه‌ی ضریب طول مؤثر K، برای محاسبه‌ی مقاومت اسمی محوری ستون از رابطه‌ی ۴ استفاده می‌شود:

$$\begin{cases}\lambda_c\le 1/5, & F_{cr}=(0/658^{\lambda_c^2})F_y\\ \lambda_c>1/5, & F_{cr}=\left(\frac{0/877}{\lambda_c^2}\right)F_y\end{cases} \quad (4)$$

که در آن، F_y برابر با تنش تسلیم و λ_c از رابطه‌ی ۵ به‌دست می‌آید:

$$\lambda_c=\frac{Kl}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5)$$

که در آن، K ضریب طول مؤثر، l طول ستون، r شعاع ژیراسیون و E مدول کشسانی عضو است و مقاومت اسمی محوری (P_n) ستون از رابطه‌ی ۶ به‌دست می‌آید:

$$P_n=A_gF_{cr} \quad (6)$$

که در آن، A_g برابر با سطح مقطع عضو است.

درنهایت، برای محاسبه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت برای اعضا از رابطه‌ی ۷ استفاده می‌شود:

$$\begin{cases}\frac{P_u}{P_n\phi_c}<0/2, \frac{1}{2}\frac{P_u}{P_n\phi_c}+\frac{M_u}{M_n\phi_b}\le 1\\ \frac{P_u}{P_n\phi_c}\ge 0/2, \frac{P_u}{P_n\phi_c}+\frac{8}{9}\frac{M_u}{M_n\phi_b}\le 1\end{cases} \quad (7)$$

که در آن، P_u و M_u به ترتیب بار محوری و لنگر خمشی ناشی از بارهای ضریب‌دار P_n و M_n به ترتیب مقاومت اسمی محوری و مقاومت خمشی عضو و ϕ_c و ϕ_b به ترتیب ضرایب کاهش مقاومت ستون و تیر هستند، که برابر با ۰٫۹ هستند.[۱۸] مقاومت خمشی ستون‌ها با فرض اینکه مهار جانبی درطول ستون وجود ندارد و همچنین با بررسی ضوابط فشردگی مقطع محاسبه می‌شود و سرانجام نسبت تقاضا به ظرفیت تحت بار موردنظر محاسبه می‌شود. برای تیرها فرض می‌شود مهار جانبی کافی درطول تیر فراهم شده باشد و مقاومت خمشی فقط تابع فشردگی جان و بال خواهد بود.

۲.۱.۳. کنترل خیز تیرها تحت بار ثقلی

طبق ضوابط AISC،[۱۸] برای بارهای مرده، زنده و ترکیب دو بار ثقلی ذکر شده به ترتیب نسبت‌های $\frac{1}{120}$، $\frac{1}{360}$ و $\frac{1}{240}$ طول دهانه حاکم است و کنترل خیز با نسبت‌های ارائه شده انجام می‌پذیرد.

۲.۳. تحلیل غیرخطی پوش‌آور

با توجه به اینکه طبق توصیه‌ی نشریه‌ی FEMA۳۵۶ برای تعریف مفاصل ستون باید نیروی محوری آنها در گام پایانی تحلیل پوش‌آور در روابط استفاده شود و این مقدار در آغاز تحلیل مشخص نیست، یک تحلیل غیرخطی اولیه با فرض عدم تأثیر نیروی محوری در مفاصل ستون‌ها انجام می‌شود، تا نیروی محوری در تغییرمکان هدف سطح عملکرد نهایی به‌دست آید. پس از تحلیل غیرخطی اولیه و محاسبه‌ی نیروی محوری ستون‌ها، تحلیل غیرخطی نهایی با مفاصل اصلاح شده‌ی تیر و ستون انجام می‌پذیرد و مقدار دوران‌ها و نیروهای اعضا و همچنین تغییرمکان نسبی طبقات برای هر سطح عملکرد ذخیره می‌شود. در ادامه، این قیود کنترل می‌شود.

۱.۲.۳. قیود تغییرشکل و مقاومت اعضا طبق ضوابط نشریه‌ی FEMA۳۵۶

تیرها: دوران مجاز اعضاء تیر وابسته به نسبت لاغری است و قید کنترل آن در رابطه‌ی ۸ صدق می‌کند:

$$\theta_{beam} < \theta^{i}_{all}, \qquad i = IO, LS, CP \tag{۸}$$

که در آن، θ_{beam} برابر مقدار دوران دو سر تیر و θ^{i}_{all} مقدار دوران مجاز برای سطوح عملکرد تعریف شده طبق جدول‌های موجود در انتهای فصل ۵ نشریه‌ی FEMA۳۵۶ است.

ستون‌ها: در صورتی که ستون‌ها طبق ضوابط نشریه‌ی FEMA۳۵۶، تغییرشکل کنترل بودند، دوران مجاز ستون‌ها با توجه به نسبت نیروی محوری گام پایان تحلیل به نیروی محوری ظرفیت طبق رابطه ۹ کنترل می‌شود و در صورتی که نیروکنترل بودند، با استفاده از رابطه‌ی کنترل نیروی ترکیبی خمشی و محوری مطابق رابطه ۱۰ کنترل می‌شوند:[۱۵]

$$i = IO, LS, CP \theta_{col} < \theta^{i}_{all} \tag{۹}$$

$$\frac{P_{col}}{P_{cl}} + \frac{M_{col}}{M_n} < ۱ \tag{۱۰}$$

که جزئیات رابطه‌ی ۹ مطابق تیرهاست و در رابطه‌ی ۱۰، مقدار P_{col} و M_{col} ترتیب مقدار نیروی محوری و لنگر خمشی در گام پایانی تحلیل غیرخطی و p_{cl} و M_n مقدار مقاومت محوری و مقاومت خمشی عضو هستند.[۱۵]

۲.۲.۳. قید تغییرمکان نسبی میان‌طبقه

قید تغییرمکان نسبی میان‌طبقه مطابق رابطه‌ی ۱۱ است:

$$\Delta^{i}_{int} < \delta^{i}_{all,int} \qquad i = OP, IO, LS, CP \tag{۱۱}$$

که در آن، Δ^{i}_{int} مقدار تغییرمکان نسبی میان‌طبقه در سطح عملکرد i و $\delta^{i}_{all.int}$ مقدار تغییرمکان نسبی مجاز میان‌طبقه در سطح عملکرد موردنظر است که برای سطوح عملکرد OP تا CP به ترتیب ۰٫۰۰۶۵، ۰٫۰۱۲، ۰٫۰۳۱ و ۰٫۰۶۱ ارتفاع طبقه در نظر گرفته شده است.[۱۴و۱۵]

۳.۲.۳. قید کنترل تیر ضعیف ـ ستون قوی

قید کنترل تیر ضعیف ـ ستون قوی طبق رابطه‌ی ۱۲ محاسبه می‌شود:

$$\frac{\sum M_{Pcolumn}}{\sum M_{Pbeam}} > ۱ \tag{۱۲}$$

که در هر اتصال مطابق رابطه‌ی ۱۲، نسبت مجموع لنگر خمیری ستون‌ها به تیرها باید بیش از واحد باشد.

