



## بهینه‌یابی سازه‌های خرابایی با استفاده از روش جبری نیروها و برنامه‌ریزی غیر خطی

وحید رضا کلات جاری<sup>1</sup>، محمد حسین طالب پور<sup>2</sup>، علی مولایی<sup>3</sup>، صادق عابدی<sup>3</sup>

1- استادیار، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود

2- دانشجوی دکترای سازه، دانشکده عمران و معماری،

دانشگاه صنعتی شاهرود

3- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود

M

[Ali\\_molaei20@yahoo.com](mailto:Ali_molaei20@yahoo.com)

### خلاصه

کاهش وزن سازه علاوه بر ملاحظات اقتصادی، به دلیل کاهش نیروی زلزله وارد بر سازه و در نتیجه کاهش خرابایی‌های ناشی از آن، از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. در این مقاله در ابتدا با استفاده از روابط موجود در روش جبری نیروها (روش نرمی) قیدهای تنش و جابجایی غیر خطی به صورت تابعی از متغیرهای سطح مقطع اعضای نیروی مجهول اضافه ایجاد می‌گردد، که به واسطه‌ی آن مسأله بهینه‌یابی خرابا به یک مسأله برنامه‌ریزی غیر خطی تبدیل می‌شود، سپس با استفاده از نرم افزار Gams، این مسأله برنامه‌ریزی غیر خطی حل می‌گردد. نتایج به دست آمده در این تحقیق نشان می‌دهد که این روش، روشی توانمند جهت بهینه‌یابی سازه‌های خرابایی می‌باشد.

**کلمات کلیدی:** بهینه‌یابی سازه، روش جبری نیروها، برنامه‌ریزی غیر خطی

### 1. مقدمه

سازه‌های خرابایی به طور گسترده‌ای در سازه‌های ساختمانی، خطوط انتقال نیرو، پلها و... مورد استفاده قرار می‌گیرند. بهینه‌سازی وزن یکی از شاخه‌های بهینه‌سازی سازه‌ای است که به تعیین کمترین وزن سازه با رعایت قیدهای طراحی مانند تنش مجاز و جابجایی می‌پردازد. مسئله بهینه‌سازی سازه را به طور معمول به عنوان یک مدل برنامه‌ریزی غیر خطی به صورت زیر فرمول بندی می‌کنند.

$$\text{Minimize } W(\{x\}) = \sum_{i=1}^n \rho_i \cdot A_i \cdot L_i$$

$$\text{Subject to } \sigma_{min} \leq \sigma_i \leq \sigma_{max} \quad i = 1, 2, \dots, m$$

$$\delta_{min} \leq \delta_i \leq \delta_{max} \quad i = 1, 2, \dots, n$$

(1)

$$A_{min} \leq A_i \leq A_{max} \quad i = 1, 2, \dots, ng$$

که در آن  $W$  وزن سازه،  $m$  تعداد المان‌های سازه،  $n$  تعداد درجات آزاد فعال گرهی،  $ng$  تعداد گروه (تعداد متغیرهای طراحی)،  $\sigma_i$  و  $\delta_i$  تنش اعضا و جابجایی گره‌ای می‌باشند.



اما بیان قیدهای تنش و جابجایی به صورت تابعی از متغیرهای سطح مقطع کار مشکلی می باشد و منجر به ایجاد روابط پیچیده با درجات بالای غیر خطی می شود.

در این تحقیق به کمک روابط موجود در روش نیروها در تحلیل سازه، قیدهای تنش و جابجایی به صورت تابعی از متغیرهای سطح مقطع اعضا و نیروهای مجهول اضافی بیان می شوند و علاوه بر قیدهای معمول تنش و جابجایی،  $t$  (درجه نامعینی سازه) قید دیگر نیز به معادلات اضافه می شود. این نحوه ی فرمول بندی منجر به ایجاد قیدهای تا حد امکان ساده می شود. در پایان این مدل غیر خطی توسط نرم افزار Gams حل شده و با ذکر چند مثال نتایج حاصله مقایسه می شود.

