

مقایسه بهینه‌سازی قاب‌های فولادی به روش ASD با دو مقطع I section و W section با استفاده از الگوریتم ژنتیک

مهدی محمدی فرسام^۱، مسعود محمودآبادی^۲

^۱ کارشناسی ارشد عمران دانشگاه قم، قم، ایران.

^۲ دکتری مهندسی عمران زلزله، استادیار دانشکده فنی مهندسی عمران دانشگاه قم، قم، ایران.

نام نویسنده مسئول:

مهدی محمدی فرسام

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۱۲/۰۵

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۲/۱۱

چکیده

بهینه‌سازی سازه‌ها، هنوز هم مساله جدیدی محسوب می‌شود و پیوسته از نظر روش‌ها و رویکردها در معرض تغییرات سریع قرار دارد. قبل از پیشرفت‌های کامپیوتر، آنالیز و طراحی با استفاده از روش‌های طراحی ساده‌ای که مبنای آن برپایه سعی و خطا بنا شده بود، به صورت دستی انجام می‌گرفت. با توجه به این موضوع، که بهینه‌سازی یک روش نظام‌مند است و طراحی‌ها براساس سعی و خطا انجام نمی‌شود، و همین‌طور با داشتن تابع هدف مشخص، مثلاً کم کردن هزینه‌ها و اقتصادی کردن مساله، در روش‌های بهینه‌سازی عیب‌های روش دستی نیز برطرف می‌گردد. در این مقاله تابع هدف وزن سازه بوده که در رابطه مستقیم هزینه آن قرار دارد. مدل‌های طراحی به صورت مجزا بهینه شده و با استفاده از الگوریتم ژنتیک و با تحلیل ASD با دو مقطع I section و W section مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته‌اند. مقطع تیرها و ستون‌ها به عنوان‌های متغیرهای طراحی فرض شده‌اند و محدودیت‌های ایین نامه‌ای مبحث دهم به صورت قیود طراحی در نظر گرفته شده‌اند. در نهایت نمودارهای مربوط به الگوریتم ژنتیک و میزان تنش در هر دو حالت مقاطع I section و W section بدست آمده و مقایسه گردیده‌اند.

واژگان کلیدی: بهینه‌سازی، سازه‌های فولادی، الگوریتم ژنتیک، تحلیل ASD.

مقدمه

ساختمان‌های فولادی یا بتنی که امروزه در کشور به‌طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند باید مطابق ضوابط و چهارچوب این‌نامه‌های طراحی داخلی و بین‌المللی باشند. همچنین به دلیل هزینه بسیار زیاد مصالح در کشور، طراحی دقیق و منطبق بر ضوابط امری اجتناب‌ناپذیر خواهد بود تا بتوان به طرحی کاملاً بهینه رسید. بهینه‌سازی به فرآیندی گفته می‌شود که طی آن چیزی را بهبود می‌بخشیم. مهندسان و دانشمندان از بهینه‌سازی برای بهبود و پیشرفت ایده‌های تازه‌ی خود استفاده می‌کنند همچنین با توجه به اینکه بهینه‌سازی بر روی سازه‌های فولادی با استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی کمتر مورد استفاده محققان قرار گرفته است، به نظر می‌رسد در این زمینه در سال‌های پیش‌رو نیاز به مطالعات و تحقیقات بیشتری وجود دارد.

همچنین قابلیت اعتماد سیستم‌های سازه‌ای، در سال‌های اخیر مسئله‌ای است که مورد توجه طراحان قرار گرفته است. بهینه‌سازی سازه‌ها با در نظر گرفتن شرایط و محدودیت‌های موجود یا همان توابع قید همواره یکی از اهداف مهندسان و طراحان بوده است. در حالت کلی تعداد طرح‌هایی که معیارهای پذیرفتنی طراحی را تأمین می‌کنند زیاد است ولی انتخاب یک طرح اقتصادی در چنین مواقعی براحتی امکان پذیر نیست. بنابراین مرحله طراحی برخلاف مرحله تحلیل سازه که امکان گزینش در آن وجود ندارد یک فرآیند تصمیم‌گیری است. اگرچه تجربه، نقش انکارناپذیری در اتخاذ یک تصمیم مناسب ایفاء می‌کند ولی باین وجود تکنیک‌های بهینه‌سازی امکان تصمیم‌گیری مناسب را براساس اصول منطقی و در یک چارچوب نظام مند و سیستماتیک فراهم می‌سازد.

کاوه و همکاران طراحی بهینه‌ی قاب‌های فولادی دو بعدی را با الگوریتم بهبودیافته‌ی کلونی مورچگان در سال (۲۰۱۰) مد نظر قرار دادند [۱]. در همین سال نیز کاوه و طلعت اهری طراحی بهینه‌ی قاب‌های فولادی دو بعدی خمشی را با الگوریتم‌های کلونی مورچگان و الگوریتم ژنتیک مورد بررسی قرار دادند [۲]. سادیک و همکاران در سال (۲۰۱۰) از الگوریتم جستجوی هارمونی برای مینیمم کردن هزینه‌های قاب‌های فولادی سه بعدی با اتصالات نیمه صلب استفاده کردند [۳].

کریپاکاران و همکاران در سال (۲۰۱۱) با استفاده از الگوریتم ژنتیک به بهینه‌سازی قاب‌های فولادی با دو روش متفاوت پرداختند [۴]. همچنین در سال (۲۰۱۲) توگان با هدف مینیمم کردن وزن قاب‌های فولادی دو بعدی از الگوریتم دانش و یادگیری مبتنی بر بهینه‌سازی استفاده کرد [۵]. ساکا و دوگان در سال (۲۰۱۲) از الگوریتم‌های ازدحام ذرات، ژنتیک و جستجوی هارمونی برای بهینه‌سازی قاب‌های فولادی دو بعدی با روش ضرایب بار و مقاومت استفاده کردند [۶]. در سال (۲۰۱۲) کاوه و طلعت اهری از الگوریتم جستجوی ذرات باردار برای مینیمم کردن وزن قاب‌های دو بعدی و سه بعدی استفاده کردند [۷]. در سال (۲۰۱۳) کاوه و زاکیان طراحی بهینه‌ی قاب‌های دو بعدی را با دو الگوریتم جستجوی ذرات باردار و الگوریتم بهبودیافته جستجوی هارمونی ارائه نمودند [۸]. همچنین در سال (۲۰۱۳) گونگ و همکاران با هدف مینیمم کردن وزن قاب، مینیمم کردن انرژی ورودی لرزه‌ای و ماکزیمم کردن انرژی جذب شده توسط اعضای فیوز در مهاربندها از الگوریتم ژنتیک و الگوریتم بهینه‌سازی زنبور عسل برای طراحی ظرفیت بهینه‌ی یک قاب فولادی مهاربندی شده با مهاربند واگرا استفاده کردند [۹].

در همین سال کوکیکی و عادل‌ی از الگوریتم ژنتیک دو فازی برای بهینه‌سازی سازه‌های سه بعدی سقفی فضاکار فولادی استفاده شده است. این سازه‌ها دو مورد از ۱۳ ایستگاه قطاری هستند که اعضای آن‌ها علاوه بر خمش و بارهای محوری، تحت اثر پیچش نیز قرار می‌گیرند. این بهینه‌سازی توانسته ۱۲ و ۷ درصد برای وزن این دو سازه کاهش داشته باشد [۱۰].

کاوه و نصرالهی در سال (۲۰۱۴) از الگوریتم جستجوی ذرات باردار برای بهینه‌سازی قاب‌های فولادی دو بعدی با اتصالات نیمه صلب استفاده کردند [۱۱]. همچنین در سال (۲۰۱۴) چین شنگ کائو وایچنگ یه، ابتدا تعداد زیادی ساختمان‌های مختلف طراحی کرده اند سپس با استفاده از اطلاعات به دست آمده یک شبکه عصبی مدل کرده اند که قادر به پیش بینی رفتار سازه تحت بارهای طراحی است. سپس با استفاده از الگوریتم‌های تکاملی، وزن این مدل تقریبی را بهینه کرده‌اند [۱۲]. در سال (۲۰۱۴) نریمانی و ماهر با هدف مینیمم کردن وزن قاب‌های فولادی دو بعدی و سه بعدی از الگوریتم‌های فرااکتشافی مبتنی بر بهینه‌سازی استفاده کردند [۱۳]. قلی زاده در سال (۲۰۱۵) الگوریتم کرم شب تاب اصلاح شده را برای بهینه‌سازی ساختمان به کار

برد [۱۴]. فان و همکاران در سال (۲۰۱۵) با بهینه سازی یک قاب پرتال ساده سخت نورد شده توانست توانایی الگوریتم ژنتیک را نشان دهد. وی توانست به کمک الگوریتم ژنتیک تا ۵۳ درصد وزن مصالح مصرفی را کاهش دهد [۱۵].