۳.۳. نحوه‌ی اعمال جرایم بر تابع هدف

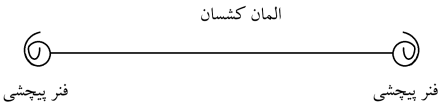
پس از محاسبه‌ی مقدار تابع هدف بر مبنای وزن همپایه شده و تغییرمکان نسبی طبقات طبق رابطه‌ی ۱، برای احتساب تأثیر قیود در مقدار تابع هدف، نیاز به اعمال ضرایبی بر آن‌هاست. به عبارت دیگر، سنگین‌ترین سازه‌ایی که کلیه‌ی قیود را برآورده سازند، بهتر از سبک‌ترین سازه‌هایی هستند که با تخطی از قیود به وزن کمتر دست یافته‌اند؛ بنابراین باید مقدار تابع هدف بسته به شدت و تعداد موارد تخطی قیود افزایش یابد، تا ارزش‌گذاری صحیح روی سازه‌ها صورت پذیرد. همچنین ضرایب ذکر شده باید بسته به اهمیت قیود، موجب قائل شدن وجه تمایز بین آن‌ها شوند. در پژوهش حاضر، ضرایب به‌طورکلی به دو صورت ضرایب کوچک و بزرگ اعمال شده‌اند که در ادامه معرفی شده‌اند: ضرایب بزرگ: برای مواردی که سازه‌ها در برآورده کردن قیود مرحله‌ی اول که نقش پیش‌نیاز داشتند، موفق نبوده‌اند و همچنین مواردی که سازه با عدم همگرایی و ناتوانی در رسیدن به تغییرمکان هدف نهایی مواجه شده است، ضرایب بزرگ بر تابع هدف اعمال می‌شود. چنین سازه‌هایی با توجه به اینکه کفایت لازم را به صورت بنیادین طبق قیود و مفاهیم تعریف شده ندارند، با اعمال ضرایب بزرگ، به عنوان بدترین پاسخ‌ها در نظرگرفته می‌شوند، تا در هیچ صورتی به عنوان پاسخ بهینه معرفی نشوند. ضرایب بزرگ در نوشتار حاضر برابر با ۱۰۰۰ در نظر گرفته شده‌اند. ضرایب کوچک: برای سازه‌هایی که مشکلی از نظر ارضاء قیود پیش‌نیاز و همگرایی ندارند و از قیود تعریف شده‌ی عملکردی شامل: تغییرمکان نسبی میان‌طبقه، دوران اعضاء تیر و ستون، نسبت نیرو به ظرفیت برای اعضاء نیرو ـ کنترل و تیر ضعیف ـ ستون قوی تخطی داشته‌اند، ضرایب کوچک‌تری در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه این قبیل سازه‌ها با تغییر یک یا چند عضو محتمل این هستند که قیود ذکرشده را برآورده کنند، گزینه‌های مناسب‌تری برای الگوریتم‌ها هستند تا جست‌وجو پیرامون آنها صورت پذیرد. به همین دلیل، ضرایب کوچک ذکر شده، وجه تمایزی بین سازه‌های مذکور با سازه‌های گروه قبلی ایجاد می‌کنند. از طرفی سازه‌های گروه اخیر، خود انواع متفاوتی دارند که با درنظرگرفتن تعداد قیودی که از آنها تخطی شده است، الگوریتم بین آنها نیز تفاوت قائل می‌شود. به عنوان مثال، برای سازه‌یی که سه قید دورانی را به میزان یک رادیان در یک سطح عملکرد برآورده نکرده است، ضریب ۳ و برای سازه‌یی که وضعیت مشابه را در هر ۳ سطح عملکرد دارد، ضریب ۹ روی تابع هدف اعمال می‌شود. در مواردی که مجموعه‌یی از قیدهای متفاوت برآورده نشده‌اند، ضریب هر نوع قید بسته به تعداد موارد تخطی محاسبه و حاصل جمع تمامی آنها، بر تابع هدف اعمال می‌شود.

۴. تحلیل پوش‌آور برای طراحی براساس عملکرد

طبق تحلیل غیرخطی بارافزون موسوم به تحلیل پوش‌آور، با حفظ بارهای ثقلی مرده و زنده با ضرایب ۱٫۱ طبق نشریه‌ی FEMA۳۵۶، بارهای جانبی سازه به صورت تدریجی افزایش می‌یابند تا سازه به تغییرمکان هدف برسد و وضعیت مفاصل خمیری کنترل شوند. رابطه‌ی توزیع بارجانبی در طبقات به صورت رابطه‌ی ۱۳ است:

$$C_{v,s} = \frac{G_S H^{n}_{S}}{\sum_{k=۱}^{ns} G_k H^{n}_{k}} \tag{۱۳}$$

که در آن، G_s و G_k سهم طبقات s و k از وزن لرزه‌یی سازه، H_s و H_k فاصله‌ی قائم طبقه‌های s و k از تراز پایه‌ی سازه هستند و ns تعداد طبقات و n توان وابسته به مود اصلی سازه است که در پژوهش حاضر به صورت سهموی برابر با ۲ درنظرگرفته شده است. در حین حرکت جانبی سازه در اثر بار لرزه‌یی، به دلیل



شکل ۲. المان‌های تیر یا ستون قاب خمشی.

افزایش لنگرهای خمشی در دو سر المان‌های تیر و ستون مرسوم است که مفاصل خمیری در نقاط مذکور به صورت متمرکز تعریف شوند و رفتار لنگر ـ دوران مربوط به المان‌ها مطابق نشریه‌های بهسازی یا طراحی براساس عملکرد معرفی شود. در برنامه‌ی OpenSees، یکی از روش‌های مدل‌سازی مفاصل خمیری در هر المان به این صورت است که یک المان کشسان با دو فنر پیچشی در دو انتها به جای هر المان تیر یا ستون معرفی شود (شکل ۲) و رفتار لنگر ـ دوران المان به صورت یک مصالح به فنر نسبت داده شود.

نوع انتقال مختصات برای المان از نوع پی دلتا انتخاب می‌شود که اثر لنگر تشدیدیافته نیز در مدل لحاظ شود.[۲۱] فنر دورانی در OpenSees به صورت المان با طول صفر تعریف می‌شود که برای معرفی آن از مصالح فولاد دوخطی نوع اول (Steel۰۱) استفاده می‌شود و نحوه‌ی معرفی آن به این صورت است که بعد از تعریف منحنی لنگر ـ دوران طبق ضوابط مرتبط، یک گره به طول صفر در نقطه‌ی انتهایی المان کشسان تعریف می‌شود و لنگر دورانی به مصالح تعریف شده نسبت داده می‌شود و سایر درجه‌های آزادی به المان کشسان متصل می‌شود که فقط در درجه آزادی موردنظر که دوران است، گره مطابق منحنی معرفی‌شده رفتار می‌کند. در مورد تعریف مصالح این نکته ضروری است که شیب ناحیه‌ی کشسان برابر با سختی خمشی عضو تیر یا ستون خواهد بود، که با اصلاح دوران تسلیم در ناحیه‌ی کشسان تأمین می‌شود. مراحل مدل‌سازی جهت انجام تحلیل با نرم‌افزار OpenSees شامل این گام‌هاست:

۱. تعریف نقاط گره‌یی به عنوان محل برخورد تیرها و ستون‌ها.

۲. تعریف نقاط گره‌یی میانی به منظور تقسیم اعضاء تیر و ستون به المان‌های کوچک‌تر برای ذخیره‌ی نیروها در نقاط ذکر شده. این مورد جهت محاسبات موردنیاز، مانند: یافتن لنگر بیشینه و محاسبه‌ی ضریب یکنواختی لنگر Cb نیز کاربرد خواهد داشت.

۳. وابسته کردن گره‌های هر طبقه در درجه آزادی موردنظر جهت تعریف دیافراگم صلب.

۴. تعریف قیدهای پای ستون‌ها جهت معرفی نوع تکیه‌گاه.

۵. تعریف المان از نوع کشسان و نسبت دادن پارامترهای تعریف آن، شامل: سطح مقطع، ممان اینرسی حول محور قوی و تعریف نحوه‌ی انتقال مختصات.

۶. تعریف ثبت‌کننده‌های[۵] موردنیاز، شامل: تغییرمکان‌ها و نیروها.

۷. تعریف بارگذاری شامل بارهای ضریب‌دار مرده و زنده به صورت گسترده روی تیرها و بار وزن ستون‌ها به صورت نقطه‌یی روی نقاط گره‌یی.

۸. تعریف پارامترهای مربوط به تحلیل و انجام تحلیل.

۱.۴. معرفی مفاصل المان‌ها

با توجه به اینکه برای رفتار مناسب عضو در ناحیه‌ی غیرخطی باید ازکمانش موضعی عضو اجتناب شود، ضوابط کنترل‌کننده‌ی لاغری بر مبنای نسبت طول به ضخامت بال فشاری و جان برای اعضا کنترل می‌شود. این ضوابط برحسب نسبت طول آزاد بال فشاری به ضخامت بال فشاری و نسبت طول جان به ضخامت جان مطابق جدول‌های انتهای فصل ۵ نشریه‌ی FEMA۳۵۶ تعریف می‌شوند.

