

بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه بر اساس عملکرد با استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی و شبکه عصبی

مسعود دانش *

استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی خوی، دانشگاه ارومیه.

چکیده

هدف اصلی در بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه بر اساس عملکرد، کاهش هزینه‌های ساخت با الزام ارضای قیدهای دررفت طبقات و چرخش مفاصل پلاستیک اعضا می‌باشد. در این تحقیق از الگوریتم‌های فراکاوشی اجتماع ذرات، برخورد اجسام، کرم شب تاب، کلونی مورچگان و خفاش، برای بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه ۳ و ۶ طبقه بر اساس عملکرد استفاده شده، نتایج حاصله از الگوریتم‌های فوق با هم مقایسه شده‌اند. بهینه‌سازی سازه‌های بتن آرمه، بسیار پیچیده‌تر از سازه‌های فولادی می‌باشد. علت این امر، وجود اندازه‌های مختلف برای ابعاد اعضا و آرایش‌های متفاوت برای آرمان‌گذاری می‌باشد. در این تحقیق با توجه به هزینه محاسباتی بالای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، برای افزایش سرعت محاسبات و کاهش زمان عملیات، از شبکه‌های عصبی استفاده شده است. نتایج عددی، عملکرد مناسب‌تر الگوریتم برخورد اجسام در مقایسه با سایر الگوریتم‌های فراکاوشی را نشان می‌دهد.

واژه‌های کلیدی: بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه بر اساس عملکرد، الگوریتم اجتماع ذرات PSO، الگوریتم کلونی مورچگان ACO، الگوریتم خفاش BAT، الگوریتم برخورد اجسام ECBO، الگوریتم کرم شب تاب FA.

* نویسنده مسئول: m.danesh@urmia.ac.ir

۱- مقدمه

روش‌های فراابتکاری، از جمله این روش‌ها هستند. این روش‌ها بر اساس الهام از پدیده‌های طبیعی و رفتار جانداران به وجود آمده‌اند. در بین روش‌های حل مسائل بهینه‌سازی، الگوریتم‌های فراابتکاری دارای ویژگی‌های مناسبی برای رویایی با مسائل پیچیده بهینه‌سازی سازه‌ها می‌باشند. هر یک از الگوریتم‌های فراابتکاری، دارای مکانیسم‌هایی بر اساس تولید اعداد تصادفی بوده که به وسیله برخی قانون‌های خاص خود در بهینه‌سازی، مورد استفاده قرار می‌گیرند [۱۱]. از جمله این نوع الگوریتم‌ها، می‌توان به الگوریتم ژنتیک [۱۲] و اجتماع ذرات [۱۳]، کلونی مورچگان [۱۴]، برخورد اجسام [۱۵]، کرم شب تاب [۱۶] و خفاش [۱۷] اشاره کرد که از الگوریتم‌های پرکاربردتر فراابتکاری می‌باشند.

مشکلات اصلی الگوریتم‌های فراابتکاری علاوه بر حجم محاسبات بالا (به‌ویژه تعداد و حجم محاسبات زیاد آنالیز غیرخطی در مسائل بهینه‌سازی سازه‌ای) و سرعت همگرایی کم، رسیدن به بهینه‌های محلی و عدم اطمینان از رسیدن به جواب بهینه کلی است.

از این رو مناسب است مسائل بهینه‌سازی با الگوریتم‌های مختلف انجام شده تا علاوه بر اطمینان بیشتر از رسیدن به بهینه‌ترین جواب ممکن، از تجربه حاصله در سرعت همگرایی و حجم محاسبات در مسائل آتی، استفاده نمود.

شبکه عصبی مصنوعی (ANN)، یک مدل ریاضی است که ساختار و عملکرد نورون‌های بیولوژیکی را شبیه‌سازی می‌کند. نرون‌های مصنوعی، ساختار پایه شبکه‌های عصبی مصنوعی هستند، که توابع ریاضی ساده‌ای دارند. برای شبیه‌سازی این مدل‌ها سه قانون کلی وجود دارد: ضرب، جمع و فعال‌سازی. هر مقدار ورودی در ابتدای ورود به نرون‌های مصنوعی، در ضریب مشخصی که وزن نامیده می‌شود، ضرب شده، اصطلاحاً "وزن‌دار می‌شود. در بخش میانی نرون مصنوعی، تابع جمع‌کننده قرار دارد که تمام ورودی‌های وزن‌دار را به همراه بایاس جمع می‌کند. هنگام خروج از نرون مصنوعی، جمع ورودی‌های وزن‌دار و بایاس به تابع فعال‌سازی فرستاده می‌شوند که به آن تابع انتقال نیز می‌گویند. هر چند اصول کاری و ساختار نرون مصنوعی، بسیار ساده و ابتدایی به نظر می‌رسد، اما زمانی که در قالب یک شبکه عصبی مصنوعی به هم مرتبط می‌شوند، پتانسیل کامل و قدرت محاسباتی این مدل‌ها نمایان می‌گردد. شبکه‌های عصبی مصنوعی با استفاده از روابط ساده، می‌توانند نتایج پیچیده‌ای تولید

بحث اقتصادی بودن سازه‌ها همواره در ذهن مهندسان مطرح بوده، طراحی علاوه بر تأمین قواعد آیین‌نامه‌ای در سیستم‌های سازه‌ای، همواره سودای کاهش هزینه‌های سیستم طراحی شده را در سر داشته، و با استفاده از فرایندهای مختلف بهینه‌سازی در مباحث سازه‌ای، مورد توجه قرار داده‌اند. طراحی با استفاده از روش‌های مختلف بهینه‌سازی، طرح‌های بهینه‌ای ارائه کرده‌اند که برای کارفرمایان جذابیت بیشتری دارد. مشکلات اقتصادی در سال‌های اخیر، سبب توجه هر چه بیشتر طراحی نسبت به مسائل بهینه‌سازی شده است. از این رو روش‌های بهینه‌سازی سازه‌ها، روز به روز در حال ارتقاء و پیشرفت است و تحقیقات در این زمینه، گسترش فراوانی پیدا کرده است.

پیشینه بهینه‌سازی سازه‌ها به چند دهه اخیر باز می‌گردد. استفاده از آیین‌نامه‌های طراحی فعلی مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله، اغلب منجر به طرح‌هایی با ظرفیت بیش از حد نیاز گردیده و غیر اقتصادی می‌شوند. به همین دلیل طی سالیان اخیر، بهینه‌سازی نیز به مسائل طراحی سازه وارد شده است. علیرغم اینکه بهینه‌سازی سازه‌ها از اجزای تحقیقات بیشتر محققان در طی سالیان اخیر بوده، اما تحقیق در زمینه بهینه‌سازی سازه‌های بتن آرمه، کم‌تر از سازه‌های فولادی بوده است. نبود داده‌های قطعی در سازه‌های بتن آرمه از دلایل این امر می‌باشد. به‌عنوان مثال، دلخواه بودن عرض و ارتفاع تیر و همچنین محیط غیر همسان مقاطع بتن آرمه (شامل فولاد و بتن)، دشواری‌هایی را وارد بحث بهینه‌سازی سازه‌های بتن آرمه کرده است [۱-۹]. همچنین علاوه بر گسسته بودن پارامترهای مقاطع، وجود قیدهای آیین‌نامه‌ای پیچیده‌تر در سازه‌های بتن آرمه، بر دشواری بهینه‌سازی آن نسبت به سازه‌های فولادی افزوده است [۱۰]. هر چند در بیشتر بهینه‌سازی‌های صورت گرفته، از روش‌های مبتنی بر گرادیان استفاده شده است، ولی در تحقیقات بهینه‌سازی سازه‌های بتن آرمه اخیر، الگوریتم‌های فراابتکاری جایگزین روش‌های سنتی گردیده است. به طور کلی دو روش برای بهینه‌سازی استفاده می‌شود. روش‌های مبتنی بر مشتق‌گیری یا روش‌های مبتنی بر گرادیان، روش‌های اولیه برای بهینه‌سازی می‌باشند که بر اساس معادلات ریاضی به وجود آمده‌اند. روش‌های دیگر روش‌های اکتشافی هستند، که مستقیماً به بهینه‌سازی توابع هدف می‌پردازند. روش‌های تکاملی و

این تحقیق دو پایگاه داده برای مقاطع تیرها و ستون‌ها ایجاد شده است. در تشکیل دو پایگاه داده فوق، محدودیت‌های اجرایی و قوانین آیین‌نامه‌ای لازم، اعمال شده است. در عمل، اغلب مقاطع به صورت مستطیلی با نسبت طول به عرض ۱/۵ تا ۲/۵ برای تیرها و ۱ تا ۲ برای ستون‌ها در نظر گرفته می‌شوند. افزایش ابعاد مقاطع با گام‌های ۵۰ میلی‌متری منظور می‌گردد. قطر آرماتورهای مصرفی در سازه‌های بتن آرمه، عموماً $\Phi 22$ و $\Phi 25$ می‌باشد. آیین‌نامه ACI 318-08 [۲۹] دارای محدودیت‌هایی برای مقاطع است. این محدودیت‌ها شامل حداقل و حداکثر مساحت فولاد در مقطع، حداقل ضخامت پوشش بتن ۴۰ میلی‌متر برای اعضای بتن آرمه، حداقل قطر خاموت‌ها و حداقل فاصله میان آرماتورهای طولی می‌باشد. با منظور نمودن شرایط مذکور، می‌توان تعداد زیادی از مقاطع برای تیرها و ستون‌ها ایجاد نمود [۸].

