

تحقیقات بتن

سال دوازدهم، شمارهٔ ----

ص ----

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۱/۳۰

تاریخ پذیرش: ۱۳۹-/--/--

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

چکیده

هدف اصلی در بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه بر اساس عملکرد، کاهش هزینه‌های ساخت با الزام ارضای قیدهای دریافت طبقات و چرخش مفاصل پلاستیک اعضا می‌باشد. در این تحقیق از الگوریتم‌های فراکاوشی اجتماع ذرات، برخورد اجسام، گرم شب تاب، کلونی مورچگان و خفاش، برای بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمهٔ 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 آرماتورگذاری می‌باشد. در این تحقیق با توجه به هزینهٔ 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 گرم شب تاب FA.

* نویسنده مسئول :

بحث اقتصادی بودن سازه‌ها همواره در ذهن مهندسين مطرح بوده، طراحان علاوه بر تأمين قواعد آيين نامه‌ای در سيستم‌های سازه‌ای، همواره سودای کاهش هزینه‌های سيستم طراحی شده را در سر داشته، و با استفاده از فرآیند-های مختلف بهینه‌سازی در مباحث سازه‌ای، مورد توجه قرار داده‌اند. طراحان 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 طراحان نسبت به مسائل بهینه‌سازی شده است. از این رو روش‌های بهینه‌سازی سازه‌ها، روز به روز در حال ارتقاء و پیشرفت بوده و تحقیقات در این زمینه، گسترش فراوانی پیدا کرده است.

پیشینه بهینه‌سازی سازه‌ها به چند دههٔ اخیر باز می‌گردد. استفاده از آيين نامه‌های طراحی فعلی مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله، غالباً "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. عدم وجود داده‌های قطعی در سازه‌های بتن آرمه از دلایل این امر می‌باشد. به عنوان 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 قیده‌های آيين نامه‌ای 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 آرمهٔ اخیر، الگوریتم‌های فرا ابتکاری جایگزین روش‌های سنتی گردیده است.

به طور کلی دو روش برای بهینه‌سازی مورد استفاده قرار می‌گیرد. 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 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 پر کاربردتر فراابتکاری می‌باشند.

مشکلات اصلی الگوریتم‌های فراابتکاری علاوه بر حجم محاسبات بالا (بخصوص 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 بهینه‌ترین جواب ممکن، از تجربهٔ

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. نورون‌های 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 نورون‌های مصنوعی، در ضریب مشخصی که وزن نامیده می‌شود، ضرب شده، اصطلاحاً "وزن‌دار می‌شود. در بخش میانی نورون مصنوعی، تابع جمع‌کننده قرار دارد که تمام ورودی‌های وزن‌دار را به همراه بایاس جمع می‌کند. هنگام خروج از نورون مصنوعی، جمع ورودی‌های وزن‌دار و بایاس به تابع فعال‌سازی فرستاده می‌شوند که به آن تابع انتقال نیز می‌گویند. هر چند اصول کاری و ساختار نورون 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، قادرند نتایج پیچیده‌ای تولید نمایند. در تحقیق حاضر، از تکنیک‌های مختلف شبکه عصبی جهت پیش‌بینی پاسخ‌های لرزه‌ای مورد نیاز در فرآیند بهینه‌سازی، استفاده شده و این موضوع باعث افزایش قابل توجه سرعت فرآیند 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 شایسته‌های 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

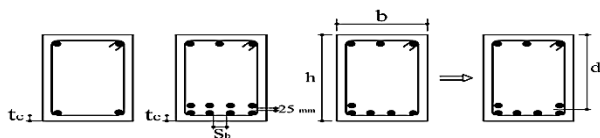
طراحی بهینه‌ی مبتنی بر نیرو با الگوریتم ژنتیک مورد مطالعه قرار داده‌اند. در مطالعه آن‌ها از مجموعه‌ای از مقاطع بتنی از پیش تعیین شده براساس ترکیبی از ابعاد مقاطع و مقادیر آرماتورها استفاده شده است [۱۰]. اخیراً روش‌هایی برای ارزیابی قابلیت اطمینان سازه‌های بتنی با در نظر گرفتن متغیرهایی که در آنها عدم قطعیت وجود دارد، ارائه شده است [۲۱، ۲۲]. فراجیاداکیز و پاپادراکاکیز 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 BAT، MFA 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 آرماتورگذاری برای تیرها و ستون‌ها را بکار برد. به منظور کاستن از پیچیدگی فرآیند بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه، در این تحقیق دو پایگاه داده برای مقاطع تیرها و ستون‌ها ایجاد شده است. در تشکیل دو پایگاه داده

قرار می گیرند. زمانیکه تقارن مزبور وجود ندارد با افزودن آرماتوری دیگر، طبق شکل ۱-ج، تقارن ایجاد می شود [۸].