برای ستون‌ها با توجه به قابل توجه بودن نیروی فشاری و اثر کاهنده‌ی نیروی فشاری در مقاومت خمشی عضو، مطابق با نشریه‌ی FEMA۳۵۶ از رابطه‌ی ۱۴ استفاده می‌شود که لنگر خمشی را به نسبت نیروی محوری در گام پایانی تحلیل پوش‌آور کاهش می‌دهد:

$$M_p = ۱/۱۸ZF_{ye}\left(۱ - \frac{p}{p_{ye}}\right) < ZF_{ye} \qquad (۱۴)$$

که در آن، P_{ye} از رابطه‌ی ۱۵ به‌دست می‌آید:

$$P_{ye} = A_g F_y \qquad (۱۵)$$

که در آن، P نیروی محوری عضو، Z اساس مقطع خمیری و F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار عضو است. طبق رابطه‌ی اخیر، اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی برای مقادیر کم یا زیاد نیروی محوری در نظرگرفته می‌شود؛ اما با توجه به بحرانی بودن نقش ستون‌ها به دلیل حضور نیروی محوری، طبق ضوابط نشریه‌ی FEMA۳۵۶ برای شکل‌پذیری آنها ضوابط متفاوتی درنظرگرفته شده است، که به واسطه‌ی آن برای نسبت‌های نیرویی مختلف، سه محدوده برای آنها لحاظ می‌شود. برای نسبت‌های نیروی محوری به نیروی ظرفیت (P/P_{cl}) کوچک‌تر از ۰/۲، مفاصل ستون همانند تیرها تعریف می‌شوند؛ برای مقادیر بیش از ۰/۲ تا سقف ۰/۵ ضوابط سخت‌گیرانه‌تری تعریف می‌شود و برای نسبت‌های فراتر از ۰/۵، اجازه‌ی تغییرشکل‌های غیرارتجاعی به اعضا داده نمی‌شود و به اصطلاح نیروکنترل تعریف می‌شوند. P_{cl} در روابط ذکر شده، مقاومت فشاری ستون‌ها با لحاظ اثر کمانش است که از رابطه‌ی ۶ به‌دست می‌آید.[۱۵]

۲.۴. اصلاح سختی مفاصل و المان‌ها

با توجه به اینکه المان‌های تعریف شده و فنرها تحت اثر بارجانبی به صورت سری رفتار می‌کنند، باید سختی برآیند آنها برابر سختی قاب واقعی باشد. در تحلیل‌های تحت اثر بارهای جانبی که المان‌ها در معرض انحنای مضاعف قرار می‌گیرند، برای سختی هر عضو قاب، رابطه‌ی ۱۶ حاکم است:

$$K_{member} = \frac{۶EI}{L} \qquad (۱۶)$$

مطابق قانون فنرهای سری برای سختی حاصل از برایند المان تیرکشسان و فنر دورانی، رابطه‌ی ۱۷ برقرار است:

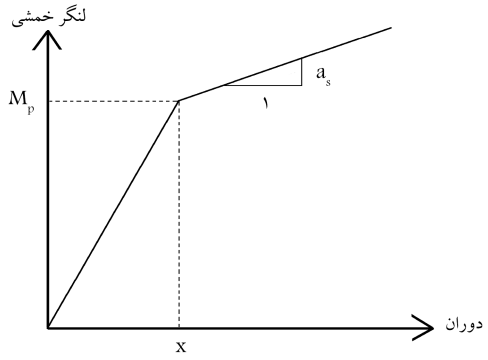
$$K_{total} = \frac{۱}{\frac{۱}{K_{spring}} + \frac{۱}{K_{element}}} \qquad (۱۷)$$

سختی فنر و المان مطابق مدل پیشنهادی ایبارا ـ کراوینکلر[۶] به صورت رابطه‌های ۱۸ و ۱۹ تعریف می‌شود تا سختی برآیند برابر با سختی واقعی عضو شود و از خطاهای عددی در همگرایی نیز اجتناب به‌عمل آید:[۲۲]

$$K_{spring} = n \times K_{member} \qquad (۱۸)$$

$$K_{element} = \frac{n+۱}{n} K_{member} \qquad (۱۹)$$

که در آن‌ها، مقدار n عددی بزرگ‌تر از ۱ و طبق پیشنهاد ایبارا ـ کراوینکلر برابر ۱۰ در نظرگرفته می‌شود. مطابق این اصلاح با استفاده از رابطه‌ی ۱۷، سختی برآیند



شکل ۳. چندخطی لنگر ـ دوران.

برابر با سختی قاب خواهد بود. برای اصلاح سختی المان‌های تیر و ستون، ممان اینرسی آنها در $\frac{n+1}{n}$ ضرب می‌شود،[۲۲] و برای اصلاح سختی فنرهای دورانی و با توجه به شکل ۳، روابط ۲۰ و ۲۱ برقرار است:

$$K_{spring} = (n+1)\,K_{member} \qquad (۲۰)$$

$$K_{spring} = \frac{M_P}{X} \qquad (۲۱)$$

از ترکیب روابط ۲۰ و ۲۱، مقدار دوران تسلیم اصلاح شده از رابطه‌ی ۲۲ به‌دست می‌آید:

$$X = \frac{M_p}{(n+1)\,K_{member}} \qquad (۲۲)$$

مطابق تعریف ذکر شده برای اصلاح سختی فنر، دوران تسلیم آن اصلاح می‌شود و برای قضاوت معیارهای عملکردی در مورد دوران اعضا، این مقدار به مقدار قبلی بر می‌گردد.

اصلاح سختی برای ناحیه‌ی سخت‌شدگی مجدد طبق توصیه‌ی کراوینکلر با ضریب $a_{s,s}$ به جای ضریب سخت‌شدگی مجدد المان برای فنرهای پیچشی استفاده می‌شود تا برآیند فنر و المان تعریف‌شده در ناحیه‌ی سخت‌شدگی مجدد معادل با المان واقعی تیر و ستون شود (رابطه‌ی ۲۳):

$$\alpha_{s,s} = \frac{\alpha_s}{n\,(1-\alpha_s)+1} \qquad (۲۳)$$

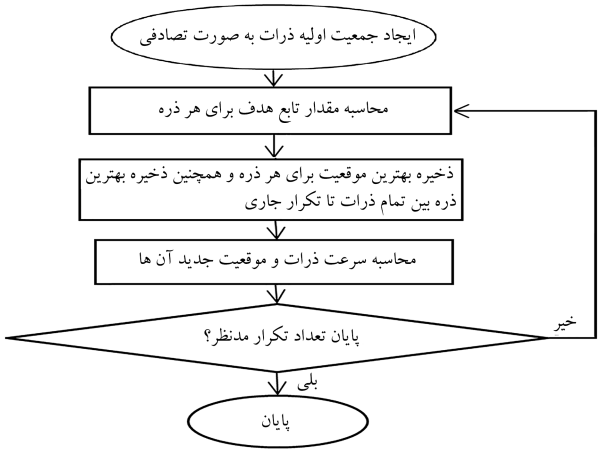
که در آن، a_s ضریب سخت‌شدگی مجدد و طبق نشریه‌ی FEMA۳۵۶ برابر با ۳٪ است.

۵. الگوریتم‌های فراابتکاری

الگوریتم‌های فراابتکاری با یک نگاه کلی در ۳ دسته‌ی: الگوریتم‌های تکاملی، الگوریتم‌های الهام گرفته از قوانین فیزیک و الگوریتم‌های بر مبنای هوش جمعی تقسیم می‌شوند. در مطالعه‌ی حاضر، از دو الگوریتم فراابتکاری که بر مبنای هوش جمعی، جست‌وجو و بهینه‌یابی را انجام می‌دهند، استفاده شده است که در ادامه معرفی شده‌اند.

۱.۵. الگوریتم ازدحام ذرات

ایده‌ی الگوریتم ازدحام ذرات برای اولین بار توسط کندی و ابرهارت در سال ۱۹۹۵ مطرح شد. منبع الهام الگوریتم PSO، رفتار اجتماعی حیوانات، همانند حرکت



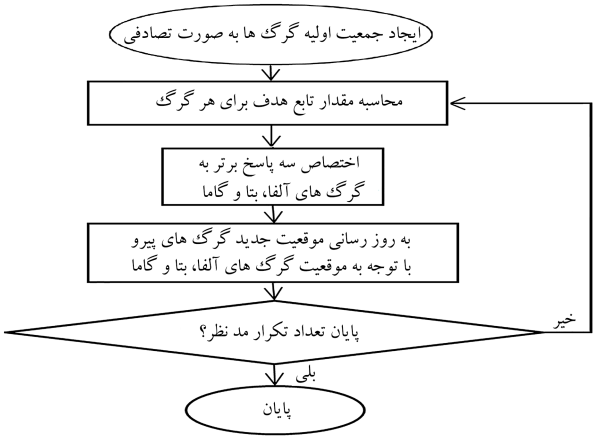
شکل ۴. فلوچارت الگوریتم ازدحام ذرات.

