

مقایسه بهینه‌سازی قاب‌های فولادی به روش LRFD 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

در چند دهه اخیر استفاده از الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی سازه‌ها مورد توجه بسیاری بوده و سازه‌های فولادی و بتنی با هدف بهینه‌سازی وزن مورد بررسی قرار گرفته‌اند. اما بهینه‌سازی سازه‌های فلزی با تحلیل‌های جدید از جمله تحلیل LRFD یکی از چالش‌های جدید در این زمینه است. در این مقاله تابع هدف وزن سازه بوده که در رابطه مستقیم هزینه آن قرار دارد. مدل‌های طراحی به صورت مجزا بهینه‌شده و با استفاده از الگوریتم ژنتیک و با تحلیل LRFD 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 آیین‌نامه‌ای 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 LRFD.

مقدمه

بهینه سازی به فرآیندی گفته می‌شود که طی آن چیزی را بهبود می‌بخشیم. مهندسان و دانشمندان از بهینه سازی برای بهبود و پیشرفت ایده های تازه خود استفاده می‌کنند. به عبارت دیگر، بهینه‌سازی یعنی آزمودن حالت های مختلف روی یک ایده‌ی اولیه و استفاده از اطلاعات بدست آمده جهت بهبود آن ایده. 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.

بهینه سازی سازه ها با در نظر گرفتن شرایط و محدودیت های موجود یا همان توابع قید همواره یکی از اهداف مهندسان و طراحان بوده است. در حالت کلی تعداد طرح هایی که معیارهای پذیرفتنی طراحی را تأمین می کنند 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 تصمیم گیری است. اگرچه تجربه، نقش انکارناپذیری در اتخاذ یک تصمیم مناسب ایفاء می کند ولی با این وجود تکنیک های بهینه سازی امکان تصمیم گیری مناسب را براساس اصول منطقی و در یک چارچوب نظام مند و سیستماتیک فراهم می سازد.

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

کریپاکاران و همکاران در سال (۲۰۱۱) با استفاده از الگوریتم ژنتیک به بهینه سازی قاب های فولادی با دو روش متفاوت پرداختند [۴]. همچنین در سال (۲۰۱۲) توگان با هدف مینیمم کردن وزن قاب های فولادی دو بعدی از الگوریتم دانش و یادگیری مبتنی بر بهینه سازی استفاده کرد [۵]. ساکا و دوگان در سال (۲۰۱۲) از الگوریتم های ازدحام ذرات، ژنتیک و جستجوی هارمونی برای بهینه سازی 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 قاب های دو بعدی و سه بعدی استفاده کردند [۷].

در سال (۲۰۱۳) کاوه و زاکیان طراحی بهینه ی قاب های 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 لرزه ای و ماکزیمم کردن انرژی جذب شده توسط اعضای فیوز در مهاربندها از الگوریتم ژنتیک و الگوریتم بهینه سازی زنبورعسل برای طراحی ظرفیت بهینه ی یک قاب فولادی مهاربندی شده با مهاربند واگرا استفاده کردند [۹].

در همین سال کوکینکی و عادل از الگوریتم ژنتیک دو فازی برای بهینه سازی سازه های سه بعدی سقفی فضاکار فولادی استفاده شده است. این سازه ها دو مورد از ۱۳ ایستگاه قطاری هستند که اعضای آن ها علاوه بر خمش و بارهای محوری، تحت اثر پیچش نیز قرار میگیرند. این بهینه سازی 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 بهینه سازی قاب های فولادی دو بعدی با اتصالات نیمه صلب استفاده کردند [۱۱]. همچنین در سال (۲۰۱۴) چین شنگ کائو و آیچنگ یه، ابتدا تعداد زیادی ساختمان های 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 الگوریتم های تکاملی، وزن این مدل تقریبی را بهینه کرده اند [۱۲]. در سال (۲۰۱۴) نریمانی و ماهری با هدف مینیمم کردن وزن قاب های فولادی دو بعدی و سه بعدی از الگوریتم های فرااکتشافی مبتنی بر بهینه سازی استفاده کردند [۱۳]. قلی زاده در سال (۲۰۱۵) الگوریتم کرم شب تاب اصلاح شده را برای بهینه سازی 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 مینیمم کردن وزن قاب های فولادی دو بعدی در سال (۲۰۱۶) استفاده کردند [۱۶]. همچنین اکیچی و همکاران در سال (۲۰۱۸) در تحقیقی با عنوان «مروری بر استفاده از الگوریتم های هوش جمعی و تکاملی در معماری محاسباتی عملکردی» پس از بررسی تحقیقات به ارائه ی اطلاعات آماری مختلف از جمله نوع الگوریتم ها و تقسیم بندی رویکردها در حوزه های پایداری، هزینه، عملکرد و سازه میپردازند و بیان میکنند که تمرکز بیشتر تحقیقات در حوزه ی پایداری است [۱۷].

برای بهینه سازی 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 جابه جایی سازه با دو مقطع I و W با استفاده از الگوریتم ژنتیک است که با توجه به محدودیت های در روش طراحی LRFD بدست خواهند آمد که نتایج هر کدام ارائه می گردد. شایان ذکر است که بهینه سازی سازه های فولادی با الگوریتم های مختلفی و با استفاده از تحلیل حالات حدی مرسوم بوده است که ما در این مقاله از این روش ها بهره برده ایم.

فرآیند بهینه سازی

تعریف تابع هدف

در این مقاله تابع هدف معرفی شده، وزن سازه (که رابطه مستقیمی با هزینه سازه دارد) می باشد 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 می باشند. همچنین باید به این نکته نیز توجه داشت که موارد و محدودیت های مشخص شده در آیین نامه ۲۸۰۰ و همچنین آیین 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 ستون ها در برابر اثر توام لنگر خمشی و نیروی محوری به صورت همزمان مورد ارزیابی قرار گرفته اند. محدودیت های مدل بهینه سازی همان ضوابط طراحی بر اساس ضوابط تحلیلی LRFD است [۱۸].