(الف) (ب) (ج)

شکل ۱- محدودیت آرماتورگذاری در تیرها: (الف) حداقل ۴ آرماتور در گوشه‌ها. (ب) حداقل فاصله مابین آرماتورهای طولی در دو لایه. (ج) تقارن آرماتورگذاری نسبت به محور قائم مقطع در بخش ۱۰ از آئین نامه ACI 318-08 در رابطه با حداقل و حداکثر مساحت آرماتور خمشی، قوانین زیر اعمال می شود:

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

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

که b ، f'_c و f_y عبارتند از بترتیب عرض مقطع، مقاومت مشخصه بتن و مقاومت تسلیم آرماتورها می باشند. d عمق مؤثر مقطع است که فاصله مرکز آرماتورهای طولی کششی، از سطح خارجی تار فشاری مقطع را نشان می دهد. 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 می شود. آرماتورهای $\Phi 22$ ، هم برای لنگرهای مثبت و هم برای منفی تیرها بکار می رود [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,

فوق، محدودیت‌های اجرایی و قوانین آیین‌نامه‌ای لازم، اعمال شده است. در عمل، اغلب مقاطع بصورت مستطیلی با نسبت طول به عرض ۱/۵ تا ۲/۵ برای تیرها و ۱ تا ۲ برای ستون‌ها در نظر گرفته می شوند. افزایش ابعاد مقاطع با گام‌های ۵۰ میلی‌متری منظور می گردد. قطر آرماتورهای مصرفی در سازه‌های بتن آرمه، عموماً $\Phi 22$ و $\Phi 25$ می باشد. آیین نامه 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 می باشد. با منظور نمودن شرایط مذکور، می توان تعداد زیادی از مقاطع برای تیرها و ستون‌ها ایجاد نمود [۸].

۲-۱- تیرها

بر اساس آیین نامه ACI 318-08 محدودیت‌های زیر به مقاطع تیرها اعمال می گردد:

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 می باشد.

ج- حداقل پوشش بتن ۴۰ میلی‌متر منظور می شود.

د- قطر خاموت‌ها $\Phi 10$ فرض می گردد.

ر- ردیف‌های میلگردگذاری، به دو لایه محدود می شود.

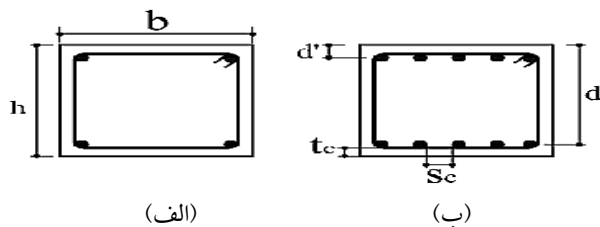
ه- آرماتورهای لایه بالایی باید در موقعیت آرماتورهای ردیف زیر خود قرار گرفته، حداقل فاصله میان دو لایه

مطابق شکل ۱-ب، ۲۵ میلی‌متر می باشد.

و- در صورت نیاز به میلگردهای بیشتر در یک مقطع تیر، این آرماتورها در ردیف دوم و بصورت متقارن نسبت به محور قائم مقطع و دقیقاً بالای آرماتورهای ردیف زیر خود،

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

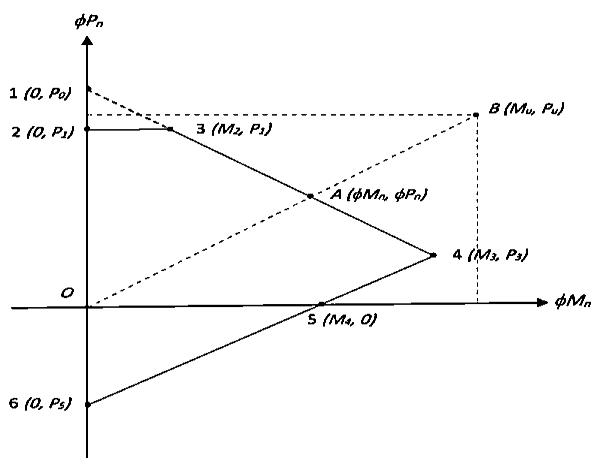
۵۵ نوع مقطع مستطیلی، مطابق جدول ۲، به ابعاد ۳۰۰ میلی‌متر تا ۹۰۰ میلی‌متر و با گام‌های افزایش ۵۰ میلی‌متر ابعاد، استفاده شده است.