دسته‌جمعی پرندگان و ماهی‌ها بوده است. هر عنصر جمعیت، یک ذره نامیده می‌شود. در واقع الگوریتم PSO از تعداد مشخصی از ذرات تشکیل می‌شود که به طور تصادفی، مقدار اولیه می‌گیرند. برای هر ذره، دو مقدار وضعیت و سرعت تعریف می‌شود که به ترتیب با یک بردار مکان و یک بردار سرعت مدل می‌شوند. ذرات ذکر شده، به‌صورت تکرارشونده‌یی در فضای چند بعدی مسئله حرکت می‌کنند تا با محاسبه‌ی مقدار تابع هزینه به عنوان یک ملاک سنجش، گزینه‌های ممکن جدید را جست‌وجو کنند. بُعد فضای مسئله، برابر تعداد پارامترهای موجود در تابع موردنظر برای بهینه‌سازی است. یک حافظه به ذخیره‌ی بهترین موقعیت هر ذره در گذشته و یک حافظه به ذخیره‌ی بهترین موقعیت پیش‌آمده در میان همه‌ی ذرات اختصاص می‌یابد. با تجربه‌ی حاصل از حافظه‌های ذکر شده، ذرات تصمیم می‌گیرند که در نوبت بعدی چگونه حرکت کنند. در هر تکرار، همه‌ی ذرات در فضای چند بُعدی مسئله حرکت می‌کنند تا نقطه‌ی بهینه پیدا شود. ذرات، سرعت و موقعیت‌شان را بر حسب بهترین جواب‌های مطلق و محلی به‌روز می‌کنند.[۱۶] فلوچارت روال کلی بهینه‌یابی الگوریتم PSO در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

۲.۵. الگوریتم گرگ خاکستری

الگوریتم گرگ خاکستری با ایده‌ی زندگی گروهی گرگ‌های خاکستری و سلسله مراتب رفتار اجتماعی آنها در شکار و زندگی گروهی آنها کاوش را انجام می‌دهد. گرگ‌های خاکستری در گروه، مرتبه‌ی قدرت و اجتماعی متفاوتی دارند. مرتبه‌ی اول، رهبر گروه است که آلفا (α) نام‌گذاری می‌شود. گرگ آلفا اغلب مسئول تصمیم‌گیری درباره‌ی شکار و موقعیت استقرار است. مرتبه‌ی دوم، در سلسله مراتب گرگ‌های خاکستری بتا (β) نام دارد که گرگ‌های زیردست آلفا هستند و به آنها در تصمیم‌گیری یا سایر فعالیت‌های گروهی کمک می‌کنند. مرتبه‌ی بعد، گرگ فرمانبردار یا دلتا (δ) نامیده می‌شود. گرگهای دلتا باید از گرگ‌های آلفا و بتا فرمانبرداری کنند، اما بر گرگ‌های امگا غالب‌اند. پایین‌ترین درجه‌ی گرگ‌های خاکستری امگا (ω) نام دارد. امگا نقش قربانی و پیش‌مرگ و پیروی محض را در گروه ایفا می‌کند.

برای اینکه به طور ریاضی سلسله مراتب اجتماعی گرگ‌ها مدلسازی شود، بهترین پاسخ گرگ آلفا در نظر گرفته می‌شود؛ در نتیجه، دومین و سومین جواب برتر به ترتیب بتا و دلتا خواهند بود. سایر پاسخ‌ها امگا در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین ۳ پاسخ برتری که در طول جست‌وجو به دست آمده‌اند، ذخیره می‌شوند و سایر عوامل جست‌وجو شامل امگاها مجبور هستند موقعیت‌شان را مطابق با موقعیت بهترین‌های

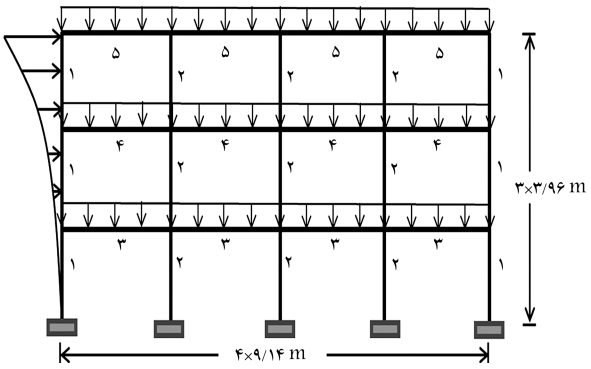


شکل ۵. فلوچارت الگوریتم گرگ خاکستری.

ذخیره شده به‌روزرسانی کنند. تاکنون الگوریتم GWO به عوامل جست‌وجو اجازه می‌دهد موقعیت خود را براساس آلفا، بتا و دلتا به روزرسانی و به طعمه حمله کنند؛ اما با این تابعیت محض، الگوریتم مستعد این است که در بهینه‌های محلی متمرکز شود. برای پرهیز از مورد اشاره شده، با قرار دادن معیار فاصله از طعمه در صورتی که موقعیت گرگ از حد تعیین شده‌یی نسبت به طعمه بیشتر باشد، به جای حمله به طعمه معادل با نزدیک شدن به بهینه‌ی محلی، گرگ‌ها از هم دور می‌شوند و به کاوش موقعیت‌های دیگر می‌پردازند که با توجه به نقش اعداد تصادفی در کنار نقش بهینه‌ی محلی به‌دست آمده توسط سه گرگ اصلی در به‌روزرسانی موقعیت گرگ‌های پیرو، معیار فاصله‌ی تأثیرگذار و جست‌وجو کاوش‌محور خواهد بود.[۱۷] فلوچارت روال کلی بهینه‌یابی الگوریتم گرگ خاکستری در شکل ۵ مشاهده می‌شود.

۶. مثال‌های طراحی

دو قاب ۴ دهانه‌ی ۳ طبقه و ۵ دهانه‌ی ۹ طبقه که قبلاً در نوشتارهای مختلف استفاده شده‌اند،[۱و۴] در نوشتار حاضر به عنوان نمونه بررسی شده‌اند. بار مرده بدون ضریب برای کلیه‌ی طبقات به جز بام برابر با ۱۳٫۵ و برای بام ۱۴ کیلونیوتن بر متر و بار زنده‌ی کلیه‌ی طبقات به جز بام برابر با ۱۰ و برای بام ۷٫۵ کیلونیوتن بر متر فرض شده است که ترکیب‌های بار ضریب‌دار از ضرب ضرایب مرتبط در بارهای ذکر شده به‌دست آمده و تنش تسلیم مورد انتظار برای تیرها به ترتیب ۲۴۸ و ۳۳۹ مگاپاسکال و برای ستون‌ها ۳۴۵ و ۳۹۷ مگاپاسکال و مدول کشسانی برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال بوده است. مقاطع مورد استفاده در قاب‌های مورد آزمایش، از نوع بال پهن[۷] بودند.[۲۳] قبل از بهینه‌سازی، یک تحلیل تقریبی تحت بارهای ثقلی ضریب‌دار با توجه به سهم باربری هر ستون و فقط با توجه به اثر بارهای محوری برای ستون‌ها، مقاطعی که بسیار ضعیف هستند، حذف شدند. نادیده گرفتن اثر لنگر، در جهت اطمینان است. برای تیرها نیز با فرض رخ دادن لنگر صفر در ۰٫۱ دهانه، ظرفیت خمشی محاسبه و مقاطع با مقاومت خمشی بسیار پایین حذف شدند. با توجه به اینکه در تحلیل پوش‌آور، لنگرها تشدید خواهند شد و حذف مقاطع برای بارهای ثقلی انجام پذیرفته است، این کار موجب حذف مقاطع مناسب و بهینه برای سطوح عملکرد نخواهد شد. این عمل کمک به کاهش فضای جست‌وجو و افزایش سرعت همگرایی خواهد کرد و موجب حذف تعداد قابل توجهی از پاسخ‌های بدیهی می‌شود که در دامنه‌ی جست‌وجوی الگوریتم قرار دارند.



شکل ۶. قاب ۳ طبقه‌ی ۴ دهانه.