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

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

معرفی تابع جریمه

تابع هدف باید به گونه ای تعریف شود که همه قیود مانند تنش های موجود در هر یک از المان ها و تغییر مکان جانبی ارضاء شوند. از طرف دیگر باید محدودیت های مربوط به تغییر شکل سازه نیز رعایت گردد. از نظر اجرایی باید ستون های طبقات پایین ابعاد بزرگتری نسبت به ستون های طبقات بالا داشته باشند. سایر محدودیت های مربوط به آیین نامه نیز باید مدنظر قرار گیرد. در صورتی که این قیود ارضا نگردند، توابع هدف (هزینه) جریمه می شوند. با این روش علاوه بر ساده کردن تابع هدف، محدودیت های لازم به گونه ای اعمال می شوند که هزینه سازه و یا جابجایی آن افزایش یابد و به صورت خودکار پاسخ های دارای جریمه به عنوان پاسخ بهینه انتخاب نشوند. روش های زیادی در معرفی تابع جریمه تا کنون 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 [۱۸].

معرفی الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک یکی از الگوریتم‌های فرااکتشافی است که در دهه های اخیر مورد استقبال بسیاری از محققان قرار گرفته است. از این الگوریتم برای حل مسائل مختلف بهینه‌سازی در حوزه‌های مختلفی همچون مسائل اقتصادی، مسائل مهندسی و غیره استفاده شده است. از الگوریتم ژنتیک برای حل مسائل تک هدفه استفاده می‌شود حال آنکه در این مقاله تلاش شده است با ترکیب دو تابع هدف یک هدفه و انجام مکرر عملیات بهینه‌سازی، مساله تک هدفه به یک مساله دو هدفه تبدیل شده و حل شود.

در الگوریتم ژنتیک از روش‌های متفاوتی برای انتخاب شایسته‌ترین افراد و انتقال آن‌ها به نسل بعدی و تشکیل جمعیت بهتر استفاده می‌شود. از جمله این روش‌ها می‌توان به روش‌های تلفیق و جهش اشاره کرد. در روش تلفیق تعدادی از اعضای جامعه انتخاب شده و دو به دو با یکدیگر تلفیق می‌شوند تا ویژگی‌های آن‌ها با یکدیگر ادغام گردد و فرزندان بهتری برای نسل بعدی ایجاد شود. در عملگر جهش هم تعدادی از افراد جامعه انتخاب می‌شوند و برخی از ویژگی‌های آن‌ها دستخوش تغییر می‌شود تا آن فرد، به فرد بهتری تبدیل گردد.

تعداد افراد جامعه که برای عملگر تلفیق و جهش انتخاب می‌شوند بستگی به نوع مساله و تعداد جمعیت خواهد داشت. از طرف دیگر نحوه انتخاب افراد برای تلفیق و جهش هم مهم است. از جمله روش‌هایی که می‌توان به آن‌ها برای انتخاب بهترین‌ها اشاره کرد روش‌های roulette wheel ، tournament selection و random است. با سعی و خطا می‌توان بهترین روش را با توجه به نوع مساله برای انتخاب بهترین‌ها اختیار نمود. در این مساله روش roulette wheel بهترین عملکرد را نسبت به سایر روش‌ها از خود نشان می‌دهد. الگوریتم‌های ژنتیک معمولاً به عنوان یک شبیه‌ساز کامپیوتر که در آن جمعیت یک نمونه انتزاعی (کروموزوم‌ها) از نامزدهای راه‌حل یک مساله بهینه‌سازی به راه حل بهتری منجر شود، پیاده‌سازی می‌شوند.

در این مقاله با توجه به محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای تعدادی مقطع برای تیرها و ستون‌ها معرفی شده است که الگوریتم می‌کوشد با انتخاب بهترین مقاطع هزینه را به حداقل مقادیر ممکن برساند.

محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای

در آیین‌نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان محدودیت‌هایی برای مقاومت هر کدام از المان‌ها و همچنین نحوه قرارگیری المان‌ها و بررسی تنش هر یک از المان‌ها بیان شده است.

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

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

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

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

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (6)$$

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 [۱۹].

برای تیرهای نیز محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای 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. 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 بر پایه 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 توامان 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 آیین‌نامه تجاوز کند و نسبت تنشی بزرگتر از یک را نشان دهد برای آن ستون جریمه در نظر گرفته می‌شود. این روابط طبق آیین‌نامه به صورت زیر بیان شده است.

$$\frac{f_a}{FA} > 0.15 \quad \text{الف) در صورتی که} \quad (7)$$

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

$$F'_e = \frac{12}{23} \times \frac{\pi^2 E}{\lambda_b^2} \quad (8)$$

$$\frac{f_a}{0.6fy} + \frac{fb}{FB} \leq 1 \quad (9)$$

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

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

$$\frac{f_a}{FA} + \frac{fb}{FB} \leq 1 \quad (10)$$

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:

$$C_m = .6 - .4 \frac{M1}{M2} \geq .4 \quad (11)$$

در رابطه فوق $\frac{M1}{M2}$ نسبت لنگر کوچک به لنگر بزرگتر دوانتهای آزاده ستون بوده و مثبت است. 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. [۱۸]

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 آیین‌نامه از ترکیب بارهای زیر استفاده شده است.