شکل ۲- مقاطع ستون‌ها: (الف) حداقل ۴ آرماتور طولی در گوشه مقطع. (ب) الگوی متقارن میلگردها، فاصله و پوشش محافظ میلگردها [۸].

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

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:

$$L_{OA} = \sqrt{(\phi M_n)^2 + (\phi P_n)^2} \quad L_{OB} = \sqrt{(M_u)^2 + (P_u)^2} \quad (3)$$

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

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.

۲-۱- ستون‌ها

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

جدول ۱- پایگاه داده استفاده شده برای تیرها در مثال‌های

عددی [۸]

شماره	عرض mm	ارتفاع mm	تعداد میلگردها		هزینه واحد طول (\$)
			مبانی 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 آرماتورها طولی برابر ۴۰ میلی‌متر است.

ب- مطابق شکل ۲-الف، حداقل ۴ آرماتورها باید در 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 روبروی مقطع باشد.

و- بیشینه و کمینه مساحت آرماتورهای 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

فشاری که در مقابل تغییر مکان‌های جانبی مقید نیستند، در صورتیکه:

$$\frac{kl_u}{r} < 22 \quad (4)$$

می‌توان از اثر لاغری چشم‌پوشی کرد. در این رابطه k ضریب طول مؤثر، l_u طول مهار نشده و r شعاع زیراسیون 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 بصورت زیر بیان می‌شود:

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_b} \quad (5)$$

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:

$$\psi_m < 2 : k = (1 - 0.05\psi_m) \sqrt{1 + \psi_m} \quad (6)$$

$$\psi_m \geq 2 : k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (7)$$

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

جدول ۲، پایگاه داده مقاطع ستون‌ها را نشان می‌دهد که در تمام مثال‌های عددی این تحقیق، بکار 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 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	هزینه
			میلگردها Φ25	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

و قتیکه یک ستون لاغر باشد، لنگر آن تشدید می‌گردد. آیین نامه ACI 318-08 بیان می‌کند که برای اعضای

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

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

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

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

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:

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

به عنوان بار ثقلی مطابق با آیین‌نامه ASCE41-13 [32] و موده‌های شکل نرمالیزه شده به عنوان بار جانبی به سازه‌ها

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، $b_{c,i}$ ، $h_{c,i}$ و H_i و $A_{S,c,i}$ به ترتیب عرض، عمق، ارتفاع و مساحت آرماتور برای ستون i ام و $b_{b,j}$ ، $h_{b,j}$ ، 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 [9-1]، مقادیر زیر برای آن‌ها در نظر گرفته شده است:

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

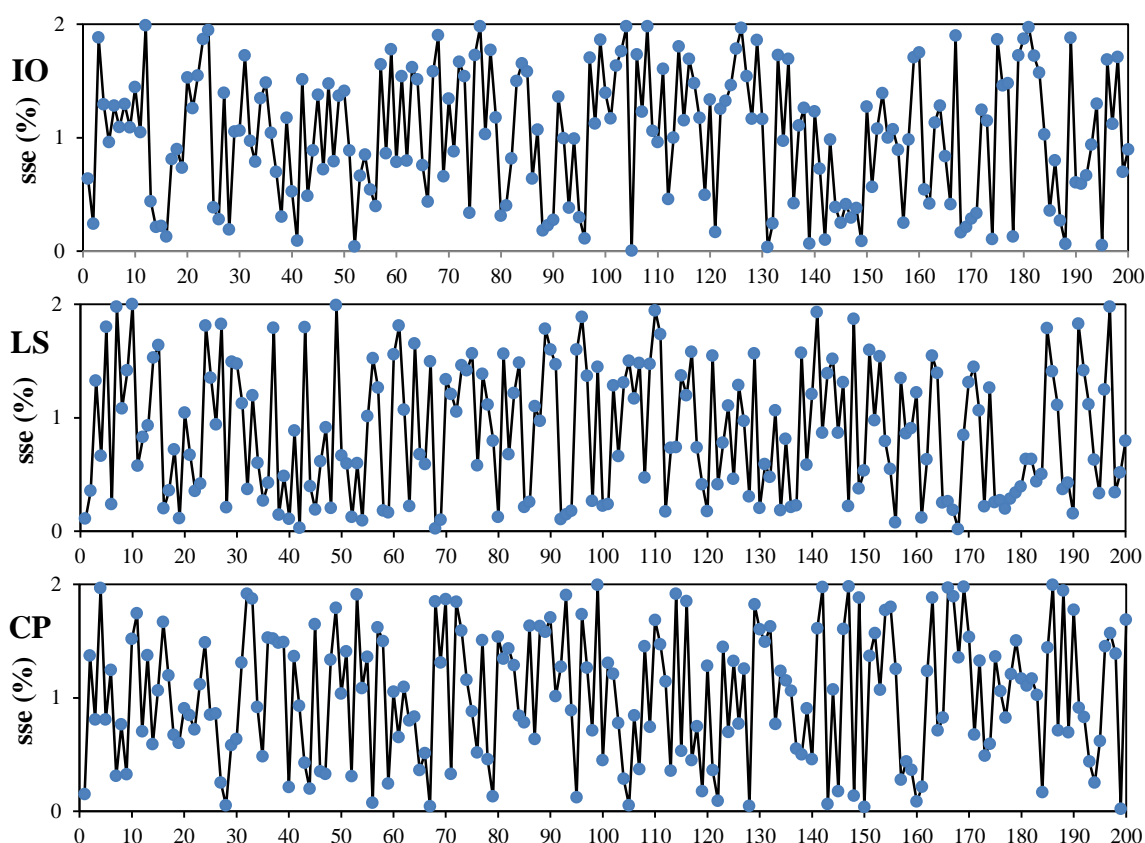
قاب‌ها ابتدای برای ترکیب بارهای ثقلی:

ماکزیم دریافت در سطوح عملکرد، آموزش داده شده، بنحویکه خطای مطلق آن، زیر ۲٪ گردید. در شکل ۴ روند استفاده از شبکه عصبی در تحقیق حاضر و در شکل ۵، نمودار خطای MAPE بهینه‌سازی SSE شبکه آموزش یافته با ۱۳ نرون، نشان داده شده است.

اعمال و آنالیز پوش آور انجام می‌گیرد. با توجه به هزینه محاسباتی بالای آنالیز پوش آور، شبکه عصبی انتشار برگشتی (BP)، با یک لایه پنهان، ۱۳ نرون که از آزمایش تعداد نرون تا بیست به دست آمده، ۸۰۰ جفت آموزشی و ۲۰۰ جفت آزمایشی با ورودی مقاطع و خروجی



شکل ۴- روند استفاده از شبکه عصبی برای تخمین دریافت



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

که d_j^i و d_{all}^i به ترتیب دریافت طبقه i و مقدار مجاز دریافت در قاب‌های خمشی بتنی طبق آیین‌نامه FEMA-356 [۳۳] که برای سه سطح عملکردی IO, LS و CP به ترتیب به مقادیر ۱، ۲ و ۴ درصد محدود شده‌اند، n_s تعداد طبقات، θ_j^i و θ_k^i به ترتیب ماکزیم مقدار دوران مفصل پلاستیک ستون و تیر θ_{all}^i مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک برای تیر و ستون طبق آیین‌نامه

سازه برای قیدهای عملکردی، شامل دریافت، دوران مفصل پلاستیک و تیر ضعیف - ستون قوی کنترل می‌شوند:

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

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

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

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

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

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

در این تحقیق، با ترکیب روش پوش آور، مفاهیم طراحی عملکردی و استفاده از شبکه عصبی مصنوعی، قابهای دو بعدی سه و شش طبقه با پنج الگوریتم بهینه سازی فراکاوشی اجتماع ذرات (PSO)، برخورد اجسام (ECBO)، کرم شب تاب (FA)، کلونی مورچگان (ACO) و خفاش (BAT) بهینه شده، سپس نتایج حاصل از آنها با هم مقایسه گردیده است. در این روند، ابتدا مقاطع انتخابی، محدودیت‌های اجرایی و مقاومتی را ارضاء کرده، سپس با استفاده از نتایج پوش آور به کمک شبکه عصبی، کفایت مقاطع طرح شده از نظر محدودیت‌های عملکردی، بررسی می‌گردند. از آنجا که هر یک از این الگوریتم‌های پنج گانه دارای پارامترهای اصلی هستند، برای یافتن مناسب‌ترین مقدار عددی این پارامترها، از آنالیز حساسیت سنجی با جمعیت ده تایی و مقادیر مختلف برای پارامترها، استفاده شده و مناسب‌ترین پارامترها برای هر یک، از بهترین جواب حاصله، انتخاب شده است.

۵- مثال‌های عددی

۵-۱- قاب ۳ طبقه

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

در جدول ۳ نتایج حاصل از پنج الگوریتم بهینه سازی فراابتکاری به کار رفته در این تحقیق، شامل PSO، ECBO، FA، ACO و BAT مقایسه گردیده است. در

ASCE 41-13 [۳۲] بوده؛ و nc و nb به ترتیب تعداد

کل ستون‌ها و تیرها است.

از آنجائیکه تخریب ستون بسیار تاثیر گذارتر از تخریب تیر است، اصل تیر ضعیف - ستون قوی در آیین‌نامه ACI 318-08، به عنوان اصل بنیادی برای طراحی قاب‌های خمشی ویژه ارائه شده 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}^{bot} و M_{nc}^{top} به ترتیب، لنگر خمشی اسمی در ستون‌های بالا و پایین محل اتصال هستند.

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

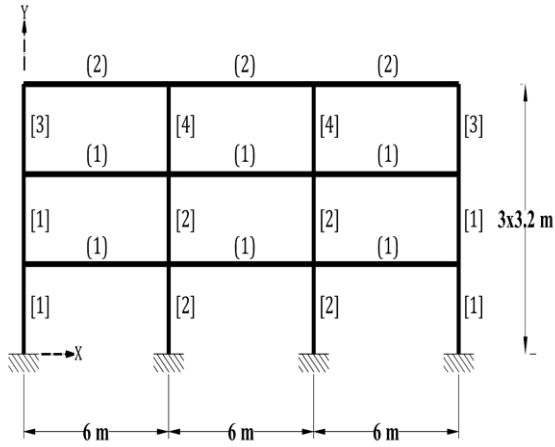
$$\phi = C \cdot r_p \cdot (1 + P_{El} + P_{Dr} + P_{Rot} + P_{SCWB}) \quad (28)$$

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

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

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

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



شکل ۶- قاب بتن آرمه ۳ طبقه

جدول ۳- طرح بهینه قاب ۳ طبقه

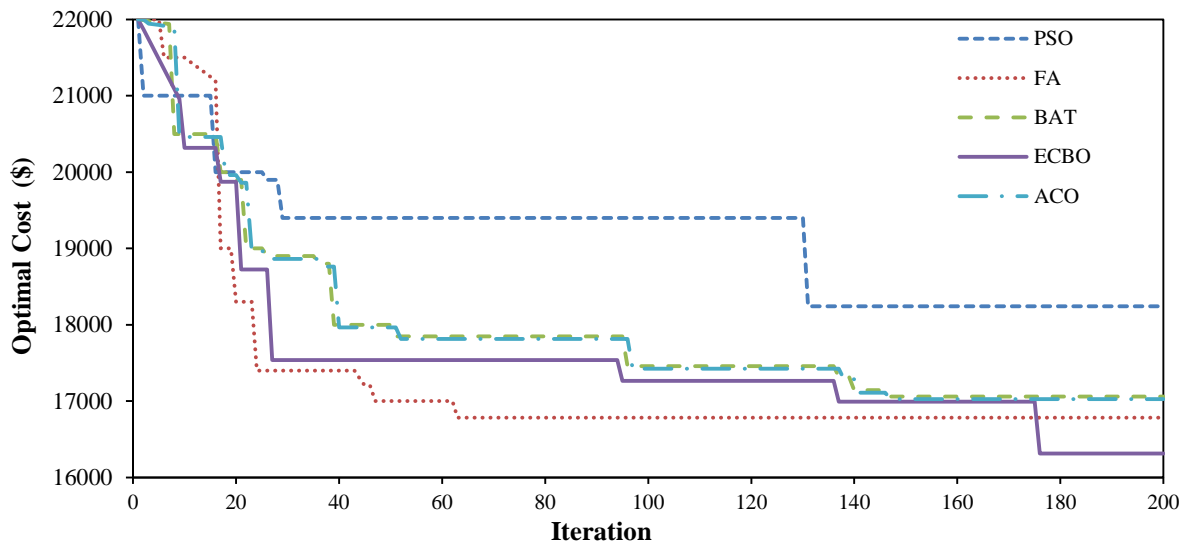
شکل ۷ نیز، تاریخچه همگرایی الگوریتم‌ها برای قاب مذکور، نشان داده شده است.

پروفیل‌های دریافت طبقات، برای نتایج به دست آمده در سطوح عملکردی LS، IO و CP در شکل ۸ نشان داده شده است. براساس نتایج به دست آمده قید دریافت مرتبط با سطح عملکردی LS، حاکم بر طرح است.

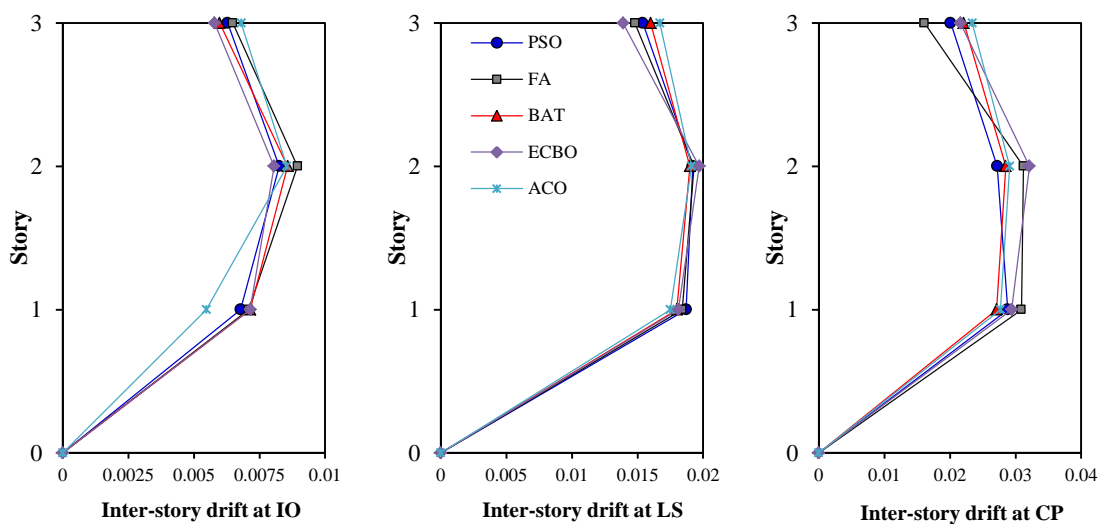
از آنجا که الگوریتم فراابتکاری ECBO، به بهینه‌ترین حل بین پنج الگوریتم منجر شده است، فقط برای حل یافته شده با این الگوریتم، نسبت نیاز بر ظرفیت دوران مفاصل پلاستیک اعضای تیر و ستون، در شکل ۹ ارائه شده است.

المان	الگوریتم									
	ECBO		PSO		FA		ACO		BAT	
	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها	ابعاد	میلگردها
گروه تیر	عرض	۴۰۰	۵۰۰	۲۵۰	۳۵۰	۳۵۰	۳۵۰	۳۵۰	۳۵۰	۳۵۰
	ارتفاع	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰
	مشی	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰
	مشی	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰	۲۵۰
ستون	عرض	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰
	ارتفاع	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰
	مشی	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰
	مشی	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰
هزینه کل (\$)	۱۶۳۱۳	۱۸۲۴۲	۱۶۷۸۴	۱۷۰۲۶	۱۷۰۵۹					
تعداد آنالیز	۴۸۷۵	۵۳۴۷	۵۰۷۷	۵۵۲۵	۴۹۲۸					

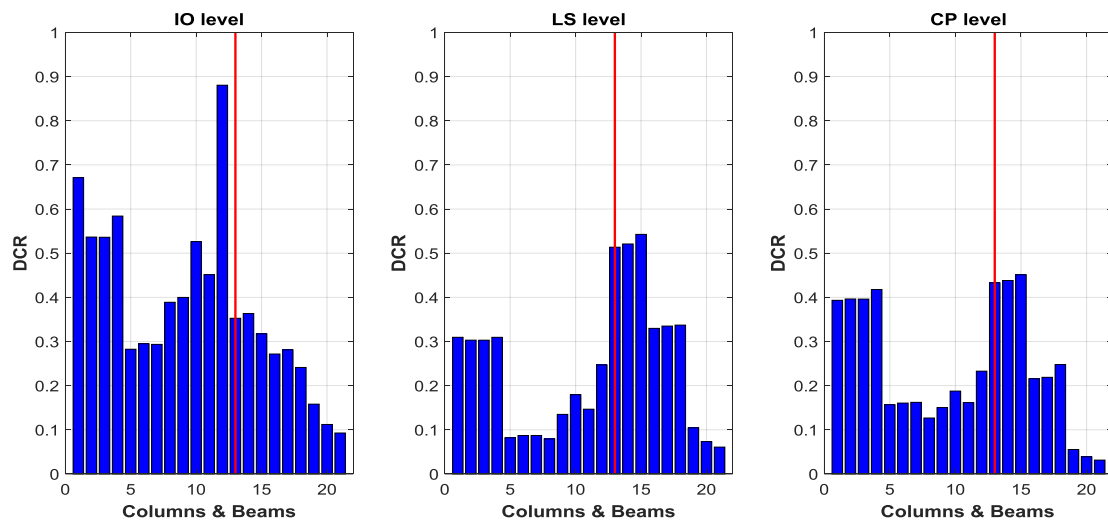
بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه بر اساس عملکرد با استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی و شبکه عصبی



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



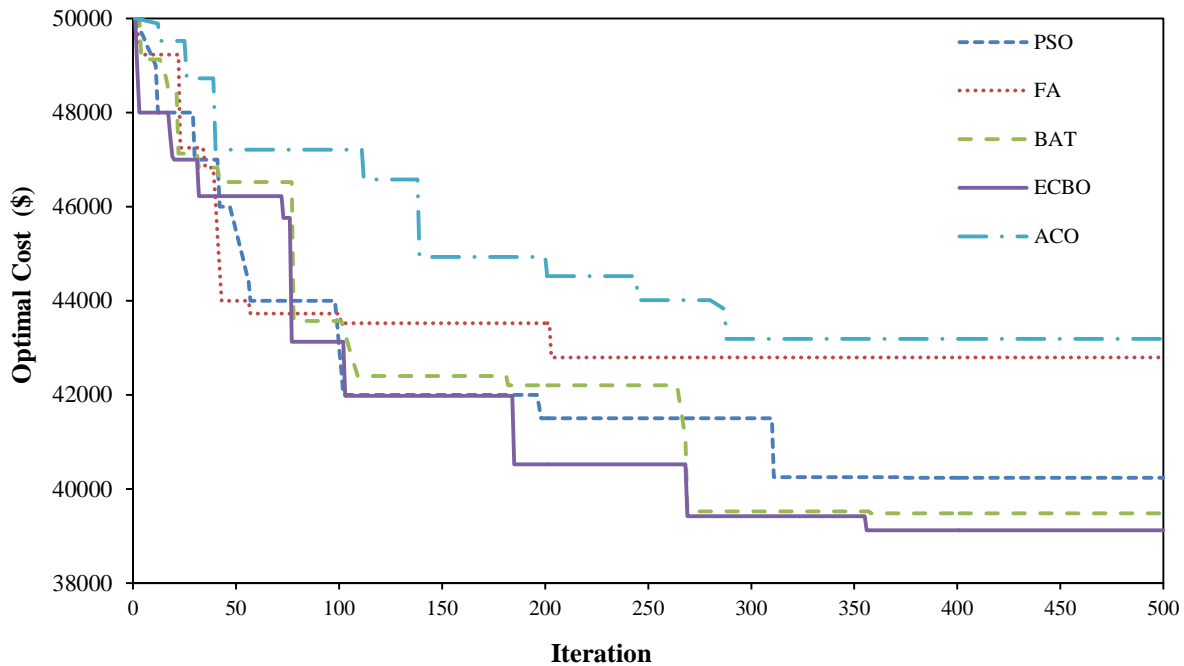
شکل ۸- پروفیل‌های دررفت طبقات قاب ۳ طبقه در سطوح عملکردی IO، LS و CP



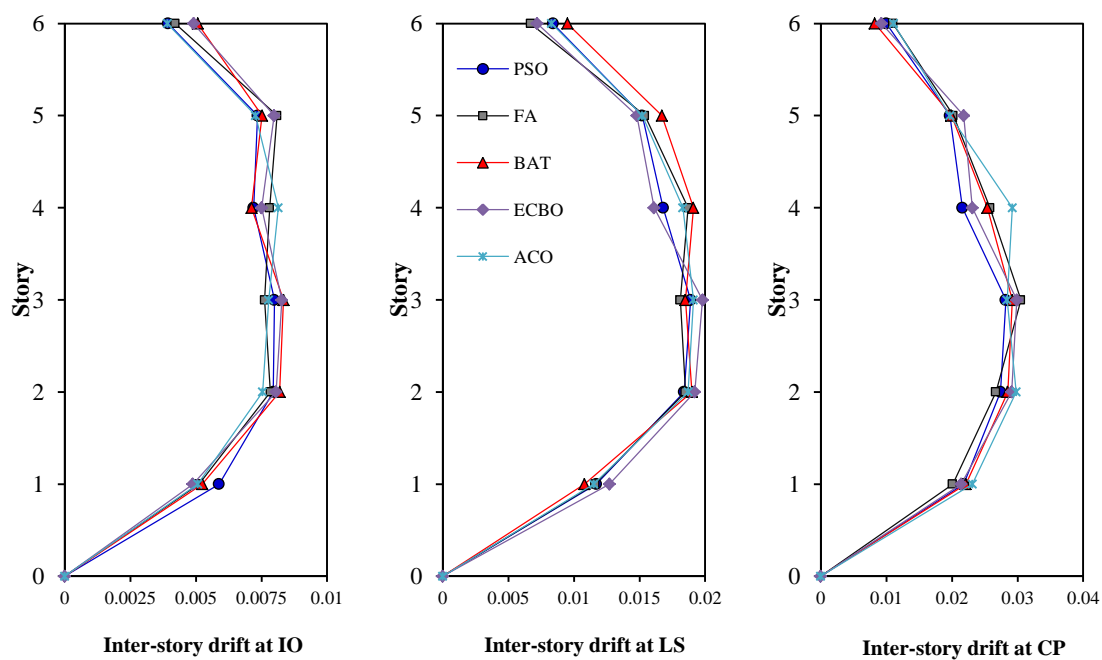
شکل ۹- نمودارهای میله‌ای نیاز بر ظرفیت دوران مفاصل پلاستیک ستون‌ها و تیرها در سطوح عملکردی IO، LS و CP- قاب ۳ طبقه

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

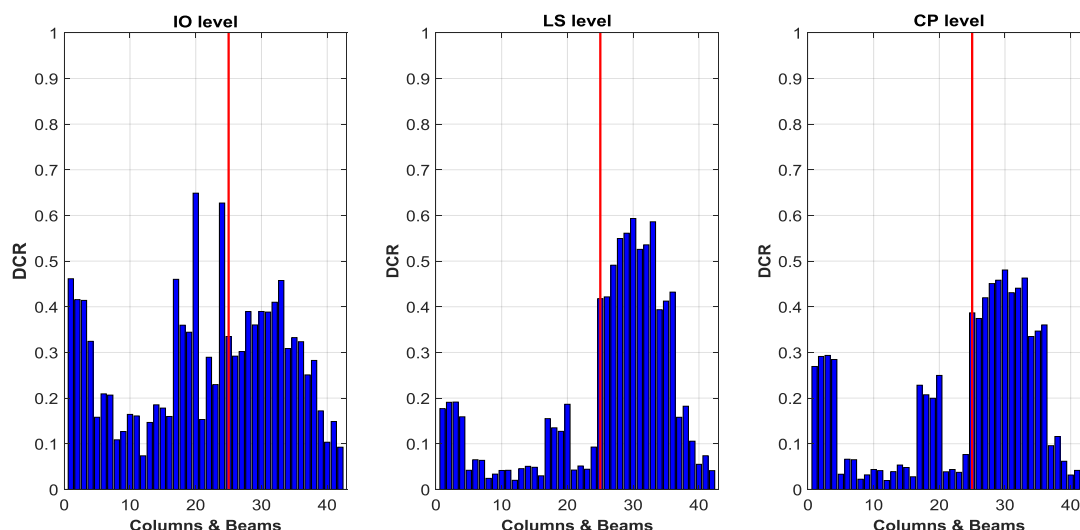
	۶ طبقه	۸ طبقه	۱۲ طبقه	۱۲ طبقه	۱۲ طبقه	۸ طبقه
هزینه کل (\$)	۳۹۱۲۰	۴۰۲۳۴	۴۲۷۹۴	۴۳۱۹۱	۴۳۱۹۱	۳۹۴۸۰
تعداد آنالیز	۱۶۷۲۵	۱۷۲۵۸	۱۶۹۲۴	۱۹۳۵۰	۱۹۳۵۰	۱۸۰۲۷



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

سازه را به ترتیب، ۱۱٫۸۳٪، ۲٫۸۹٪، ۴٫۳۷٪ و ۴٫۵۷٪ ارزان‌تر از الگوریتم‌های PSO، FA، ACO و BAT 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 PSO، FA، 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 دریفست کلی قاب بتن آرمه در سطح عملکرد LS، در طراحی بر اساس عملکرد است. پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی، با توجه به ماهیت تحلیل پوش آور 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 بدست آمده با ضوابط FEMA-P695، محاسبه گردد.

مطابق اشکال ۹ و ۱۳، نسبت نیاز بر ظرفیت دوران مفصل پلاستیک در تیرها و در سطح CP، بیشتر از ستون‌ها است. این به این معنی است که خرابی ابتدا از تیرها، به عنوان اعضای فیوزی شروع شده، سپس به ستون‌ها منتقل می‌شود.

۶- خلاصه و نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر، بهینه‌سازی قاب‌های بتن آرمه بر اساس عملکرد ارائه شد. در طی روند بهینه‌سازی، تحلیل ثقلی و پوش آور (به کمک شبکه عصبی) انجام گرفته، قیدهای مقاومتی، بر اساس ضوابط ACI 318-08، و قیدهای عملکردی مرتبط به دریفست 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

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 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.
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. Gheyratmand, *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 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

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.