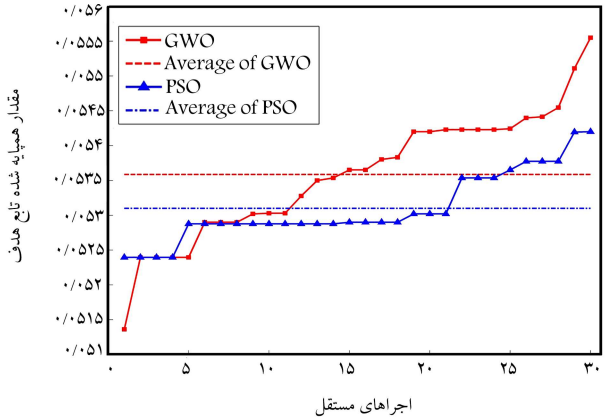
جدول ۱. مقاطع بهینه و مقادیر توابع هدف برای قاب ۳ طبقه.

متغیرهای طراحی	مقاطع بهینه‌ی پژوهش حاضر	
شماره	الگوریتم PSO	GWO
۱	$W16X45$	$W18X46$
۲	$W18X65$	$W18X55$
۳	$W18X35$	$W18X40$
۴	$W18X35$	$W18X35$
۵	$W16X36$	$W16X36$
تابع هدف بهینه‌ی همپایه شده	۰٫۰۵۲۳	۰٫۰۵۱۴
F1: وزن سازه (kN)	۱۰۵٫۸۴	۱۰۳٫۷
F2: یکنواختی تغییرمکان نسبی	۰٫۰۲۸	۰٫۰۲۹
وزن متوسط سازه در ۳۰ تکرار مستقل (kN)	۱۰۷٫۳۶	۱۰۸٫۴
بدترین وزن یافت شده (kN)	۱۰۹٫۷۵	۱۱۲٫۳

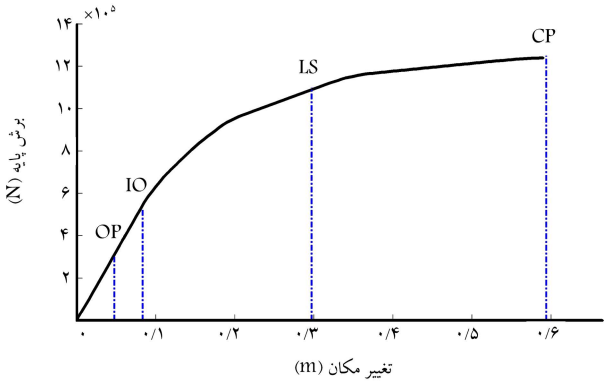
۱.۶. قاب ۳ طبقه‌ی ۴ دهانه

ابعاد و تیپ‌بندی قاب ۳ طبقه‌ی ۴ دهانه در شکل ۶ مشاهده می‌شود. وزن لرزه‌یی ناشی از بارهای مرده و زنده برای طبقات اول و دوم برابر ۴۶۸۸ و برای بام ۵۰۷۱ کیلونیوتن بوده است. در قاب مذکور، کل ۲۷۴ مقطع برای هر المان قابل انتخاب است که با یک تحلیل تقریبی اولیه برای ستون‌های کناری و میانی به ترتیب ۱۶ و ۳۲ مقطع و برای تیرهای طبقه‌های اول، دوم، و سوم به ترتیب ۴۲، ۴۲ و ۳۸ مقطع از فهرست مقاطع حذف می‌شوند. الگوریتم‌های PSO و GWO برای جمعیت ۵۰ و تعداد تکرار ۲۰۰ استفاده شده‌اند. برای هر الگوریتم، ۳۰ بار بهینه‌سازی مستقل انجام شده است که مقاطع بهینه‌ی هر یک از آنها و مقادیر توابع هدف و وزن متوسط ۳۰ تکرار و بدترین وزن به‌دست آمده در جدول ۱ ارائه شده است که مطابق آن، با مقایسه‌ی پاسخ‌های بهینه‌ی الگوریتم‌های انتخابی مشاهده می‌شود که اختلاف پاسخ‌ها قابل توجه نیست و هر دو الگوریتم عملکرد مناسبی داشته‌اند. نمودار شکل ۷ مربوط به ۳۰ بار عملیات بهینه‌سازی مستقل با الگوریتم‌های GWO و PSO است که برای مقادیر تابع هدف همپایه شده و میانگین آنها رسم شده است. طبق شکل ۷، بعد از ۳۰ بار بهینه‌یابی مستقل با هر الگوریتم، مقادیر ۳۰ پاسخ بهینه‌ی حاصل از بهینه‌یابی‌ها به ترتیب از بهترین به بدترین مرتب و ترسیم شده‌اند. میانگین ۳۰ پاسخ برای هر الگوریتم نیز در شکل مذکور به صورت خط‌چین قابل مشاهده است.

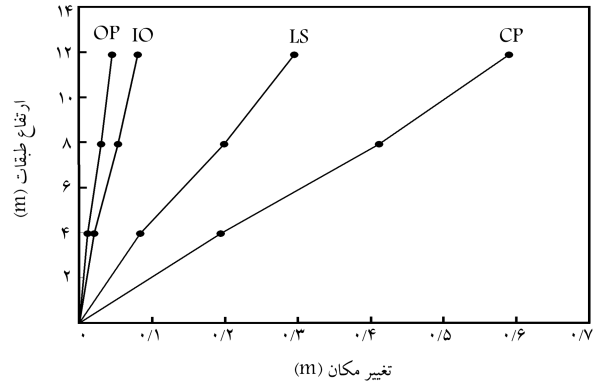
مطابق شکل ۷، الگوریتم GWO موفق به یافتن جواب بهینه با وزن کمتر شده است؛ درمقابل، الگوریتم PSO از نظر میانگین جواب‌ها موقعیت بهتری دارد و در نتیجه در شرایطی که به تعداد کمتری بهینه‌یابی مستقل انجام شده باشد، نتایج آن



شکل ۷. مقادیر تابع هدف همپایه شده برای ۳۰ بهینه‌سازی مستقل قاب ۳ طبقه با الگوریتم‌های فرابتکاری.



شکل ۸. نمودار پوش‌آور پاسخ بهینه‌ی قاب ۳ طبقه با الگوریتم GWO.

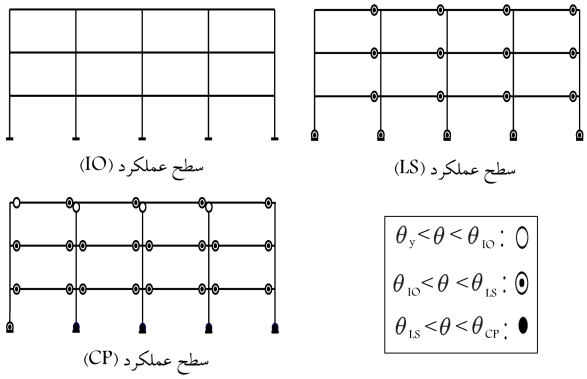


شکل ۹. تغییرشکل طبقات در سطوح عملکرد برای پاسخ بهینه‌ی قاب ۳ طبقه با الگوریتم GWO.

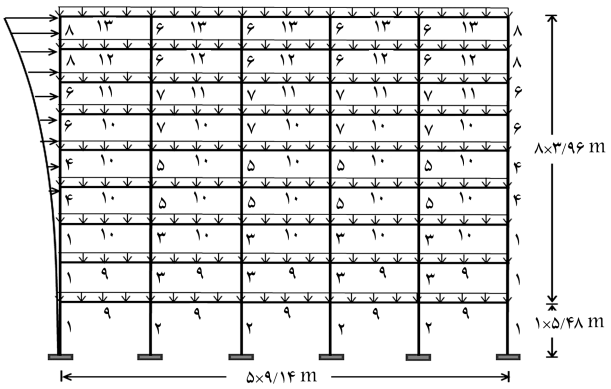
قابل اطمینان‌تر خواهد بود، چرا که پاسخ‌های آن پراکندگی کمتری دارند و اختلاف بهترین و بدترین پاسخ کمتر است. اما در مجموع به‌طور کلی پراکندگی پاسخ‌ها با دو الگوریتم مناسب است و اختلاف بین بهترین و بدترین پاسخ، قابل توجه نیست. نمودار شکل ۸، منحنی ظرفیت پوش‌آور سازه‌ی بهینه‌ی الگوریتم GWO را نشان می‌دهد که درآن برش پایه در برابر تغییرمکان افقی بام ترسیم شده است. خطوط عمودی بیانگر تغییرمکان هدف بام یا سطوح عملکرد تعریف شده هستند. برای سازه‌ی بهینه الگوریتم GWO، منحنی شماتیک تغییرمکان نسبی طبقات در سطوح عملکرد مطابق شکل ۹ بوده و مقادیر تغییرمکان نسبی طبقات و مقدار مجاز

جدول ۲. مقادیر قید تغییرمکان نسبی طبقات برای پاسخ بهینه‌ی قاب ۳ طبقه با الگوریتم GWO.