$$U = D + 1.2L + 1.2E$$

$$U = 0.85D + 1.2E \quad (۱۲)$$

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

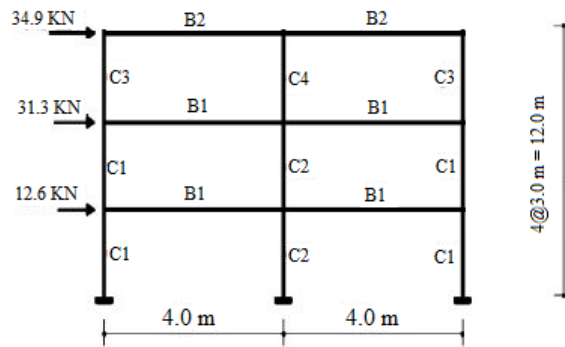
در این مقاله دو نمونه متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است تا عملکرد الگوریتم مورد سنجش قرار بگیرد. دو مدل مورد بررسی سازه‌های دو دهانه با سه و شش طبقه در نظر گرفته شده است تا هر کدام از نمونه‌ها به عنوان نماینده از سازه‌های با ارتفاع کم و متوسط باشند. ارتفاع طبقات معادل ۳ متر و طول دهانه‌ها نیز ۴ متر لحاظ 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 آیین‌نامه برای هر دو 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 ثقلی در قیل معرفی شده است و مقادیر بارهای جانبی هم در شکل ۱ نشان داده شده است. در این مثال دو تیر برای تیرها و چهار تیر برای ستون‌ها منظور شده است.



شکل (۱). نمایش مدل اول مورد بررسی

اطلاعات اولیه

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

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

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

$$LL_{\text{بام}}=250 \text{ kg/m}$$

$$E=2E6$$

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

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

زمین نوع II, $I=1$, $A=0.3$

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

$$B_I=2.5, N=1, B=B.N=2.5, R_U=5$$

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

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

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

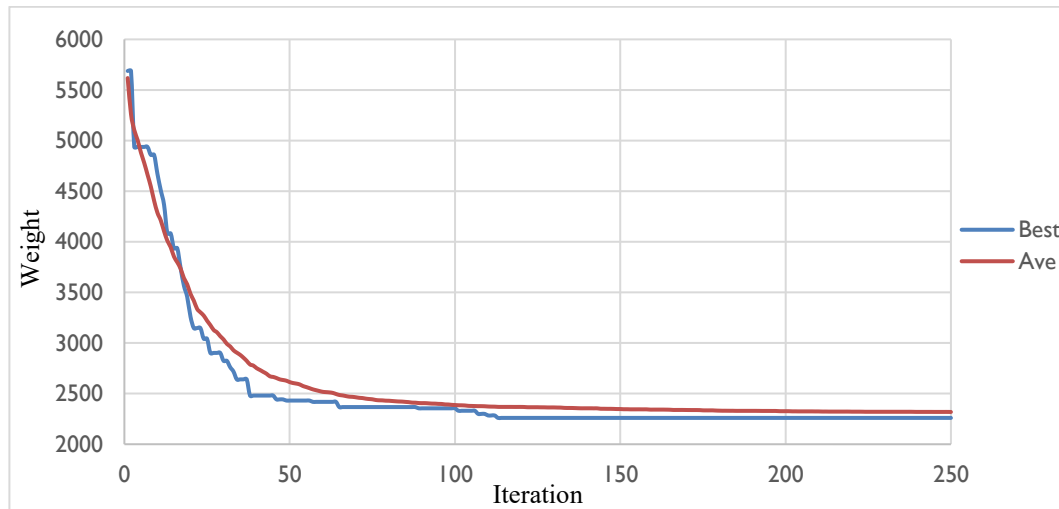
$$f_i = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i}, F = f_i \cdot V$$

جدول (۱). نیروهای جانبی وارد بر سازه

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

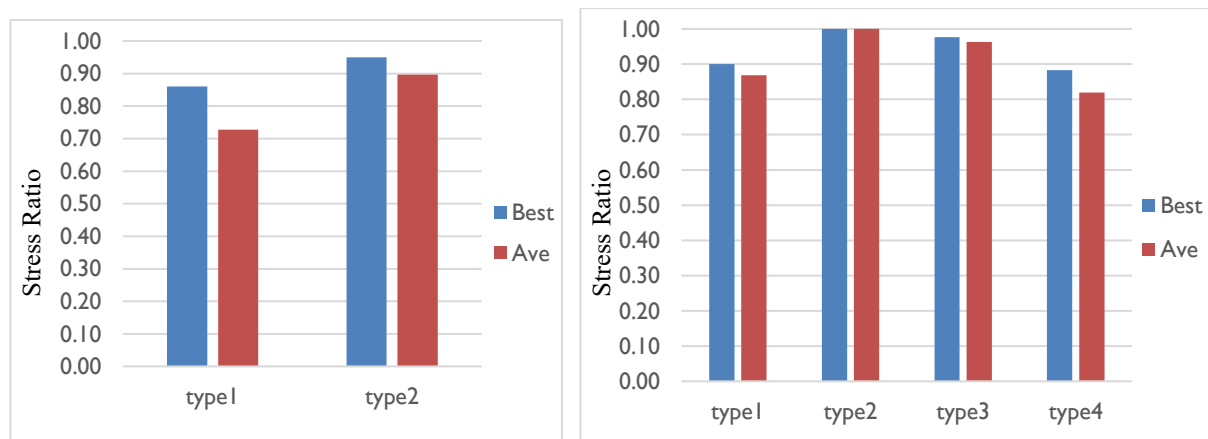
اشاره به این نکته ضروری است که با توجه به اینکه روش بهینه‌سازی، روشی فرااکتشافی است بنابراین نمی‌توان به طور قطع و یقین پس از اولین اقدام به بهینه‌سازی جواب‌های بدست آمده را بهترین پاسخها دانست. بنابراین برای حصول اطمینان از یافتن بهترین جوابها باید عملیات بهینه‌سازی چندین مرتبه تکرار شود. در این مقاله 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. [۱۸]



شکل (۲). نمایش روند بهینه سازی مدل اول به روش مقاومت نهایی (I section)

در حالت مقاومت نهایی با مقاطع I section در سازه ۳ طبقه وزن از مقدار ۵۶۸۷/۸ کیلوگرم به مقدار ۲۲۶۰/۳۰ کیلوگرم در بهترین حالت و همچنین به طور متوسط نیز مقدار وزن سازه از ۵۶۱۸ کیلوگرم به ۲۳۱۹ کیلوگرم کمینه می یابد.