۲-۱- تیرها

بر اساس آیین‌نامه ACI 318-08 محدودیت‌های زیر به مقاطع تیرها اعمال می‌گردد:

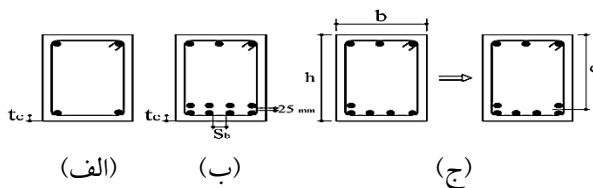
الف- همانطور که در شکل ۱- الف نمایان است حداقل چهار میلگرد در چهار گوشه مقطع باید در نظر گرفته شود.

ب- حداقل فاصله میان آرماتورهای طولی برابر ۴۰ میلی‌متر می‌باشد.

ج- حداقل پوشش بتن ۴۰ میلی‌متر منظور می‌شود.

د- قطر خاموت‌ها $\Phi 10$ فرض می‌گردد.

ر- ردیف‌های میلگرد گذاری، به دو لایه محدود می‌شود.



شکل ۱- محدودیت آرماتور گذاری در تیرها: (الف) حداقل ۴ آرماتور در گوشه‌ها. (ب) حداقل فاصله مابین آرماتورهای طولی در دو لایه. (ج) تقارن آرماتور گذاری نسبت به محور قائم مقطع [۸]

ه- آرماتورهای لایه بالایی باید در موقعیت آرماتورهای ردیف زیر خود قرار گرفته، حداقل فاصله میان دو لایه مطابق شکل ۱- ب، ۲۵ میلی‌متر می‌باشد.

نمایند. در تحقیق حاضر، از تکنیک‌های مختلف شبکه عصبی جهت پیش‌بینی پاسخ‌های لرزه‌ای مورد نیاز در فرایند بهینه‌سازی، استفاده شده و این موضوع باعث افزایش قابل توجه سرعت فرایند بهینه‌سازی گردیده است [۱۸، ۱۹].

در زمینه بهینه‌سازی قاب‌های خمشی بتن آرمه، تاکنون کارهای متعدد و ارزشمندی صورت گرفته است. لین و فرانگوپول، با چند الگوریتم متعدد به طراحی بهینه شاهتیرهای خمشی بتن آرمه بر اساس قابلیت اطمینان پرداخته و برتری الگوریتم MPSO در این زمینه را نشان دادند [۲۰]. لی و همکارانش قاب‌های بتن آرمه را بر اساس طراحی بهینه مبتنی بر نیرو با الگوریتم ژنتیک مورد مطالعه قرار داده‌اند. در مطالعه آن‌ها از مجموعه‌ای از مقاطع بتنی از پیش تعیین شده بر اساس ترکیبی از ابعاد مقاطع و مقادیر آرماتورها استفاده شده است [۱۰]. اخیراً روش‌هایی برای ارزیابی قابلیت اطمینان سازه‌های بتنی با در نظر گرفتن متغیرهایی که در آنها عدم قطعیت وجود دارد، ارائه شده است [۲۱، ۲۲]. فرایجاد اکیز و پایادرا اکیز نیز طرح بهینه‌ی لرزه‌ای سازه بتن آرمه مبتنی بر قابلیت اطمینان و عملکرد را با استفاده از الگوریتم استراتژی تکاملی ارائه داده‌اند [۲۳]. خطیبی‌نیا و سلاجقه [۲۴] نیز RBOSD را در سازه بتن آرمه به همراه سیستم اندرکنش خاک-سازه مورد مطالعه قرار داده‌اند.

مطالعه‌های مقایسه‌ای بر روی انواع الگوریتم‌های بهینه‌سازی نیز در طراحی بهینه قاب‌ها انجام شده است. در بهینه‌سازی قاب‌های خمشی بتنی بر اساس عملکرد، کاوه و سبزی با مقایسه دو الگوریتم، برتری الگوریتم ECBO [۲۵] و قلی‌زاده و علی‌قلی‌زاده، با مقایسه چهار الگوریتم، برتری الگوریتم خفاش [۲۶] را نشان دادند. دانش هم در دو کار جداگانه بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی بر اساس عملکرد و قابلیت اعتماد، برتری الگوریتم ECBO را بر سه الگوریتم MFA، BAT و PSO [۲۷] و ارائه و برتری الگوریتم فراابتکاری جدید FDA را بر سه الگوریتم ECBO، FA و PSO [۲۸] را نشان داد.

۲- مقاطع بتن آرمه استفاده شده

در قاب‌های بتن آرمه، می‌توان تعداد زیادی از مقاطع و الگوهای مختلفی از آرماتور گذاری برای تیرها و ستون‌ها را به کار برد. به منظور کاستن از پیچیدگی فرایند بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه، در

جدول ۱- پایگاه داده استفاده شده برای تیرها در مثال‌های عددی [۸]

شماره	عرض mm	ارتفاع mm	تعداد میلگردها		هزینه واحد طول (\$)
			میان Φ22	گوشه Φ22	
۱	۳۰۰	۴۵۰	۲	۲	۱۳۳,۹۵
۲	۳۰۰	۴۵۰	۳	۲	۱۳۵,۹۶
....
۱۰۱۳	۴۵۰	۹۰۰	۱۰	۱۲	۳۰۱,۷۸
۱۰۱۴	۴۵۰	۹۰۰	۱۲	۱۲	۳۰۵,۷۹

الف- حداقل فاصله آزاد مابین آرماتوهای طولی برابر ۴۰ میلی‌متر است.

ب- مطابق شکل ۲-الف، حداقل ۴ آرماتورها باید در ۴ گوشه مقطع قرار گیرد.

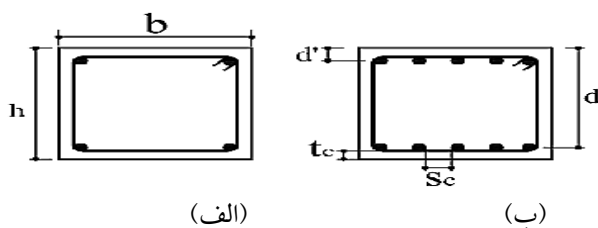
ج- حداقل پوشش بتن برابر ۴۰ میلی‌متر منظور می‌شود.

د- قطر خاموت‌ها Φ10 فرض می‌گردد.

ه- مطابق شکل ۲-ب، آرایش میلگردها باید متقارن و در دو ضلع روبه‌روی مقطع باشد.

و- بیشینه و کمینه مساحت آرماتوهای طولی به ترتیب، به ۱ و ۸ درصد مساحت کل سطح مقطع، محدود خواهد بود.

در مقاطع ستون‌ها، فقط آرماتور Φ25 بکار می‌رود. در تمامی مثال‌های عددی، برای ستون‌ها از پایگاه داده‌ای شامل ۵۵ نوع مقطع مستطیلی، مطابق جدول ۲، به ابعاد ۳۰۰ میلی‌متر تا ۹۰۰ میلی‌متر و با گام‌های افزایش ۵۰ میلی‌متر ابعاد، استفاده شده است.



شکل ۲- مقاطع ستون‌ها: (الف) حداقل ۴ آرماتور طولی در ۴ گوشه مقطع. (ب) الگوی متقارن میلگردها، فاصله و پوشش

محافظت میلگردها [۸].

مقاومت هر ستون تحت بارهای اعمالی (خمشی و محوری)، با استفاده از منحنی‌های اندرکنش P-M محاسبه شده است.

و- در صورت نیاز به میلگردهای بیشتر در یک مقطع تیر، این آرماتورها در ردیف دوم و به صورت متقارن نسبت به محور قائم مقطع و دقیقاً بالای آرماتورهای ردیف زیر خود، قرار می‌گیرند. زمانی که تقارن مزبور وجود ندارد با افزودن آرماتوری دیگر، طبق شکل ۱-ج، تقارن ایجاد می‌شود [۸].