## 2. روش نیروها

تحلیل سازه ها با استفاده از روش نیروها توسط کاوه در [1,2] ارائه شده است. در این روش معادلات تعادل کل سازه، مستقل از خصوصیات مکانیکی مصالح بصورت رابطه ماتریسی زیر قابل بیان است:

$$P_{n \times 1} = H_{n \times m} \cdot r_{m \times 1} \quad (2)$$

در رابطه بالا  $P$  بردار  $n$  بعدی بارهای گرهی،  $H$  ماتریس تعادل  $n \times m$  و  $r$  بردار  $m$  بعدی نیروهای عضوی است. در خرپاها  $n$  برابر درجات آزادی فعال گرهی و  $m$  برابر تعداد اعضا می باشد. هر یک از سطریهای ماتریس  $H$ ، رابطه تعادل نیروهای اعضای متصل به گره مربوطه با بارهای خارجی در جهت درجه آزادی مفروض را بیان می کند. به این ترتیب برای یک گره فعال خرپا در فضای سه بعدی، سه شرط  $\sum F_x = 0$ ،  $\sum F_y = 0$  و  $\sum F_z = 0$  ارتباط نیروهای اعضای متصل به گره مورد نظر با بارهای خارجی را برقرار نموده و سه سطر پیاپی از ماتریس  $H$  را پر می کند. در یک سازه پایدار صلب به ازای  $t = m - n \geq 0$  ماتریس  $H$  دارای مرتبه کامل سطری است، به عبارت دیگر  $t = n$  تعداد مجهولات اضافی یا درجات نامعینی استاتیکی سازه می باشد.

روش نیروها مشتمل بر دو گام در نظر گرفته می شود. در گام نخست ماتریسهای  $B_0$  و  $B_1$  به نحوی پیدا می شود که بردار نیروهای عضوی  $r$  در رابطه (2) بصورت زیر بیان شود:

$$r_{m \times 1} = B_{0_{m \times n}} \cdot P_{n \times 1} + B_{1_{m \times t}} \cdot q_{t \times 1} \quad (3)$$

در این رابطه  $B_0$  یک ماتریس  $m \times n$  است بطوریکه  $H \cdot B_0$  معادل ماتریس واحد  $n \times n$  شود. هر ستون  $B_0$  مبین نیروهای ایجاد شده در اعضای سازه صلب معین اولیه در صورت اعمال بار واحد در جهت هر یک از درجات آزادی گرهی است.  $B_1$  ماتریس  $m \times t$  از مرتبه کامل ستونی است بنحویکه  $H \cdot B_1$  معادل ماتریس صفر می گردد. تعداد ستونهای ماتریس  $B_1$  برابر درجات نامعینی استاتیکی است و هر ستون آن نشانگر سیستم نیروهای عضوی است که با خود (در غیاب بارهای خارجی) در حال تعادل است و به بردار پوچی یا سیستم خود متعادل معروف است. در رابطه (3) بردار  $q$  از مرتبه  $t$  به بردار نیروهای مجهول اضافی و ماتریس  $B_1$  به ماتریس پایه های پوچی یا ماتریس تنش خود متعادل موسوم است. باید توجه داشت که بسته به انتخاب مجهولات اضافه در بردار  $q$ ، تعداد متعددی ماتریس  $B_0$  و  $B_1$  میتوان تشکیل داد. روشهای متنوعی وجود دارد که بتوان ماتریسهای  $B_0$  و  $B_1$  خوب که پرفر، نواری و موزون هستند، حاصل نمود. در گام دوم روش نیروها با استفاده از اصل کار مجازی و سازگاری تغییر شکلها، دستگاه معادلات زیر برای کسب بردار  $q$  حل می شود:

$$\left( B_1^t F_m B_1 \right) \cdot q = - \left( B_1^t F_m B_0 \right) \cdot P \quad (4)$$