افضلی و همکاران از الگوریتم بهینه سازی برای مینیم کردن وزن قاب‌های فولادی دو بعدی در سال (۲۰۱۶) استفاده کردند [۱۶]. همچنین اکیچی و همکاران در سال (۲۰۱۸) در تحقیقی با عنوان «مروری بر استفاده از الگوریتم‌های هوش جمعی و تکاملی در معماری محاسباتی عملکردی» پس از بررسی تحقیقات به ارائه ی اطلاعات آماری مختلف از جمله نوع الگوریتم‌ها و تقسیم بندی رویکردها در حوزه‌های پایداری، هزینه، عملکرد و سازه میپردازند و بیان میکنند که تمرکز بیشتر تحقیقات در حوزه ی پایداری است [۱۷]. محسن بحرینی پور سیرجانی و همکاران در سال (۱۳۹۷) قاب خمشی فولادی را با استفاده از الگوریتم ژنتیک و با هدف مینیم کردن وزن سازه مورد استفاده قرار گرفت [۱۸]. مصطفی سپهری منش و همکاران در سال (۱۳۹۹) با هدف کاهش وزن سازه‌های فضاکار با استفاده از قیود قابلیت اعتماد از الگوریتم ژنتیک برای آن استفاده نمودند [۱۹].

برای بهینه‌سازی قاب خمشی از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. الگوریتم ژنتیک، یک الگوریتم تکاملی و مبتنی بر جستجوی هوشمندانه است. هدف در این مقاله یافتن حداقل هزینه و حداقل جابه‌جایی سازه با دو مقطع W و I با استفاده از الگوریتم ژنتیک است که با توجه به محدودیت‌های در روش طراحی ASD بدست خواهند آمد که نتایج هر کدام ارائه می‌گردد. شایان ذکر است که بهینه‌سازی سازه‌های فولادی با الگوریتم‌های مختلفی و با استفاده از تحلیل حالات حدی مرسوم بوده است که ما در این مقاله از این روش‌ها بهره برده‌ایم.

فرآیند بهینه سازی

تعریف تابع هدف

در این مقاله تابع هدف معرفی شده، وزن سازه (که رابطه مستقی می‌با هزینه سازه دارد) می‌باشد برای این منظور هزینه محاسبه شده بر مبنای پارامتر وزن پروفیل محاسبه شده است.

متغیرهای طراحی مورد نظر شامل ابعاد مقاطع تیرها و ستونهای قاب می‌باشند. همچنین باید به این نکته نیز توجه داشت که موارد و محدودیت‌های مشخص شده در این نامه ۲۸۰۰ و همچنین این نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان از قبیل تنش و میزان جابجایی، مورد توجه قرار گرفته است. باید به این نکته اشاره کرد که تیرها در برابر لنگر خمشی و ستون‌ها در برابر اثر توام لنگر خمشی و نیروی محوری به صورت همزمان مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. محدودیت‌های مدل بهینه سازی همان ضوابط طراحی بر اساس ضوابط تحلیلی LRFD است [۲۰].

$$f(\text{cost}) = \text{Minimize } F \quad (1-2)$$

$$f(\text{cost}) \propto \text{Weight} \quad (2-2)$$

معرفی تابع جریمه

تابع هدف باید به گونه‌ای تعریف شود که همه قیود مانند تنش‌های موجود در هر یک از المان‌ها و تغییر مکان جانبی ارضاء شوند. از طرف دیگر باید محدودیت‌های مربوط به تغییر شکل سازه نیز رعایت گردد. از نظر اجرایی باید ستون‌های طبقات پایین ابعاد بزرگتری نسبت به ستون‌های طبقات بالا داشته باشند. سایر محدودیت‌های مربوط به این نامه نیز باید مدنظر قرار گیرد. در صورتی که این قیود ارضا نگردند، توابع هدف (هزینه) جریمه می‌شوند. باین روش علاوه بر ساده کردن تابع هدف، محدودیت‌های لازم به گونه‌ای اعمال می‌شوند که هزینه سازه و یا جابجایی آن افزایش یابد و به صورت خودکار پاسخ‌های دارای جریمه به عنوان پاسخ بهینه انتخاب نشوند. روش‌های زیادی در معرفی تابع جریمه تاکنون ارائه شده است، اما در این پایان نامه از تابع جریمه به صورت زیر استفاده شده است.

$$C_i = \alpha_i V_i \quad (3-2)$$

$$\phi = \sum_{i=1}^n C_i \quad (4-2)$$

که در این روابط C_i تابع جریمه به ازای هر کدام از قیود، α_i ضریب جریمه مربوط به هر کدام از قیود، V_i مقدار جریمه هر قید و ϕ مجموع جریمه لحاظ شده می باشد. مقادیر ضریب جریمه با توجه به مدل و با استفاده از سعی و خطا بدست آورد و برای هر کدام از سازه ها مقادیری منحصر به فرد است [۲۰].

معرفی الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک یکی از الگوریتم های فرااکتشافی است که در دهه های اخیر مورد استقبال بسیاری از محققان قرار گرفته است. از این الگوریتم برای حل مسائل مختلف بهینه سازی در حوزه های مختلفی همچون مسائل اقتصادی، مسائل مهندسی و غیره استفاده شده است. از الگوریتم ژنتیک برای حل مسائل تک هدفه استفاده می شود حال آنکه در این مقاله تلاش شده است با ترکیب دو تابع هدف یک هدفه و انجام مکرر عملیات بهینه سازی، مساله تک هدفه به یک مساله دو هدفه تبدیل شده و حل شود. در الگوریتم ژنتیک از روش های متفاوتی برای انتخاب شایسته ترین افراد و انتقال آن ها به نسل بعدی و تشکیل جمعیت بهتر استفاده می شود. از جمله این روش ها می توان به روش های تلفیق و جهش اشاره کرد. در روش تلفیق تعدادی از اعضای جامعه انتخاب شده و دو به دو با یکدیگر تلفیق می شوند تا ویژگی های آن ها با یکدیگر ادغام گردد و فرزندان بهتری برای نسل بعدی ایجاد شود. در عملگر جهش هم تعدادی از افراد جامعه انتخاب می شوند و برخی از ویژگی های آن ها دستخوش تغییر می شود تا آن فرد، به فرد بهتری تبدیل گردد.

تعداد افراد جامعه که برای عملگر تلفیق و جهش انتخاب می شوند بستگی به نوع مساله و تعداد جمعیت خواهد داشت. از طرف دیگر نحوه انتخاب افراد برای تلفیق و جهش هم مهم است. از جمله روش هایی که می توان به آن ها برای انتخاب بهترین ها اشاره کرد روش های tournament selection، roulette wheel و random است. با سعی و خطا می توان بهترین روش را با توجه به نوع مساله برای انتخاب بهترین ها اختیار نمود. در این مساله روش roulette wheel بهترین عملکرد را نسبت به سایر روش ها از خود نشان می دهد. الگوریتم های ژنتیک معمولاً به عنوان یک شبیه ساز کامپیوتر که در آن جمعیت یک نمونه انتزاعی (کروموزوم ها) از نامزدهای راه حل یک مساله بهینه سازی به راه حل بهتری منجر شود، پیاده سازی می شوند. در این مقاله با توجه به محدودیت های این نامه ای تعدادی مقطع برای تیرها و ستون ها معرفی شده است که الگوریتم می کوشد با انتخاب بهترین مقاطع هزینه را به حداقل مقادیر ممکن برساند.

محدودیت های این نامه ای

در این نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان محدودیت هایی برای مقاومت هر کدام از المان ها و همچنین نحوه قرارگیری المان ها و بررسی تنش هر یک از المان ها بیان شده است. با توجه به موارد ذکر شده محدودیت های مربوط به مقاومت ستون ها با توجه به اثر توأمان نیروی محوری و لنگر برشی همان ستون مورد ارزیابی قرار می گیرد. به این صورت که میزان نیروی محوری کششی یا فشاری در ستون مورد به همراه لنگر خمشی از مقادیر معرفی شده در این نامه تجاوز کند و نسبت تنشی بزرگتر از یک را نشان دهد برای آن ستون جریمه در نظر گرفته می شود. این روابط طبق این نامه به صورت زیر بیان شده است.