در بخش ۱۰ از آئین نامه ACI 318-08 در رابطه با حداقل و حداکثر مساحت آرماتور خمشی، قوانین زیر اعمال می‌شود:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bd \text{ [mm}^2\text{]} \quad (1)$$

$$A_{s,max} = \frac{382.5\beta_1 f'_c}{600+f_y f_y} bd \text{ [mm}^2\text{]} \quad (2)$$

که b ، f'_c و f_y عبارتند از برترتیب عرض مقطع، مقاومت مشخصه بتن و مقاومت تسلیم آرماتورها می‌باشند. d عمق مؤثر مقطع است که فاصله مرکز آرماتورهای طولی کششی، از سطح خارجی تار فشاری مقطع را نشان می‌دهد. ضریب β_1 مربوط به نسبت ارتفاع بلوک تنش فشاری مستطیلی معادل ویتنی، به ارتفاع تار خنثی است، که از بخش 10.2.7.3 آئین نامه ACI 318-08 انتخاب می‌شود.

آرماتورهای Φ22، هم برای لنگرهای مثبت و هم برای منفی تیرها بکار می‌رود [۸].

با در نظر گرفتن قوانین فوق، ۱۸ مقطع با ابعاد زیر ایجاد شد:

300×450, 300×500, 300×550, 300×600,
350×550, 350×600, 350×650, 350×700,
400×600, 400×650, 400×700, 300×750,
400×800, 450×700, 450×750, 450×800,
450×850, 450×900 mm.

مجموعاً ۱۰۱۴ مقطع با آرماتورگذاری متفاوت برای تیرها ایجاد شد که جزئیات آنها در جدول ۱ آمده است. جزئیات نحوه تشکیل این مقاطع در مرجع [۸] آورده شده است.

۲-۲- ستون‌ها

بر اساس آئین نامه ACI 318-08 محدودیت‌های زیر به مقاطع ستون‌ها اعمال می‌گردد:

یک ستون لاغر تشخیص داده شود، ضریب لاغری برای ستون اعمال می‌گردد.

جدول ۲- پایگاه داده استفاده شده برای ستون‌ها در مثال‌های

عددی [۸]				
شماره	عرض mm	ارتفاع mm	تعداد میلگردها Φ25	هزینه واحد طول (\$)
۱	۳۰۰	۳۰۰	۴	۱۳۳,۷۲
۲	۳۰۰	۳۰۰	۶	۱۴۰,۶۶
....
۱۰۱۳	۹۰۰	۹۰۰	۲۲	۴۹۲,۵۵
۱۰۱۴	۹۰۰	۹۰۰	۲۴	۴۹۹,۴۸

وقتی که یک ستون لاغر باشد، لنگر آن تشدید می‌گردد. آیین نامه ACI 318-08 بیان می‌کند که برای اعضای فشاری که در مقابل تغییر مکان‌های جانبی مقید نیستند، در صورتی که:

$$\frac{kl_u}{r} < 22 \quad (۴)$$

می‌توان از اثر لاغری چشم‌پوشی کرد. در این رابطه k ضریب طول مؤثر، I_u طول مهار نشده و r شعاع ژیراسیون مقطع عضو فشاری است. ضریب طول مؤثر یک عضو، به نسبت سختی ستون‌ها به سختی تیرهای متصل شده در دو انتهای عضو فشاری وابسته است. این نسبت در انتهای یک عضو فشاری به صورت زیر بیان می‌شود:

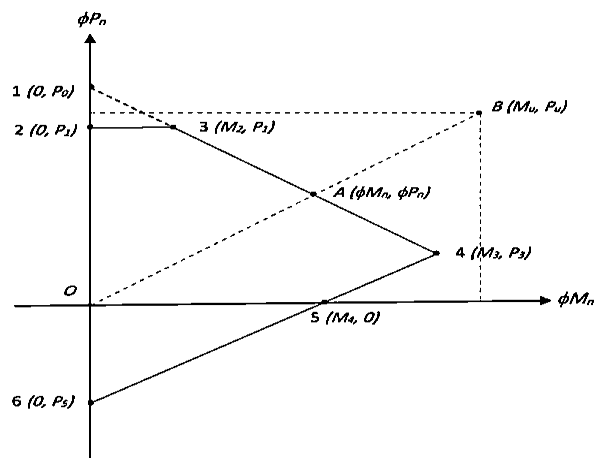
$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l}\right)_c}{\sum \left(\frac{EI}{l}\right)_b} \quad (۵)$$

که I ممان اینرسی مقطع ترک خورده، E مدول الاستیسیته و l طول تیر یا ستون است. اندیس b و c ، به ترتیب نشانگر تیرها و ستون‌های متصل شده در دو انتهای ستون می‌باشند. پس از محاسبه ψ برای دو انتهای هر عضو فشاری، متوسط این مقادیر ψ_m بدست آمده و ضریب طول مؤثر عضو فشاری، k ، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$\psi_m < 2 : k = (1 - 0.05\psi_m) \sqrt{1 + \psi_m} \quad (۶)$$

$$\psi_m \geq 2 : k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (۷)$$

در این تحقیق از منحنی اندرکنش P-M ساده شده خطی شکل ۳، استفاده شده است [۸].



شکل ۳- منحنی اندرکنش P-M خطی شده با اتصال نقاط

مشخصه [۸].

طول فواصل OA و OB به شکل زیر تعیین می‌شوند:

$$L_{OA} = \sqrt{(\phi M_n)^2 + (\phi P_n)^2} \quad L_{OB} = \sqrt{(M_u)^2 + (P_u)^2} \quad (۳)$$

در صورت برقراری رابطه $L_{OB} \leq L_{OA}$ ، ستون مناسب و ایمن خواهد بود.

جدول ۲، پایگاه داده مقاطع ستون‌ها را نشان می‌دهد که در تمام مثال‌های عددی این تحقیق، به کار رفته‌اند. این جدول شامل ابعاد، تعداد آرماتورها و نقاط کلیدی دیاگرام اندرکنش، و نیز هزینه واحد طول ستون‌ها می‌باشد. روند محاسبه هزینه، در بخش‌های بعدی این تحقیق توضیح داده شده است.

۳- روش تحلیل و طراحی سازه

ارضای هر یک از شروط طراحی، شرط لازم برای طراحی بهینه سازه می‌باشد. به این منظور نیروهای داخلی شامل لنگرهای خمشی و نیروهای محوری و برشی در هر یک از المان‌ها، مورد نیاز است. این مقادیر پاسخ سازه‌ای، از طریق آنالیز المان محدود محاسبه می‌شود. در تحقیق حاضر، با هدف ساده‌سازی محاسبات، برای تیرها فقط لنگر خمشی مد نظر قرار گرفته، در حالیکه برای ستون‌ها، نیرو محوری فشاری همراه با لنگر خمشی، منظور شده است. تحلیل ستون‌ها همچنین شامل کنترل لاغری آن‌ها بوده و اگر

$$C_C = 105 \frac{\$}{m^3}, \quad C_S = 7065 \frac{\$}{m^3}, \quad C_F = 92 \frac{\$}{m^2}$$

قاب‌ها ابتدای برای ترکیب بارهای ثقلی:

$$1.2D + 1.6L \quad (12)$$

$$1.2D + 1.0L \pm 1.0E \quad (13)$$

$$0.9D \pm 1.0E \quad (14)$$

تحلیل شده، بیشینه مقادیر نیروهای داخلی تحت هر یک از ترکیبات فوق، به دست می‌آید. D و L ، به ترتیب بار مرده و زنده بوده، در این تحقیق برابر با 32.6 kN/m و 13 kN/m در نظر گرفته شده‌اند. همچنین باید در روند طراحی مقاطع، ستون‌ها طوری انتخاب شوند که تعداد میلگردها و ابعاد ستون طبقه بالاتر (n_T, b_T) بیش از طبقه تحتانی (n_B, b_B) نشود. عرض تیر متصل شده نیز، نباید از عرض ستون بیشتر شود. نهایتاً "فرمول‌بندی قیود مقاومتی و اجرایی برای قاب بتن آرمه را می‌توان به شکل روابط زیر نوشت:

$$g_1 = \frac{M_u^+}{\phi M_n^+} - 1 \leq 0 \quad (15)$$

$$g_2 = \frac{|M_{uL}|}{\phi M_n^-} - 1 \leq 0 \quad (16)$$

$$g_3 = \frac{|M_{uR}|}{\phi M_n^-} - 1 \leq 0 \quad (17)$$

$$g_4 = \frac{L_{OB}}{L_{OA}} - 1 \leq 0 \quad (18)$$

$$g_5 = \frac{b_T}{b_B} - 1 \leq 0 \quad (19)$$

$$g_6 = \frac{h_T}{h_B} - 1 \leq 0 \quad (20)$$

$$g_7 = \frac{n_T}{n_B} - 1 \leq 0 \quad (22)$$

بعد از کنترل قیدهای اجرایی و مقاومتی اعضا، ترکیب بار:

$$Q_u^{PBD} = D + 0.25L \quad (23)$$

به‌عنوان بار ثقلی مطابق با آیین‌نامه ASCE41-13 [32] و مدهای شکل نرمالیزه شده به‌عنوان بار جانبی به سازه‌ها اعمال و آنالیز پوش‌آور انجام می‌گیرد. با توجه به هزینه محاسباتی بالای آنالیز پوش‌آور، شبکه عصبی انتشار برگشتی (BP)، با یک لایه پنهان، ۱۳ نورون که از آزمایش تعداد نورون تا بیست به دست