در رابطه فوق  $F_m$  ماتریس قطری  $m \times m$  مربوط به نرمی اعضا و  $G = B_1^t F_m B_1$  ماتریس نرمی کل سازه می باشد. یک ماتریس  $B_1$  نواری سبب نواری شدن ماتریس  $G$  خواهد شد. تغییر مکانهای گرهی نیز توسط رابطه زیر قابل ارزیابی است:



$$d_{n \times 1} = B_0^t \cdot F_{m \times m} \cdot r_{m \times 1} \quad (5)$$

## 2.1 روش افراز LU

کانکو و همکاران [3] روش افراز LU را برای تحلیل سازه‌ها توسط روش جبری نیروها بکار گرفتند. در این مقاله با بکارگیری روابط پیشنهادی در [4] راندامان و سرعت آن افزایش یافته است. در این روش ماتریس تعادل بصورت  $H=[H_1, H_2]$  بنحوی تجزیه می‌شود که  $H_1=LU$  باشد.  $H_1$  ماتریس مربعی غیر ویژه  $n \times n$  و ستونهای آن منتخبی از ستونهای غیر وابسته (مستقل) ماتریس  $H$  می‌باشد.  $L$  ماتریس غیر ویژه پایین مثلثی و  $U$  ماتریس غیر ویژه بالا مثلثی با درایه‌های واحد بر روی قطر اصلی آن می‌باشد. با بکارگیری روابط پیشنهادی (6) که متعاقباً معرفی خواهد شد، ستونهای ماتریسهای  $L$  و  $U$  بطور همزمان و یکی پس از دیگری تولید و در صورتیکه درایه قطر اصلی ماتریس  $L$  صفر شود، برای جلوگیری از ویژه شدن ماتریس  $H_1$ ، ستون نظیر از ماتریس  $H$  که یک ستون وابسته است و متناظر با شماره عضو مجهول اضافی، نادیده گرفته شده و محاسبات از ستون بعدی دنبال خواهد شد. به این ترتیب ستونهای وابسته از ماتریس  $H$  که یکسان با تعداد مجهولات اضافی می‌باشند، عناصر ماتریس  $H_2$  از مرتبه  $n \times t$  را تشکیل می‌دهند. اینکار به نوعی متناظر با عملکرد ماتریس جابجایی ستونی در روش کانکو و همکاران است.

به ازای  $j = 1, 2, \dots, n$

$$U_{mj} = \frac{h_{mj} - \sum_{i=1}^{m-1} l_{mi} u_{ij}}{l_{mm}} \quad ; \quad m = 1, 2, \dots, j-1$$

$$l_{ij} = h_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} l_{ik} u_{kj} \quad ; \quad i = j, j+1, \dots, n \quad (6)$$

$$u_{jj} = 1.0$$

در روابط بالا  $h_{ij}$ ،  $l_{ij}$  و  $u_{ij}$  به ترتیب درایه‌های سطر  $i$  و ستون  $j$  از ماتریسهای  $H$ ،  $L$  و  $U$  می‌باشند. با تشکیل ماتریسهای  $U$ ،  $L$  و  $H_1=LU$  در یک سازه پایدار، طبق روابط (7) ماتریسهای  $B_0$  و  $B_1$  بدست می‌آیند:

$$B_0 = \begin{bmatrix} H_1^{-1} \\ O \end{bmatrix}_{m \times n} ; B_1 = \begin{bmatrix} -H_1^{-1} H_2 \\ I \end{bmatrix}_{m \times t} \quad (7)$$

$H_1^{-1}=L^{-1} \cdot U^{-1}$  با استفاده از روش‌های عددی به راحتی قابل محاسبه می‌باشد. زیر ماتریس  $O$  در رابطه  $B_0$ ، ماتریس صفر از مرتبه  $t \times m$  و زیر ماتریس  $I$  در رابطه  $B_1$  ماتریس واحد از مرتبه  $t \times t$  است که سطرهای این دو ماتریس پس از انجام عملیات جابجایی سطری مناسب، به ترتیب در سطرهای مربوط به مجهولات اضافی قرار می‌گیرند.

## 3. فرمول بندی مسئله

هدف از این بخش ایجاد قیدهای تنش و کرنش به صورت تابعی از متغیرهای سطح مقطع اعضا و نیروهای مجهول اضافی می‌باشد. با قرار دادن سطح مقطع اعضا به عنوان متغیر مجهول در معادله (4)، بدست آوردن بردار  $q$  نیازمند محاسبه  $y$  معکوس ماتریس نرمی می‌باشد. محاسبه  $y$  معکوس