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad \text{الف) در صورتی که}$$

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} \leq 0.2 \quad \text{ب) در صورتی که}$$

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (۶)$$

شایان ذکر است در روابط فوق P_r مقاومت فشاری مورد نیاز، P_n مقاومت فشاری اس‌می مقطع، ϕ_c ضریب مقاومت در فشار که برابر ۰.۹ منظور می‌شود، M_{rx} و M_{ry} مقاومت خمشی مورد نیاز در حول محور قوی و ضعیف و M_{nx} و M_{ny} مقاومت خمشی اس‌می حول محور قوی و ضعیف و ϕ_b ضریب مقاومت برای خمش مساوی ۰.۹ است [۲۲].

برای تیرهای نیز محدودیت‌های ایین‌نامه‌ای مانند ستون‌ها برقرار است. با این تفاوت که در تیرهای اندرکنش نیروهای محوری و لنگر وجود نداشته و لنگر خمشی تعیین کننده خواهد بود. در این حالت با توجه به ضرایب کاهش مقاومت لنگر مجاز محاسبه شده و در صورت عدم ارضای شرط فوق مقادیری به تابع هزینه به عنوان جریمه اضافه خواهد شد.

۴-۲- در روش طراحی تنش مجاز برخورد ضرایب اطمینان به این صورت است که مقاومت ماده به ضرایب اطمینان تقسیم می‌شود و در محاسبات مقادیر کمتری برای مقاومت منظور می‌شود.

همچنین طراحی به روش تنش مجاز مقاطع به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که تنش ایجاد شده تحت بارهای خدمت (سرویس) در هیچ یک از اعضا از تنش مجاز مشخص شده فراتر نرود. این روش برپایه تئوری الاستیسیته جهت تعیین تنش ایجاد شده در اعضا تحت بار خدمت توسعه یافته است.

بنابراین محدودیت‌های مربوط به مقاومت ستون‌ها با توجه به اثر توانان نیروی محوری و لنگر برشی همان ستون مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به این صورت که میزان نیروی محوری کششی یا فشاری در ستون مورد نظر به همراه لنگر خمشی از مقادیر معرفی شده در این‌نامه تجاوز کند و نسبت تنشی بزرگتر از یک را نشان دهد برای آن ستون جریمه در نظر گرفته می‌شود. این روابط طبق این‌نامه به صورت زیر بیان شده است.

ضوابط و محدودیت‌های طراحی ASD قاب‌های فولادی:

$$\frac{f_a}{FA} > 0.15 \quad \text{الف) در صورتی که} \quad (۷)$$

$$\frac{f_a}{FA} + \frac{C_m f_b}{(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}) FB} \leq 1$$

$$F'_e = \frac{12}{23} \times \frac{\pi^2 E}{\lambda_b^2} \quad (۸)$$

$$\frac{f_a}{0.6fy} + \frac{fb}{FB} \leq 1 \quad (۹)$$

در رابطه بالا λ_b مربوط به لاغری طول آزاد المان در صفحه خمش می‌باشد.

$$\frac{f_a}{FA} \leq 0.15 \quad \text{ب) در صورتی که}$$

$$\frac{f_a}{FA} + \frac{fb}{FB} \leq 1 \quad (۱۰)$$

شایان ذکر است در روابط فوق C_m ضریبی است که به وضعیت قاب و بارهای جانبی وارده بستگی دارد. ب-۱) در قاب‌هایی که از دوران انتهای ستون جلوگیری شده (قابهای صلب) C_m از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C_m = .6 - .4 \frac{M_1}{M_2} \geq .4 \quad (11)$$

در رابطه فوق $\frac{M_1}{M_2}$ نسبت لنگر کوچک به لنگر بزرگتر دوانتهای آزاد ستون بوده و مثبت است. [۲۲]
توجه به این نکته نیز ضروری به نظر می‌رسد که علاوه بر محدودیت‌های ذکر شده در این مقاله محدودیت‌های اجرایی نیز لحاظ شده است، به این معنا که ستون‌های طبقات پایین قطعاً باید مقاطع بزرگتری نسبت به ستون‌های طبقه بالایی خود داشته باشند. با توجه به ساز و کار در نظر گرفته شده، در صورتی که این شرایط نیز ارضا نگردد و یا به عبارت دیگر ستون‌های بالایی بزرگتر از ستون‌های پایینی باشند، به مدل مورد بررسی جریمه‌ای مجزا از جریمه در نظر گرفته شده برای نسبت تنش‌ها، منظور خواهد شد تا این گونه موارد به خودی خود از چرخه بهینه‌سازی خارج شوند. [۲۰]

معرفی نمونه‌های مورد بررسی

در این مقاله دو نمونه متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است تا عملکرد الگوریتم مورد سنجش قرار بگیرد. دو مدل مورد بررسی سازه‌های دو دهانه با سه و شش طبقه در نظر گرفته شده است تا هر کدام از نمونه‌ها به عنوان نماینده از سازه‌های با ارتفاع کوتاه و متوسط باشند. ارتفاع طبقات معادل ۳ متر و طول دهانه‌ها نیز ۴ متر لحاظ شده است. بارهای زنده و مرده طبقات به صورت گسترده به تیرهای طبقات و بارهای جانبی به صورت نقطه‌ای به محل اتصال تیرها و ستون‌ها اعمال شده اند. براساس این‌نامه از ترکیب بارهای زیر استفاده شده است.

$$\begin{aligned} U &= D + 1.2L + 1.2E \\ U &= 0.85D + 1.2E \end{aligned} \quad (12)$$

همچنین بارهای مرده و زنده یکنواخت به ترتیب معادل $Dl = 550 \text{ kg/cm}^2$ و $Ll = 200 \text{ kg/m}^2$ در نظر گرفته شده است. البته این مقادیر برای سقف به ترتیب ۵۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع خواهد بود. مقادیر مقاومت فشاری فولاد معادل $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ منظور شده است.

برای توقف الگوریتم می‌توان شرایط مختلفی را در نظر گرفت که از جمله آن‌ها می‌توان به شرط همگرایی و یا تعداد تکرار اشاره کرد. با توجه به سعی و خطاهای مختلف و انتخاب بهترین روش توقف، برای این الگوریتم شرط تعداد تکرار انتخاب شده است. برای یافتن بهترین جمعیت و بهترین تعداد تکرار جمعیت‌های مختلف با تکرارهای مختلف مورد بررسی قرار گرفته است و در نهایت جمعیت ۴۵ عضوی و تعداد تکرار ۲۵۰ موثرترین بوده است و مورد استفاده قرار گرفته است.

معرفی نمونه‌های بررسی شده

در این مقاله دو نمونه متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است تا عملکرد الگوریتم مورد سنجش قرار بگیرد. دو مدل مورد بررسی سازه‌های دو دهانه با سه و شش طبقه در نظر گرفته شده است تا هر کدام از نمونه‌ها به عنوان نماینده از سازه‌های با ارتفاع کم و متوسط باشند. ارتفاع طبقات معادل ۳ متر و طول دهانه‌ها نیز ۴ متر لحاظ شده است.

برای توقف الگوریتم می‌توان شرایط مختلفی را در نظر گرفت که از جمله آن‌ها می‌توان به شرط همگرایی و یا تعداد تکرار اشاره کرد. با توجه به سعی و خطاهای مختلف و انتخاب بهترین روش توقف، برای این الگوریتم شرط تعداد تکرار انتخاب شده است. برای یافتن بهترین جمعیت و بهترین تعداد تکرار جمعیت‌های مختلف با تکرارهای مختلف مورد بررسی قرار گرفته است و در نهایت جمعیت ۴۵ عضوی و تعداد تکرار ۲۵۰ مورد استفاده قرار گرفته است.

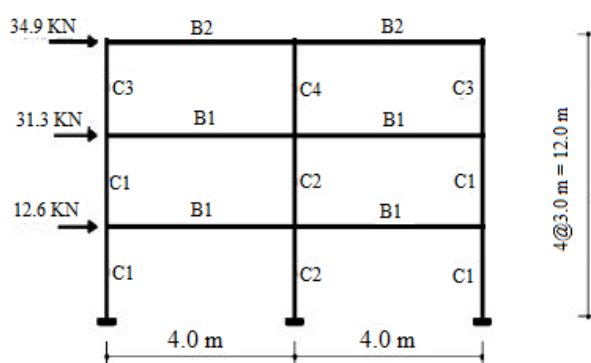
همچنین باید به این نکته نیز اشاره کرد که برای ستون‌ها ۱۵۰ مقطع متمایز در نظر گرفته شده است و برای تیرها ۷۸ مقطع در نظر گرفته شده است. برای مقاطع W شکل نیز ۲۶۷ مقطع طبق آئین نامه برای هردو حالت تیر و ستون تعریف شده است.