برای ستون لاغر، لنگر خمشی تشدید یافته، بصورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$M = M_{ns} + \delta_S M_S \quad (8)$$

که M_{ns} لنگر خمشی ناشی از بارهای ثقلی، M_S لنگر خمشی ناشی از بارهای جانبی و δ_S ضریب تشدید لنگر برای قاب‌های مهاربندی نشده در برابر جابجایی جانبی می‌باشد. پس از تعیین لنگر تشدید یافته برای هر دو انتهای یک ستون بصورت مجزا، از بزرگ‌ترین آنها برای طراحی ستون استفاده می‌شود. محاسبات ضریب تشدید مطابق روند مشخص شده در فصل ۱۰ آئین نامه ACI 318-08، انجام شده است.

در این تحقیق، تحلیل و طراحی قاب‌ها، با استفاده و ارتباط نرم افزارهای MATLAB [30] و OpenSees [31]، انجام شده و مشخصات مصالح، به شرح ذیل انتخاب گردیده است:

$$f'_c = 24 \text{ MPa} \quad F_y = 352 \text{ MPa}$$

۴- فرمول‌بندی مسائل بهینه‌سازی

در قاب‌های بتن آرمه، هزینه کل از سه بخش هزینه بتن‌ریزی، آرماتوربندی و قالب‌بندی تشکیل شده که تابع هدف آن، به شکل زیر فرمول‌بندی می‌گردد:

$$C = C_{Column} + C_{Beam} \quad (9)$$

$$C_{Column} = \sum_{i=1}^{nc} \left[b_{c,i} h_{c,i} C_C + A_{S,c,i} C_S \right] H_i + 2(b_{c,i} + h_{c,i}) C_F \quad (10)$$

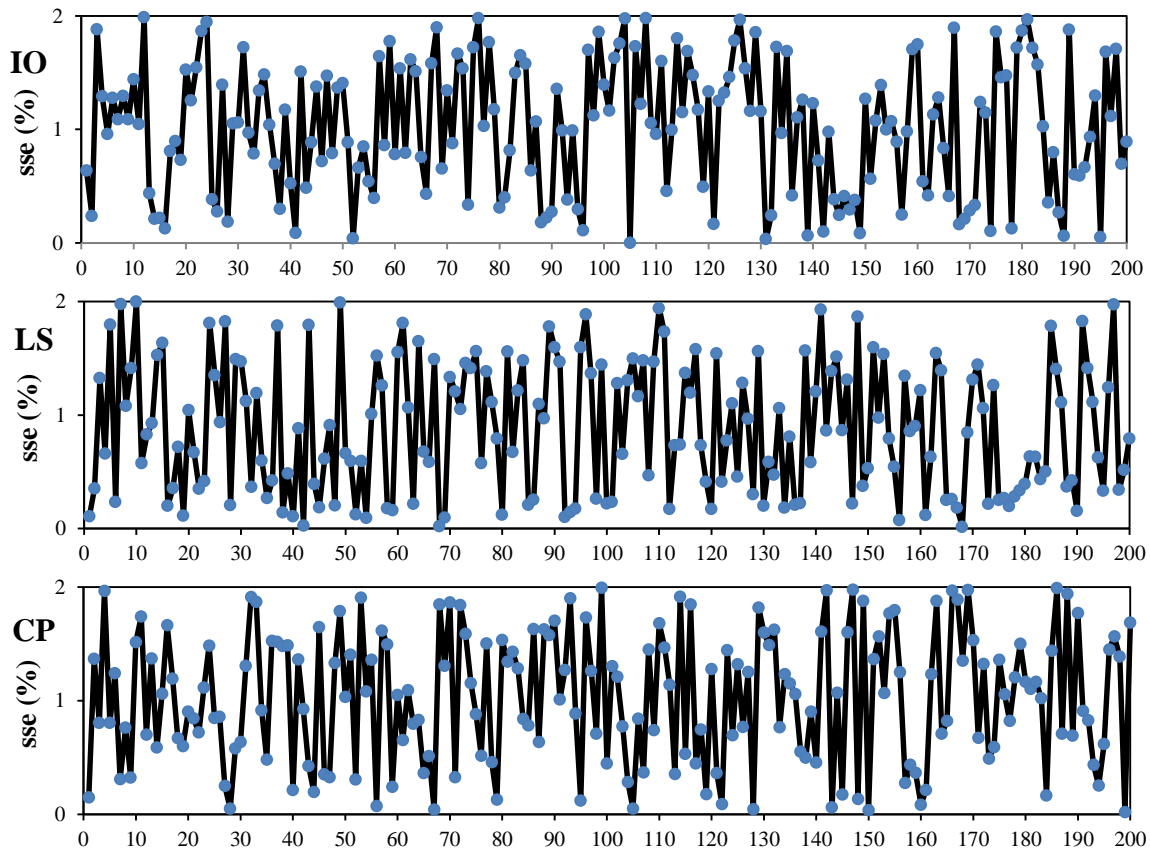
$$C_{Beam} = \sum_{j=1}^{nb} \left[b_{b,j} h_{b,j} C_C + A_{S,b,j} C_S \right] L_j + (b_{b,j} + 2h_{b,j}) C_F \quad (11)$$

که C_{Column} و C_{Beam} به ترتیب هزینه ستون‌ها و تیرها، nc و nb تعداد کل ستون‌ها و تیرها، $h_{c,i}$ ، $b_{c,i}$ ، H_i و $A_{S,c,i}$ به ترتیب عرض، عمق، ارتفاع و مساحت آرماتور برای ستون i ام و $h_{b,j}$ ، $b_{b,j}$ ، L_j و $A_{S,b,i}$ عرض، عمق، طول و مساحت آرماتور در تیر j ام می‌باشد. C_C ، C_S و C_F ، هزینه‌های واحد طول برای بتن، فولاد و قالب‌بندی بوده، که مطابق با ملاک پنج مارک مقالات مرجع در این زمینه [1-9]، مقادیر زیر برای آنها در نظر گرفته شده است:

آمده، ۸۰۰ جفت آموزشی و ۲۰۰ جفت آزمایشی با ورودی مقاطع و خروجی ماکزیمم دررفت در سطوح عملکرد، آموزش داده شده، بنحویکه خطای مطلق آن، زیر ۲٪ گردید. در شکل ۴ روند



شکل ۴- روند استفاده از شبکه عصبی برای تخمین دررفت



شکل ۵- خطای MAPE شبکه عصبی BP در سطوح عملکرد سه

گانه

سازه برای قیدهای عملکردی، شامل دررفت، دوران مفاصل پلاستیک و تیر ضعیف - ستون قوی کنترل می شوند:

$$g_8 = \frac{d_j^i}{d_{all}^i} - 1 \leq 0 \quad j = 1, 2, \dots, ns \quad (24)$$

$$g_9 = \frac{\theta_j^i}{\theta_{all}^i} - 1 \leq 0 \quad j = 1, 2, \dots, nc \quad (25)$$

$$g_{10} = \frac{\theta_k^i}{\theta_{all}^i} - 1 \leq 0 \quad k = 1, 2, \dots, nb \quad (26)$$

356 [۳۳] که برای سه سطح عملکردی IO, LS و CP به ترتیب به مقادیر ۱، ۲ و ۴ درصد محدود شده‌اند، ns تعداد طبقات، θ_j^i و θ_{all}^i به ترتیب ماکزیمم مقدار دوران مفصل پلاستیک ستون و تیر آیین نامه ASCE 41-13 [۳۲] بوده؛ و nc و nb به ترتیب تعداد کل ستون ها و تیرها است.