ماتریس نرمی به علت پارامتری بودن آن، مشکل و زمان بر می‌باشد و علاوه بر آن منجر به بوجود آمدن روابط حجیم می‌گردد. جهت اجتناب از این مشکلات، نیروهای مجهولات اضافی بدون تغییر و به عنوان متغیر مجهول  $q$  در معادله (3) قرار می‌گیرند. جهت کامل شدن معادلات، معادله (4) نیز به صورت  $t$  (درجه نامعینی سازه) قید تساوی به صورت زیر به معادلات وارد می‌شود.

$$C1_{t \times 1} = (B_1^t F_m B_1) \cdot q$$

$$C2_{t \times 1} = -(B_1^t F_m B_0) \cdot p$$

(9)

$$C1_i = C2_i \quad i = 1, 2, \dots, t$$

حسن انجام این کار، عدم نیاز به محاسبه ی معکوس ماتریس نرمی و در نتیجه کاهش چشمگیر ابعاد معادلات ایجاد شده می‌باشد. با قرار دادن نیروی مجهولات اضافی  $q$  در معادله (3) قیدهای تنش خطی طبق معادلات زیر حاصل می‌شود.

$$|\sigma_i| = \left| \frac{r_i}{A_i} \right| \leq \sigma_{all} \xrightarrow{A_i > 0} |r_i| \leq A_i \cdot \sigma_{all} \quad (10)$$

بردار نیروی اعضا  $\{F_i\}$  تابعی خطی از سطح مقطع اعضا و نیروی مجهولات اضافی می‌باشد. با جایگذاری بردار  $\{F_i\}$  به دست آمده در معادله (3) قیدهای غیر خطی جابجایی گره ای حاصل می‌گردد.

#### 4. حل مسئله

با توجه به توضیحات داده شده در قسمت قبل، مسئله ی بهینه یابی سطح مقطع اعضای خرپا به عنوان یک مدل برنامه ریزی غیر خطی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\text{Minimize } W(\{x\}) = \sum_{i=1}^n \rho_i \cdot A_i \cdot L_i$$

$$\text{Subject to } \sigma_{min} \leq \sigma_i \leq \sigma_{max} \quad i = 1, 2, \dots, m$$

$$\delta_{min} \leq \delta_i \leq \delta_{max} \quad i = 1, 2, \dots, n$$

$$C1_i = C2_i \quad i = 1, 2, \dots, t$$

$$A_{min} \leq A_i \leq A_{max} \quad i = 1, 2, \dots, ng$$

(11)

$$-\infty < q_i < +\infty \quad i = 1, 2, \dots, t$$

برای حل این مدل غیر خطی از نرم افزار Gams، که یک نرم افزار قدرتمند در حل مسائل غیر خطی می‌باشد استفاده شده است.

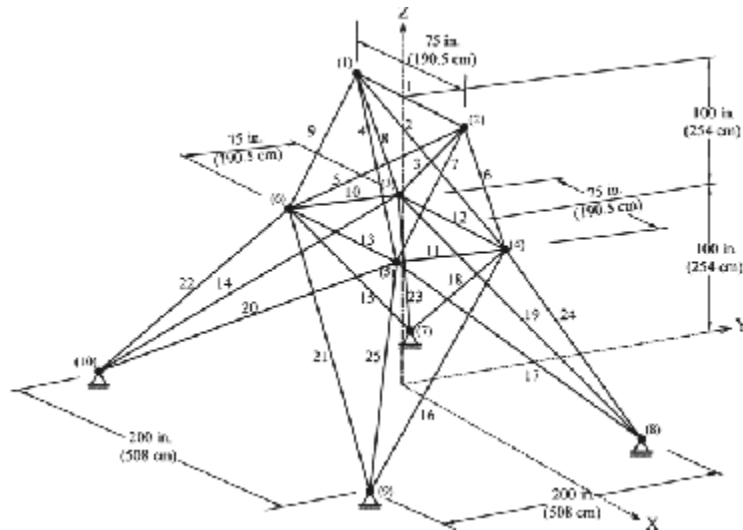
#### 5. مثال های عددی

در این بخش سه خرپای 25 و 72 و 200 عضوی با استفاده از روش مطرح شده بهینه می‌گردند. سطح مقطع اعضا و نیروی مجهولات اضافی به عنوان متغیرهای طراحی و وزن سازه به عنوان تابع هدف در نظر گرفته می‌شود.