شکل (۳). نسبت تنش‌های ایجاد شده در تیرها و ستون‌ها برای مدل اول مقاومت نهایی (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. نکته قابل توجه عملکرد بسیار مناسب الگوریتم در یافتن مقاطع مناسب ستون‌هاست. چرا که نسبت تنش ایجاد شده در ستون‌ها موید استفاده حداکثری از ظرفیت این مقاطع بوده که مطلوب هر عملیات بهینه‌سازی است. [۱۸]

جدول (۲). مشخصات تیپ تیرها (۳ طبقه) - مقاومت نهایی

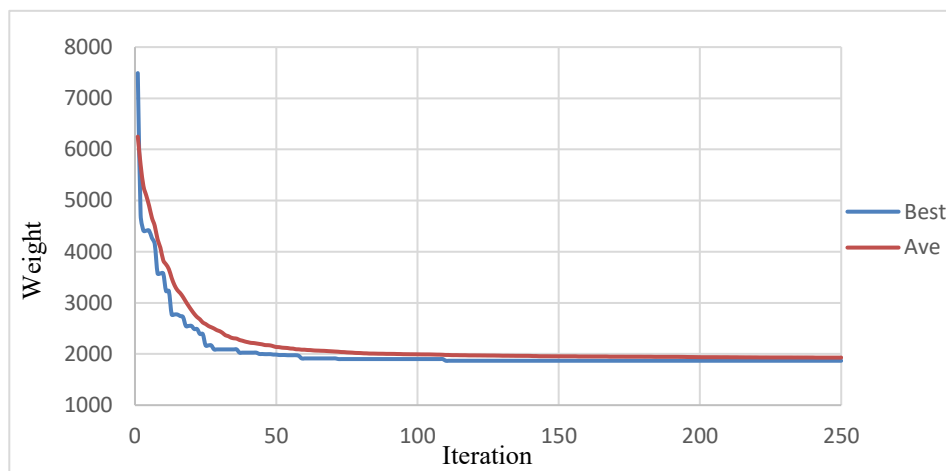
Type	I section	Stress ratio
1	IPE 240	0.86
2	IPE 160	0.95

جدول (۳). مشخصات تیپ ستون‌ها (۳ طبقه) - مقاومت نهایی

Type	I section	Stress ratio
1	IPB 220	0.90
2	IPB 220	1.00
3	IPB 140	0.98
4	IPB 180	0.88

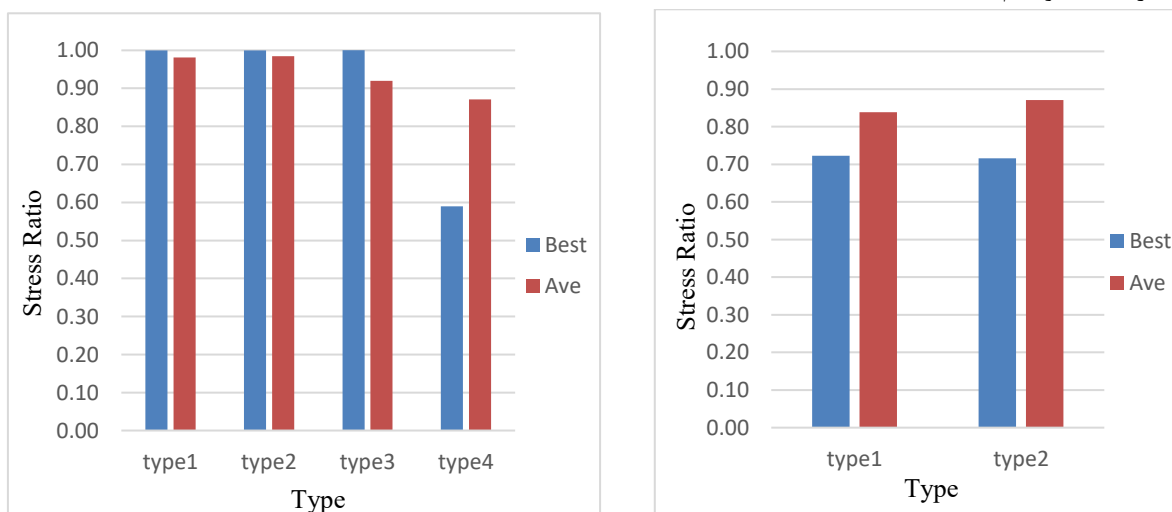
Best Weight	2260.30 kg
Worst Weight	5687.80 kg
Ave Best Weigh	2318.90 kg
Displeacment	4.01 cm

مقاطع W شکل - نمونه اول:



شکل (۴). روند بهینه سازی مدل اول به روش مقاومت نهایی (W section)

در حالت مقاومت نهایی با مقاطع W section در سازه ۳ طبقه وزن از مقدار ۷۴۹۱/۸۰ کیلوگرم به مقدار ۱۸۶۸/۴۰ کیلوگرم در بهترین حالت و همچنین به طور متوسط نیز مقدار وزن سازه از ۶۲۵۰/۹ کیلوگرم به ۱۹۳۰/۲ کیلوگرم کمینه می یابد. برای مشخص شدن بازدهی الگوریتم می توانیم 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 مقاومت نهایی (W section)