از آنجائی که تخریب ستون بسیار تأثیر گذارتر از تخریب تیر است، اصل تیر ضعیف - ستون قوی در آیین نامه ACI 318-08، به عنوان اصل بنیادی برای طراحی قاب‌های خمشی ویژه ارائه شده

که d_j^i و d_{all}^i به ترتیب دررفت طبقه ج‌ام و مقدار مجاز دررفت در قاب‌های خمشی بتنی طبق آیین نامه FEMA-

و الزام می‌کند، مفصل پلاستیک در ستون‌ها دیرتر از تیرها به وجود آید تا قاب، رفتار ایمنی در برابر زمین‌لرزه‌های شدید داشته باشد. طبق این آیین‌نامه، در هر اتصال تیر-ستون در قاب خمشی ویژه، لازم است که مجموع ظرفیت خمشی اسمی ستون‌ها، بزرگتر از ۱/۲ برابر ظرفیت خمشی اسمی تیرها باشد:

$$g_{11} = \frac{1.2 \times (M_{nb}^+ + M_{nb}^-)}{(M_{nc}^{top} + M_{nc}^{bot})} - 1 \leq 0 \quad (27)$$

که M_{nb}^+ و M_{nb}^- به ترتیب، لنگر خمشی اسمی تیرها در سمت چپ و راست اتصال بوده؛ M_{nc}^{top} و M_{nc}^{bot} به ترتیب، لنگر خمشی اسمی در ستون‌های بالا و پایین محل اتصال هستند.

در این تحقیق، قیدهای مسئله بهینه‌سازی، توسط روش پناثی خارجی (EPFM) [۳۴] به تابع هدف، اضافه می‌شوند. بنابراین تابع هدف به شکل زیر فرمول‌بندی می‌شود:

$$\phi = C \times r_p \times (1 + P_{Elastic} + P_{Dr} + P_{Rotation} + P_{SCWB}) \quad (28)$$

$$P_{Elastic} = \sum_{i=1}^{nb} \sum_{j=1}^3 ((\max\{0, g_j\})^2)_i + \sum_{i=1}^{nc} \sum_{j=4}^7 ((\max\{0, g_j\})^2)_i \quad (29)$$

$$P_{Dr} = \sum_{i=1}^{ns} \sum_{j=1}^3 ((\max\{0, g_8\})^2)_i \quad (30)$$

$$P_{Rotation} = \sum_{i=1}^{ns} \sum_{j=1}^3 ((\max\{0, g_{j+08}\})^2)_i + \sum_{i=1}^{ns} \sum_{j=1}^3 ((\max\{0, g_{j+09}\})^2)_i \quad (31)$$

$$P_{SCWB} = r_p \sum_{i=1}^{nj} (\max\{0, g_{11}\})^2 \quad (32)$$

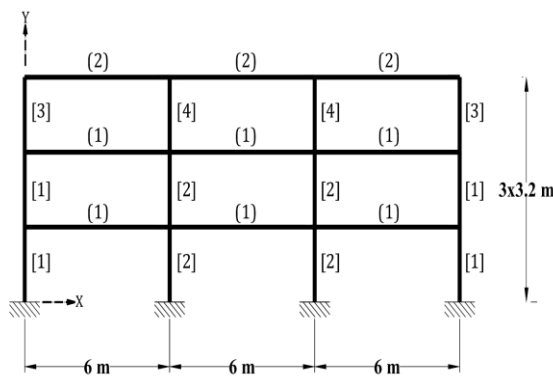
که $P_{Elastic}$ ، P_{Dr} ، $P_{Rotation}$ و P_{SCWB} به ترتیب توابع پناثی مربوط به قیدهای اجرایی و مقاومتی، دررفت، دوران مفصل پلاستیک و تیر ضعیف - ستون قوی بوده؛ و Γ_p ضریب پناثی است.

در این تحقیق، با ترکیب روش پوش‌آور، مفاهیم طراحی عملکردی و استفاده از شبکه عصبی مصنوعی، قاب‌های دو بعدی سه و شش طبقه با پنج الگوریتم بهینه‌سازی فراکاشی اجتماع ذرات (PSO)، برخورد اجسام (ECBO)، کرم شب تاب (FA)، کلونی مورچگان (ACO) و خفاش (BAT) بهینه شده،

۵- مثال‌های عددی

۵-۱- قاب ۳ طبقه

هندسه این قاب، بارهای جانبی و تپ‌بندی تیر و ستون‌های آن در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶- قاب بتن آرمه ۳ طبقه

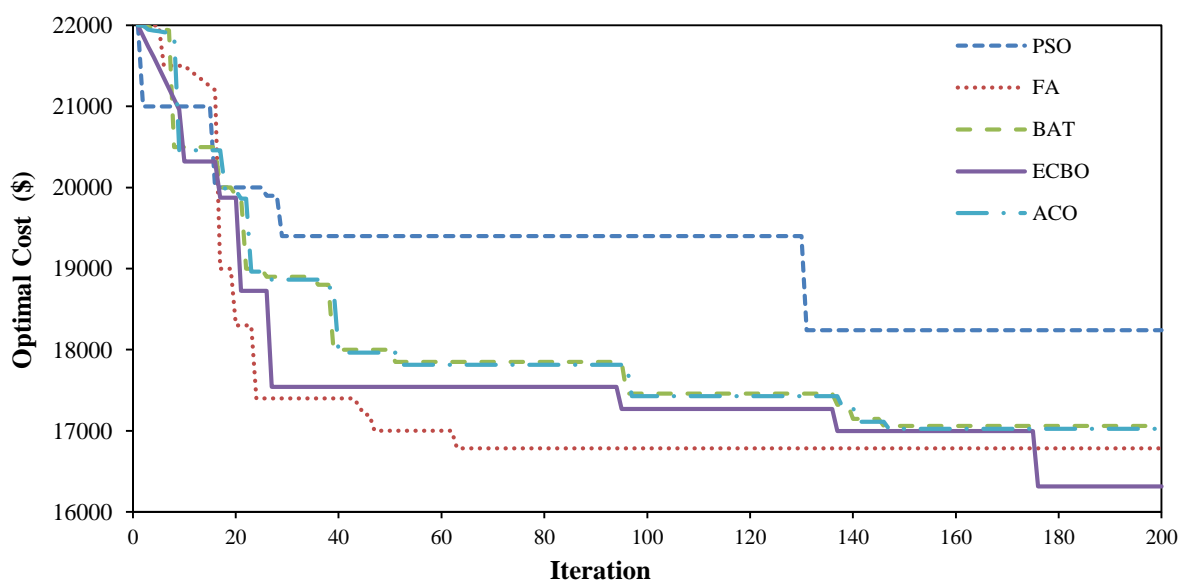
در جدول ۳ نتایج حاصل از پنج الگوریتم بهینه‌سازی فراابتکاری به کار رفته در این تحقیق، شامل PSO، FA، ECBO، ACO و BAT مقایسه گردیده است. در شکل ۷ نیز، تاریخچه همگرایی الگوریتم‌ها برای قاب مذکور، نشان داده شده است. پروفیل‌های دررفت طبقات، برای نتایج به دست آمده در سطوح عملکردی IO، LS و CP در شکل ۸ نشان داده شده است. براساس نتایج به دست آمده قید دررفت مرتبط با سطح عملکردی LS، حاکم بر طرح است.

از آنجا که الگوریتم فراابتکاری ECBO، به بهینه‌ترین حل بین پنج الگوریتم منجر شده است، فقط برای حل یافته شده با این الگوریتم، نسبت نیاز بر ظرفیت دوران مفاصل پلاستیک اعضای تیر

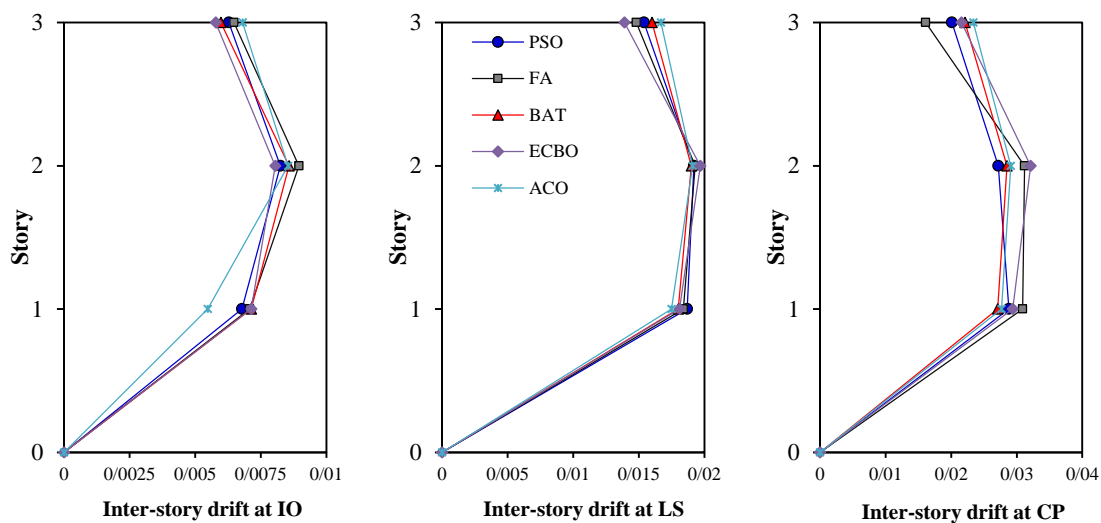
و ستون، در شکل ۹ ارائه شده است. در این شکل، اعضای تیر و ستون توسط خط قرمز از هم جدا شده‌اند.