سطح عملکرد	OP	IO	LS	CP
مقدار مجاز (٪)	۰٫۶۵	۱٫۲	۳٫۱	۶٫۱
طبقه اول (٪)	۰٫۲۸	۰٫۵	۲٫۱۵	۴٫۹۹
طبقه دوم (٪)	۰٫۴۶	۰٫۸۲	۲٫۸۶	۵٫۴۴
طبقه سوم (٪)	۰٫۳۹	۰٫۶۹	۲٫۴۴	۴٫۴۷



شکل ۱۰. نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمیری برای پاسخ بهینه‌ی قاب ۳ طبقه با الگوریتم GWO.



شکل ۱۱. قاب ۹ طبقه‌ی ۵ دهانه.

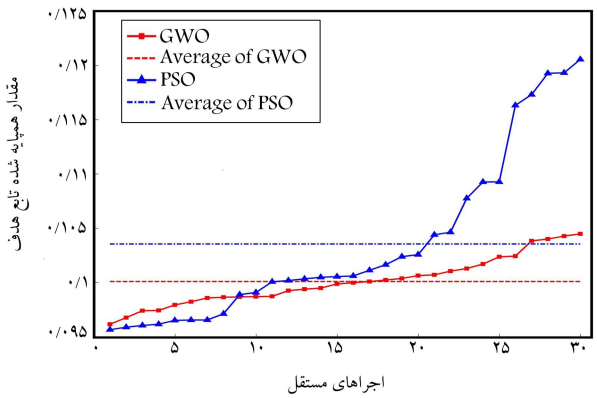
در جدول ۲ ارائه شده است. مطابق شکل ۱۰، برای سطوح عملکردی IO، LS و CP که در نشریه‌ی FEMA۳۵۶ برای آنها دوران مجاز تعریف شده است، نحوه‌ی تشکیل مفصل و مقدار دوران با علائم نمایش داده شده و تخطی از قیود مذکور صورت نگرفته است.

۲.۶. قاب ۹ طبقه‌ی ۵ دهانه

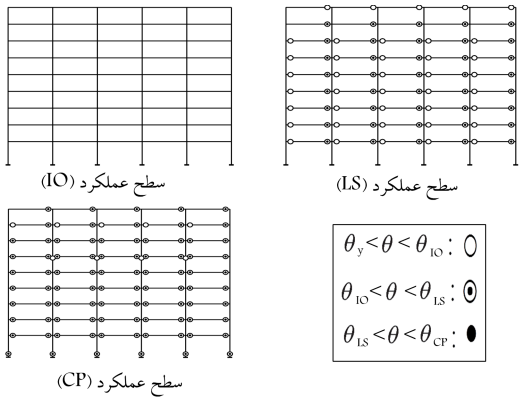
ابعاد و تیپ‌بندی قاب ۹ طبقه‌ی ۵ دهانه در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود. وزن لرزه‌یی برای طبقات اول، دوم تا هشتم و نهم به ترتیب برابر ۴۶۹۲، ۴۸۵۷ و ۵۲۳۱ کیلونیوتن بوده است. در قاب ذکر شده، برای ستون‌ها ۳۶ مقطع W۱۴ و برای تیرها کل ۲۷۴ مقطع برای هر المان قابل انتخاب است، که با تحلیل تقریبی اولیه برای ستون‌ها با شماره‌ی ۱ تا ۸ به ترتیب ۶، ۱۲، ۱۰، ۲، ۸، ۱، ۲ و ۱ مقطع و برای تیرها با شماره‌ی ۹ تا ۱۳ به ترتیب ۴۲، ۴۲، ۴۲، ۴۲ و ۳۸ مقطع از فهرست مقاطع حذف می‌شوند. لازم به ذکر است که تیپ‌بندی در بعضی موارد در چند طبقه

جدول ۳. مقاطع بهینه و مقادیر توابع هدف برای قاب ۹ طبقه.

متغیرهای طراحی	مقاطع بهینه‌ی پژوهش حاضر	
شماره	الگوریتم PSO	GWO
۱	$W14X176$	$W14X159$
۲	$W14X159$	$W14X159$
۳	$W14X132$	$W14X159$
۴	$W14X74$	$W14X99$
۵	$W14X132$	$W14X145$
۶	$W14X68$	$W14X74$
۷	$W14X90$	$W14X82$
۸	$W14X74$	$W14X48$
۹	$W24X68$	$W24X55$
۱۰	$W24X62$	$W21X55$
۱۱	$W18X40$	$W18X35$
۱۲	$W18X35$	$W10X54$
۱۳	$W14X38$	$W8X58$
تابع هدف بهینه‌ی همپایه شده	۰/۰۹۵۶	۰/۰۹۶۲
F۱: وزن سازه (kN)	۶۹۶/۲۵	۶۹۵/۵۸
F۲: یکنواختی تغییرمکان نسبی	۰/۰۷۱	۰/۰۸۴
وزن متوسط سازه در ۳۰ تکرار مستقل (kN)	۷۲۸/۸۹	۷۲۷/۹۴
بدترین وزن یافت شده (kN)	۸۹۲/۴۵	۷۵۶/۶۲



شکل ۱۲. مقادیر تابع هدف همپایه شده برای ۳۰ بهینه‌سازی مستقل قاب ۹ طبقه.

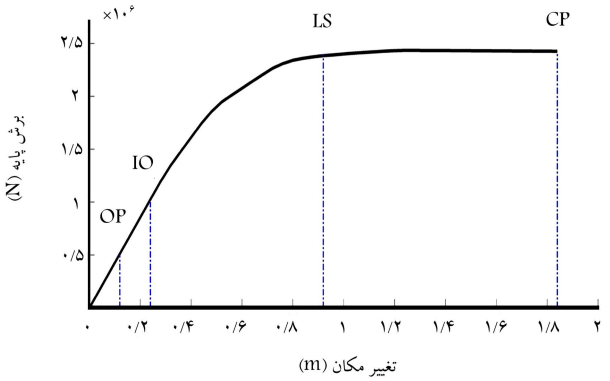


شکل ۱۳. نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمیری برای پاسخ بهینه‌ی قاب ۹ طبقه با الگوریتم PSO.

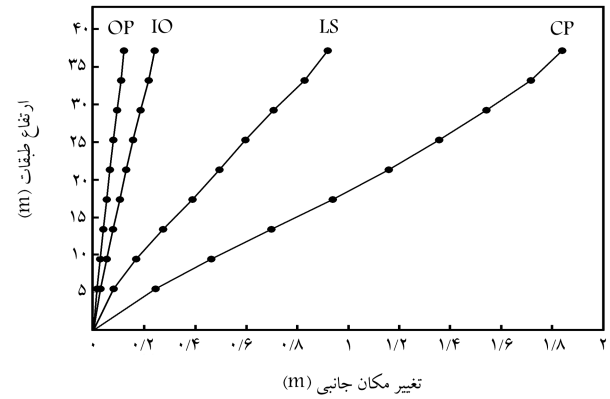
مشترک است و تعداد مقاطع حذفی، تابع بیشترین تعداد حذف برای طبقه‌ی بحرانی است.

الگوریتم‌های PSO و GWO برای جمعیت ۱۰۰ و تعداد تکرار ۲۰۰ استفاده شده‌اند. برای دو الگوریتم اشاره شده، مقادیر توابع هدف، مقاطع بهینه و همچنین بهترین، بدترین و متوسط وزن سازه برای ۳۰ تکرار در جدول ۳ ارائه شده است که مطابق آن جواب بهینه‌ی هر دو الگوریتم، مقدار بسیار نزدیکی دارند؛ اما باتوجه به مقدار تابع هدف کلی همپایه شده، جواب بهینه متعلق به الگوریتم PSO است. با مقایسه بین دو پاسخ بهینه نتیجه‌گیری می‌شود که سازه‌ی یافت شده توسط الگوریتم PSO سنگین‌تر است، اما به دلیل مقدار تابع هدف دوم مربوط به تغییرمکان نسبی یکنواخت، نمره‌ی بهتری کسب کرده است. همچنین در شکل ۱۲، مقادیر تابع هدف همپایه شده برای ۳۰ بار بهینه‌یابی مستقل با الگوریتم‌های PSO و GWO مشاهده می‌شود و میانگین مقادیر ۳۰ پاسخ مذکور نیز ترسیم شده است که نشان می‌دهد الگوریتم PSO در یافتن جواب‌های بهینه با وزن کمتر موفق‌تر عمل کرده است و در مقابل، الگوریتم GWO میانگین مناسب‌تری دارد و یکنواختی بیشتری بین پاسخ‌ها دارد. در حقیقت با انجام تعداد بهینه‌یابی کم، نتایج الگوریتم ازدحام ذرات قابل اطمینان نیست و ممکن است پاسخ‌هایی با آن به دست آید که حدوداً ۲۸٪ سنگین‌تر از پاسخ بهینه‌ی یافته شده توسط الگوریتم GWO باشد؛ در حالی که برای الگوریتم گرگ خاکستری در بدترین حالت، یافتن پاسخی با وزن ۹٪ بیشتر از وزن پاسخ بهینه، ممکن خواهد بود (با توجه به نسبت بدترین پاسخ به بهترین پاسخ در جدول ۳). برای هر دو الگوریتم اختلاف جواب‌های مختلف نسبت به سازه‌ی ۳ طبقه بیشتر است، که دلیل آن افزایش متغیرهای بهینه‌سازی و تعیین‌کننده بودن قیدهای تعریف شده از جمله تغییرمکان نسبی مجاز به دلیل ارتفاع بیشتر سازه است.

در شکل ۱۳، نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمیری برای پاسخ بهینه‌ی الگوریتم



شکل ۱۴. منحنی پوش‌آور پاسخ بهینه‌ی سازه‌ی ۹ طبقه با الگوریتم PSO.



شکل ۱۵. نحوه‌ی تغییرشکل پاسخ بهینه‌ی سازه‌ی ۹ طبقه با الگوریتم PSO.

PSO در سطوح عملکرد متفاوت مشاهده می‌شود که طبق آن سایر قیدها در سطح عملکرد نهایی، کنترل‌کننده بوده و به همین دلیل مقدار دوران‌ها در سطح عملکرد ممانعت از خرابی، از حد ایمنی جانی تجاوز نکرده‌اند. در شکل ۱۴، منحنی برش پایه در مقابل تغییرمکان بام مربوط به پاسخ بهینه‌ی الگوریتم PSO و در شکل ۱۵ و جدول ۴ به ترتیب تغییرمکان نسبی طبقات به صورت شماتیک و نیز عددی برای پاسخ بهینه‌ی الگوریتم PSO در سطوح عملکرد چهارگانه نشان داده شده‌اند که با بررسی مقدار مجاز و مقادیر تغییرمکان نسبی موجود مشاهده می‌شود که مقادیر در بعضی طبقات بسیار نزدیک هستند و قید مذکور در مقایسه با سازه‌ی ۳ طبقه، تعیین‌کننده‌تر بوده است. برای نمونه در طبقه‌ی هشتم برای سطح عملکرد LS و طبقه‌ی چهارم سطح عملکرد CP به ترتیب ۹۹٫۳۵ و ۹۹٫۸۳ تغییرمکان نسبی مجاز حاصل شده است. این در حقیقت همان قید کنترل‌کننده‌یی است که اجازه‌ی تجربه‌ی دوران‌های بیشتر را به سازه نداده است.

۷. نتایج بهینه‌سازی سایر پژوهش‌ها با معیار برش پایه‌ی سطح عملکرد

در جدول ۵، نتایج سایر پژوهش‌ها مربوط به بهینه‌سازی سایر الگوریتم‌های فراابتکاری با معیار برش پایه‌ی سطح عملکرد ارائه شده است.[۱و۲] طی روش ذکر شده، برش پایه‌ی محاسباتی مستقیماً و بدون کاهش با ضریب رفتار معیار بهینه‌سازی شده است و منحنی ظرفیت سازه تا نقطه‌ی مربوط به سطح عملکرد پایانی CP، باید تمامی برش‌های پایه‌ی محاسباتی را پاسخ‌گو باشد. همان‌طور که در مقدمه ذکر شده است، با توجه به اینکه بخشی از انرژی حاصل از بارهای

جدول ۴. مقادیر قید تغییرمکان نسبی طبقات برای پاسخ بهینه‌ی قاب ۹ طبقه با الگوریتم PSO.

سطح عملکرد	OP	IO	LS	CP
مقدار مجاز (٪)	۰٫۶۵	۱٫۲	۳٫۱	۶٫۱
طبقه اول (٪)	۰٫۲۵	۰٫۵۰	۱٫۴۵	۴٫۴۵
طبقه دوم (٪)	۰٫۳۱	۰٫۶۲	۲٫۲۳	۵٫۵۲
طبقه سوم (٪)	۰٫۳۲	۰٫۶۴	۲٫۶۵	۵٫۹۷
طبقه چهارم (٪)	۰٫۳۴	۰٫۶۸	۲٫۹۲	۶٫۰۹
طبقه پنجم (٪)	۰٫۳۲	۰٫۶۴	۲٫۶۹	۵٫۵۵
طبقه ششم (٪)	۰٫۳۳	۰٫۶۷	۲٫۵۵	۴٫۹۷
طبقه هفتم (٪)	۰٫۳۷	۰٫۷۴	۲٫۸۰	۴٫۷۱
طبقه هشتم (٪)	۰٫۴۰	۰٫۸۰	۳٫۰۸	۴٫۴۰
طبقه نهم (٪)	۰٫۳۰	۰٫۶۰	۲٫۳۱	۳٫۱۱

لرزه‌یی، توسط تغییرشکل‌های فرارتجاعی مستهلک می‌شود، این معیار در ناحیه‌ی غیرخطی معیار مناسبی نیست و با توجه به بالا بودن مقدار برش پایه‌ی محاسباتی بدون لحاظ ضریب رفتار، با مقایسه‌ی جدول‌های ۵ و ۶ با جدول‌های ۱ و ۳ مشاهده می‌شود که وزن سازه‌ها بیشتر از وزن‌های حاصل از پژوهش حاضر است.

۸. نتیجه‌گیری

با مقایسه‌ی قاب ۳ طبقه و ۹ طبقه مشاهده می‌شود که پاسخ بهینه‌ی قاب ۳ طبقه، با توجه به ارتفاع کمتر آن، تأثیر کمتری از قید تغییرمکان نسبی میان‌طبقه گرفته است و همانطورکه در شکل دوران‌های سطح عملکرد نهایی آن مشاهده می‌شود، اعضا موفق به تجربه‌ی حالت خمیری بیشتری شده‌اند. در مقابل، بهینه‌سازی قاب ۹ طبقه تحت تأثیر قید تغییرمکان نسبی میان‌طبقه قرار گرفته است و دوران‌های سطح عملکرد CP تحت تأثیر قید مذکور غالب از حد LS تجاوز نکرده‌اند.

با بررسی پاسخ‌های بهینه‌ی قاب ۹ طبقه مشاهده می‌شود که اثر تابع هدف یکنواختی تغییرمکان نسبی طبقات، با وجود ضریب کوچک ۵٪ نیز ملموس بوده و منجر به این شده است که سازه با وزن اندکی بیشتر، اما یکنواختی بالاتر تغییرمکان نسبی طبقات، به عنوان پاسخ بهینه معرفی شود. برای مقایسه الگوریتم‌های استفاده شده، دو معیار در نظر گرفته شده است:

الف) دستیابی به مقدار تابع هدف کوچکتر در بین بهینه سازی های مستقل؛

ب) پراکندگی کمتر در میان پاسخ‌های بهینه سازی‌های مستقل.

با توجه به این دو معیار این نتایج به‌دست آمده است:

در قاب ۳ طبقه با تعداد متغیر و پیچیدگی کمتر نسبت به قاب ۹ طبقه، الگوریتم گرگ خاکستری موفق به یافتن بهترین پاسخ شده است؛ اما در مجموع میانگین پاسخ‌های الگوریتم ازدحام ذرات، مقدار اندکی کمتر است و با توجه به معیار اشاره شده، اجرای بهینه‌سازی با تعداد تکرار کمتر توسط الگوریتم ازدحام ذرات قابل اطمینان‌تر است.