## 5.1 خرابی فضایی 25 عضوی

خراب‌ی فضایی 25 عضوی در شکل (1) نشان داده شده است. در این مثال چگالی مصالح  $0.1 \text{ lb/in}^3$  و مدول الاستیسیته  $10,000 \text{ Ksi}$  می باشد. جداول شماره 1 و 2 به ترتیب، تنش مجاز کششی و فشاری اعضا و حالات بارگذاری این سازه را نشان می دهند. حد اکثر تغییر مکان مجاز برای تمامی گره ها  $0.35 \text{ in}$  و در جهات X و Y و Z در نظر گرفته می شود. محدوده ی تغییرات سطح مقطع اعضا بین  $0.01$  تا  $3.4 \text{ in}^2$  می باشد. اعضای این خرپا در 8 گروه با استفاده از تقارن طبقه بندی شده اند. جدول 3 نتایج حاصل از طرح بهینه خرابی 25 عضوی را نشان می دهد.



شکل (1): خرابی فضایی 25 عضوی

جدول (1): تنش مجاز کششی و فشاری خرابی 25 عضوی

شماره گروه	تنش مجاز فشاری Ksi(Mpa)	تنش مجاز کششی Ksi(Mpa)
1	35.092(241.96)	40.0(275.80)
2	11.590(79.913)	40.0(275.80)
3	17.305(119.31)	40.0(275.80)
4	35.092(241.96)	40.0(275.80)
5	35.092(241.96)	40.0(275.80)
6	6.759(46.603)	40.0(275.80)
7	6.959(47.982)	40.0(275.80)
8	11.082(76.410)	40.0(275.80)

جدول (2): بارگذاری خرابی 25 عضوی

شماره گره	حالت دو بارگذاری			حالت یک بارگذاری		
	در راستای Z Kips(KN)	در راستای Y Kips(KN)	در راستای X Kips(KN)	در راستای Z Kips(KN)	در راستای Y Kips(KN)	در راستای X Kips(KN)
1	-5.0(22.25)	1.0(44.5)	1.0(4.45)	-5.0(22.25)	20.0(89)	0.0
2	-5.0(22.25)	1.0(44.5)	0.0	-5.0(22.25)	-20.0(89)	0.0
3	0.0	0.0	0.5(2.22)	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	0.5(2.22)	0.0	0.0	0.0

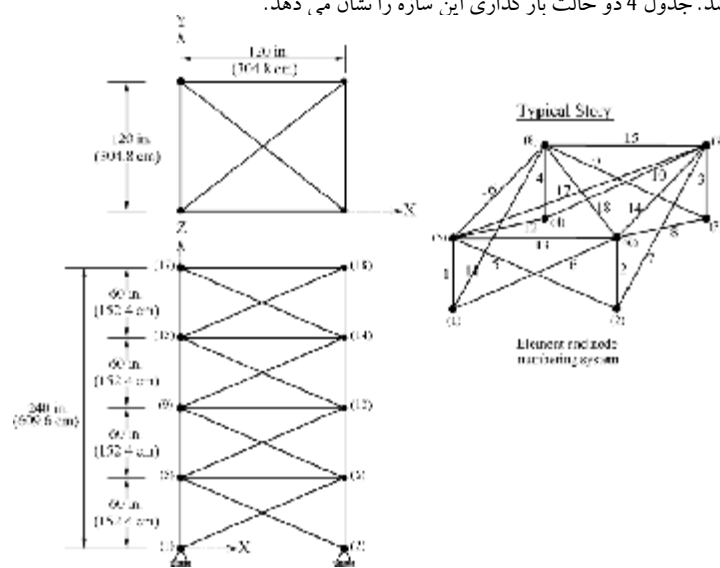


جدول (3) نتایج طرح بهینه خرپای 25 عضوی

Element group	Optimal cross-sectional areas (in <sup>2</sup> )						
	PSO[5]	HS[6]	PSACO[7]	HPSACO[8]	BB-BC[9]	HBB-BC[10]	Present work
1 A1	0.010	0.047	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
2 A2-A5	2.121	2.022	2.052	2.054	2.092	1.993	1.987
3 A6-A9	2.893	2.950	3.001	3.008	2.964	3.056	2.994
4 A10-A11	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
5 A12-A13	0.010	0.014	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
6 A14-A17	0.671	0.688	0.684	0.679	0.689	0.665	0.684
7 A18-A21	1.611	1.657	1.616	1.611	1.601	1.642	1.677
8 A22-A25	2.717	2.663	2.673	2.678	2.686	2.679	2.662
Weight(lb)	545.21	544.38	545.04	544.99	545.38	545.16	545.19