جدول ۳- طرح بهینه قاب ۳ طبقه

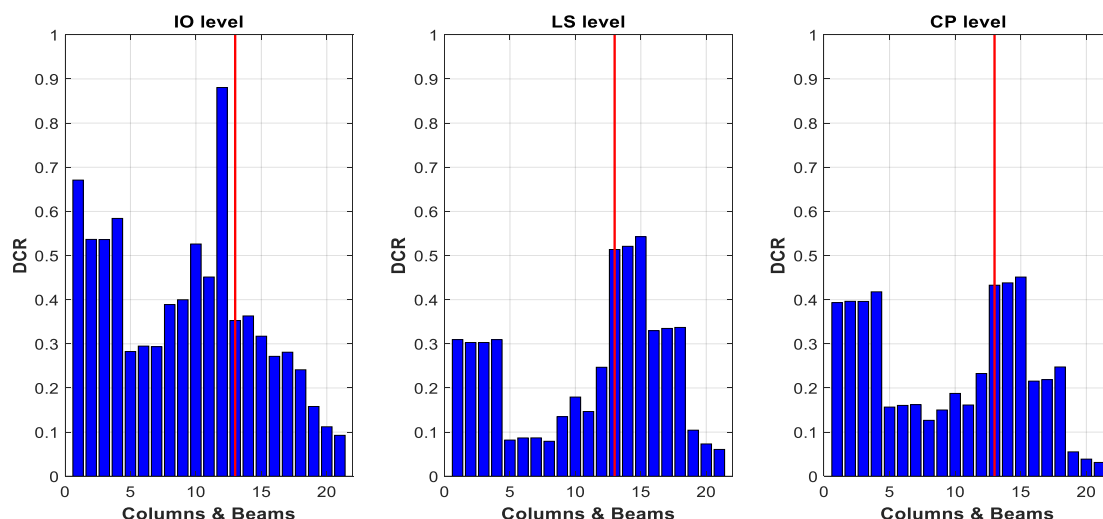
المان	الگوریتم										
	ECBO		PSO		FA		ACO		BAT		
	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	
گروه	عرض	ارتفاع	مختب	ارتفاع	مختب	ارتفاع	مختب	ارتفاع	مختب	ارتفاع	مختب
		عرض	مختب	عرض	مختب	عرض	مختب	عرض	مختب	عرض	مختب
تیر	۱	۴۰۰	۵۰۰	۳۵۰	۵۵۰	۳۵۰	۵۵۰	۳۵۰	۵۰۰	۳۵۰	۵۰۰
		۴۰۰	۲۵۲۲	۳۵۰	۶۵۲۲	۳۵۰	۳۵۲۲	۳۵۰	۳۵۲۲	۳۵۰	۳۵۲۲
ستون	۱	۴۰۰	۶۵۲۵	۵۰۰	۱۰۵۲۵	۴۰۰	۸۵۲۵	۴۰۰	۸۵۲۵	۴۰۰	۸۵۲۵
		۴۵۰	۱۰۵۲۵	۴۵۰	۱۰۵۲۵	۴۵۰	۱۲۵۲۵	۵۰۰	۸۵۲۵	۴۵۰	۱۲۵۲۵
		۴۰۰	۶۵۲۵	۴۵۰	۶۵۲۵	۴۰۰	۴۵۲۵	۴۰۰	۸۵۲۵	۴۰۰	۴۵۲۵
		۴۰۰	۶۵۲۵	۴۵۰	۶۵۲۵	۴۰۰	۸۵۲۵	۴۰۰	۸۵۲۵	۴۰۰	۸۵۲۵
هزینه کل (\$)	۱۶۳۱۳		۱۸۲۴۲		۱۶۷۸۴		۱۷۰۲۶		۱۷۰۵۹		
تعداد	۴۸۷۵		۵۳۴۷		۵۰۷۷		۵۵۲۵		۴۹۲۸		
آنالیز											



شکل ۷- تاریخچه همگرایی الگوریتم‌های PSO، FA، ECBO، BAT و ACO- قاب ۳ طبقه



شکل ۸- پروفیل‌های دررفت طبقات قاب ۳ طبقه در سطوح عملکردی IO، LS و CP



شکل ۹- نمودارهای میله‌ای نیاز بر ظرفیت دوران مفاصل پلاستیک ستون‌ها و تیرها در سطوح عملکردی IO، LS و CP- قاب ۳ طبقه

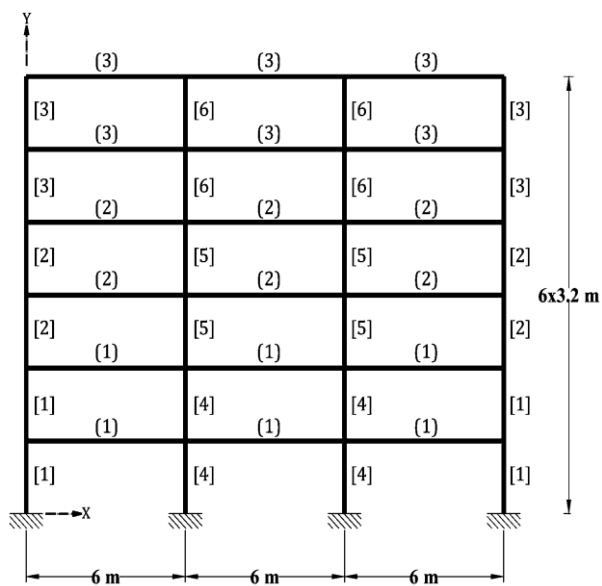
پروفیل‌های دررفت طبقات، برای نتایج به دست آمده در سطوح عملکردی IO، LS و CP، در شکل ۱۲ نشان داده شده است. براساس نتایج به دست آمده قید دررفت مرتبط با سطح عملکردی LS، حاکم بر طرح است.

از آنجا که الگوریتم فراابتکاری ECBO، به بهینه‌ترین حل بین پنج الگوریتم منجر شده است، فقط برای حل یافته شده با این الگوریتم، نسبت نیاز بر ظرفیت دوران مفاصل پلاستیک اعضای تیر و ستون در شکل ۱۳ ارائه شده است. مطابق اشکال ۹ و ۱۳، نسبت نیاز بر ظرفیت دوران مفصل پلاستیک در تیرها و در سطح CP،

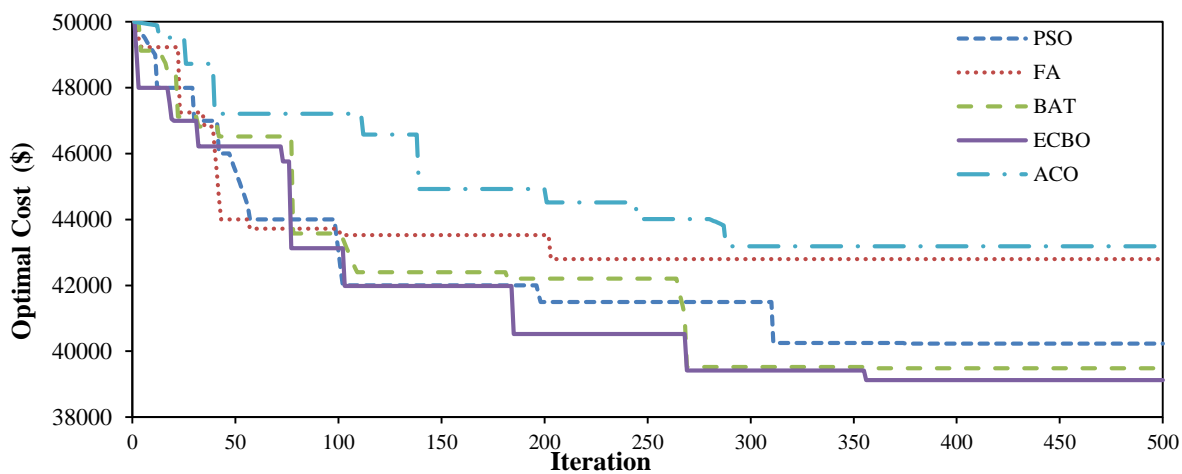
۵-۲- قاب ۶ طبقه

هندسه این قاب، بارهای جانبی و تیپ‌بندی تیر و ستون‌های آن در شکل ۱۰ نشان داده شده است. مطابق شکل، ستون‌ها و تیرها به ترتیب ۶ و ۳ تیپ دارند. در جدول ۴ نتایج حاصل از پنج الگوریتم بهینه‌سازی فراابتکاری به کار رفته در این تحقیق، شامل PSO، ECBO، FA، BAT و ACO، با هم مقایسه گردیده است. در شکل ۱۱ نیز، تاریخچه همگرایی الگوریتم‌ها برای قاب مذکور، نشان داده شده است.

