

طراحی بهینه سازه های بتن آرمه با استفاده از الگوریتم PSO

علیرضا سپاس حکم آبادی^۱، سعید قلی زاده قلعه عزیز^۲ و سعید تاروردیلوی اصل^۳

۱- دانشجوی دکتری عمران گرایش سازه، گروه عمران دانشکده فنی مهندسی دانشگاه ارومیه

۲- دانشیار، گروه عمران دانشکده فنی مهندسی دانشگاه ارومیه

۳- استاد، گروه عمران دانشکده فنی مهندسی دانشگاه ارومیه

arsepas@yahoo.com

چکیده:

کاهش هزینه های ساخت در طراحی هر سازه ی جدید از اهداف اصلی طراحان سازه است. در تحقیق حاضر تلاش کردیم تا مساله طراحی بهینه با در نظر گرفتن هزینه ساخت را در قابهای بتن آرمه براساس سه روش مقایسه کنیم. طراحی سازه ها بر اساس آئین نامه ACI318-08 انجام شد. بهینه سازی سازه های بتن آرمه بسیار پیچیده تر از سازه های فولادی می باشد، که علت این امر، وجود ابعاد مختلف برای اعضا و آرایش های مختلف برای ارماتور گذاری می باشد. در سازه های فولادی فقط یک ماده مورد استفاده قرار گرفته و هزینه ی سازه مسقما با وزن سازه در ارتباط است، این در حالیست که در سازه های بتن آرمه، به دلیل وجود مواد مختلف سه هزینه ی مختلف شامل بتن، ارماتور و قالب بندی لحاظ می گردد و هر یک از این پارامترها بر روی هزینه ی نهایی سازه اثر می گذارد. بنابراین مساله بهینه سازی وابسته به اندازه ی مقاطع و کمیت ارماتورها می تواند باعث کمینه شدن هزینه ی نهایی سازه باشد. روش بهینه سازی دسته ذرات (PSO) یک روش نسبتا جدید برای حل مسایل بهینه سازی است. این الگوریتم بهینه سازی به دلیل پتانسیل بالا در مدل سازی مسایل مهندسی و برنامه نویسی کامپیوتری ساده، از محبوبیت بالایی برخوردار است. این الگوریتم بهینه سازی شباهت های زیادی با سایر الگوریتم های بهینه سازی دارد. تمامی این الگوریتم ها بوسیله ی عملگرهای شبیه سازی شده ی تکامل که بصورت تصادفی انتخاب می شوند، بر روی فضای طراحی جستجو می کنند. بعضی تفاوت ها نیز در نوع عملگرهای مورد استفاده جهت بدست آوردن راه حل های جدید و مکانیزم انتخاب جمعیت اولیه، وجود دارد. ایراد اصلی این نوع الگوریتم ها، سرعت همگرایی کند آنهاست که بار محاسباتی روند بهینه سازی را افزایش میدهد.

کلمات کلیدی: بهینه سازی، قاب بتن آرمه، روش الگوریتم جامعه پرندگان، PSO

۱. مقدمه

بحث اقتصادی بودن سازه ها همواره در ذهن طراحان ساختمان مطرح بوده است. بدین منظور طراحان علاوه بر تامین قواعد آیین نامه ای در سیستم های سازه ای همواره به سمت اقتصادی تر کردن سیستم طراحی شده حرکت کرده اند. بدین منظور استفاده از فرایندهای مختلف بهینه سازی در مباحث سازه ای مورد توجه قرار گرفته است. طراحان با استفاده از روش های مختلف بهینه سازی طرح های بهینه ای ارائه کرده اند که امروزه برای کارفرمایان جذابیت بیشتری داشته و می تواند حمایت بیشتری از سوی آنها را در پی داشته باشد. مشکلات اقتصادی در سال های اخیر باعث توجه هر چه بیشتر طراحان نسبت به مساله بهینه سازی شده است. از این رو، روش های بهینه سازی سازه ها روز به روز در حال ارتقا و پیشرفت بوده و تحقیقات در این زمینه گسترش فراوانی پیدا کرده است.

پیشینه ی بهینه سازی سازه ها به چند دهه ی اخیر بازمی گردد. به دلیل استفاده از آیین نامه های فعلی و همچنین طراحی سازه ها برای مقابله با پدیده زلزله امکان به وجود آمدن طرح هایی با ظرفیت بیش از حد نیاز به وجود آمده است که طرح های غیر اقتصادی می باشند. به همین دلیل بهینه سازی طی سال های اخیر وارد مسائل طراحی سازه شده است. با وجود این که بهینه سازی سازه ها جزء تحقیقات بیشتر محققان در طی سال های اخیر بوده است اما تحقیق در زمینه بهینه سازی سازه های بتن آرمه کم تر از سازه های فولادی صورت گرفته است. عدم وجود داده های قطعی در سازه های بتن آرمه از دلایل این امر می باشد. به عنوان مثال دلخواه بودن عرض و ارتفاع تیر و همچنین محیط غیر یکسان مقاطع بتن آرمه (محیط شامل فولاد و بتن) دشواری هایی را وارد بحث بهینه سازی سازه های بتن آرمه کرده است [۱ و ۲]. همچنین علاوه بر گسسته بودن پارامترهای

مقاطع وجود قیده‌های آیین نامه‌ای پیچیده‌تر در سازه‌های بتن آرمه بر دشواری بهینه سازی سازه‌های بتن آرمه نسبت به سازه‌های فولادی افزوده است [۳]. در بیشتر بهینه سازی‌های صورت گرفته از روش‌های گرادیانی^۱ استفاده شده است ولی به تازگی الگوریتم‌های فرا ابتکاری^۲ نیز وارد مسائل بهینه سازی سازه‌های بتنی شده است.

به طور کلی دو روش برای بهینه سازی مورد استفاده قرار می‌گیرد. روش مبتنی بر مشتق گیری یا روش‌های گرادیانی روش‌های اولیه برای بهینه سازی می‌باشند که بر مبنای معادلات ریاضی به وجود آمده‌اند. روش‌های دیگر روش‌های مستقیم می‌باشند که به صورت مستقیم به بهینه سازی الگوریتم‌ها می‌پردازند. از این روش‌ها می‌توان به روش‌های تکاملی^۳ و روش‌های فرا ابتکاری اشاره کرد. این روش‌ها بر اساس الهام از پدیده‌های طبیعی و رفتار جانداران به وجود آمده‌اند. در بین روش‌های حل مسائل بهینه سازی الگوریتم‌های فرا ابتکاری دارای ویژگی‌های مناسبی برای رویایی با مسائل پیچیده‌ی بهینه سازی سازه‌ها می‌باشند. هر یک از الگوریتم‌های فرا ابتکاری دارای مکانیسم‌هایی بر اساس تولید اعداد رندم می‌باشند که به وسیله برخی قانون‌های خاص خود در بهینه سازی مورد استفاده قرار می‌گیرند [۴]. از جمله این نوع الگوریتم‌ها می‌توان به الگوریتم ژنتیک^۴ [۵] و جامعه‌ی پرندگان^۵ [۶] اشاره کرد که به عنوان معروف‌ترین این نوع الگوریتم‌ها شناخته می‌شوند.