نمونه اول

در این قاب ارتفاع طبقات معادل ۳ متر و طول دهانه‌ها معادل ۴ متر در نظر گرفته شده است. مقادیر بارهای ثقیلی در قبل معرفی شده است و مقادیر بارهای جانبی هم در شکل ۱ نشان داده شده است. در این مثال دو تیپ برای تیرها و چهار تیپ برای ستون‌ها منظور شده است.

مقادیر مجاز به صورت زیر محاسبه شده است.

$$\begin{cases} \Delta m = 0.7R \Delta w \\ \Delta m < 0.025h \end{cases} \rightarrow \Delta w < \frac{0.025 \times 900}{0.7 \times 5} = 6.4 \text{ cm}$$



شکل (۱). نمایش مدل اول مورد بررسی

اطلاعات اولیه

$$DL=550 \text{ kg/m}$$

$$F=2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$LL=200 \text{ kg/m}$$

$$LL_{\text{بام}}=250 \text{ kg/m}$$

$$E=2E6$$

$$\text{بار ترکیب} = 1.2D + 1.0E + 1.0L$$

$$\text{بار وارد بر تیرها} = 1.2 \times 550 + 200 = 860 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 8.6 \text{ kg/cm}$$

$$\text{بار وارد بر تیرها بام} = 1.2 \times 500 + 150 = 750 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 7.5 \text{ kg/cm}$$

مدل اول (سازه دو دهانه و سه طبقه)

ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه ۴ متر است

محاسبات بار زلزله [۲۱]

$$H=9 \text{ m}; \quad T = 0.08H^{0.75} = 0.08 \times 9^{0.75} = 0.4157 \text{ s}$$

$$A=0.3, \quad I=1, \quad \text{نوع زمین II}$$

$$T_0=0.1, \quad T_s=0.5, \quad S=1.5, \quad S_0=1$$

$$B_1=2.5, \quad N=1, \quad B=B.N=2.5, \quad R_U=5$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.5 \times 1}{5} = 0.15$$

$$W = (0.2 \times 200 + 550) \times 2 \times 8 \times 8 + (0.2 \times 150 + 550) \times 8 \times 8 + (3 \times (3-1)) \times 4 \times 8 \times 250 = 157.44 \text{ ton}$$

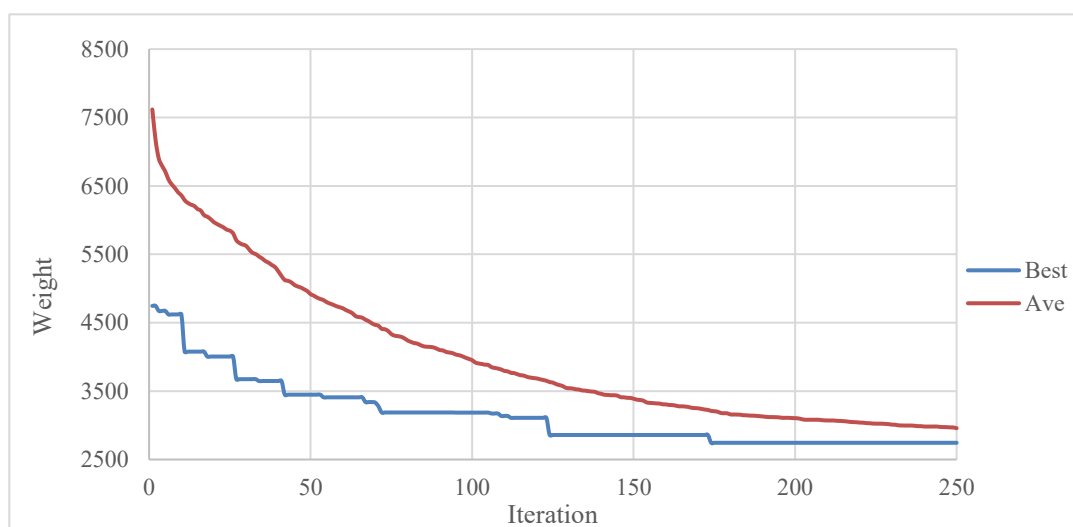
$$K=1, \quad V = C.W = 0.15 \times 157.44 = 23.616$$

$$f_i = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i}, \quad F = f_i \cdot V$$

جدول (۱). نیروهای جانبی وارد بر سازه

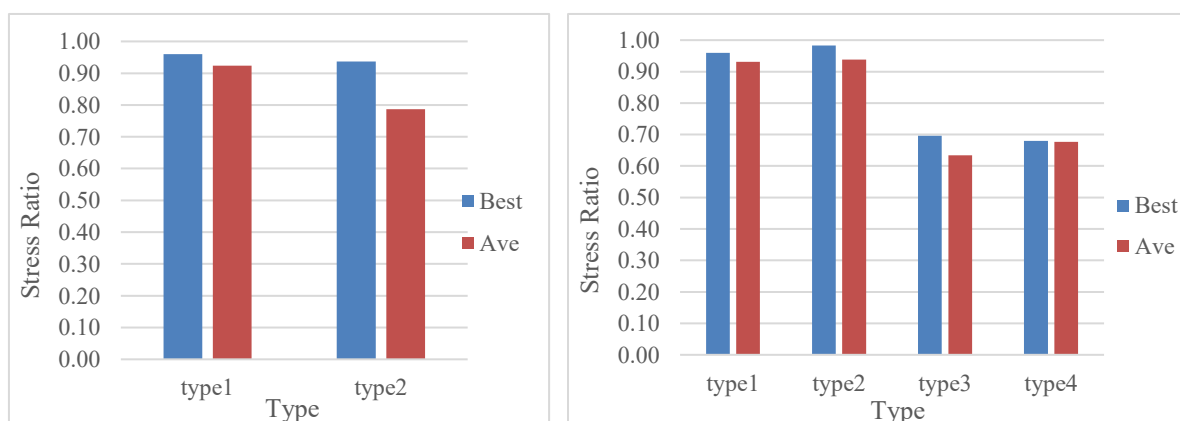
نیروی وارد بر گره	نیروی وارد بر قاب	نیروی وارد بر طبقه	طبقه
۰/۴۲	۱/۲۶	۳/۷۳	۱
۱/۶۴	۳/۱۳	۹/۳۸	۲
۱/۱۶	۳/۴۶	۱۰/۴۶	۳

اشاره به این نکته ضروری است که با توجه به اینکه روش بهینه‌سازی، روشی فرااکتشافی است بنابراین نمی‌توان به طور قطع و یقین پس از اولین اقدام به بهینه‌سازی جواب‌های بدست آمده را بهترین پاسخها دانست. بنابراین برای حصول اطمینان از یافتن بهترین جواب‌ها باید عملیات بهینه‌سازی چندین مرتبه تکرار شود. در این مقاله هر مدل ۳۰ بار و به صورت مجزا مورد عملیات بهینه‌سازی قرار گرفته است. مقادیر بدست آمده برای بهترین جواب و میانگین پاسخها به صورت زیر نمایش داده شده است [۲۰].



شکل (۲). نمایش روند بهینه‌سازی مدل اول به روش تنش مجاز (I section)

در حالت تنش مجاز با مقاطع I section در سازه ۳ طبقه وزن از مقدار ۴۷۴۵/۹۰ کیلوگرم به مقدار ۲۷۴۴/۵۰ کیلوگرم در بهترین حالت و همچنین به طور متوسط نیز مقدار وزن سازه از ۷۶۱۷/۲۳ کیلوگرم به ۲۹۵۷/۲ کیلوگرم کمینه می‌یابد.



شکل (۳). نسبت تنش‌های ایجاد شده در تیرها و ستون‌ها برای مدل اول تنش مجاز (I section)

برای مشخص شدن بازدهی الگوریتم می‌توانیم به مقادیر نسبت تنش‌ها موجود در مقاطع به تنش قابل تحمل آن‌ها توجه کرد. با توجه به اینکه در این مدل شش تیر با دو تیپ متفاوت در نظر گرفته شده است، میزان میانگین نسبت تنش موجود به تنش قابل تحمل تیرها در شکل شماره ۳ آورده شده است.