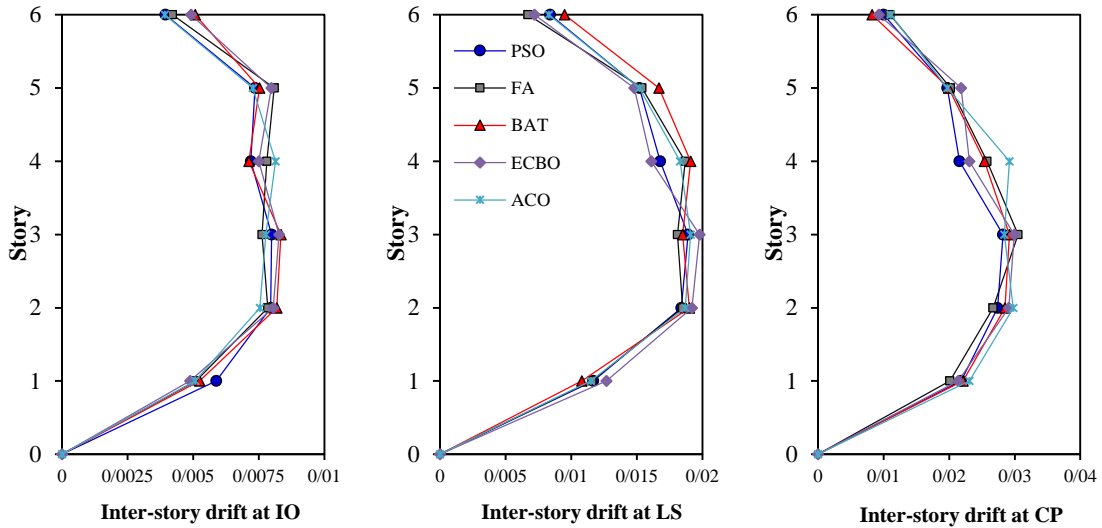
بیشتر از ستون‌ها است. این به این معنی است که خرابی ابتدا از تیرها، به‌عنوان اعضای فیوزی شروع شده، سپس به ستون‌ها منتقل می‌شود.



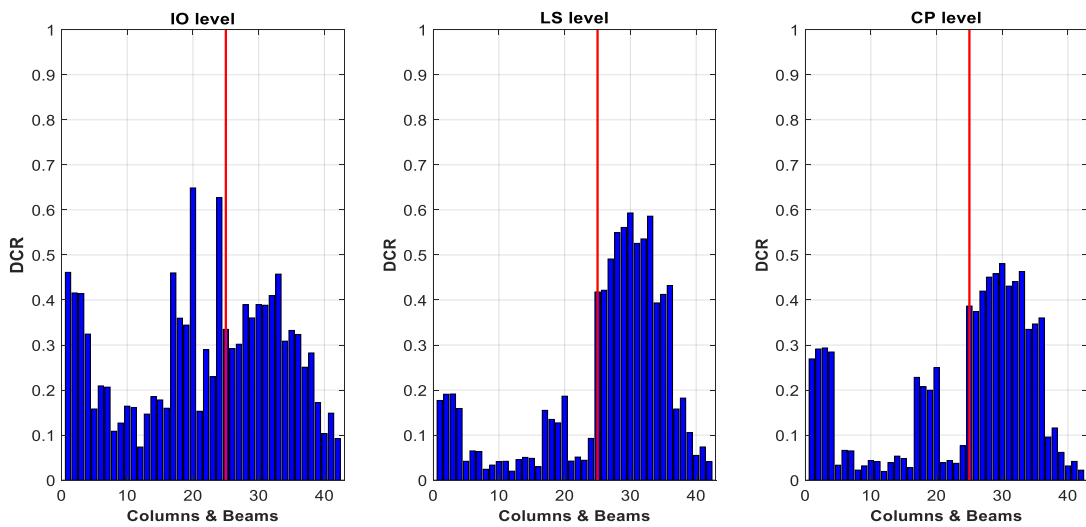
شکل ۱۰- قاب بتن آرمه ۶ طبقه



شکل ۱۱- تاریخچه همگرایی الگوریتم‌های PSO، ECBO، FA، ACO و BAT- قاب ۶ طبقه



شکل ۱۲- پروفیل‌های دررفت طبقات قاب ۶ طبقه در سطوح عملکردی IO، LS و CP



شکل ۱۳- نمودارهای میله‌ای نیاز بر ظرفیت دوران مفاصل پلاستیک ستون‌ها و تیرها در سطوح عملکردی IO، LS و CP- قاب ۶ طبقه

جدول ۴- طرح بهینه قاب ۶ طبقه

المان	الگوریتم										
	ECBO		PSO		FA		ACO		BAT		
گروه نوع	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	
	عرض	ارتفاع	عرض	ارتفاع	عرض	ارتفاع	عرض	ارتفاع	عرض	ارتفاع	
تیر	۱	۳۵۰	۲۰۰۲۲	۳۰۰	۳۰۰	۵۰۰	۶۰۰۲۲	۶۰۰	۶۰۰	۳۰۰	۳۰۰۲۲
	۲	۳۵۰	۵۵۰	۳۵۰	۶۰۰	۶۵۰	۴۰۰۲۲	۶۰۰	۶۰۰	۳۵۰	۶۰۰۲۲
	۳	۳۵۰	۵۵۰	۳۵۰	۵۵۰	۳۵۰	۳۰۰۲۲	۵۵۰	۶۰۰	۳۵۰	۳۰۰۲۲

تعداد آنانلیز	۱	۸Φ25	۱۰Φ25	۱۲Φ25	۱۲Φ25	۱۴Φ25
	۲	۸Φ25	۱۰Φ25	۱۲Φ25	۸Φ25	۱۲Φ25
	۳	۶Φ25	۶Φ25	۶Φ25	۸Φ25	۴Φ25
	۴	۱۲Φ25	۱۶Φ25	۱۶Φ25	۱۴Φ25	۱۰Φ25
	۵	۱۲Φ25	۱۴Φ25	۱۴Φ25	۱۲Φ25	۱۰Φ25
	۶	۸Φ25	۱۲Φ25	۱۲Φ25	۱۲Φ25	۸Φ25
هزینه کل (\$))	۳۹۱۲۰	۴۰۲۳۴	۴۲۷۹۴	۴۳۱۹۱	۳۹۴۸۰	
تعداد آنانلیز	۱۶۷۲۵	۱۷۲۵۸	۱۶۹۲۴	۱۹۳۵۰	۱۸۰۲۷	

۶- خلاصه و نتیجه‌گیری

عملکرد LS، در طراحی بر اساس عملکرد است. پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی، با توجه به ماهیت تحلیل پوش‌آور و خطای آن در برآورد نیاز سازه، به خصوص برای سازه‌های میان و بلند مرتبه، از تحلیل غیر خطی دینامیکی برای برآورد نیاز سازه استفاده شده، همچنین با انتخاب رفتار چرخه‌ای مناسب برای مصالح بتن آرمه، ضمن برآورد دقیق‌تری از عملکرد سازه، حاشیه ایمنی فروریزش حل‌های به‌دست آمده با ضوابط FEMA-P695، محاسبه گردد.

در تحقیق حاضر، بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه بر اساس عملکرد ارائه شد. در طی روند بهینه‌سازی، تحلیل ثقلی و پوش‌آور (به کمک شبکه عصبی) انجام گرفته، قیدهای مقاومتی، بر اساس ضوابط ACI 318-08، و قیدهای عملکردی مرتبط به دریافت طبقات، دوران مفاصل پلاستیک و تیر ضعیف-ستون قوی، مطابق با ضوابط FEMA-356 و ASCE 41-13 کنترل شدند.