جدول (۴). مشخصات تیپ تیرها (۳ طبقه) - مقاومت نهایی

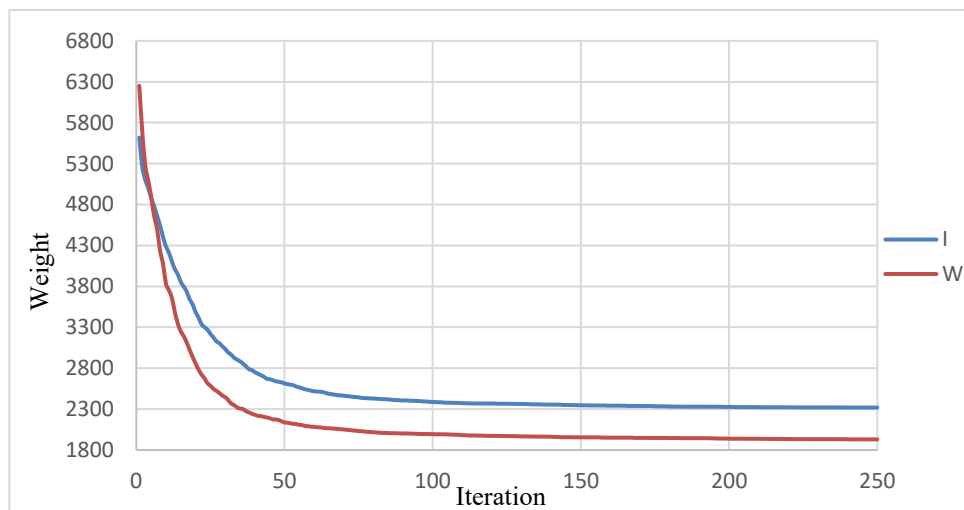
Type	W section	Stress ratio
1	W14×22	0.72
2	W12×14	0.72

جدول (۵). مشخصات تیپ ستون ها (۳ طبقه) - مقاومت نهایی

Type	W section	Stress ratio
1	W16×26	1.00
2	W18×50	1.00
3	W12×16	1.00
4	W16×26	0.59

Best Weight	1868.40 kg
Worst Weight	7491.80 kg
Ave Best Weight	1930.21 kg
Displacement	1.61 cm

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

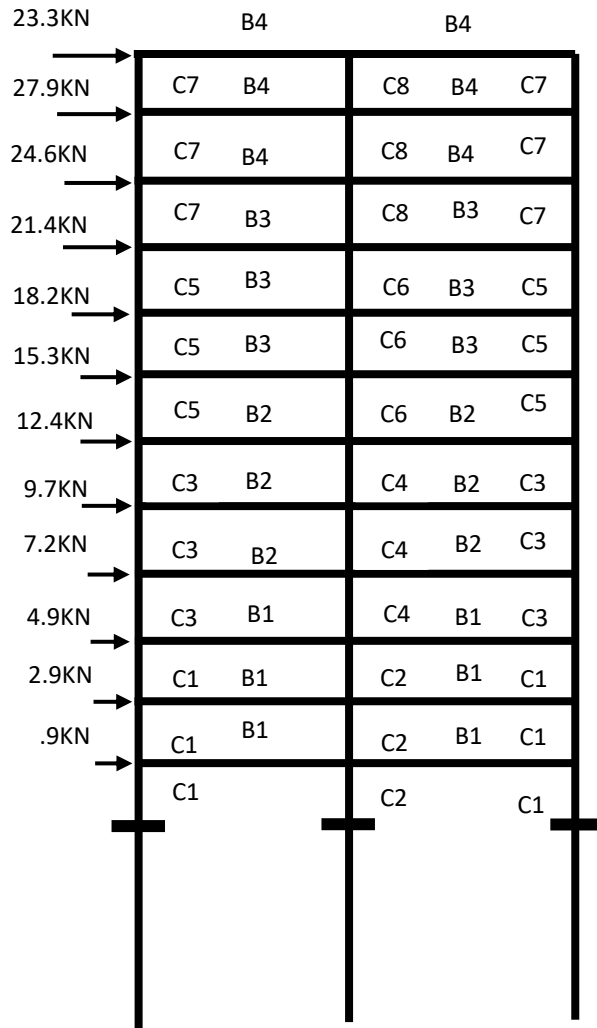


شکل (۶). نمایش مقایسه روند بهینه سازی مدل اول برای مقاطع I و W (مقاومت نهایی)

نمونه دوم

همانند مثال اول طول دهانه‌ها ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر برای این مثال نیز در نظر گرفته شده است. با توجه به تعداد تیرها و ستون‌ها، چهار تیپ برای تیرها و هشت تیپ برای ستون‌ها 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 تیپ‌بندی تیرها و ستون‌ها در شکل (۸) آورده شده است. برای مشخص شدن بهتر موضوع مقادیر تنش وارده بر تیرها و ستون‌ها نیز به صورت مجزا و در اشکال مختلف آورده شده است. مقادیر مجاز جابجایی به صورت زیر محاسبه شده است.

$$\begin{cases} \Delta m = 0.7R \Delta w \\ \Delta m < 0.02h \end{cases} \rightarrow \Delta w < \frac{0.02 \times 3600}{0.7 \times 5} = 20.57 \text{ cm}$$



شکل (۸). نمایش مدل دوم مورد بررسی

مدل دوم (دو دهانه، دوازده طبقه)