همچنین حداکثر تنش‌های ایجاد شده در ستون‌ها در چهار تیپ متفاوت در شکل ۳ نشان داده شده است. همانطور مشاهده می‌نماییم، نسبت تنش ایجاد شده در تیرها و ستون‌ها موید استفاده حداکثری از ظرفیت این مقاطع بوده که نشان از مطلوب بودن در عملیات بهینه‌سازی است. [۱۸]

جدول (۲). مشخصات تیپ تیرها (۳ طبقه) - تنش مجاز

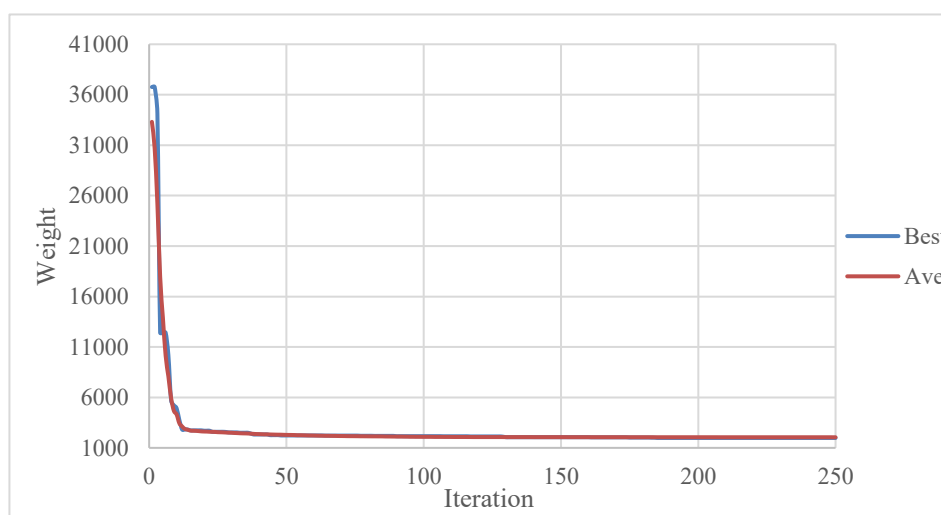
Type	I section	Stress ratio
1	IPE270	0.96
2	2IPE140	0.94

جدول (۳). مشخصات تیپ ستون‌ها (۳ طبقه) - تنش مجاز

Type	I section	Stress ratio
1	IPB 160-120*15	0.96
2	IPB 180-150*18	0.98
3	IPB 160-120*12	0.70
4	IPB 160-120*12	0.68

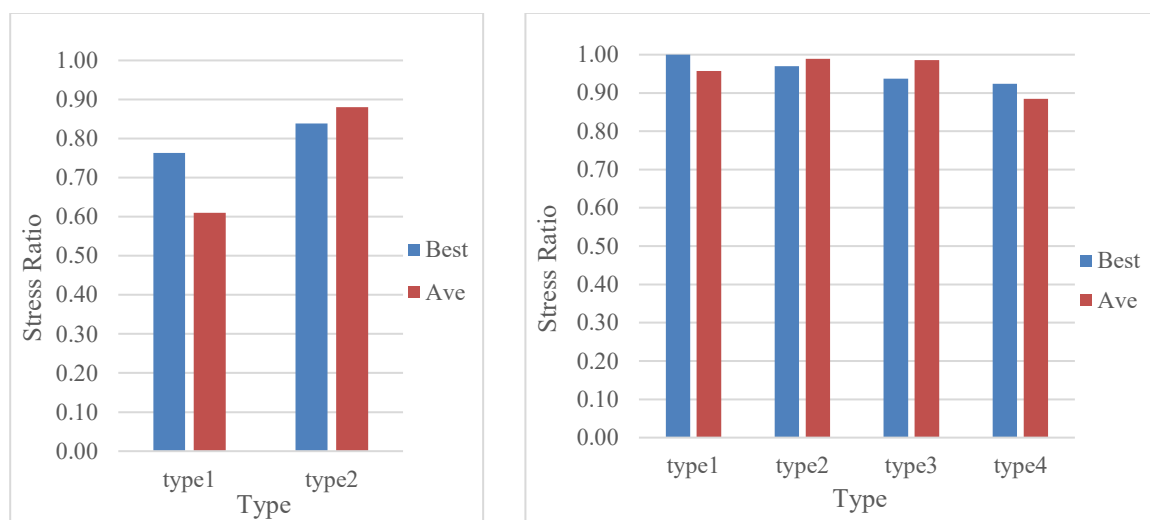
مقاطع W شکل - نمونه اول:

Best Weight	2744.50 kg
Worst Weight	4745.90 kg
Ave Best Weigh	2957.20 kg
Displeacment	2.91 cm



شکل (۴). روند بهینه سازی مدل اول به روش تنش مجاز (W section)

در حالت ASD با مقاطع W section در سازه ۳ طبقه وزن از مقدار ۳۶۷۶۳ کیلوگرم به مقدار ۱۹۸۳/۹۰ کیلوگرم در بهترین حالت و همچنین به طور متوسط نیز مقدار وزن سازه از ۳۳۳۱۳/۲۰ کیلوگرم به ۲۰۴۷/۹۵ کیلوگرم کمینه می‌یابد. برای مشخص شدن بازدهی الگوریتم می‌توانیم به مقادیر نسبت تنش‌ها موجود در مقاطع به تنش قابل تحمل آن‌ها توجه کرد. در نتیجه خواهیم داشت:



شکل (۵). نسبت تنش‌های ایجاد شده مقاطع برای مدل اول در حالت تنش مجاز (W section)

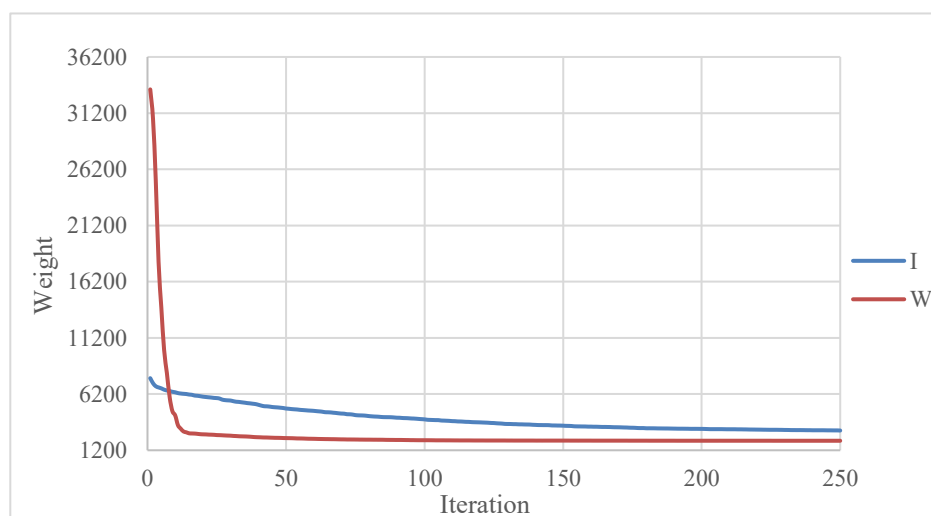
جدول (۴). مشخصات تیپ تیرها (۳ طبقه) - مقتنش مجاز

Type	W section	Stress ratio
1	W12×19	0.76
2	W8×10	0.84

جدول (۵). مشخصات تیپ ستون‌ها (۳ طبقه) - تنش مجاز

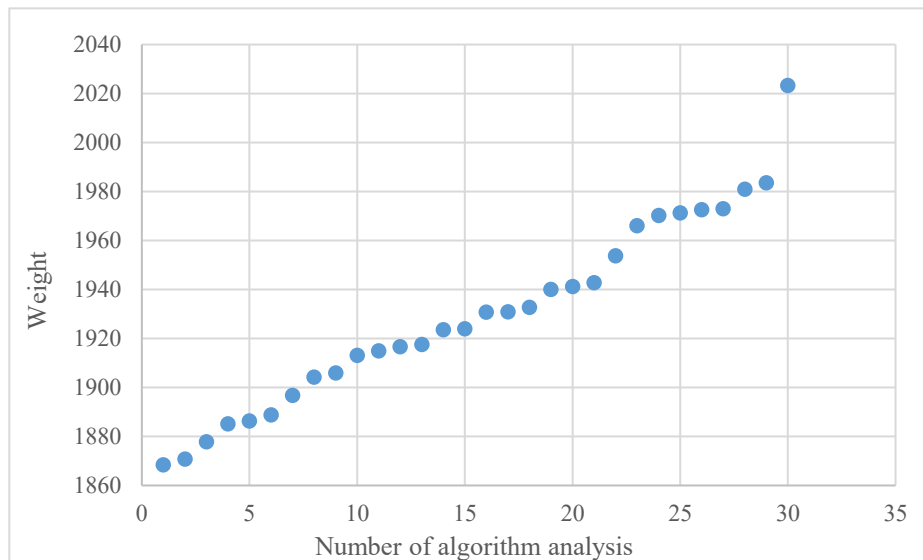
Type	W section	Stress ratio
1	W8×31	1.00
2	W10×60	0.97
3	W8×24	0.94
4	W8×24	0.92

Best Weight	1983.90 kg
Worst Weight	36763.00 kg
Ave Best Weight	2047.95 kg
Displeacment	3.13 cm



شکل (۶). نمایش مقایسه روند بهینه سازی مدل اول برای مقاطع I و W (تنش مجاز)