دو قاب بتن آرمه ۳ طبقه سه دهانه و ۶ طبقه سه دهانه به عنوان مثال‌های عددی انتخاب گشتند. بهینه‌سازی این قاب‌ها توسط الگوریتم‌های PSO، ECBO، FA، ACO و BAT انجام گرفته و نتایج آن‌ها با هم مقایسه شدند. نتایج حاصل از مثال اول نشان داد که الگوریتم ECBO، هزینه سازه را به ترتیب، ۱۱٫۸۳٪، ۲٫۸۹٪، ۴٫۳۷٪ و ۴٫۵۷٪ ارزان‌تر از الگوریتم‌های FA، PSO، BAT و ACO به دست می‌آورد. در قاب ۶ طبقه نیز هزینه به دست آمده توسط الگوریتم ECBO، به ترتیب ۲٫۸۵٪، ۹٫۳۹٪، ۱۰٫۴۱٪ و ۰٫۹۲٪، کمتر از الگوریتم‌های FA، PSO، ACO و BAT است. با توجه به سرعت همگرایی بیشتر و حجم محاسبات تقریباً یکسان برای پنج الگوریتم بهینه‌سازی انتخابی، الگوریتم بهینه‌سازی ECBO، توانایی بیشتری در حل مسائل بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه از خود نشان می‌دهد. نکته بسیار جالب توجه دیگر در نتایج، حاکم بودن دریافت کلی قاب بتن آرمه در سطح

۷- مراجع

- [1] Zou, X.-K., Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings, in Structural Seismic Design Optimization and Earthquake Engineering: Formulations and Applications. 2012, IGI Global. p. 208-231.
- [2] Fragiadakis, M. and M. Papadrakakis, Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008. 37(6): p. 825-844.
- [3] Khatibinia, M., S. Gharehbaghi, and A. Moustafa, Seismic reliability-based design optimization of reinforced concrete structures including soil-structure interaction effects, in Earthquake Engineering-From Engineering Seismology to Optimal Seismic Design of Engineering Structures. 2015, InTech.
- [4] Khatibinia, M., et al., Reliability-based design optimization of reinforced concrete structures

- [18] Wang, F., H. Liu, and J. Cheng, Visualizing deep neural network by alternately image blurring and deblurring. *Neural Networks*, 2018. 97: p. 162-172.
- [19] Basu, S., et al., Deep neural networks for texture classification—A theoretical analysis. *Neural Networks*, 2018. 97: p. 173-182.
- [20] Lin, K.-Y. and D.M. Frangopol, Reliability-based optimum design of reinforced concrete girders. *Structural safety*, 1996. 18(2-3): p. 239-258.
- [21] Möller, O., et al., Structural optimization for performance-based design in earthquake engineering: Applications of neural networks. *Structural Safety*, 2009. 31(6): p. 490-499.
- [22] Möller, O., et al., Seismic structural reliability using different nonlinear dynamic response surface approximations. *Structural Safety*, 2009. 31(5): p. 432-442.
- [23] Fragiadakis, M. and M. Papadrakakis, Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2008. 37(6): p. 825-844.
- [24] Khatibinia, M., et al., Reliability-based design optimization of reinforced concrete structures including soil–structure interaction using a discrete gravitational search algorithm and a proposed metamodel. *Engineering Optimization*, 2012. 45(10): p. 1147-1165.
- [25] Kaveh, A. and O. Sabzi, A comparative study of two meta-heuristic algorithms for optimum design of reinforced concrete frames. 2011.
- [26] Gholizadeh, S. and V. Aligholizadeh, Optimum design of reinforced concrete frames using bat meta-heuristic algorithm. *Iran University of Science & Technology*, 2013. 3(3): p. 483-497.
- [27] Danesh, M., S. Gholizadeh, and C. Gheytratmand, PERFORMANCE-BASED OPTIMIZATION AND SEISMIC COLLAPSE SAFETY ASSESSMENT OF STEEL MOMENT FRAMES. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 2019. 9(3): p. 483-498.
- [28] Danesh, M., Evaluation of Seismic Performance of PBD Optimized Steel Moment Frames by Means of Neural Network. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 2019. 13(3).
- [29] Committee, A., A.C. Institute, and I.O.f. Standardization. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. 2008. American Concrete Institute.
- [30] MathWorks, I., MATLAB: the language of technical computing. Desktop tools and including soil–structure interaction using a discrete gravitational search algorithm and a proposed metamodel. *Engineering Optimization*, 2013. 45(10): p. 1147-1165.
- [5] Park, R.L., R. Park, and T. Paulay, Reinforced concrete structures. 1975: John Wiley & Sons.
- [6] Gholizadeh, S. and V. Aligholizadeh, Optimum design of reinforced concrete frames using bat meta-heuristic algorithm. 2013.
- [7] Zou, X.-K. and C.-M. Chan, Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis. *Engineering Structures*, 2005. 27(8): p. 1289-1302.
- [8] Kaveh, A. and O. Sabzi, A comparative study of two meta-heuristic algorithms for optimum design of reinforced concrete frames. *International Journal of Civil Engineering*, 2011. 9(3): p. 193-206.
- [9] Haselton, C.B., et al., An assessment to benchmark the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete moment-frame building. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 2008(2007/1).
- [10] Lee, C. and J. Ahn, Flexural design of reinforced concrete frames by genetic algorithm. *Journal of structural engineering*, 2003. 129(6): p. 762-774.
- [11] Gholizadeh, S. and R. Sojoudizadeh, Modified Sine-Cosine Algorithm for Sizing Optimization of Truss Structures with Discrete Design Variables. *Int. J. Optim. Civil Eng*, 2019. 9(2): p. 195-212.
- [12] Rajeev, S. and C. Krishnamoorthy, Discrete optimization of structures using genetic algorithms. *Journal of structural engineering*, 1992. 118(5): p. 1233-1250.
- [13] Kennedy, J. and R.C. Eberhart. A discrete binary version of the particle swarm algorithm. in *Systems, Man, and Cybernetics*, 1997. *Computational Cybernetics and Simulation.*, 1997. IEEE International Conference on. 1997. IEEE.
- [14] Kaveh, A., et al., Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization. *Journal of Constructional Steel Research*, 2010. 66(4): p. 566-574.
- [15] Kaveh, A. and M.I. Ghazaan, Enhanced whale optimization algorithm for sizing optimization of skeletal structures. *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, 2017. 45(3): p. 345-362.
- [16] Yang, X.-S. Firefly algorithms for multimodal optimization. in *International symposium on stochastic algorithms*. 2009. Springer.
- [17] Yang, X.-S., A new metaheuristic bat-inspired algorithm, in *Nature inspired cooperative strategies for optimization (NICSO 2010)*. 2010, Springer. p. 65-74.

development environment, version 7. Vol. 9. 2005: MathWorks.

[31] Gu, Q., J. Conte, and M. Barbato, OpenSees command language manual response sensitivity analysis based on the direct differentiation method (DDM). Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, 2010.

[32] Committee, A.S.S.R.S., Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06). American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2007.

[33] Council, B.S.S., Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Report FEMA-356, Washington, DC, 2000.

[34] Vanderplaats, G.N., Numerical optimization techniques for engineering design. 2001: Vanderplaats Research and Development, Incorporated.

Performance-based Optimization of Reinforced Concrete Frames by means of Meta-Heuristic Algorithms & Neural Network

Masood Danesh *

Department of Civil Engineering, Khoy Faculty of Engineering, Urmia University, Khoy, Iran.

Abstract

The main objective of performance-based optimization of reinforced concrete frames (RC) is to reduce the cost of construction by requiring the satisfaction of the inter-story drifts and rotation of the plastic joints of the members. In this research, two 3 & 6 stories RC performance-based optimized by Particle Swarm (PSO), Enhanced Colliding Bodies (ECBO), firefly Algorithm (FA), Ants Colony (ACO) and Bat (BAT) meta-heuristic algorithms, then compare results with together. Optimization of RC is much complicated than Steel frames, because different dimensions of members & configuration of reinforcing. Due to the high cost of seismic performance evaluation of structures, in this research, neural networks used to increase the computational speed & reduce the operating time. Numerical results show the proper performance of the ECBO in comparison with other meta-heuristic algorithms.

Keywords: Performance-based optimization of RC, Particle swarm optimization, Ants colony optimization, Bat algorithm, enhanced colliding bodies' optimization, Firefly algorithm.

* Corresponding Author: m.danesh@urmia.ac.ir