محاسبات بار زلزله

$$H=36m : T = 0.08H^{0.75} = 0.08 \times 36^{0.75} = 1.176 s$$

$A=0.3, I=1$, II زمین نوع

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

$$B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) = 1.06, N=1 \quad B=B_1.N=1.06 \quad R_U=5$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 1.06 \times 1}{5} = 0.0636$$

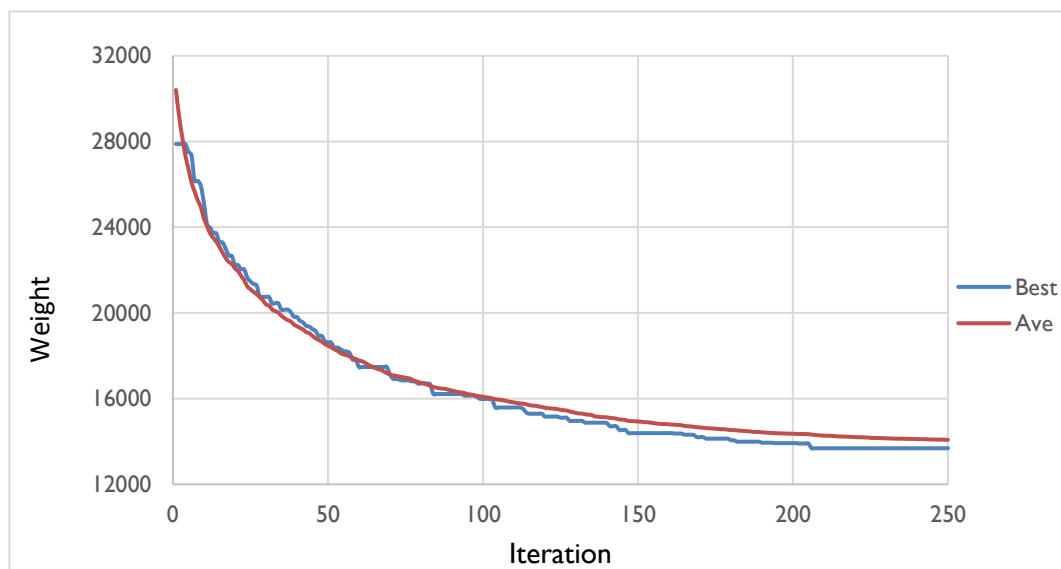
$$W = (0.2 \times 200 + 550) \times 5 \times 8 \times 8 + (0.2 \times 150 + 500) \times 8 \times 8 + (3 \times (6 - 1)) \times 4 \times 8 \times 250 = 713.28$$

$$K=0.5T+0.75=1.388 \quad V = C.W = 0.107 \times 342.72 = 36.67$$

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

جدول (۶). نیروهای جانبی وارد بر سازه

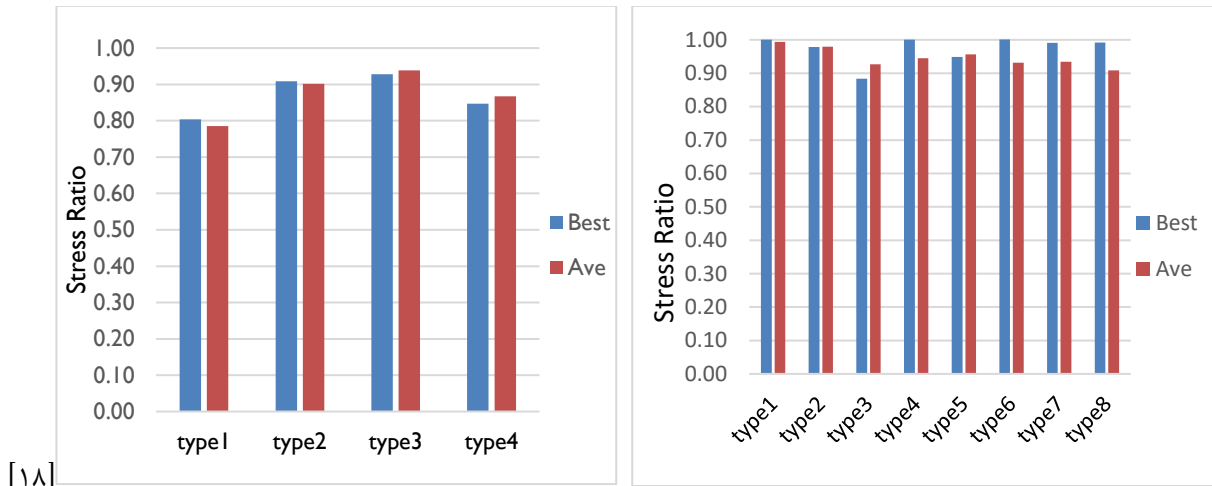
طبقه	نیروی وارد بر طبقه	نیروی وارد بر قاب	نیروی وارد بر گره
۱	۰/۲۷	۰/۰۹	۰/۰۳
۲	۰/۸۶	۰/۲۹	۰/۱
۳	۱/۴۷	۰/۴۹	۰/۱۶
۴	۲/۱۷	۰/۷۲	۰/۲۴
۵	۲/۹۲	۰/۹۷	۰/۳۲
۶	۳/۷۳	۱/۲۴	۰/۴۱
۷	۴/۵۸	۱/۵۳	۰/۵۱
۸	۵/۴۸	۱/۸۲	۰/۶۱
۹	۶/۴۱	۲/۱۴	۰/۷۲
۱۰	۷/۳۸	۲/۴۶	۰/۸۲
۱۱	۸/۳۸	۲/۷۹	۰/۹۳
۱۲	۷/۲	۲/۳۳	۰/۷۸



شکل (۹). نمایش روند بهینه‌سازی نمونه دوم مقاومت نهایی (I section)

در حالت مقاومت نهایی با مقاطع I section در سازه ۱۲ طبقه وزن از مقدار ۲۸۰۰۰ kg به مقدار حدود ۱۴۰۰۰ kg در بهترین حالت کمینه یافته است.

در شکل شماره ۱۰ مقادیر میانگین تنش‌های تیرها و ستون‌ها برای نمونه اول روش LFRD 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 بیشترین تنش در تیرها مربوط به طبقات هفتم، هشتم و نهم بوده که تنش محاسبه شده برای آنها ۰.۹۳ می‌باشد. این در حالی است که کمترین تنش به وجود آمده مربوط به تیرهای طبقات اول و دوم است که تنشی معادل ۰.۸۰ دارند. برای ستون‌ها نیز به ترتیب بیشترین و کمترین میزان تنش معادل ۱.۰۰ و ۰.۸۹ می‌باشد.



[۱۸]

شکل (۹). نسبت تنش‌های ایجاد شده در ستون‌ها (I section)

شکل (۱۰). نسبت تنش‌های ایجاد شده در تیرها (I section)

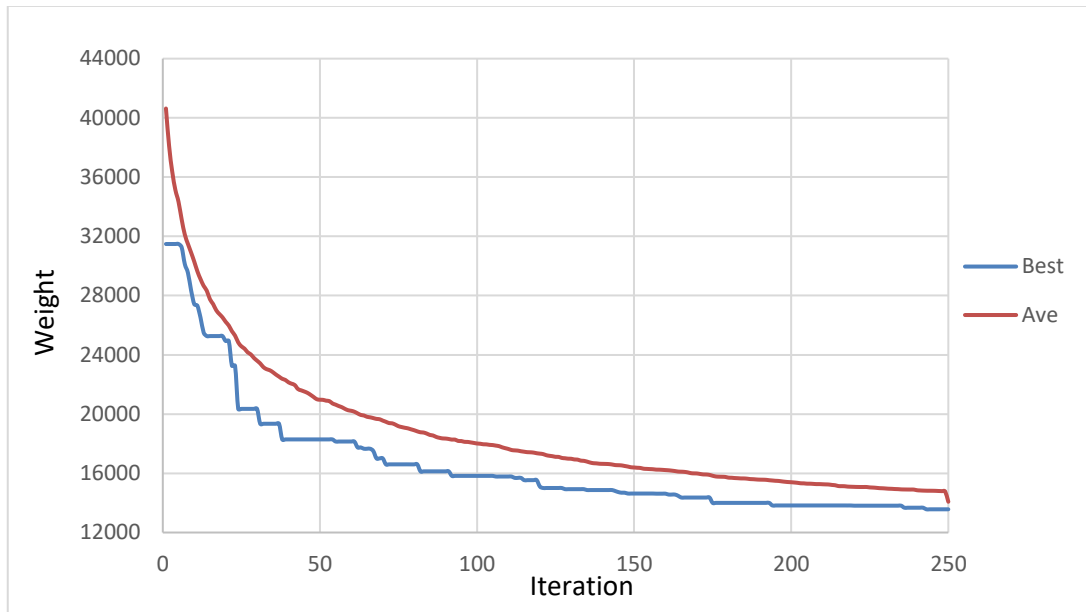
شکل (۱۰). نسبت تنش‌های ایجاد شده در تیرها و ستون‌های مدل سوم (مقاومت نهایی)

جدول (۷). مشخصات تیپ تیرها (۱۲ طبقه) - LRFD

Type	I section	Stress ratio
1	IPE 330	0.80
2	IPE 300	0.91
3	IPE 270	0.93
4	IPE 220	0.85

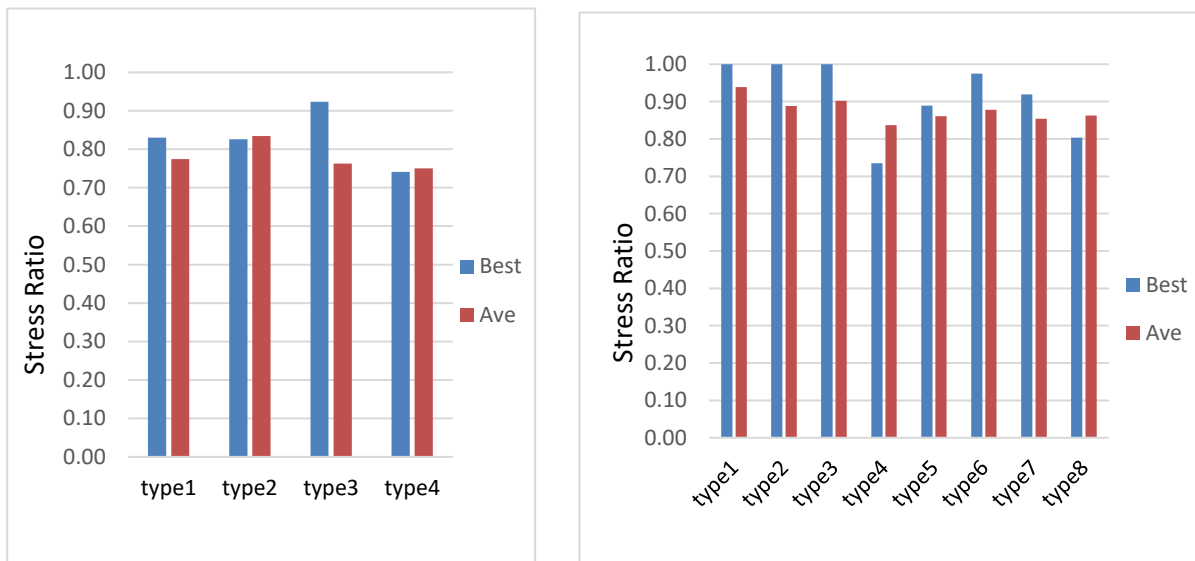
جدول (۸). مشخصات تیپ ستون‌ها (۱۲ طبقه) - LRFD

Type	I section	Stress ratio
1	IPB 300	1.00
2	IPB 260-230*18	0.98
3	IPB 260	0.88
4	IPB 300	1.00
5	IPB 220	0.95
6	IPB 280	1.00
7	IPB 180	0.99
8	IPB 220	0.99
Best Weight		13682 kg
Worst Weight		27881 kg
Ave Best Weight		14078 kg
Displacement		19.29 cm



شکل ۵-۳- نمونه دوم با مقاطع W

در حالت مقاومت نهایی با مقاطع W section در سازه ۱۲ طبقه وزن از مقدار ۳۱۴۸۳ کیلوگرم به مقدار ۱۳۵۶۷ کیلوگرم در بهترین حالت و همچنین به طور متوسط نیز مقدار وزن سازه از ۴۰۶۳۶ کیلوگرم به ۵۶۴۸ کیلوگرم کمینه یافت.



شکل (۱۱). نمایش روند بهینه سازی نمونه دوم در حالت مقاومت نهایی (W section)

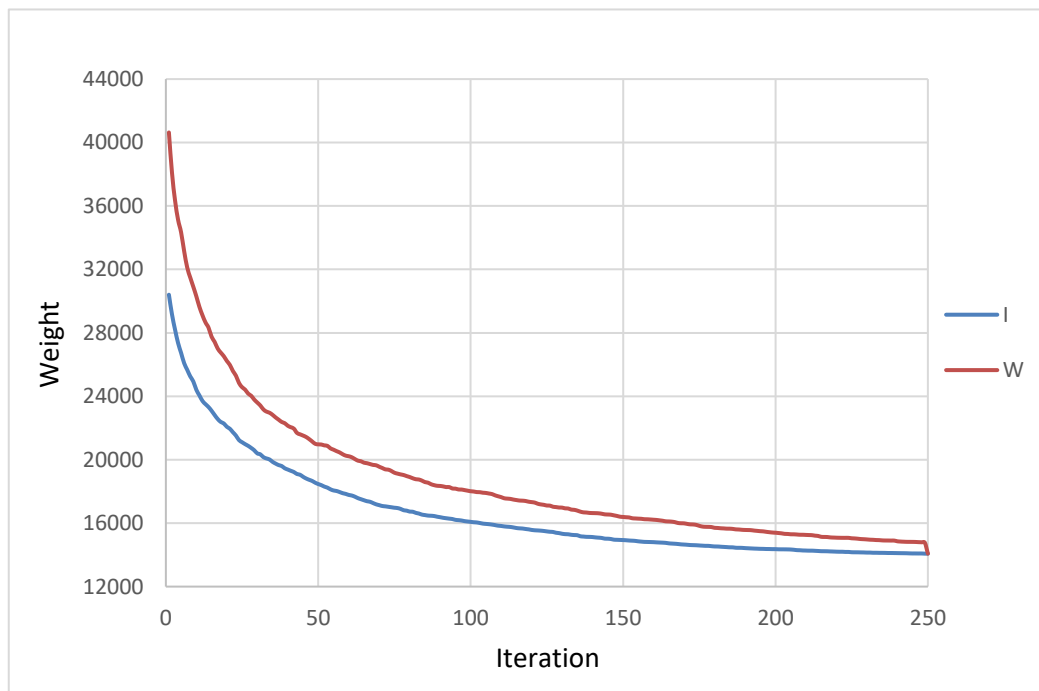
شکل (۱۲). نسبت تنش های ایجاد شده در تیرها و ستون ها (W section)

جدول (۹). مشخصات تیپ تیرها (۱۲ طبقه) - مقاومت نهایی

Type	W section	Stress ratio
1	W16X26	0.83
2	W16X26	0.83
3	W10X22	0.92
4	W8X21	0.74

جدول (۱۰). مشخصات تیپ ستون‌ها (۱۲ طبقه) - مقاومت نهایی

Type	W section	Stress ratio
1	W10X68	1.00
2	W14X109	1.00
3	W12X58	1.00
4	W10X100	0.73
5	W10X54	0.89
6	W12X79	0.98
7	W8X31	0.92
8	W10X49	0.80
Best Weight		13567 kg
Worst Weight		31483 kg
Ave Best Weight		14078 kg
Displeacment		17.49 cm



شکل (۱۳). نمایش مقایسه روند بهینه سازی مدل دوم برای مقاطع I و W (مقاومت نهایی)

نتیجه گیری

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 به‌شمار 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 به‌دست آورده است.
- ۴- در مقایسه بهینه‌سازی با استفاده از مقاطع I section و W section به روش LRFD، مشاهده می‌کنیم در در نمونه اول شامل سازه با ارتفاع کم مقاطع W section عملکرد بهتری نسبت به مقاطع I section از خود نشان دادند و سازه سبک‌تری را ارائه کردند ولی در سازه با ارتفاع بلند، مقاطع I section بودند که نسبت به مقاطع W section عملکرد بهتری از خود نشان دادند. می‌توان نتیجه گرفت که مقاطع W section برای سازه با ارتفاع کم و مقاطع I section برای سازه با ارتفاع بلند عملکرد بهتری دارند.

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] محمدی فرسام، مهدی و عدل پرور، محمدرضا و محمودآبادی، مسعود، ۱۳۹۶، بهینه سازی قاب های فولادی با الگوریتم ژنتیک و تحلیل LRFD، کنفرانس بین المللی عمران، معماری و شهرسازی ایران معاصر، تهران
- [۱۹] آیین نامه زلزله، استاندارد ۲۸۰۰
- [۲۰] مبحث ۱۰، مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان های فولادی