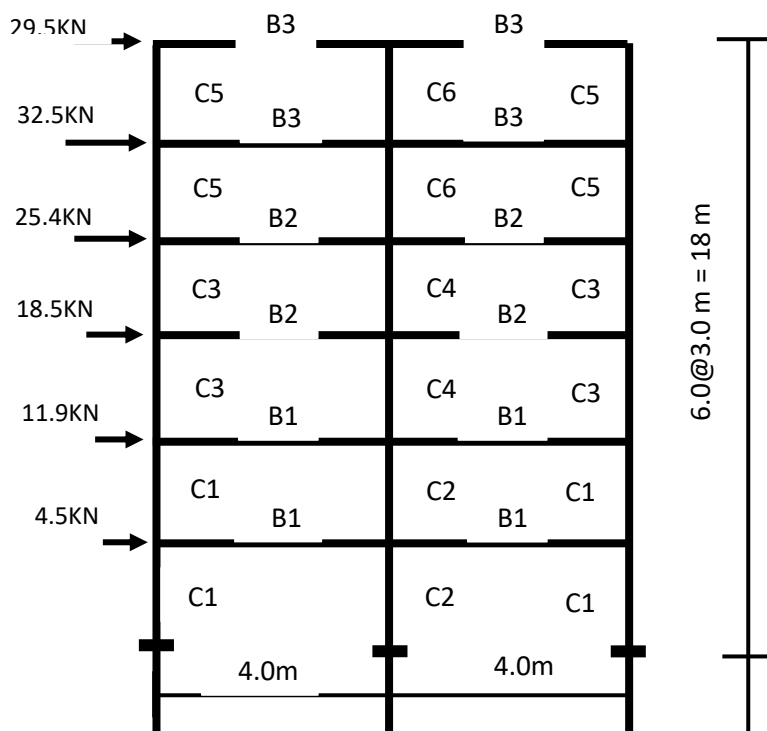
مقایسه وزن مقاطع I با W شکل در حالت ASD به صورت زیر می باشد:



شکل (۷). ۳۰ مرتبه تحلیل برای حالت تنش مجاز (۳ طبقه) W-

نمونه دوم

همانند مثال اول طول دهانه ها ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر برای این مثال نیز در نظر گرفته شده است. با توجه به تعداد تیرها و ستون ها، سه تیپ برای تیرها و شش تیپ برای ستون ها لحاظ شده است. بارهای ثقیلی شامل بار زنده و بار مرده همانند مثال قبل بوده و هیچ تفاوتی نکرده است. مقادیر بارهای جانبی و نحوه تیپ بندی تیرها و ستون ها در شکل (۸) آورده شده است. برای مشخص شدن بهتر موضوع مقادیر تنش وارده بر تیرها و ستون ها نیز به صورت مجزا و در اشکال مختلف آورده شده است. مقادیر مجاز جابجایی به صورت زیر محاسبه شده است.



شکل (۸). نمایش مدل دوم مورد بررسی

مدل دوم (دو دهانه، شش طبقه):

محاسبات بار زلزله [۲۱]

$$H=18m : T = 0.08H^{0.75} = 0.08 \times 18^{0.75} = 0.699 s$$

$$A=0.3, I=1, II \text{ نوع زمین}$$

$$T_0=0.1, T_S=0.5, S=1.5, S_0=1$$

$$B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_S}{T} \right) = 1.788, N=1, B=B.N=1.788, R_U=5$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 1.788 \times 1}{5} = 0.107$$

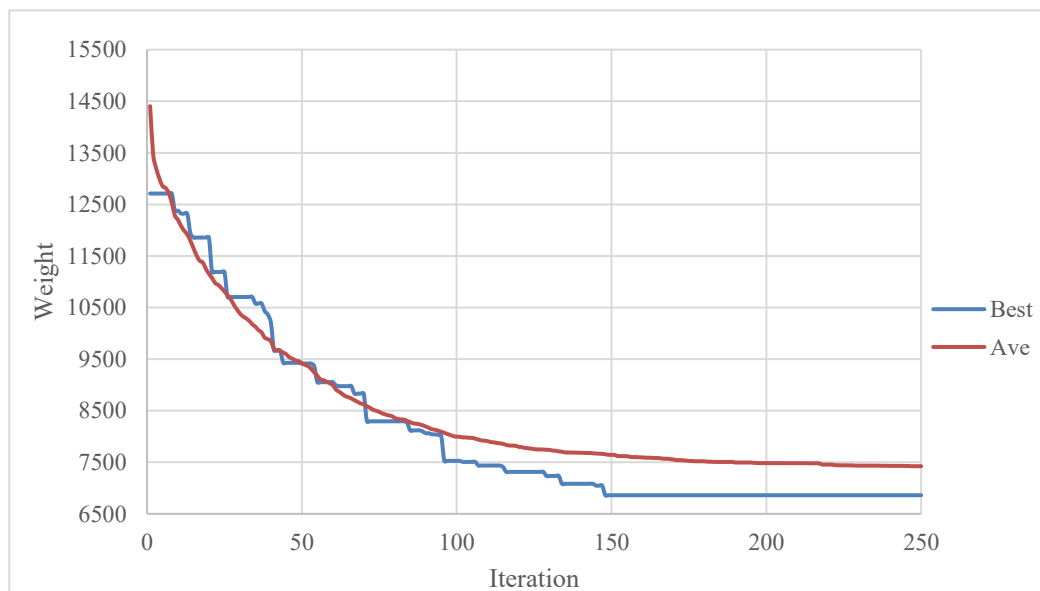
$$W = (0.2 \times 200 + 550) \times 5 \times 8 \times 8 + (0.2 \times 150 + 500) \times 8 \times 8 + (3 \times (6 - 1)) \times 4 \times 8 \times 250 = 342.72 \text{ ton}$$

$$K=0.5T+0.75=1.099, V = C.W = 0.107 \times 342.72 = 36.67$$

$$f_i = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i}, F=f_i.V$$

جدول (۶). نیروهای جانبی وارد بر سازه

طبقه	نیروی وارد بر طبقه	نیروی وارد بر قاب	نیروی وارد بر گره
۱	۱/۳۴	۰/۴۵	۰/۱۵
۲	۳/۵۶	۱/۱۹	۰/۴
۳	۵/۵۶	۱/۱۹	۰/۴
۴	۷/۶۲	۲/۵۴	۰/۸۵
۵	۹/۷۴	۳/۲۵	۱/۰۸
۶	۸/۸۵	۲/۹۵	۰/۹۸

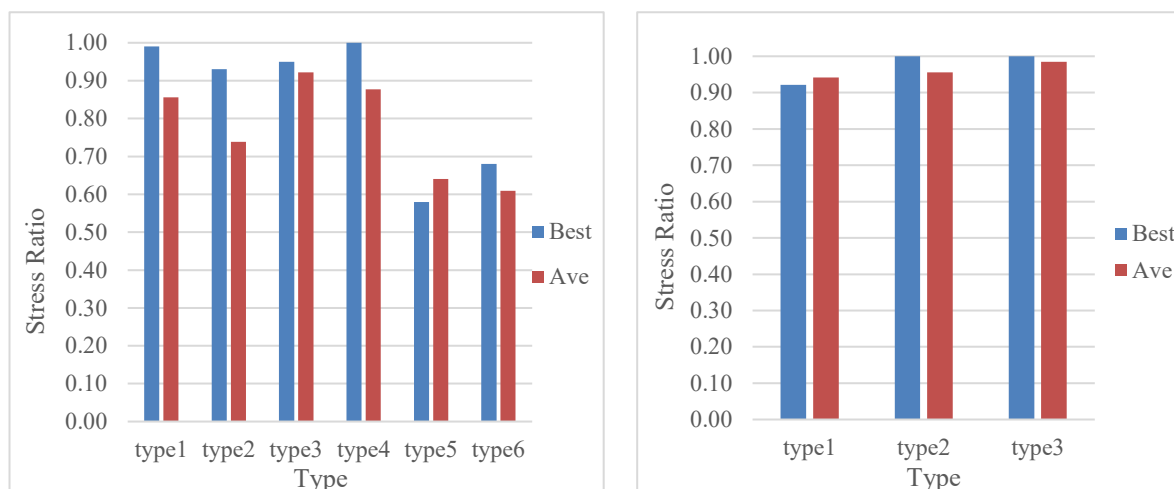


شکل (۹). نمایش روند بهینه‌سازی نمونه دوم تنش مجاز (I section)

در حالت تنش مجاز با مقاطع I section در سازه ۶ طبقه وزن از مقدار ۱۲۷۱۰ kg به مقدار ۶۸۶۱ kg در بهترین حالت و همچنین به طور متوسط نیز مقدار وزن سازه از ۱۴۴۰۴ kg به ۷۴۲۳ kg کمینه یافت.