۲- ایجاد پایگاه داده مقاطع

در قابهای بتن آرمه تعداد زیادی از مقاطع و الگوهای مختلف آرماتورگذاری میتوان برای تیرها و ستون‌ها بکار برد. به منظور کاستن از پیچیدگی فرایند بهینه سازی قابهای بتن آرمه، در این بخش دو پایگاه داده برای مقاطع تیرها و ستونها ایجاد میشود. برای ایجاد این دو پایگاه داده برخی محدودیتهای اجرایی اعمال شده و بعضی قوانین آئین نامه ای رعایت 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 میشوند. افزایش ابعاد مقاطع با گامهای ۵ سانتیمتری منظور میشود. سایز آرماتورهای مصرفی در سازه های بتن آرمه عموماً D19، D22، و D25 میباشد. آئین نامه ACI 318-08 برای مقاطع محدودیتهایی دارد. این محدودیتهای شامل حداقل و حداکثر مساحت فولاد در مقطع، حداقل ضخامت پوشش بتن برابر 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. [۷]

۲-۱- تیرها

بر اساس آئین نامه ACI 318-08 [۸] محدودیتهای زیر باید به مقاطع تیرها اعمال 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 میباشد. ، ج- حداقل پوشش بتن ۴۰ میلیمتر منظور میشود. ، د- قطر خاموتها D10 فرض میشود. ، ه- لایه های میلگرد گذاری به دو لایه محدود میشود. ، و- آرماتورهای لایه بالایی باید در موقعیت آرماتورهای لایه پایینی قرار گیرند و حداقل فاصله میان دو لایه همانطور که در شکل ۱- ب نمایان است ۲۵ میلی متر میباشد. ، ز- در یک مقطع تیر در صورتیکه میلگردهای اضافی نیاز باشد تمام این آرماتورها در لایه دوم و بصورت متقارن

¹ Gradient base method

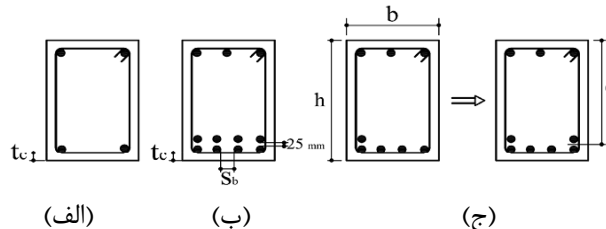
² Meta-heuristic algorithm

³ Evolutionary algorithm

⁴ Genetic algorithm

⁵ Particle swarm algorithm

نسبت به محور قائم مقطع خواهد بود و دقیقاً بالای آرماتورهای لایه پایینی قرار می گیرند. زمانیکه تقارن مزبور وجود ندارد در اینصورت با افزودن آرماتوری دیگر همانطور که در شکل ۱-ج ترسیم شده، تقارن ایجاد میشود. [۷]



شکل ۱- محدودیت آرماتور گذاری در تیرها: (الف) حداقل ۴ آرماتور در گوشه ها، (ب) حداقل فاصله مابین آرماتورهای طولی در دولایه، (ج) تقارن آرماتور گذاری نسبت به محور قائم مقطع. [۷]

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

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \cdot b \cdot d \quad [mm^2] \quad (الف-۱)$$

$$A_{s,max} = 0.75(0.85\beta_1) \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y} \cdot b \cdot d \quad [mm^2] \quad (ب-۱)$$

که b ، f'_c و f_y عبارتند از بترتیب عرض مقطع و مقاومت فشاری مشخصه بتن و مقاومت تسلیم مشخصه آرماتورها میباشد. در اینجا d عمق مؤثر مقطع میباشد که عبارتست از فاصله مرکز آرماتورهای طولی کششی از سطح خارجی لایه با حداکثر تنش فشاری مقطع. ضریب β_1 ضریب مربوط به نسبت عمق بلوک تنش فشاری مستطیلی معادل به عمق تار خنثی که از بخش 10.2.7.3 آئین نامه ACI 318-08 انتخاب میشود. آرماتورها D19 و D22 به ترتیب برای لنگرهای مثبت و منفی تیرها بکار میروند. [۷]

با در نظر گرفتن قوانین فوق ۱۸ نوع از مقاطع بصورت زیر ایجاد میشود:

300 × 450, 300
400 × 650, 400

مجموعاً ۱۰۱۴ مقطع با آرماتور گذاری متفاوت برای تیرها ایجاد شد که جزئیات آنها در جدول ۱ آمده است. جزئیات نحوه تشکیل این مقاطع را میتوان از مرجع ۳ استخراج کرد. [۷]

برای تیرها ظرفیت ممان ضریبدار در وسط و دو انتها با استفاده از رابطه زیر محاسبه میشود:

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (۲)$$

و در پایگاه داده ذخیره میشود. در این رابطه، ϕ ضریب کاهش مقاومت ($\phi = 0$)، A_s مساحت آرماتورهای کششی و a عمق بلوک تنش فشاری مستطیلی معادل میباشد که به صورت زیر تعیین میشود:

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85f'_c b) \quad (۳)$$

جدول ۱ پایگاه داده مقاطع تیری استفاده شده در این مقاله را نشان میدهد. جدول شامل اطلاعاتی در خصوص عرض، ارتفاع، مساحت و ممان اینرسی، تعداد میلگردها برای لنگرهای مثبت و منفی، ظرفیت خمشی ضریبدار مربوطه، و هزینه ساخت هر متر طول از تیرها میباشد. محاسبه هزینه متر طول تیرها بعداً توضیح داده میشود. [۷]

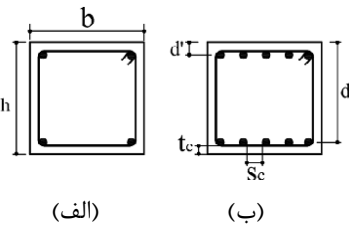
جدول ۱- پایگاه داده استفاده شده برای تیرها در تمام مثالها [۷]

Beam number	Width (mm)	Depth (mm)	Area ($\times 10^3 mm^2$)	Moment of inertia ($\times 10^6 mm^4$)	Number of bars		Factored moment resistance (kN.m)		Cost per unit length (\$)
					Center (D19)	End (D22)	Center	End	
1	300	450	1350	2278.1	2	2	74.41	97.67	133.95
2	300	450	1350	2278.1	3	2	108.84	97.67	135.96
.....
1013	450	900	4050	27338	10	12	761.3	1152.3	301.78
1014	450	900	4050	27338	12	12	893.43	1152.3	305.79

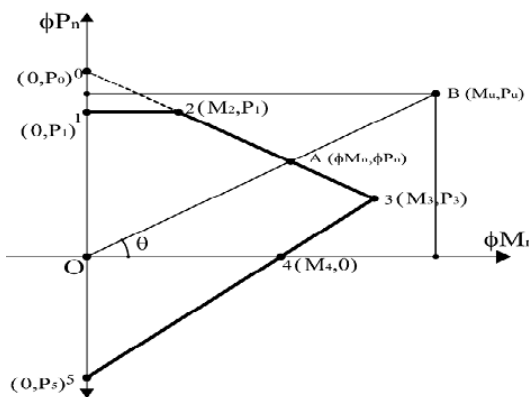
۲-۲- ستونها

بر اساس آئین نامه ACI 318-08 [۸] محدودیت‌های زیر باید به مقاطع ستونها اعمال گردد:

الف- حداقل فاصله آزاد مابین آرماتوهای طولی فرض میشود برابر $s_c = 40\text{mm}$ باشد. ، ب- حداقل تعداد آرماتورها ۴ است همانطوریکه در شکل ۲ الف نمایان است باید در ۴ گوشه مقطع قرار گیرند. ، ج- حداقل پوشش بتن برابر $t_c = 40\text{mm}$ منظور میشود. ، د- قطر خاموتها D10 فرض میشود. ، ه- بنحویکه در شکل ۲ ب ترسیم شده آرایش میلگردها باید متقارن و در دو ضلع روبروی مقطع باشد. ، و- حداقل و حداکثر مساحت آرماتورهای طولی بترتیب محدود به ۱ و ۸ درصد کل مساحت سطح مقطع خواهد بود.



شکل ۲- محدودیت‌های آرماتورگذاری مقاطع ستونها: (الف) حداقل ۴ آرماتور طولی در ۴ گوشه مقطع. (ب) الگوی متقارن میلگردها و فاصله و پوشش میلگردها. [۷]



در مقاطع ستونها فقط آرماتور D25 بکار میرود. در تمامی مثالها، برای ستونها پایگاه داده ای شامل ۵۵ نوع مقطع مستطیلی، بطوریکه در جدول ۲ ارایه شده، به ابعاد ۳۰۰ میلیمتر تا ۹۰۰ میلیمتر با گامهای ۵۰ میلیمتر استفاده شده است.

مقاومت هر ستون تحت بارهای اعمالی (خمشی و محوری) با استفاده از منحنی های اندرکنش P-M محاسبه شده است. در این مقاله همانطوریکه در شکل ۳ ترسیم شده از منحنی اندرکنش P-M ساده شده خطی استفاده شده است. [۷]

شکل ۳- منحنی اندرکنش P-M خطی شده با اتصال نقاط مشخصه. [۷]

جدول ۲ پایگاه داده مقاطع ستونها را نشان میدهد که در تمام مسائل نمونه این مقاله بکار رفته اند. این جدول شامل ابعاد، تعداد آرماتورها و نقاط کلیدی دیاگرام اندرکنش، و نیز هزینه متر طول ستونها میباشد. روند محاسبه هزینه بعداً در این مقاله توضیح داده خواهد شد. [۷]

جدول ۲- پایگاه داده استفاده شده برای ستونها در تمام مثالها [۷]

Column number	Width (mm)	Depth (mm)	Number of bars (D25)	P_0 (kN)	P_1 (kN)	P_3 (kN)	P_5 (kN)	M_2 (kN.m)	M_3 (kN.m)	M_4 (kN.m)	Cost per unit length (\$)
1	300	300	4	1643.3	1314.7	429	692.7	22.19	81.98	70.52	133.72
2	300	300	6	1880.7	1504.6	405.7	1039.1	25.97	101.82	100.61	140.66
...
54	900	900	22	13128	10503	4961.3	3810	717.17	2230.7	1504.5	492.55
55	900	900	24	13366	10693	4954.9	4156.3	739.31	2326.2	1638.1	499.48

۳- آنالیز قاب

برای طراحی بهینه یک قاب ارضای هر یک از شروط طراحی لازم است محاسبه شود. به این منظور نیروهای داخلی شامل نیروهای محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی در هر یک از المانها مورد نیاز هستند. این مقادیر پاسخ سازه ای برای طراحی هر یک از قابها از طریق آنالیز المان محدود محاسبه میشود. با هدف ساده سازی محاسبات، در مطالعه حاضر،

برای تیرها فقط ممانهای خمشی مد نظر قرار گرفته اند در حالیکه برای ستونها نیروهای محوری همراه با لنگرهای خمشی منظور شده اند. تحلیل ستونها همچنین شامل کنترل لاغری ستونها میباشد و در صورتیکه یک ستون لاغر تشخیص داده شود ضریب لاغری برای ستون اعمال میشود.

وقتییکه یک ستون لاغر باشد، لنگر تشدید میشود. آئین نامه ACI 318-08 [۸] بیان میکند که برای اعضای فشاری که در مقابل تغییر مکانهای جانبی مقید نیستند اثر لاغری میتواند چشم پوشی شود در صورتیکه:

$$\frac{kl_u}{r} < 22 \quad (۴)$$

در این رابطه k ضریب طول مؤثر برای اعضای فشاری، l_u طول مهار نشده عضو فشاری 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 بصورت 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 میباشد. پس از محاسبه ψ برای دو انتهای هر عضو فشاری، متوسط این مقادیر ψ_m بدست می آید و ضریب طول مؤثر عضو فشاری، k با استفاده از روابط زیر محاسبه میشود:

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

$$\psi_m \geq 2 : k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (۶ \text{ ب})$$

برای ستون لاغر، ممان خمشی تشدید یافته میتواند بصورت زیر محاسبه شود:

$$M = M_{ns} + \delta_s M_s \quad (۷)$$

که M_{ns} لنگر خمشی ناشی از بارهای ثقلی و M_s لنگر خمشی در نتیجه 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 بزرگترین آنها برای طراحی ستون استفاده میشود. محاسبات ضریب تشدید همچون روند مشخص شده در فصل ۱۰ آئین نامه ACI 318-08 انجام یافته است [۷].

۴- فورمولاسیون بهینه یابی

در طراحی مبتنی بر نیرو بارهای ثقلی و بارهای جانبی تحت ترکیب بارهای مشخص به سازه وارد می شود و پس از آنالیز خطی سازه قیود مربوط به این روش طراحی شامل لنگرها و نیروهای محوری اعضاء و تغییر مکان جانبی طبقات می باشد. فرمول بندی طراحی بهینه در این روش به شکل زیر می باشد.

$$\text{minimize: } F(x) \quad (۸)$$

subject to: $g_i(x)$

در رابطه (۸) بردار x نمایانگر متغیرهای طراحی و F نشان دهنده تابع هدف بهینه سازی بوده که معیاری برای انتخاب طرح برتر به شمار می آید. در این بخش از تحقیق هدف به حداقل رساندن هزینه احداث سازه می باشد. پرواضح است که کمینه سازی تابع هدف نباید اثر نامطلوبی بر رفتار سازه و کارائی آن داشته باشد. از این رو لازم است نقطه کمینه تابع هدف نابرابری $g_i(x) < 0$ را که قیود مسئله نامیده میشوند، برآورده نماید.

در مسئله بهینه‌سازی قاب بتن آرمه هدف اصلی کاهش هزینه‌های ساخت می‌باشد که در این بخش به عنوان تابع هدف در مسئله بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است. هزینه کلی قاب بتن آرمه شامل بتن و فولاد مصرفی و همچنین قالب‌بندی تیرها و ستون‌ها می‌باشد. از این رو می‌توان تابع هدف را بصورت زیر نوشت.

$$C = \sum_{i=1}^{nb} (C_c b_{b,i} h_{b,i} + C_s A_{s,b,i} + C_f (b_{b,i} + 2h_{b,i})) L_i + \sum_{j=1}^{nc} (C_c b_{c,j} h_{c,j} + C_s A_{s,c,j} + 2C_f (b_{c,j} + h_{c,j})) H_j \quad (9)$$

که در آن C تابع هدف، nb تعداد تیرها، $b_{b,i}$ ، $h_{b,i}$ و L_i به ترتیب عرض، ارتفاع، طول و مساحت میلگردهای تیر i ام می‌باشند و همچنین nc تعداد ستون‌ها، $b_{c,j}$ ، $h_{c,j}$ و H_j به ترتیب عرض، ارتفاع، طول و مساحت میلگردهای ستون j ام می‌باشند. C_c ، C_s و C_f نیز به ترتیب هزینه واحد حجم بتن و فولاد و هزینه واحد سطح قالب‌بندی مطابق [۳] می‌باشند. مقادیر آنها ترتیب زیر می‌باشند:

$$C_c = 105 \text{ \$ / m}^3, \quad C_s = 7065 \text{ \$ / m}^3, \quad C_f = 92 \text{ \$ / m}^2$$

در روند آنالیز و طراحی، باید قیود مربوط به روش طراحی مبتنی بر نیرو نیز وارد شوند. برای تیرها باید مقادیر تقاضاهای خمشی در وسط (M_u^+) و دو انتهای عضو (M_{uL}^- و M_{uR}^-) کمتر از ظرفیت مقطع (ϕM_n) باشد. در مقاطع ستون‌ها نیز بایستی ظرفیت ستون بیش از تقاضاهای ایجاد شده در آنها باشد. در بررسی ظرفیت ستون‌ها اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در نظر گرفته شده است. بر این اساس زوج نیروی محوری و لنگر خمشی (M_u , P_u) حاصل از بارگذاری‌های وارده نباید از محدوده دیاگرام اندرکنش ستون خارج شود. برای فرمول بندی این قید از ستون، تقاضا و ظرفیت مقطع به شکل زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$L_n = \sqrt{(f M_n)^2 + (f P_n)^2}, \quad L_u = \sqrt{(M_u)^2 + (P_u)^2} \quad (10)$$

بنابراین در صورتی که $L_u \leq L_n$ آنگاه می‌توان مقطع ستون را جوابگو دانست. همچنین در رابطه با ستون‌ها 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. نهایتاً برای قاب بتن آرمه فرمول بندی قیود را می‌توان به شکل رابطه زیر نوشت.

$$g_1 = \frac{M_u^+}{\phi M_n^+} - 1 \leq 0 \quad (1-11)$$

$$g_2 = \frac{|M_{uL}^-|}{\phi M_n^-} - 1 \leq 0 \quad (2-11)$$

$$g_3 = \frac{|M_{uR}^-|}{\phi M_n^-} - 1 \leq 0 \quad (3-11)$$

$$g_4 = \frac{L_u}{L_n} - 1 \leq 0 \quad (4-11)$$

$$g_5 = \frac{b_T}{b_B} - 1 \leq 0 \quad (5-11)$$

$$g_6 = \frac{h_T}{h_B} - 1 \leq 0 \quad (6-11)$$

$$g_7 = \frac{n_T}{n_B} - 1 \leq 0 \quad (7-11)$$

در این تحقیق قیود در مسئله بهینه‌سازی با استفاده از مفهوم تابع پنالتی اعمال شده‌اند [۵۴]. بر این اساس توابع پنالتی به شکل روابط زیر نوشته می‌شوند.

$$\Phi = F(1 + P_{beam} + P_{column}) \quad (1-12)$$

$$P_{beam} = r_p \sum_{i=1}^{nb} ((\max\{0, g_1\})^2 + (\max\{0, g_2\})^2 + (\max\{0, g_3\})^2) \quad (2-12)$$

$$P_{column} = r_p \sum_{j=1}^{nc} ((\max\{0, g_4\})^2 + (\max\{0, g_5\})^2 + (\max\{0, g_6\})^2 + (\max\{0, g_7\})^2) \quad (3-12)$$

که در این روابط r_p پارامتر مثبت تابع پنالتی، P_{beam} و P_{column} توابع پنالتی ستون و تیرها می‌باشند. همانطور که اشاره شده در روند بهینه‌سازی از الگوریتم PSO استفاده شده است و بیشینه تکرار در روند بهینه‌سازی به ۲۰۰ محدود شده است و در صورتی که در ۴۰ تکرار متوالی مقدار تابع هدف ثابت ماند روند بهینه‌سازی متوقف شده است [۱۵].

۵- الگوریتم جامعه پرندگان (Particle Swarm Optimization)

اخیراً گروهی از الگوریتم‌های بهینه‌سازی بر اساس شبیه‌سازی تعامل اجتماعی یک گروه خاص از موجودات زنده برای دستیابی به منابع غذایی به وجود آمده‌اند. الگوریتم جامعه پرندگان (PSO) [۹-۱۰] که در سال ۱۹۹۵ توسط ابرهارت و کندی^۱ معرفی شد از این گروه می‌باشند. این الگوریتم بهینه‌سازی از نحوه زندگی پرندگان و ماهیها الهام گرفته شده است که بصورت گروهی زندگی می‌کنند و بسیاری از احتیاجات خود، از جمله جستجوی غذا را بصورت دسته‌جمعی و با کمک یکدیگر و با استفاده از خرد جمعی انجام می‌دهند. در این الگوریتم فرض شده است که پرندگان در جستجوی غذا بصورت غریزی فاصله خود تا غذا را حس می‌کنند در حالیکه از مکان آن اطلاعی ندارند؛ علاوه بر این، فرض شده است که تمام پرندگان با به اشتراک گذاشتن اطلاعات خود موقعیت نزدیکترین پرنده به غذا را می‌دانند و موقعیت خود در فضای جستجو را بر مبنای آن اصلاح می‌کنند. فرآیند حرکت پرندگان به سمت منبع غذا یک پدیده اتفاقی طبیعی است که باعث می‌شود هر پرنده در گروه با سرعت و جهت خاص خود حرکت کند و موقعیت اولیه خود را در گروه بهبود دهد، بردار سرعت بر اساس حافظه ذخیره شده به وسیله هر پرنده بهبود می‌یابد که این حافظه شبیه حافظه اطلاعات شخصی هر فرد می‌باشد و از طرف دیگر موقعیت هر ذره در گروه با توجه به رفتار کلی گروه بهبود می‌یابد و گروه در مسیر جستجوی خود به مناطق بهتری دست می‌یابد و این چرخه بهبود موقعیت هر ذره و متعاقباً بهبود موقعیت کل گروه ادامه دارد تا گروه به بهترین نقطه (منبع غذایی) برسد.

الگوریتم PSO در بین الگوریتم‌های مشابه خود بسیار قوی ظاهر شده است و به آسانی می‌تواند با متغیرهای پیوسته، ناپیوسته و اعداد صحیح کار کند. الگوریتم PSO در مقایسه با روش‌های بهینه‌سازی مشابه دیگر بسیار مؤثرتر است و برای رسیدن به نتایج بهتر و یا مشابه دیگر الگوریتم‌ها، به فراخوانی تابع کمتری نیاز دارد. از جمله مزایای دیگر الگوریتم می‌توان به پیاده‌سازی کامپیوتری آسان آن اشاره کرد که به آسانی با شرایط قیود و متغیرها در یک مساله خاص منطبق می‌شود [۱۱]. جهت رعایت اختصار از بیان الگوریتم PSO باینری صرف‌نظر شده است.

فرمولبندی الگوریتم PSO: در این الگوریتم هر جواب مسئله، یک پرنده در فضای جستجو است که ذره ۱ نام دارد و هر ذره دارای یک مقدار شایستگی است که توسط تابع شایستگی مسئله بدست می‌آید، بر این اساس پرنده‌ای که به منبع غذا نزدیکتر است، شایستگی بیشتری دارد. همچنین هر پرنده دارای یک بردار سرعت است که جهت حرکت پرنده و میزان سرعت را نشان می‌دهد و در فرآیند بهینه‌سازی هر پرنده جهت خود را بر اساس تجربه شخصی^۲ و تجربه جامعه^۳ اصلاح می‌کند.

^۱Eberhart and Kennedy

^۲ Particle

^۳ Cognition Part

^۳ Social Part

در فرمولبندی الگوریتم، ذره i ام در موقعیت x و در تکرار $k+1$ ام به وسیله رابطه (۱۳-۱) موقعیت خود را بهبود می‌بخشد، که در این رابطه v_{k+1}^i سرعت اصلاح شده ذره i ام است که از رابطه (۱۳-۲) حاصل شده است و Δt گام زمانی می‌باشد [۱۲] که با استفاده از رابطه (۱۳-۳) تعیین می‌شود. البته در این مقاله مقدار Δt برابر واحد فرض شده است.

$$x_{k+1}^i = x_k^i + v_{k+1}^i \Delta t \quad (1-13)$$

$$v_{k+1}^i = wv_k^i + c_1 r_1 \frac{(p_k^i - x_k^i)}{\Delta t} + c_2 r_2 \frac{(p_k^g - x_k^i)}{\Delta t} \quad (2-13)$$

$$\Delta t = \frac{1}{k_{Max}} \quad (3-13)$$

در روابط فوق v_k^i مقدار بردار سرعت در تکرار k ام، r_1 و r_2 دو عدد تصادفی بین صفر و یک و p_k^i نشان دهنده بهترین موقعیت ذره i ام و p_k^g موقعیت بهترین ذره در تمام جامعه تا تکرار k ام می‌باشد و دیگر ضرایب پارامترهای وابسته به مسئله هستند. برای مثال c_1 (پارامتر cognitive) و c_2 (پارامتر social) پارامترهای اعتماد نامیده می‌شوند و تعیین کننده میزان اطمینان به جریان ذرات و یا حرکت جامعه می‌باشد و w پارامتر لختی وزن نامیده می‌شود که در ادامه بیشتر توضیح داده خواهد شد. همچنین k_{Max} ماکزیمم تعداد تکرار است که توسط کاربر برای برنامه تعریف می‌شود.

پارامتر w نقش مهمی را در رفتار همگرایی الگوریتم PSO بر عهده دارد به طوری که مقدارهای زیاد w باعث افزایش مقدار بردار سرعت می‌شود و در هر تکرار گام‌های بزرگتری برداشته خواهد شد و با کوچک شدن w این گام‌ها کوچکتر می‌شود که برای رسیدن به بهینه در گام‌های آخر مفید می‌باشد، از اینرو با قرار دادن یک رابطه بجای مقداری ثابت برای w می‌توان به این مهم دست یافت. در این مقاله از رابطه ارائه شده در [۱۲] استفاده شده است.

$$w_{k+1} = w_{max} - \frac{w_{max} - w_{min}}{k_{max}} k \quad (14)$$

همانطور که در مرجع [۱۳] عنوان شده است مقادیر w_{min} و w_{max} بترتیب برابر با $0/9$ و $0/4$ می‌باشند. همچنین در مراجع [۱۱، ۱۲، ۱۴] عنوان شده است که بهترین مقادیر برای پارامترهای c_1 و c_2 برابر با 2 می‌باشد. در الگوریتم PSO موقعیت اولیه پرندگان بصورت تصادفی در فضای مجاز طراحی $[x^l, x^u]$ انتخاب می‌شود. سپس سرعت اولیه پرندگان (V_1) در بازه $[v_{min}, v_{max}]$ بطور تصادفی مقدار دهی می‌شود. در این ماتریس p تعداد ذرات و n تعداد متغیرهای طراحی می‌باشد؛ v_{min} و v_{max} با استفاده از رابطه (۱۵-۱) و V_1 با استفاده از رابطه (۱۵-۲) تعیین می‌شوند.

$$v_{min} = -\frac{1}{2}(x^u - x^l) \quad , \quad v_{max} = \frac{1}{2}(x^u - x^l) \quad (1-15)$$

$$V_1 = v_{min} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \dots & 1 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & \dots & 1 \end{bmatrix}_{p \times n} + \begin{bmatrix} r_{1,1} & \dots & r_{1,i} & \dots & r_{1,n} \\ \vdots & & \ddots & & \vdots \\ r_{p,1} & \dots & r_{p,i} & \dots & r_{p,n} \end{bmatrix}_{p \times n} \cdot (v_{max} - v_{min}) \quad (2-15)$$

در رابطه (۱۵-۲)، $r_{p,n}$ مقادیر تصادفی بین صفر و یک می‌باشند.