در قاب ۹ طبقه با تعداد متغیر و پیچیدگی بیشتر، الگوریتم ازدحام ذرات موفق

جدول ۵. مقاطع بهینه‌ی قاب مرجع ۳ طبقه طبق روش برش پایه مربوط به سایر پژوهش‌ها.

متغیرهای طراحی	مقاطع بهینه		
شماره	الگوریتم ژنتیک[۱] (GA)	الگوریتم مورچگان[۱] (ACO)	الگوریتم ذرات باردار[۲] (CSS)
۱	$W۱۲X۴۵$	$W۳۳X۱۱۸$	$W۳۳X۱۳۰$
۲	$W۴۰X۲۳۵$	$W۴۰X۱۸۳$	$W۴۰X۱۶۷$
۳	$W۱۸X۸۶$	$W۲۴X۱۳۱$	$W۱۸X۴۰$
۴	$W۱۴X۹۰$	$W۸X۲۸$	$W۳۳X۱۳۰$
۵	$W۳۶X۱۳۵$	$W۳۰X۱۱۶$	$W۲۴X۵۵$
وزن سازه (kN)	۳۰۳٫۹	۲۸۳٫۴	۲۵۰٫۵

جدول ۶. مقاطع بهینه‌ی قاب مرجع ۹ طبقه طبق روش برش پایه مربوط به سایر پژوهش‌ها.

متغیرهای طراحی	مقاطع بهینه		
شماره	الگوریتم ژنتیک[۱] (GA)	الگوریتم مورچگان[۱] (ACO)	الگوریتم ذرات باردار[۲] (CSS)
۱	$W۲۷X۲۱۷$	$W۳۰X۲۳۵$	$W۲۱X۸۳$
۲	$W۱۴X۲۳۳$	$W۲۷X۲۳۵$	$W۴۰X۱۶۷$
۳	$W۲۷X۳۰۷$	$W۳۶X۲۸۰$	$W۳۶X۱۳۵$
۴	$W۲۷X۳۰۷$	$W۳۶X۲۸۰$	$W۳۳X۱۳۰$
۵	$W۴۴X۲۹۰$	$W۲۴X۲۷۹$	$W۴۰X۱۴۹$
۶	$W۲۷X۱۱۴$	$W۳۰X۱۱۶$	$W۲۴X۶۲$
۷	$W۲۴X۱۶۲$	$W۳۶X۱۷۰$	$W۴۰X۱۶۷$
۸	$W۱۸X۱۷۶$	$W۱۰X۷۷$	$W۴۰X۱۷۶$
۹	$W۱۰X۸۸$	$W۱۴X۸۲$	$W۱۸X۴۰$
۱۰	$W۳۶X۲۶۰$	$W۳۰X۲۳۵$	$W۲۱X۸۳$
۱۱	$W۲۴X۶۲$	$W۲۱X۶۸$	$W۳۰X۹۹$
۱۲	$W۴۰X۱۴۹$	$W۲۷X۱۱۴$	$W۳۰X۱۱۶$
۱۳	$W۶X۲۵$	$W۱۶X۳۶$	$W۳۳X۱۳۰$
وزن سازه (kN)	۱۶۵۱٫۱	۱۵۵۲٫۶	۹۲۶٫۳

به یافتن بهترین پاسخ شده است؛ اما در مجموع میانگین پاسخ‌های الگوریتم گرگ خاکستری بسیار کمتر است و با توجه به معیار مذکور، اجرای بهینه‌سازی با تعداد تکرار کمتر توسط الگوریتم گرگ خاکستری قابل اطمینان‌تر خواهد بود.

با توجه به اینکه اختلاف پاسخ‌های بهینه در قاب ۳ طبقه بسیار کوچک است و نتایج بهینه‌سازی با تعداد قید بیشتر و پیچیدگی بالاتر تعیین‌کننده‌تر است، به‌طور کلی می‌توان الگوریتم گرگ خاکستری را الگوریتمی مناسب‌تر و قابل اطمینان‌تر نسبت به الگوریتم ازدحام ذرات، برای بهینه‌یابی مسائل عملکردی قاب خمشی در نظر گرفت.

با مقایسه‌ی نتایج بهینه‌سازی پژوهش حاضر به روش تغییرمکان و مقایسه‌ی آن با سایر پژوهش‌هایی که با معیار برش پایه، بهینه‌یابی را انجام داده‌اند، مشاهده می‌شود که سازه‌های سبک‌تری با روش تغییرمکان به دست می‌آیند که دلیل آن بالا بودن مقدار برش پایه‌ی محاسباتی بدون کاهش با ضریب رفتار و عدم توجه به استهلاک انرژی توسط سازه در ناحیه‌ی غیرخطی است.

پانوشت‌ها

1. collapse prevention
2. operational
3. immediate occupancy
4. life safety
5. recorders
6. Krawinkler & Ibarra
7. W-shaped sections

منابع (References)

1. Kaveh, A., Farahmand Azar, B., Hadidi, A. and et al. "Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(4), pp. 566-574 (2010).
2. Kaveh, A. and Nasrollahi, A. "Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization", *Applied Soft Computing*, **22**, pp. 213-221 (2014).
3. Talatahari, S. "Optimum performance-based seismic design of frames using metaheuristic optimization algorithms", Metaheuristic Applications in Structures and Infrastructures, Elsevier, pp. 419-437 (2013).
4. Hasan, R., Xu, L. and Grierson, D.E. "Push-over analysis for performance-based seismic design", *Computers & Structures*, **80**(31) pp. 2483-2493 (2002).
5. Mohammadi, R.K. and Ghasemof, A. "Performance-based design optimization using uniform deformation theory: A comparison study", *Latin American Journal of Solids and Structures*, **12**(1), pp. 18-36 (2015).
6. Gholizadeh, S., Kamyab, R. and Dadashi, H. "Performance-based design optimization of steel moment frames", *Int. J. Optim. Civil Eng.*, **3**(2), pp. 327-343 (2013
7. Gholhaki, M., Parvini Sani, H. and Banazade, M. "Evaluation of seismic performance of isolated steel moment frame structures", Sharif Journal of Civil Engineering Available Online From 20 March, 2019.
8. Sarlak, N. and Massumi, A. "Seismic performance of steel moment frames based on their importance according to the iranian seismic code", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **31**(4.1), pp. 71-81 (2016).
9. Ganzerli, S., Pantelides, C.P. and Reaveley, L.D. "Performance-based design using structural optimization", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **29**(11), pp. 1677-1690 (2000).
10. Salajegheh, E., Mohammadi, A. and Ghaderi Sohi, S. "Optimum performance based design of concentric steel braced frames", *In Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering* (2008).
11. Grierson, D.E., Gong, Y. and Xu, L.E.I. "Optimal performance-based seismic design using modal pushover analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, **10**(01), pp. 73-96 (2006).
12. Tehranizadeh, M. and Moshref, A. "Performance-Based optimization of steel moment resisting frames", *Scientia Iranica*, **18**(2), pp. 198-204 (2011).
13. Behnamfar, F., Eidini, M. and Taherian, S.M. "Direct displacement-based design considering the effects of soil structure interaction", *Sharif journal of Civil Engineering*, **31**(2.1), pp. 137-144 (2015).
14. Council, B.S.S., "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (1997).
15. FEMA, P., "Commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000).
16. Clerc, M. and Kennedy, J. "The particle swarm-explosion, stability, and convergence in a multidimensional complex space", *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, **6**(1), pp. 58-73 (2002).
17. Mirjalili, S., Mirjalili, S.M. and Lewis, A. "Gray wolf optimizer", *Advances in Engineering Software*, **69**, pp. 46-61 (2014).
18. ANSI, B., "AISC 360-16-specification for structural steel buildings", Chicago AISC (2016).
19. Kaveh, A., Hoseini Vaez, S.R. and Hoseini, P. "Modified dolphin monitoring operator for weight optimization of frame structures", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, **61**(4), pp. 770-779 (2017).
20. Xu, L., Gong, Y. and Grierson, D.E. "Seismic design optimization of steel building frameworks", *Journal of Structural Engineering*, **132**(2), pp. 277-286 (2006).
21. Hoseini, S.M. and Kenarangi, H. "Application of openSees software in structural modeling and analysis", Tehran, Azadeh (2014).
22. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. "Global collapse of frame structures under seismic excitations", Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center (2005).
23. AISC, "Manual of Steel Construction", 14th Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL (2011).