در شکل شماره ۱۰ و ۱۱ مقادیر میانگین تنش‌های تیرها و ستون‌ها برای نمونه اول روش ASD معرفی شده است. نسبت تنش‌های بدست آمده در هر دو حالت مقادیر مطلوبی بوده به گونه‌ای که تقریباً از تمامی ظرفیت ستون‌ها به تیرها به استفاده شده

است. مطابق شکل ارائه شده کمترین تنش در تیرها مربوط به تیپ یک بوده که تنش محاسبه شده برای آنها ۰.۹۲ می باشد. این در حالی است که بیشترین تنش به وجود آمده مربوط به تیپ های دو و سه است که تنش معادل ۱.۰۰ دارند. برای ستون ها نیز به ترتیب بیشترین و کمترین میزان تنش معادل ۱.۰۰ و ۰.۵۸ می باشد که مربوط به تیپ چهارم و پنجم در این گروه است. [۲۰]



شکل (۱۰). نسبت تنش های ایجاد شده در ستون ها (I section) شکل (۱۱). نسبت تنش های ایجاد شده در تیرها (I section)

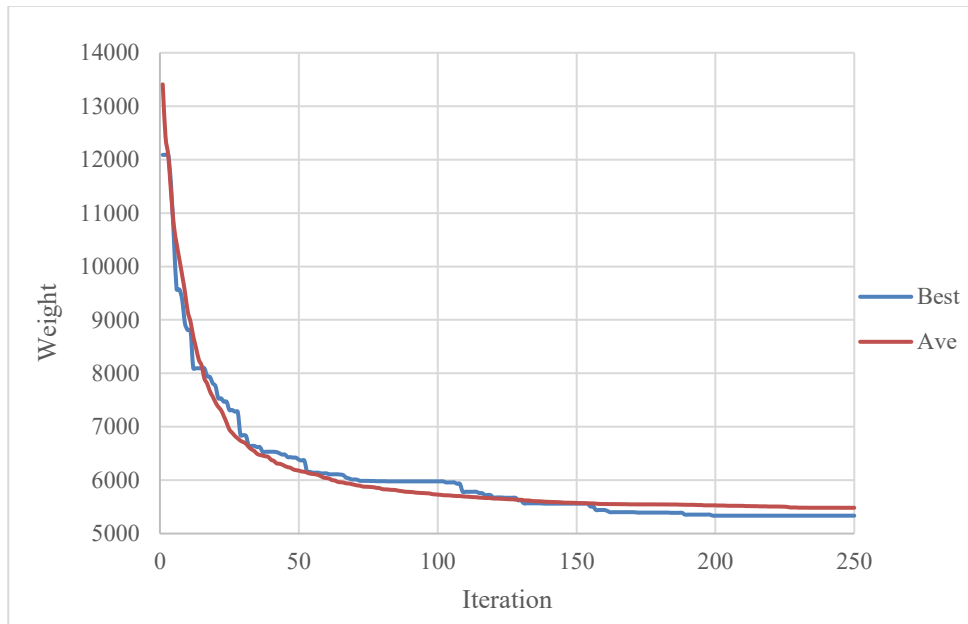
جدول (۷) مشخصات تیپ تیرها (۶ طبقه) - ASD

Type	I section	Stress ratio
1	IPB 180-150*18	0.99
2	IPB 260-230*15	0.93
3	IPB 180-150*12	0.95
4	IPB 180-150*18	1.00
5	IPB 180-150*12	0.58
6	IPB 180-150*18	0.68

جدول (۸) مشخصات تیپ ستون ها (۶ طبقه) - ASD

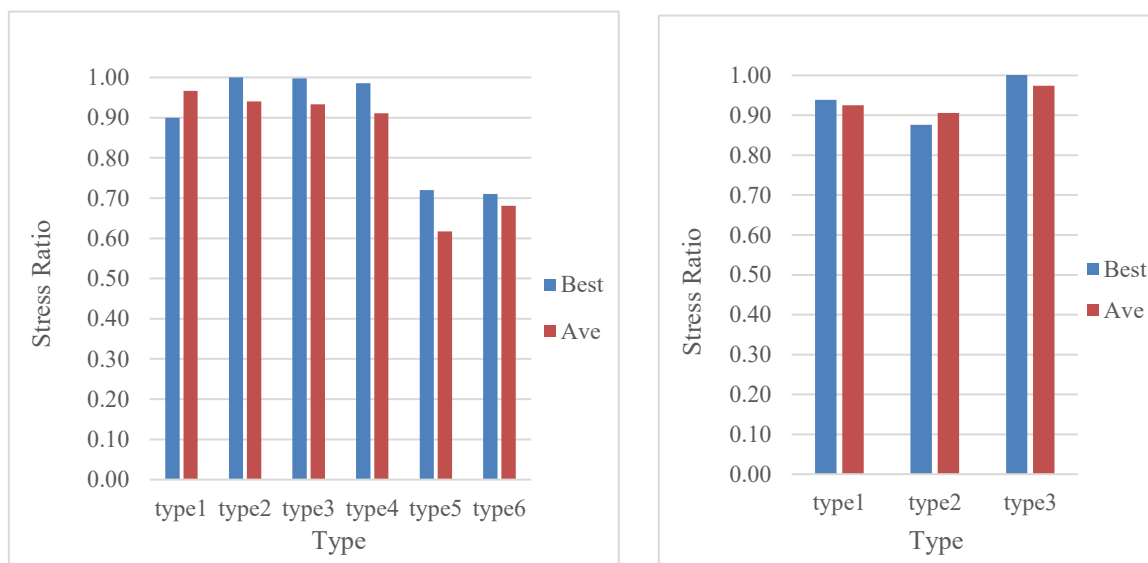
Type	I section	Stress ratio
1	IPE330	0.92
2	IPE300	1.00
3	IPE220	1.00

Best Weight	6861 kg
Worst Weight	12710 kg
Ave Best Weight	7423 kg
Displacement	5.84 cm



شکل (۱۲). نمایش روند بهینه سازی نمونه دوم در حالت تنش مجاز (W section)

در حالت مقاومت نهایی با مقاطع W section در سازه ۶ طبقه وزن از مقدار ۱۲۰۸۹ کیلوگرم به مقدار ۵۳۳۵ کیلوگرم در بهترین حالت و همچنین به طور متوسط نیز مقدار وزن سازه ۱۳۴۰۹ کیلوگرم به ۵۴۸۳ کیلوگرم کمینه یافت.



شکل (۱۳). نسبت تنش‌های ایجاد شده در تیرها و ستون‌ها (W section)

جدول (۹). مشخصات تیپ تیرها (۶ طبقه) - تنش مجاز

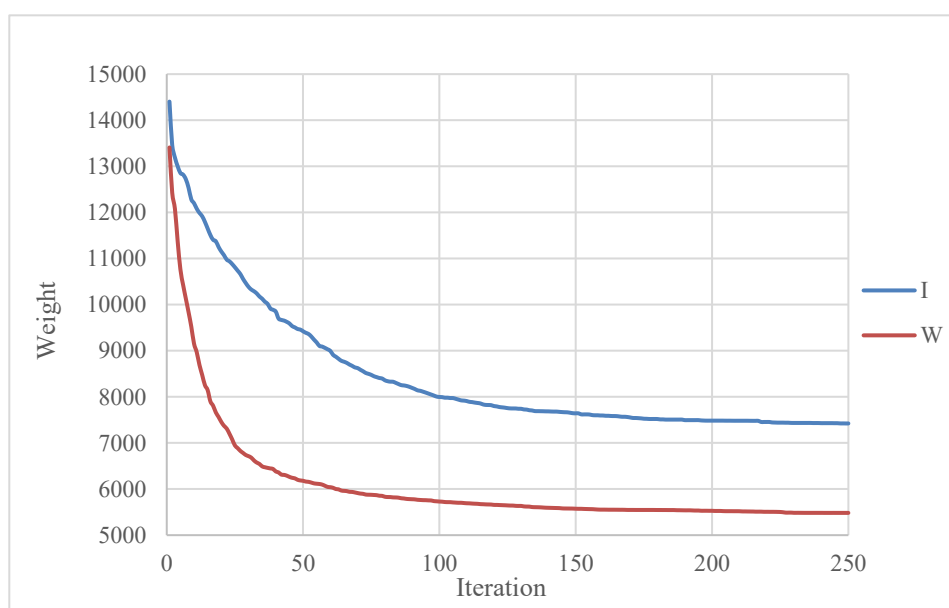
Type	W section	Stress ratio
1	W16X26	0.94
2	W16X26	0.88
3	W12X14	1.00