## 5.2 خرپای فضایی 72 عضوی

خرپای فضایی 72 عضوی در شکل (2) نشان داده شده است. در این مثال چگالی مصالح  $0.1 \text{ lb/in}^3$  و مدول الاستیسیته 10,000 Ksi می باشد. حداکثر تنش مجاز فشاری و کششی در هر عضو 25 ksi و حداکثر تغییر مکان مجاز برای گره های فوقانی 0.25 in، در جهات X و Y می باشد. جدول 4 دو حالت بارگذاری این سازه را نشان می دهد.



شکل (2): خرپای فضایی 72 عضوی

جدول (4): بارگذاری خرپای 72 عضوی

حالت دو بارگذاری			حالت یک بارگذاری			شماره گره
در راستای Z Kips(KN)	در راستای Y Kips(KN)	در راستای X Kips(KN)	در راستای Z Kips(KN)	در راستای Y Kips(KN)	در راستای X Kips(KN)	
-5.0(22.25)	0.0	0.0	-5.0(22.25)	5.0(22.25)	5.0(22.25)	17
-5.0(22.25)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18
-5.0(22.25)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19
-5.0(22.25)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20

محدوده ی تغییرات سطح مقطع اعضا بین 0.1 تا  $4.00 \text{ in}^2$  می باشد. جدول 5 گروه بندی و نتایج حاصل از طرح بهینه خرپای 72 عضوی را نشان می دهد.

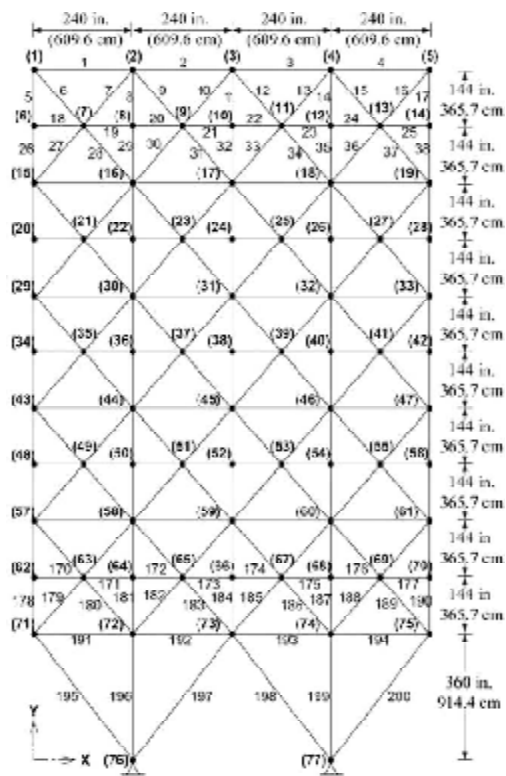


جدول (5): نتایج طرح بهینه خرابای 72 عضوی

Element group	Optimal cross-sectional areas (in <sup>2</sup> )						
	GA[11]	ACO[12]	PSO[13]	BB-BC[9]	HBB-BC[10]	Present Work	
1	A1-A4	1.755	1.948	1.7427	1.8577	1.9042	1.887
2	A5-A12	0.505	0.508	0.5185	0.5059	0.5162	0.512
3	A13-A16	0.105	0.101	0.1000	0.1000	0.1000	0.100
4	A17-A18	1.155	0.102	0.1000	0.1000	0.1000	0.100
5	A19-A22	0.155	1.303	1.3079	1.2476	1.2582	1.269
6	A23-A30	0.585	0.511	0.5193	0.5269	0.5035	0.512
7	A31-A34	0.100	0.101	0.1000	0.1000	0.1000	0.100
8	A35-A36	0.100	0.100	0.1000	0.1012	0.1000	0.100
9	A37-A40	0.460	0.561	0.5142	0.5209	0.5178	0.524
10	A41-A48	0.530	0.492	0.5464	0.5172	0.5214	0.517
11	A49-A52	0.120	0.100	0.1000	0.1004	0.1000	0.100
12	A53-A54	0.165	0.107	0.1095	0.1005	0.1007	0.100
13	A55-A58	0.155	0.156	0.1615	0.1565	0.1566	0.157
14	A59-A66	0.535	0.550	0.5092	0.5507	0.5421	0.546
15	A67-A70	0.480	0.390	0.4967	0.3922	0.4132	0.410
16	A71-A72	0.520	0.592	0.5619	0.5922	0.5756	0.570
Weight(lb)		385.76	380.24	381.91	379.85	379.66	379.72

### 5.3 خرابای 200 عضوی

خرپای 200 عضوی در شکل (3) نشان داده شده است.



شکل (3): خرابای 200 عضوی



در این مثال چگالی مصالح  $0.283 \text{ lb/in}^3$  و مدول الاستیسیته  $30000 \text{ ksi}$  می باشد. حداکثر تنش مجاز فشاری و کششی در هر عضو  $10 \text{ ksi}$  می باشد. برای این خرپا تنها قید تنش  $\pm 10 \text{ ksi}$  در نظر گرفته شده است. اعضای سازه ای این خرپا در 29 گروه با استفاده از تقارن طبقه بندی می گردد. حداقل سطح مقطع برای تمامی اعضا  $0.1 \text{ in}^2$  در نظر گرفته شده است. این سازه برای 3 حالت بار طراحی می گردد:

حالت (1): نیروی 1Kip به گره های 1، 6، 15، 20، 29، 34، 43، 48، 57، 62 و 71 در جهت X وارد می شود.

حالت (2): نیروی 10Kip- به گره های 1، 2، 6، 8، 10، 12، 14، 15، 20، 22، 24، 25، ...، 73، 74 و 75 در جهت Y وارد می شود.

حالت (3): که ترکیب حالت (1) و (2) می باشد.

جدول 6 گروه بندی و نتایج حاصل از طرح بهینه خرپای 200 عضوی را نشان می دهد.

جدول (6): نتایج طرح بهینه خرپای 200 عضوی

Group	Element	Lee and Geem[14]			CMLPSA[15]	Present Work
		HS	PSO	PSOPC		
1	1,2,3,4	0.1253	0.8016	0.7590	0.1468	0.1467
2	5,8,11,14,17	1.0157	2.4028	0.9032	0.9400	0.9400
3	19,20,21,22,23,24	0.1069	4.3407	1.1000	0.1000	0.1000
4	18,25,56,63,94,101, 132,139,170,177	0.1096	5.6972	0.9952	0.1000	0.1000
5	26,29,32,35,38	1.9369	3.9538	2.1350	1.9400	1.9400
6	6,7,9,10,12,13,15,16,27, 28,30,31,33,34,36,37	0.2686	0.5950	0.4193	0.2962	0.2962
7	39,40,41,42	0.1042	5.6080	1.0041	0.1000	0.1000
8	43,46,49,52,55	2.9731	9.1953	2.8052	3.1042	3.1040
9	57,58,59,60,61,62	0.1309	4.5128	1.0344	0.1000	0.1000
10	64,67,70,73,76	4.1831	4.6012	3.7842	4.1042	4.1040
11	44,45,47,48,50,51,53,54, 65,66,68,69,71,72,74,75	0.3967	0.5552	0.5269	0.4034	0.4034
12	77,78,79,80	0.4416	18.7510	0.4302	0.1912	0.1922
13	81,84,87,90,93	5.1873	5.9937	5.2683	5.4284	5.4282
14	95,96,97,98,99,100	0.1912	0.1000	0.9685	0.1000	0.1000
15	102,105,108,111,114	6.2410	8.1561	6.0473	6.4284	6.4282
16	82,83,85,86,88,89,91,92,103, 104,106,107,109,110,112,113	0.6994	0.2712	0.7825	0.5734	0.5738
17	115,116,117,118	0.1158	11.1520	0.5920	0.1327	0.1325
18	119,122,125,128,131	7.7643	7.1263	8.1858	7.9717	7.9726
19	133,134,135,136,137,138	0.1000	4.4650	1.0362	0.1000	0.1000
20	140,143,146,149,152	8.8279	9.1643	9.2062	8.9726	8.9726
21	120,121,123,124,126,127,129,130, 141,142,144,145,147,148,150,151	0.6986	2.7617	1.4774	0.7048	0.7048
22	153,154,155,156	1.5563	0.5541	1.8336	0.4202	0.4202
23	157,160,163,166,169	10.9806	16.1640	10.6110	10.8666	10.8666
24	171,172,173,174,175,176	0.1317	0.4974	0.9851	0.1000	0.1000
25	178,181,184,187,190	12.1492	16.2250	12.5090	11.8666	11.8666
26	158,159,161,162,164,165,167,168, 179,180,182,183,185,186,188,189	1.6373	1.0042	1.9755	1.0344	1.0344
27	191,192,193,194	5.0032	3.6098	4.5149	6.6838	6.6838
28	195,197,198,20	9.3545	8.3684	9.8000	10.8083	10.8083
29	196,199	15.0919	15.5620	14.5310	13.8329	13.8439
	Weight(lb)	25447.1	44081.4	28537.8	25446	25448.82





## 6. نتیجه گیری

تا کنون روش های زیادی برای حل مسائل بهینه سازی سازه ها ارائه شده است که در بیشتر موارد توجه اصلی، تغییر در روند حل مسئله بوده و کمتر به بیان ساده تر خود مسئله توجه شده است. آنچه مسلم است، بیان هر چه ساده تر مسئله در رسیدن به جواب بهتر و صرف زمان کمتر تاثیر زیادی دارد. در این تحقیق با استفاده از روابط موجود در روش نیروها، تلاش شد تا حد امکان قید های تنش و جابجایی به شکل ساده تر و با درجات غیر خطی کمتری بیان شوند.

بررسی نتایج حاصل از این تحقیق در مورد بهینه یابی سطح مقطع خرپاهای 25،72 و 200 عضوی، توانایی این روش را در دست یابی به جواب مطلوب نشان می دهد.

## 7. مراجع

1. Kaveh A. Structural Mechanics: Graph and Matrix Methods (2nd edn). Research Studies Press (John Wiley):UK, 1995.
2. Kaveh A. Optimal Structural Analysis. Research Studies Press (John Wiley): UK, 1997.
3. Kaneko I, Lawo M, Thierauf G. On computational procedure for the force method. International Journal for Numerical Methods in Engineering 1982; 18:1460–1495.
4. Kaveh A, Kalatjari V. Genetic algorithm for discrete sizing optimal design of trusses using the force method. Int J Numer Methods Eng 2002;55:55–72.
5. Schutte JJ, Groenwold AA. Sizing design of truss structures using particle swarms. Struct Multidisc Optim 2003;25:261–9.
6. Perez RE, Behdinan K. Particle swarm approach for structural design optimization. Comput Struct 2007;85:1579–88.
7. Kaveh A, Talatahari S. A hybrid particle swarm and ant colony optimization for design of truss structures. Asian J Civil Eng 2008;9(4):329–48.
8. Kaveh A, Talatahari S. Particle swarm optimizer, ant colony strategy and harmony search scheme hybridized for optimization of truss structures. Comput Struct 2009;87(5–6):267–83.
9. Camp CV. Design of space trusses using Big Bang–Big Crunch optimization. J Struct Eng, ASCE 2007;133:999–1008.
10. Kaveh A, Talatahari S. Size optimization of space trusses using Big Bang–Big Crunch algorithm. Comput Struct 2009;87:1129–1140.
11. Erbatur F, Hasancebi O, Tutuncil I, Kihc H. Optimal design of planar and space structures with genetic algorithms. Comput Struct 2000;75:209–24.
12. Camp CV, Bichon J. Design of space trusses using ant colony optimization. J Struct Eng, ASCE 2004;130(5):741–51.
13. Perez RE, Behdinan K. Particle swarm approach for structural design optimization. Comput Struct 2007;85:1579–88.
14. Lee KS, Geem ZW. A new structural optimization method based on the harmony search algorithm. Comput Struct 2004;82:781–98.
15. Lamberti L. An efficient simulated annealing algorithm for design optimization of truss structures. Comput Struct. 2008;86:1936–1953.