در بهنگام نمودن موقعیت پرندگان باید مقدار جدید به دست آمده برای x^i ها در شرط (۱۶) صدق نماید. در غیر این صورت باید این حدود جایگزین مقدار جدید گردند.

$$x^l \leq x^i \leq x^u \quad (16)$$

جهت بهنگام کردن مقدار p_k^i کمترین مقدار تابع هدف برای هر ذره تا تکرار k ام بعنوان p_k^i ثبت می‌شود به همین ترتیب برای متغیر p_k^g بهترین موقعیت بدست آمده در جامعه تا تکرار k ام در نظر گرفته می‌شود.

۶- طراحی قابهای بتن آرمه

در طراحی بهینه مبتنی بر نیرو سه قاب چهار، هشت و دوازده طبقه مورد بررسی قرار گرفته است. در طراحی این قابها برای تیرها و ستونها از مقاطع مستطیلی و مربعی با ترکیبات مختلف آرماتورگذاری در نظر گرفته شده است. برای ایجاد یک فضای جستجوی محدود و کارآمد از تیرها و ستونها برای انجام بهینه‌سازی از روش ارائه شده توسط لی [۳] استفاده شده است. طبق روش لی برای تیرها ابعاد مقطع، تعداد آرماتورهای بالا و پائین مقطع و همچنین ظرفیت خمشی منفی و مثبت هر مقطع و برای ستونها ابعاد مقطع، تعداد آرماتورها و منحنی ساده شده‌ای از اندرکنش خمشی و محوری تولید شده است. ظرفیت مقاطع براساس ظرفیت نهایی مقطع با استفاده از کدنویسی در Matlab بدست آمده‌اند [۱۵].

در مدل‌های مورد بررسی بارهای استاتیکی جانبی زلزله بصورت بار نقطه‌ای در گره‌های هر طبقه و بارهای ثقیلی برای بار مرده $DL=22.3 \text{ kN/m}$ و برای بار زنده $LL=10.7 \text{ kN/m}$ فرض شده است. در تمام مدلها ترکیبات بارگذاری زیر برای ارزیابی

تقاضاها استفاده شده است.
Load Case 1: $1.2DL+1.6LL$

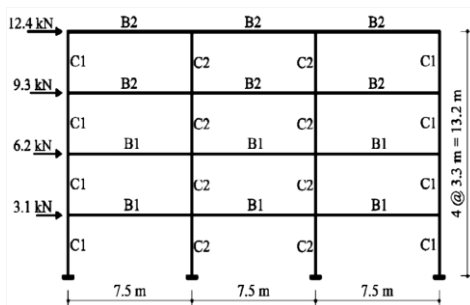
Load Case 2, 3: $1.2DL+1.0LL\pm 1.4EL$

Load Case 4, 5: $0.9DL\pm 1.4EL$

مقادیر تنش تسلیم فولاد آرماتورها و مقاومت فشاری بتن در تمام قابها به شرح زیر فرض شده است [۱۵].

$$f'_c = 23.5 \text{ MPa}, \quad f_y = 392 \text{ MPa}$$

۶-۱- قاب ۴ طبقه ۳ دهانه

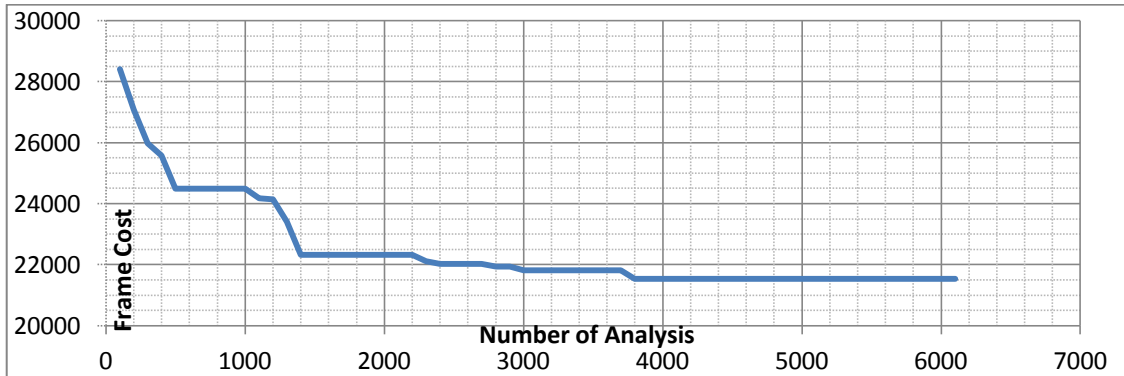


شکل ۴- قاب چهار طبقه

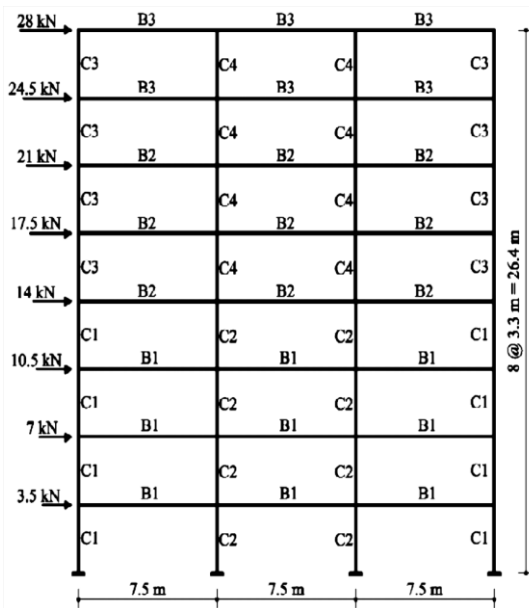
هندسه این قاب، بارهای جانبی و تیپ بندی تیر و ستونهای آن در شکل ۴ نشان داده شده است. در جدول ۳ نتیجه حاصل از الگوریتم PSO در این تحقیق با نتیجه بدست آمده در مطالعه کاوه و سبزی مقایسه شده است. در شکل ۵ تاریخچه همگرایی الگوریتم را برای قاب مذکور نشان می‌دهد. این نتایج نشان می‌دهند که در الگوریتم PSO علاوه بر حل بهینه سبک‌تر که هزینه ساخت قاب مذکور حدود ۳٪ کمتر شده است، میزان هزینه‌های محاسباتی نیز به صورت چشمگیری کاهش پیدا کرده است. تعداد دفعات آنالیز در مطالعه حاضر حدود ۳۸۰۰ بار می‌باشد که تقریباً کمتر از نصف تعداد دفعات آنالیز در مطالعه مورد مقایسه می‌باشد.

جدول ۳- طرح بهینه قاب ۴ طبقه ۳ دهانه

Element		PSO				Kaveh and Sabzi [19]			
		Sectional dimensions		Reinforcements		Sectional dimensions		Reinforcements	
Type	Group	Width (mm)	Depth (mm)	Positive moment	Negative Moment	Width (mm)	Depth (mm)	Positive moment	Negative Moment
Beam	B1	300	500	4-D19	5-D22	300	500	3-D19	5-D22
	B2	300	500	4-D19	5-D22	300	500	4-D19	5-D22
Column	C1	300	300	6-D25		350	350	8-D25	
	C2	300	300	6-D25		300	300	6-D25	
Frame cost (\$)				21538		22207			
Number of structural analyses				3800		8500			



شکل ۵- تاریخچه همگرایی طرح بهینه قاب ۴ طبقه ۳ دهانه



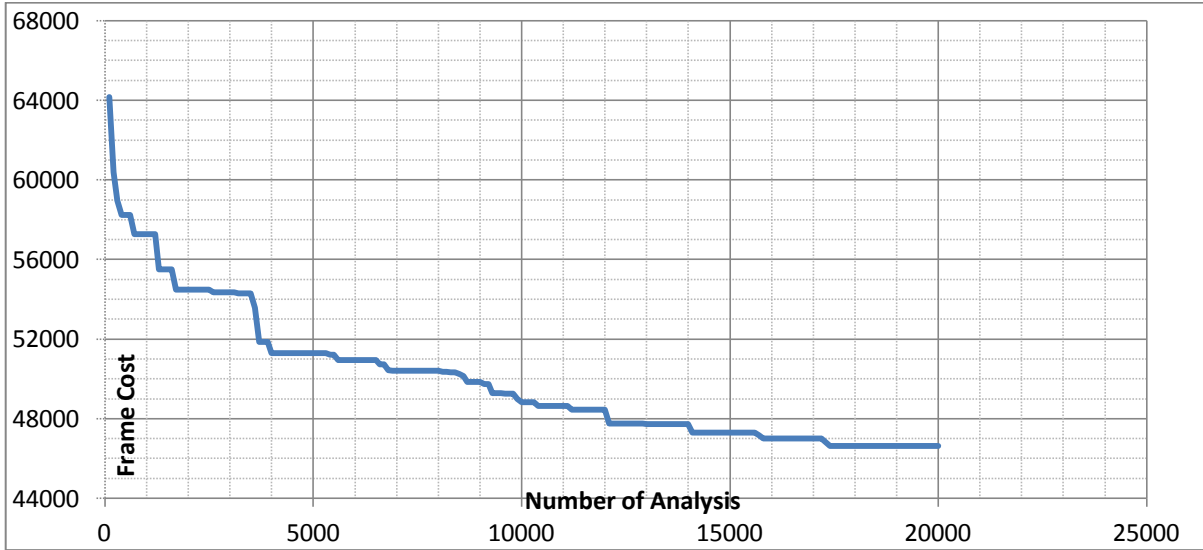
۶-۲- قاب ۸ طبقه ۳ دهانه

هندسۀ این قاب، بارهای جانبی و تیپ بندی تیر و ستون‌های آن در شکل ۶ نشان داده شده است. در جدول ۴ نتیجه حاصل از الگوریتم PSO در این تحقیق با نتیجه بدست آمده در مطالعه کاوه و سبزی مقایسه شده است. در شکل ۷ تاریخچه همگرایی الگوریتم را برای قاب مذکور نشان می‌دهد. این نتایج نشان می‌دهند همانند مثال اول (قاب ۴ طبقه ۳ دهانه) در الگوریتم PSO علاوه بر حل بهینه سبک‌تر که هزینه ساخت قاب مذکور حدود ۳٪ کمتر شده است، میزان هزینه‌های محاسباتی نیز به صورت چشمگیری کاهش پیدا کرده است. تعداد دفعات آنالیز در مطالعه حاضر حدود ۱۷۴۰۰ بار می‌باشد که تقریباً نصف تعداد دفعات آنالیز در مطالعه مورد مقایسه می‌باشد.

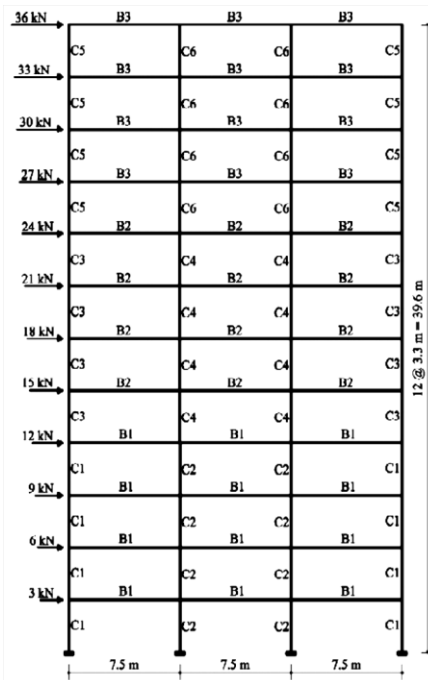
شکل ۶- قاب هشت طبقه

جدول ۴- طرح بهینه قاب ۸ طبقه ۳ دهانه

		PSO				Kaveh and Sabzi			
		Sectional dimensions		Reinforcements		Sectional dimensions		Reinforcements	
Element Type	Group	Width (mm)	Depth (mm)	Positive Moment	Negative moment	Width (mm)	Depth (mm)	Positive Moment	Negative Moment
Beam	B1	300	450	4-D19	4-D22	300	500	3-D19	6-D22
	B2	300	450	4-D19	2-D22	300	500	3-D19	6-D22
	B3	300	450	3-D19	2-D22	300	500	3-D19	5-D22
Column	C1	750	750		14-D25	400	400		8-D25
	C2	750	750		16-D25	450	450		12-D25
	C3	700	700		12-D25	350	350		8-D25
	C4	40	40		4-D25	350	350		8-D25
Frame cost (\$)				46631				48263	
Number of structural analyses				17400				39500	



شکل ۷- تاریخچه همگرایی طرح بهینه قاب ۸ طبقه ۳ دهانه



۳-۶- قاب ۱۲ طبقه ۳ دهانه

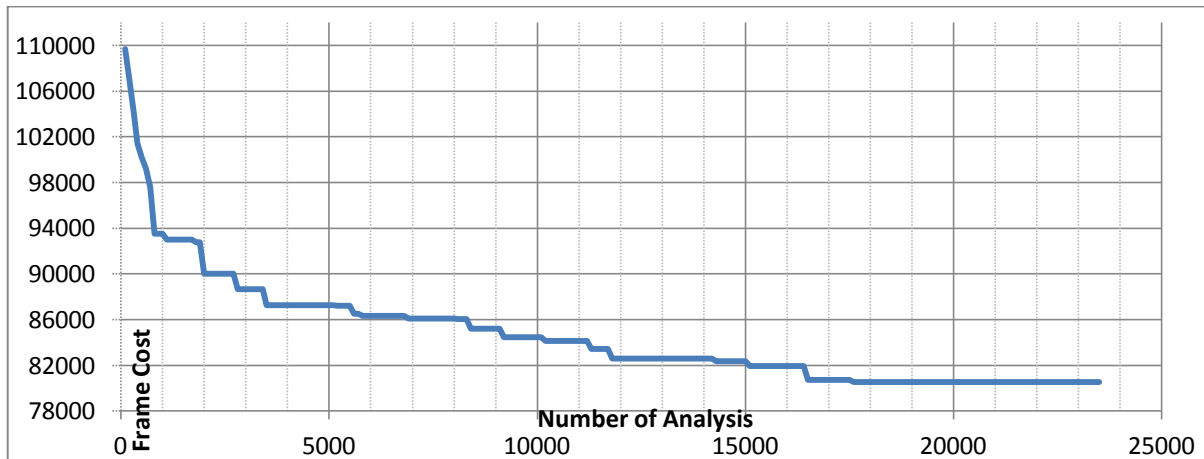
هندس و تیپ بندی اعضای این قاب در شکل ۸ نشان داده شده است. نتایج در این قاب نیز مشابه مثال‌های قبلی ارائه شده است. در این قاب نیز همانند دو مثال قبلی نتایج مربوط به الگوریتم PSO در این تحقیق بسیار بهتر از مطالعه مورد بررسی می‌باشد. برای بدست آوردن طرح بهینه هزینه محاسباتی کمتری صرف شده در حالی که هزینه ساخت سازه نیز تا حدود ۰/۷٪ کاهش پیدا کرده است.

شکل ۸- قاب دوازده طبقه

جدول ۵- طرح بهینه قاب ۱۲ طبقه ۳ دهانه

Element	Type	Group	PSO				Kaveh and Sabzi			
			Sectional dimensions		Reinforcements		Sectional dimensions		Reinforcements	
			Width (mm)	Depth (mm)	Positive moment	Negative moment	Width (mm)	Depth (mm)	Positive moment	Negative moment
Beam	B1		350	600	3-D19	8-D22	350	600	3-D19	6-D22
	B2		300	550	3-D19	6-D22	300	550	5-D19	6-D22
	B3		300	550	4-D19	5-D22	300	500	3-D19	6-D22
Column	C1		450	450		6-D25	450	450		10-D25
	C2		550	550		12-D25	600	600		12-D25
	C3		400	400		6-D25	400	400		10-D25
	C4		500	500		12-D25	500	500		10-D25
	C5		350	350		8-D25	350	350		8-D25
	C6		350	350		6-D25	400	400		4-D25

Frame cost (\$)	80546	81138
Number of structural analyses	17600	54600



شکل ۹- تاریخچه همگرایی طرح بهینه قاب ۱۲ طبقه ۳ دهانه

فهرست مراجع:

- [1] Kave, A. and P. Zakian, Seismic Design Optimization of RC Moment Frames And Dual Shear Wall-Frame Structures Via CSS. Algorithms. Asian Journal of Civil Engineering (BHRC), 2014. 15(3): p. 435-465.
- [2] Fragiadakis, M. and M. Papadrakakis, *Performance-PSOed optimum seismic design of reinforced concrete structures*. Earthquake engineering and structural dynamics, 2008. 37: p. 825-844.
- [3] Lee, C. and J. Ahn, *Flexural Design of Reinforced Concrete Frames by Genetic Algorithm*. Journal of Structural Engineering, 2003. 129(6): p. 762-774.
- [4] Kave, A. and N. Farhoudi, *A new optimization method: Dolphin echolocation*. Advances in Engineering Software, 2013. 59: p. 53-70.
- [5] Kennedy, J. and R.C. Eberhart, *Particle swarm optimization*. Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks, 1999. 4: p. 1942-1948.
- [6] Kennedy, J. and R.C. Eberhart, *Particle swarm optimization*. Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks, 1999. 4: p. 1942-1948.
- [7] 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.
- [8] American Concrete Institute (ACI). Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI 318-08, 2008.
- [9] Eberhart RC., Kennedy J. "A new optimizer using particles swarm theory", Proceedings of the Sixth International Symposium on Micro Machine and Human Science, Nagoya, Japan, 1995, 39-43.
- [10] Kennedy J., Eberhart RC. "Particle swarm optimization", Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks, Vol. IV, Piscataway, NJ, 1995, 1942-1948.
- [11] Perez RE., Behdinan K. "Particle swarm approach for structural design optimization", Computers & Structures, 85, 1579-1588, 2007.
- [12] Shi Y., Eberhart R. "A modified particle swarm optimizer", IEEE International Conference on Evolutionary Computation, IEEE Press, Piscataway, NJ, 1998, 69-73.



نهمین کنفرانس ملی بتن ایران
۱۵ و ۱۶ مهرماه ۱۳۹۶
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



انجمن علمی بتن ایران



انجمن علمی بتن ایران
انجمن علمی بتن ایران

- [13] Li LJ., Huang ZB., Liu F., Wu QH. "A heuristic particle swarm optimizer for optimization of pin connected structures", Computers & Structures, 85, 340-349, 2007.
- [14] Fourie P., Groenwold A. "The particle swarm optimization algorithm in size and shape optimization", Structural and Multidisciplinary Optimization, 23, 259-267, 2002.
- [15] Ch. Gheytratmand, S. Gholizadeh and B. Vahabzadeh "Optimization of rc. frames by an improved artificial bee colony algorithm", INTERNATIONAL JOURNAL OF OPTIMIZATION IN CIVIL ENGINEERING Int. J. Optim. Civil Eng., 2015; 5(2):189-203.