جدول (۱۰). مشخصات تیپ ستون‌ها (۶ طبقه) - تنش مجاز

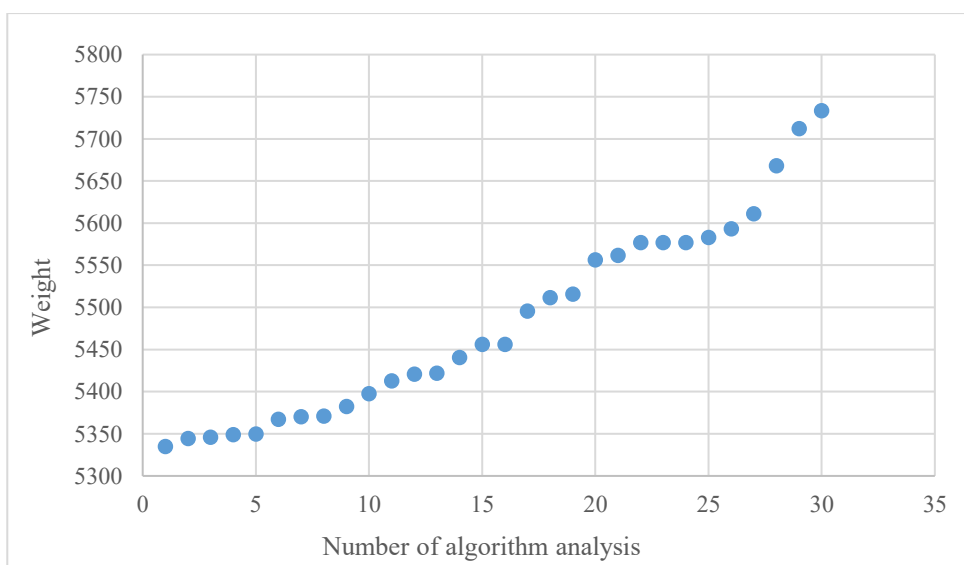
Type	W section	Stress ratio
1	W24X68	0.90

2	W12X53	1.00
3	W14X34	1.00
4	W18X50	0.99
5	W8X31	0.72
6	W21X50	0.71

Best Weight	5335 kg
Worst Weight	12089 kg
Ave Best Weight	5483 kg
Displacement	8.37 cm



شکل (۱۴). نمایش مقایسه روند بهینه سازی مدل اول برای مقاطع I و W (تنش مجاز)



شکل (۱۵). ۳۰ مرتبه تحلیل برای حالت تنش مجاز w (۶ طبقه)

نتیجه‌گیری

برای مشخص شدن نحوه عملکرد الگوریتم هر کدام از مدل‌ها، نمودارهای وزن سازه نسبت تعداد تکرار و همچنین تعداد فراخوانی تابع هدف جمع آورده شده است. علاوه بر آن نسبت تنش‌های هر تیپ تیر و ستون برای هر مدل به صورت جداگانه آورده شده است.

در نهایت هزینه سازه، نسبت تنش‌ها و تغییر مکان نحوه عملکرد مطلوب الگوریتم را هویدا می‌سازد. همچنین می‌توان دریافت با انجام تحلیل‌های مختلف اطمینان حاصل شد که الگوریتم به جمعیت اولیه وابستگی بسیار کمی از خود نشان می‌دهد، که این امر را می‌توان یکی از مزایای این الگوریتم به شمار آورد.

به طور کلی می‌توان نتایج بدست آمده در طی انجام بهینه‌سازی را به صورت زیر ارائه کرد:

۱- مقادیر تنش‌ها در تیرها و ستون‌ها موید این نکته است که در روش LRFD از تمام ظرفیت مقطع استفاده شده است که این امر غایت نهایی الگوریتم به شمار می‌رود.

۲- با توجه به نمودارهای ارائه شده در رابطه با نحوه عملکرد الگوریتم، می‌توان به این نتیجه اذعان داشت که الگوریتم در بهینه‌های محلی متوقف نشده و بهینه کلی را به دست آورده است.

۴- در مقایسه بهینه‌سازی با استفاده از مقاطع I section و W section به روش LRFD، می‌بینیم در هر دو نمونه ما شامل سازه با ارتفاع کم و متوسط بودند، مقاطع W section عملکرد بهتری نسبت به مقاطع I section از خود نشان دادند و سازه سبک تری را ارائه کردند.

منابع و مراجع

- [1] Kaveh, A., Farahmand Azar, B., Hadidi, A., Rezazadeh Sorochi, F., and Talatahari, S., 2010, Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.66, pp.566-574.
- [2] Kaveh, A., and Talatahari, S., 2010, An improved ant colony optimization for the design of planar steel frames, *Engineering Structures*, Vol.32, pp.864-873.
- [3] Sadik, O., Degertekin, M. and Hayalioglu, S., 2010, Harmony search algorithm for minimum cost design of steel frames with semi-rigid connections and column bases, *Industrial Application*, Vol.42, pp.755-768.
- [4] Prakash, K., Brian, H. and Abhinav, G., 2011, A genetic algorithm for design of momentresisting steel frames, *Industrial Application*, Vol.44, pp.559-574.
- [5] Vedat Togan, 2012, Design of planar steel frames using Teaching-Learning Based Optimization, *Engineering Structures*, Vol.34, pp.225-232.
- [6] Dog'an, E., and Saka, M. P., 2012, Optimum design of unbraced steel frames to LRFD-AISC using particle swarm optimization, *Advances in Engineering Software*, Vol.46, pp. 27-34.
- [7] Kaveh, A. and Talatahari, S., 2012, Charged system search for optimal design of frame structures, *Applied Soft Computing*, Vol.12, pp.382-393.
- [8] Kaveh, A., and Zakian, P., 2013, Optimal design of steel frames under seismic loading using two meta-heuristic algorithms, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.82, pp.111-130.
- [9] Yanglin, G., Yusong, X., and Lei, X., 2013, Optimal capacity design of eccentrically braced steel frameworks using nonlinear response history analysis, *Engineering Structures*, Vol.48, pp.28-36.
- [10] M. Kociecki, H. Adeli, Two-phase genetic algorithm for topology optimization of free-form steel space-frame roof structures with complex curvatures, *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 32 (2014) 218-227.
- [11] Kaveh, A., and Nasrollahi, A., 2014, Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization, *Applied Soft Computing*, Vol.22, pp.213-221.
- [12] C.-S. Kao, I. Yeh, Optimal design of reinforced concrete plane frames using artificial neural networks, *Computers and Concrete*, 14(4) (2014) 445-462.
- [13] Maheri, M. R., and Narimani, M. M., 2014, An enhanced harmony search algorithm for optimum design of side sway steel frames, *Computers and Structures*, Vol.136, pp.78-89.
- [14] S. Gholizadeh, Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network, *Advances in Engineering Software*, 81 (2015) 50-65.
- [15] D.T. Phan, J.B. Lim, T.T. Tanyimboh, A. Wrzesien, W. Sha, R. Lawson, Optimal design of cold-formed steel portal frames for stressedskin action using genetic algorithm, *Engineering*
- [16] Afzali, S. H., Darabi, A. and Niazkar, M., 2016, Steel Frame Optimal Design Using MHBMO Algorithm, *Steel Structures*, Vol.16, No.2, pp.455-465.
- [17] Ekici, B., Cubukcuoglu, C., Turrin, M., & Sariyildiz, I.S. (2018). Performative computational architecture using swarm and evolutionary optimisation: A review. *Building and environment*, 147, 356-371.
- [۱۸] بحرینی پورسیرجانی، محسن و رباطی، امیر، ۱۳۹۷، بهینه سازی وزنی قاب خمشی فولادی بر پایه الگوریتم ژنتیک، سومین کنفرانس بین المللی عمران، معماری و طراحی شهری، تبریز
- [۱۹] سپهری منش، مصطفی و احمدی ندوشن، بهروز و رحیمی بندرآبادی، حسینعلی، ۱۳۹۹، بهینه سازی سازه‌های فضاکار با استفاده از الگوریتم ژنتیک بر اساس نظریه قابلیت اعتماد، دوازدهمین کنگره ملی مهندسی عمران، تبریز
- [۲۰] محمدی فرسام، مهدی و عدل پرور، محمدرضا و محمودآبادی، مسعود، ۱۳۹۶، بهینه سازی قاب‌های فولادی با الگوریتم ژنتیک و تحلیل LRFD، کنفرانس بین المللی عمران، معماری و شهرسازی ایران معاصر، تهران
- [۲۱] این نامه زلزله، استاندارد ۲۸۰۰
- [۲۲] مبحث ۱۰، مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی