

Seismic Performance-Based Layout Optimization of Outrigger System using Modified Dolphin Echolocation algorithm for Steel Tall Buildings

Keyvan Farzad¹, Saeed Gholizadeh^{2*}

1- PhD Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Urmia University, Urmia, Iran
2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

ABSTRACT

Towers and tall buildings have been considered since the beginning of human civilization and providing the suitable stiffness and especially the lateral stiffness is one of the basic factors in the design of these structures. In this matter outrigger systems are very effective in reducing the response of the structure to lateral loads. Also, the occurrence of earthquakes and its destructive effects in recent years has increased the importance of applying the behavior and performance criteria to control the distribution of resistance and deformation in structural components. Therefore, it is necessary to provide an optimal design with economic justification capability, the main purpose of which is to achieve a reliable level of safety and performance against natural hazards. In this research, in two structures with 24 and 36 floors, using modified dolphin echolocation metaheuristic algorithm (MDE), the performance based design of steel structures equipped with outrigger system while layout optimization of the brace has been done. All performance design constraints are considered in accordance with FEMA regulations. The results indicate the appropriate behavior of structures with outrigger, the effect of outrigger position on its performance and the process of achieving optimal structure. As the 36-story structure in the optimal position of the outrigger installation, the weight of the structure has decreased by about 3.9% compared to the installation position at equal height distances. In both structures, the criterion of story drift and axial length change of bracing members prevails and the necessity to consider the effects of higher modes in studying the behavior of the structure is emphasized so that by increasing the number of floors and higher modes influence, the optimal position of outrigger is shifted to the upper floors.

ARTICLE INFO

Receive Date: 22 November 2020

Revise Date: 02 May 2021

Accept Date: 13 May 2021

Keywords:

Tall building

Outrigger

Metaheuristic algorithm

Layout optimization

Perfomanced based design

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.258374.2298>

*Corresponding author: Saeed Gholizadeh
Email address: s.gholizadeh@urmia.ac.ir

تعیین موقعیت بهینه سیستم مهاربند بازویی با استفاده از الگوریتم دلفین بهبود یافته در سازه‌های فولادی بلند بر اساس عملکرد لرزه‌ای

کیوان فرزاد^۱، سعید قلی‌زاده^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه، ارومیه ایران

۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه، ارومیه ایران

چکیده

از ابتدای تمدن بشری برجها و ساختمانهای بلند مورد توجه بوده و تامین سختی مناسب و بخصوص سختی جانبی، از عوامل اساسی در طراحی این سازه‌ها می‌باشد در این خصوص سیستم‌های مهاربند بازویی کارایی زیادی در کاهش پاسخ سازه در برابر بارهای جانبی دارند. همچنین وقوع زلزله و آثار مخرب آن در سالیان اخیر، اهمیت بکارگیری معیار رفتار و عملکرد مبنی بر کنترل نحوه توزیع مقاومت و تغییرشکل در اجزای سازه‌ای را بیشتر نموده است. لذا ارائه طرح بهینه با قابلیت توجیه اقتصادی که هدف اصلی آن دستیابی به یک سطح قابل اطمینان از ایمنی و عملکرد در برابر مخاطرات طبیعی باشد ضروری است. در این تحقیق در دو سازه ۲۴ و ۳۶ طبقه با استفاده از الگوریتم فراکاوشی انتشار امواج دلفین بهبود یافته (MDE)، طراحی عملکردی سازه‌های فولادی مجهز به سیستم مهار بازویی ضمن تعیین جانمایی بهینه مهاربند صورت گرفته است. تمامی قیدهای طراحی عملکردی بر اساس آئین‌نامه FEMA در نظر گرفته شده‌اند. نتایج حاکی از رفتار مناسب سازه‌های با مهار بازویی، اثرگذاری موقعیت مهار بر عملکرد آن و فرآیند دستیابی به سازه بهینه می‌باشد بطوریکه سازه ۳۶ طبقه در وضعیت بهینه استقرار مهاربازویی، کاهش وزن سازه‌ای حدود ۳/۹ درصد را نسبت به حالت استقرار در فواصل مساوی ارتفاعی به همراه داشته است. در هر دو سازه معیار دریافت طبقات و تغییر طول محوری اعضای مهاربندی حاکم بوده و لزوم لحاظ اثرات مودهای بالاتر در بررسی رفتار سازه مورد تاکید قرار گرفته است بطوریکه با افزایش تعداد طبقات و تاثیرگذاری مودهای بالاتر، موقعیت بهینه استقرار مهار بازویی به سمت طبقات فوقانی سوق می‌یابد.

کلمات کلیدی: ساختمان بلند، مهار بازویی، الگوریتم فراکاوشی، بهینه‌یابی موقعیت، طراحی بر اساس عملکرد.

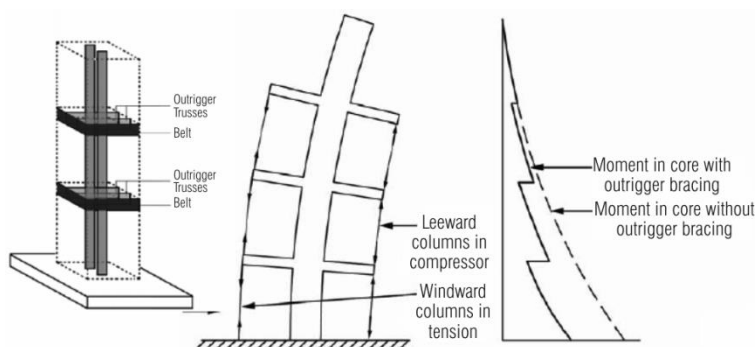
سابقه مقاله:		شناسه دیجیتال:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	doi: https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.258374.2298
۱۳۹۹/۰۹/۰۲	۱۴۰۰/۰۲/۱۲	۱۴۰۰/۰۲/۲۳	۱۴۰۰/۰۲/۲۳	۱۴۰۰/۱۲/۲۹	10.22065/jsce.2021.258374.2298
*نویسنده مسئول:		سعید قلی‌زاده			
پست الکترونیکی:		s.gholizadeh@urmia.ac.ir			

۱- مقدمه

بهینه‌سازی عبارت است از رسیدن به بهترین نتیجه در مورد یک عملیات، در صورتیکه محدودیت‌های مشخصی برآورده شوند. یکی از چالش‌های پیش روی طراحان، ارائه طرح بهینه برای سازه‌هایی است که تحت الزامات آئین‌نامه‌های زیاد و مختلفی قرار دارند یک رویکرد قوی برای طراحی سازه‌ها و ملحوظ داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد می‌باشد که یک رویکرد چند سطحه برای طراحی سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای است [۱]. فرآیند بهینه‌سازی بر مبنای عملکرد ترکیبی از مهندسی زلزله بر مبنای عملکرد و محاسبات تکاملی است. در این روش طراحی، معیارهای پذیرش در قالب مقادیر آستانه‌ای برای پاسخ‌های کلی سازه و پاسخ‌های موضعی اعضا ارائه شده‌اند. این مقادیر آستانه وابسته به سطوح عملکردی انتخابی در سطح خطر لرزه‌ای خاص می‌باشند. سه سطح عملکردی معمول در این روش عبارت هستند از مقاومت سازه در مقابل زلزله‌های خفیف، قابل تعمیر بودن سازه در مقابل زلزله‌های متوسط و عدم فرو ریزش در زلزله‌های شدید [۲].

امروزه با توجه به کمبود زمین در شهرهای بزرگ و افزایش جمعیت، ساختمان‌های بلند یک راه‌حل منطقی برای اسکان جمعیت، مشاغل و ادارات در یک فضای کم می‌باشند. رفتار کلی سازه‌های بلند مشابه یک ستون طره‌ای با لاغری متوسط بوده که با در نظر گرفتن احتمال انعطاف‌پذیری برشی زیاد و حتی تعیین‌کننده، رفتار این سازه با سازه‌های معمولی که عمدتاً رفتار خمشی دارند متفاوت بوده و مودهای برشی در کنار مودهای خمشی بیانگر رفتار سازه خواهند بود.

با افزایش ارتفاع ساختمان، ملاحظات مربوط به سختی و پایداری سازه‌ای اهمیت بیشتری نسبت به معیار مقاومت می‌یابند. در این بین از سیستم مهار بازویی و خرپای کمربندی به عنوان روش موثر در کنترل تغییر مکان‌های جانبی ساختمان‌های بلند استفاده می‌شود [۳]. چرخش هسته به کمک بازوها از طریق کشش در ستون‌های جهت بار و فشار در ستون‌های جهت خلاف بار محدود شده و موجب مشارکت ستون‌های خارجی در باربری جانبی در کنار بارهای ثقلی می‌گردد در نتیجه عمق موثر سازه و سختی جانبی افزایش یافته و تغییر مکان جانبی و لنگر هسته به مقدار زیادی کاهش می‌یابد (شکل ۱).



شکل ۱: عملکرد مهار بازویی در کاهش تغییر مکان جانبی و لنگر هسته [۳].

موقعیت مهار بازویی تاثیر بسزایی بر کارایی سازه دارد یک سازه می‌تواند با افزودن مهار بازویی در طبقه فوقانی به طور موثری سخت گردد با افزایش مهارهای بازویی رفتار یکپارچه هسته و ستون‌های پیرامونی بهتر تامین می‌گردد اما این بهبود نسبت ثابتی با افزایش تعداد مهارها در ترازهای مختلف ندارد و معمولاً در سازه‌های بسیار بلند حداکثر چهار مهار بازویی استفاده می‌شود [۴]. تعیین موقعیت مهار بازویی اغلب به صورت تجربی صورت گرفته ولی با توجه به درجه نامعینی بالای سازه، کوچکترین تغییر در شکل سازه موجب تغییرات زیادی در نیروهای داخلی و مقاطع اعضا می‌گردد لذا این گونه مسائل دارای دو نوع متفاوت متغییر طراحی شامل سطح مقطع اعضا و شکل سازه می‌باشند.

در رابطه با تعیین موقعیت بهینه مهارهای بازویی در قابهای فولادی میتوان به تحقیق *Nanduri* و همکاران در سال ۲۰۱۳ تحت عنوان موقعیت بهینه مهار بازویی اشاره کرد که ضمن تاکید بر عدم کارایی مناسب مهار تکی در بالاترین نقطه سازه، تعبیه مهار دوم در

وسط ارتفاع توصیه شده است [۵]. در سال ۲۰۱۵ طی مطالعه Shivacharan و همکاران، موقعیت بهینه مهار تکی در ۲/۳ ارتفاع سازه و در صورت تثبیت مهار اول، مناسبترین موقعیت برای مهار دوم وسط ارتفاع تعیین شده است [۶]. در تحقیق Jagadheeswari و همکاران در سال ۲۰۱۶ تحت عنوان موقعیت بهینه مهار بازویی در یک سازه ۴۰ طبقه در معرض نیروهای باد و زلزله، بواسطه تحلیل‌های خطی، ضمن تاکید بر عملکرد مناسب مهار بازویی در کنترل تغییرمکان کل سازه و دریافت طبقات، موقعیت بهینه در تراز طبقه آخر و وسط ارتفاع پیشنهاد شده است [۷]. در مطالعه صورت گرفته توسط Fawzia و همکاران در سال ۲۰۱۶ به منظور تعیین موقعیت بهینه مهار بازویی بر روی سازه‌هایی با تعداد طبقات متفاوت و پلانهای مختلف تحت اثر نیروی جانبی باد، عملکرد مهارهای بازویی کاملاً متأثر از تعداد آنها، موقعیت، ارتفاع و شکل سازه بیان شده است [۸].

در سالیان اخیر با توجه به عملکرد خوب الگوریتم‌های فراکاوشی در زمینه بهینه‌سازی توابع هدف پیچیده، کاربرد آنها در بهینه‌سازی سازه‌ها فراگیرتر شده است. طبیعت تصادفی این روش‌ها موجب جستجوی فضای وسیعتر جهت دستیابی به جوابهای بهتر و کاهش تعداد آنالیزها می‌گردد. عملکرد محاسباتی هر یک از این روشها طی مطالعات گذشته بر روی سازه‌های مختلف به اثبات رسیده است. بنابراین میتوان به کمک الگوریتم فراکاوشی با برقراری ارتباط بین دو مبحث علم طراحی بر اساس عملکرد و بهینه‌سازی ضمن بهبود عملکرد سازه به وزن بهینه دست یافت. مطالعات انجام شده در زمینه تعیین موقعیت بهینه مهار بازویی محدود به استقرار مهار بازویی در ترازهای از پیش تعیین شده و بررسی اثرات آن بوده است یکی از کاربردی‌ترین بررسی‌ها در خصوص کارآمدی الگوریتم‌های بهینه‌سازی در موضوع تعیین موقعیت بهینه المانهای سازه‌ای، کار تحقیقی صورت گرفته توسط قلی‌زاده و همکاران در سال ۲۰۱۶ می‌باشد. در این بررسی ضمن اصلاح و بهبود الگوریتم دلفین^۱ (MDE)، نسبت به تعیین موقعیت بهینه سیستم مهاربندی همزمان با بهینه‌سازی سازه در قابهای فولادی در سطوح عملکردی متفاوت تحت بارهای لرزه‌ای اقدام شده است. نتیجه مهم این تحقیق کاهش حداقل ۱۰ درصدی وزن سازه در صورت بهینه نمودن موقعیت سیستم مهاربندی نسبت به حالت بهینه‌سازی صرفاً سازه می‌باشد [۹]. در کار تحقیقی دیگری توسط قلی‌زاده و همکاران در سال ۲۰۱۸ تحت عنوان بهینه‌سازی بر اساس عملکرد شکل سیستم مهاربندی قابهای فولادی با استفاده از الگوریتم فراکاوشی جدید بر کارایی الگوریتم‌های فراکاوشی در روند بهینه‌سازی بر اساس عملکرد تاکید شده است [۱۰]. در تحقیق حاضر الگوریتم انتشار امواج دلفین بهبود یافته به عنوان یکی از الگوریتم‌های کارآمد در روند بهینه‌سازی قابهای خمشی مهاربندی شده مورد استفاده قرار گرفته است.

۲- روش تحقیق

۲-۱- اهداف عملکردی

اهداف عملکردی به عنوان مهمترین پارامتر در طراحی لرزه‌ای عملکردی به شمار می‌روند و شامل دو جزء سطح عملکرد و سطح خطر لرزه‌ای می‌باشند و نیاز سازه برای هر یک از سطوح عملکردی توسط آنالیز غیرخطی مشخص می‌گردد. در این تحقیق سه سطح عملکردی IO^r, LS^r, CP^r براساس FEMA-356 [۱۱] مد نظر قرار گرفته است. سطوح عملکردی IO, LS, CP به ترتیب مطابق با سطوح خطر ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد احتمال وقوع در ۵۰ سال می‌باشند. جهت مدلسازی اجزای محدود سازه‌ها و آنالیز پوش‌آور از نرم‌افزار کدباز *OpenSees* [۱۲] به منظور ارزیابی پاسخ در سطوح عملکرد متفاوت استفاده شده و پیاده‌سازی الگوریتم‌های بهینه‌سازی و همچنین سایر محاسبات لازم توسط نرم‌افزار *Matlab* [۱۳] صورت گرفته است. تغییرمکان هدف بر اساس روش ضرایب تغییرمکان طبق رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان در امتداد مورد بررسی، C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب تبدیل تغییرمکان طیفی خطی به تغییرمکان حداکثر غیرخطی، C_2

¹ Modified Dolphin Echolocation

² Immediate Occupancy

³ Life Safety

⁴ Collapse Prevention

اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزا سازه بر تغییر مکان نقطه هدف و ضریب C_3 اثر افزایش تغییر شکل جانبی سازه تحت اثر $P-\Delta$ در محدوده رفتار غیر خطی مصالح را بر تغییر مکان هدف اعمال می‌کند. مقدار تمامی این ضرایب مطابق ضوابط FEMA-356 در مطالعه حاضر اعمال می‌شوند. همچنین S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e است.

۲-۲- فرمولبندی مسئله

۲-۲-۱- طراحی مبتنی بر نیرو

در گام اول سازه بایستی برای بارهای ثقیل و همچنین سایر محدودیت‌های طراحی در حالت سرویس کنترل گردد. لذا بارهای ثقیل بر روی تیرها اعمال شده و پاسخگو بودن المانهای سازه‌ای بر اساس ضوابط آئین‌نامه AISC 360-10 [۱۴] کنترل می‌گردد. به بیان دیگر هر عضو سازه باید قیود زیر را ارضا کند:

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad g_l^\sigma = \left[\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right] - 1 \leq 0 \quad l = 1, \dots, ne \quad (2)$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad g_l^\sigma = \left[\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right] - 1 \leq 0 \quad l = 1, \dots, ne \quad (3)$$

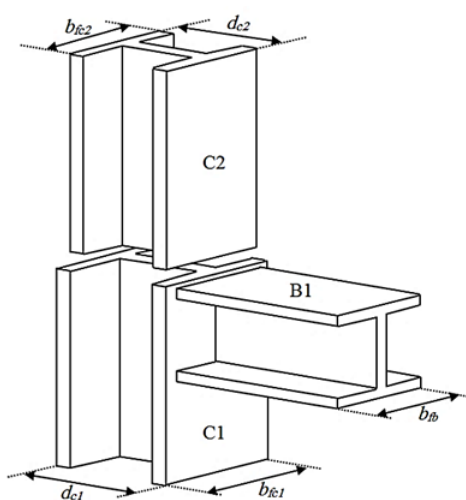
که در آن P_u مقاومت محوری لازم، P_n مقاومت محوری مجاز، ϕ_c ضریب کاهش مقاومت محوری، M_{ux} و M_{uy} مقاومت خمشی لازم و به همان صورت M_{nx} و M_{ny} مقاومت خمشی اسمی در دو جهت x و y می‌باشند. ϕ_b ضریب کاهش مقاومت خمشی و ne تعداد اعضای سازه می‌باشد.

نکته مهم دیگری که در طراحی قابهای فولادی بایستی لحاظ شود قیود هندسی مربوط به اتصال ستون به ستون و تیر به ستون است که با توجه به شکل (۲) به صورت زیر فرمولبندی می‌شود. در این روابط nj معادل تعداد اتصالات می‌باشد.

$$g_m^{cd} = \frac{d_{c2}}{d_{c1}} - 1 \leq 0 \quad , \quad m = 1, 2, \dots, nj \quad (4)$$

$$g_m^{cf} = \frac{b_{fc2}}{b_{fc1}} - 1 \leq 0 \quad , \quad m = 1, 2, \dots, nj \quad (5)$$

$$g_m^{cf} = \frac{b_{fb}}{b_{fc1}} - 1 \leq 0 \quad , \quad m = 1, 2, \dots, nj \quad (6)$$



شکل ۲: قیود مربوط به اتصال ستون به ستون و تیر به ستون.

۲-۲-۲ - طراحی مبتنی بر عملکرد

پس از بررسی ضوابط گام قبلی، نیازهای مختلف سازه بواسطه آنالیز پوش آور تحت الگوی بارگذاری متناسب کنترل می‌شوند قیدها و فرمول‌بندی مربوط به دریفت طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق FEMA-356 عبارتند از:

$$g_1^{PBD} = \frac{\Delta^i}{(\Delta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (7)$$

که در آن Δ دریفت طبقات و $(\Delta)_{all}$ دریفت مجاز طبقات برای هر یک از سطوح عملکرد مطابق جدول (۱) می باشد.

جدول ۱: دریفت مجاز طبقات در هر یک از سطوح عملکردی [۱۱].

Performance level	$(\Delta)_{all}$
IO	0.5%
LS	1.5%
CP	2.0%

همچنین قیدها و فرمول‌بندی مربوط به چرخش پلاستیک اعضای خمشی در هر یک از سطوح عملکردی عبارت است از:

$$g_2^{PBD} = \frac{\theta^i}{(\theta_y)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (8)$$

که در آن θ چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکرد θ_y مطابق رابطه (۹) و جدول (۲) برای هر یک از سطوح عملکردی محاسبه می شوند:

$$\begin{cases} \theta_y = \frac{ZF_y e l_b}{6EI_b} & \text{Beams} \\ \theta_y = \frac{ZF_y e l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{p}{P_{ye}}\right) & \text{Columns} \end{cases} \quad (9)$$

که در آن Z مدول مقطع پلاستیک، $F_y e$ تنش تسلیم مورد انتظار فولاد، l طول عضو، E مدول الاستیسیته، P, P_{ye} نیروی محوری تسلیم مورد انتظار ستون و نیروی محوری ستون در سطح مورد نظر می باشند.

جدول ۲: چرخش پلاستیک مجاز اعضا در هر یک از سطوح عملکردی [۱۱].

Performance level	$(\theta_y)_{all}$
IO	θ_y
LS	$6\theta_y$
CP	$8\theta_y$

همچنین قیود مربوط به تغییر طول محوری بادبندها مطابق رابطه (۱۰) اعمال می شوند:

$$g_3^{PBD} = \frac{\Delta_b^i}{(\Delta_b^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (10)$$

که در آن Δ_b تغییر طول محوری بادبندها و $(\Delta_b)_{all}$ تغییر طول مجاز محوری بادبند در سطح عملکرد مورد نظر است که مطابق جدول (۳) در نظر گرفته می شود.

جدول ۳: تغییر طول محوری مجاز اعضای مهاری در هر یک از سطوح عملکردی [۱۱].

Performance level	تغییر مکان محوری مجاز فشاری	تغییر مکان محوری مجاز کششی
IO	$0.5\Delta_c$	$0.5\Delta_T$
LS	$7.0\Delta_c$	$8.0\Delta_T$
CP	$9.0\Delta_c$	$11.0\Delta_T$

که Δ_C تغییر مکان محوری در نیروی کماتشی بابدند فشاری و Δ_T تغییر طول محوری تحت بار کششی معادل با تنش تسلیم می باشد

مشخصات زمین با طبقه بندی D در سطوح عملکردی سه گانه جهت محاسبه شتاب طیفی S_a مطابق جدول (۴) است.

جدول ۴: مشخصات زمین با طبقه بندی D در سطوح عملکردی سه گانه.

Performance Level	Hazard Level	F_a	F_V	S_I	S_S
IO	50%/50-years	1.27	2.2	0.198	0.658
LS	10%/50-years	1.18	2.12	0.237	0.794
CP	2%/50-years	1.04	1.95	0.346	1.15

۲-۲-۳- تابع هدف

در این مطالعه هدف اصلی بهینه سازی، کاهش وزن سازه همراه با رعایت قیود مطرح شده می باشد بنابراین:

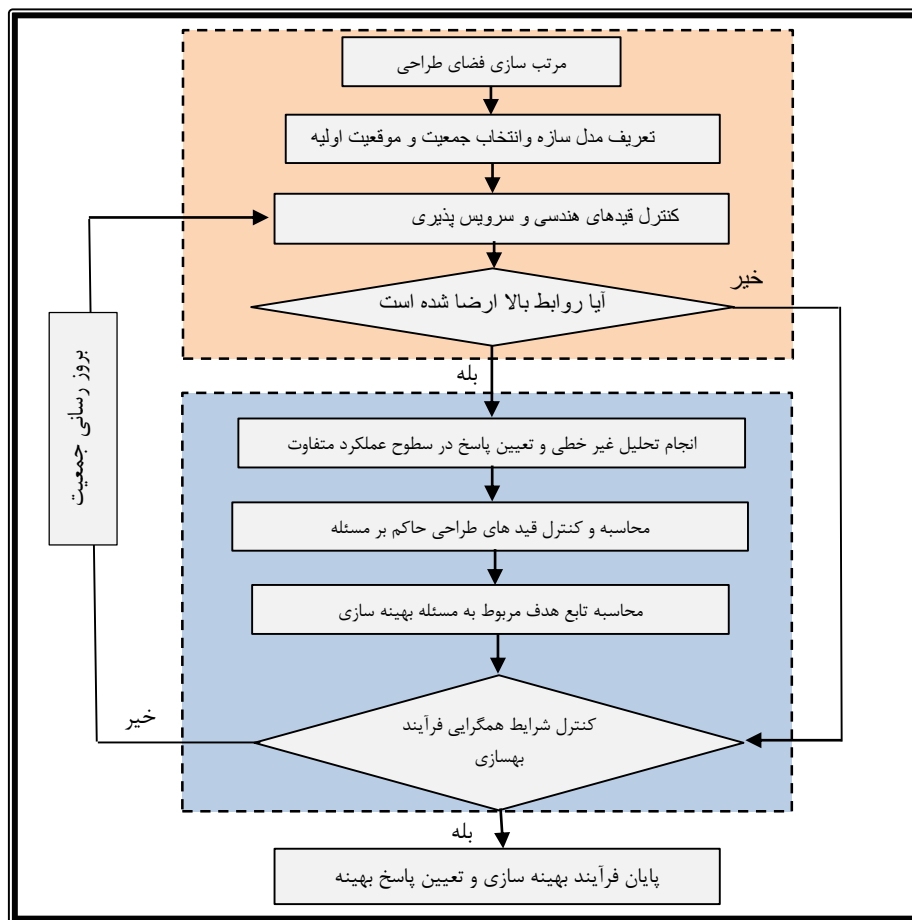
$$\text{minimize } W(x) = \rho \sum_{i=1}^m A_i L_i \quad (11)$$

$$\text{subject to } \begin{aligned} g_i^s(x) &\leq 0, \quad i = 1, 2, \dots, n \\ g_j^{PBD}(x) &\leq 0, \quad i = 1, 2, \dots, n \end{aligned}$$

در روابط فوق ρ ، A و L به ترتیب وزن واحد حجم فولاد، سطح مقطع عضو و طول عضو می باشند همچنین g_i^s قید تنش اعضا تحت بارهای ثقلی و قیدهای هندسی بوده و g_j^{PBD} قیود مربوط به طراحی بر اساس عملکرد می باشند. در نهایت فرمول بندی مسئله مقید بالا با استفاده از روش تابع پنالتی قابل تبدیل به یک مسئله نامقید است:

$$\varphi(x, r_p) = w(x) \{ 1 + r(\max\{0, g_\delta\})^2 + r \sum (\max\{0, g_i^s\})^2 + r \sum (\max\{0, g_i^{PBD}\})^2 \} \quad (12)$$

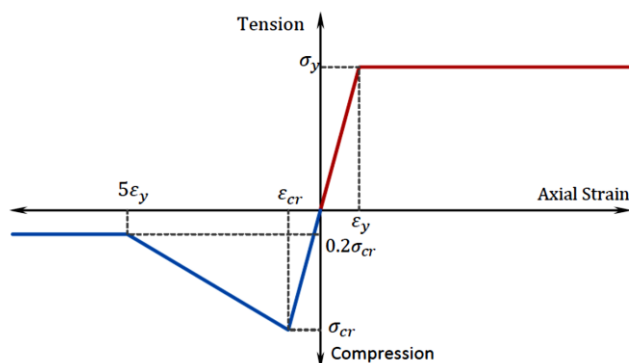
φ, r به ترتیب معادل با ضریب پنالتی و تابع شبه هدف میباشند. روند کلی بهینه سازی مطابق فلوجارت شکل (۳) می باشد.



شکل ۳: فلوچارت فرآیند کلی بهینه سازی.

۲-۳- رفتار غیرخطی المانها

رفتار غیرخطی تیرها و ستونها به کمک مدل مصالح فولادی تک محوری دو خطی با سخت شوندهگی سینماتیک ۳ درصد صورت گرفته است. ولی مدلسازی رفتار غیرالاستیک بادبندها دارای پیچیدگی های زیادی می باشد چرا که در مدلسازی این نوع المان بایستی به تاثیر متقابل تسلیم شدگی، کمانش کلی عضو، کمانش موضعی و شکست بر رفتار عضو توجه داشت مدل فایبر محوری خمشی نیازمند کالیبره نمودن با نتایج آزمایشگاهی جهت تعیین تعداد مناسب المان در یک عضو بادبند، مقدار ناکاملی در میانه بادبند و مقدار سخت شدگی ماده دارد لذا در این مطالعه جهت مدلسازی رفتار غیرخطی از مدل پدیدار شناختی ارائه شده توسط *Jain&Goal* که مورد تأیید FEMA-274 [۱۵] نیز می باشد استفاده شده است در این روش رفتار بادبند در کشش و فشار مطابق شکل (۴) بوده که در آن نیروی فشاری پس کمانش برابر 20% نیروی کمانش بادبند می باشد.



شکل ۴: مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضای مهاري بر اساس مدل ارائه شده توسط Jain & Goal [۱۵].

۲-۴- آنالیز و ارزیابی ظرفیت سازه

نیاز سازه به هر یک از سطوح عملکردی به کمک آنالیزهای غیرخطی مشخص می‌شود در سازه‌های با اثرات زیاد مودهای بالاتر به نحو مقتضی مشارکت مودها بایستی مد نظر قرار گیرد روشهای پیشنهادی جهت نیل به این هدف مستلزم طی مراحل متنوع و طولانی بوده که با ذات روشهای بهینه‌سازی که بر اساس تکرارهای متوالی و صرف زمان است همراستا نیستند. لذا در مباحث بهینه‌سازی اولویت با روشهایی است که در عین سادگی و لحاظ مودهای بالاتر کمترین درصد خطا را نسبت به نتایج تحلیل غیرخطی داشته باشند. در سال ۲۰۱۶ امینی و همکاران روشی را به منظور تحلیل پوش‌آور قابهای فولادی بلند به صورت غیربهنگام شونده بر مبنای تغییرمکان (NADP)^۵ ارائه نمودند [۱۶].

مراحل این روش عبارتند از:

(۱) ایجاد مدل سازه‌ای شامل مشخصات غیر خطی مصالح

(۲) انجام تحلیل مودال و محاسبه بردارها (ϕ_{ij}) و مقادیر ویژه سازه (ω_i) برای سه مود اول سازه و در ادامه نرمال‌سازی شکل‌های مودی به نحوی که مقادیر مربوط به تراز بام برابر مثبت یک باشند.

(۳) محاسبه الگوی بارگذاری جانبی بر اساس روابط (۱۳) و (۱۴) به ترتیب برای ترکیب دو و سه مود:

$$D_2 = d_1 + d_2 = |\Gamma_1| \Phi_1 S_{d1}(T_1, \zeta_1) + |\Gamma_2| \Phi_2 S_{d2}(T_2, \zeta_2) \quad (13)$$

$$D_3 = d_1 + d_2 + d_3 = |\Gamma_1| \Phi_1 S_{d1}(T_1, \zeta_1) + |\Gamma_2| \Phi_2 S_{d2}(T_2, \zeta_2) + |\Gamma_3| \Phi_3 S_{d3}(T_3, \zeta_3) \quad (14)$$

در این روابط (Γ_i) ضریب مشارکت مودی، (Φ_i) شکل مودی نرمال شده، (S_{di}) تغییرمکان طیفی، (T_i) پریود ارتعاشی و (ζ_i) نسبت میرایی مود مربوطه میباشند.

(۴) انجام تحلیل پوش‌آور تک مرحله‌ای به ازای الگوی بارگذاری متناسب با شکل مود اول و هر یک از الگوهای حاصل از روابط (۱۳) و (۱۴)

(۵) تعیین ماکزیمم پاسخهای لرزه‌ای مدنظر (تغییرمکان نسبی، دوران پلاستیک و...) از هر یک از تحلیل‌های سه‌گانه صورت گرفته در مرحله قبل تحت عناوین (r_1, r_2, r_3)

(۶) تعیین پوش پاسخها بر اساس نتایج مرحله قبل

$$\begin{aligned} r &= \text{Max}\{r_1, r_2\} & T < 2.2s \\ r &= \text{Max}\{r_1, r_2, r_3\} & T \geq 2.2s \end{aligned} \quad (15)$$

⁵ A Non-Adaptive Displacement-based Pushover

۳- الگوریتم انتشار امواج دلفین بهبود یافته

یک دلفین قادر به تولید صداهایی به فرم کلیک میباشد که فرکانس این صدا بلندتر از صداهای استفاده شده برای ارتباط میباشد در صورت برخورد این اصوات با اجسام مقداری از انرژی صوتی به دلفین بازگشته و به محض دریافت، دلفین کلیک دیگری تولید میکند زمان مابین ارسال و دریافت، دلفین را قادر به ارزیابی فاصله از جسم میکند و اختلاف شدت در سیگنالها در دو سمت سر دلفین آن را قادر به سنجش جهت هدف مینماید. بنابراین دلفین ابتدا تمام فضای اطراف خود را برای یافتن شکار جستجو کرده و به محض یافتن آن، دامنه جستجو را به طرف هدف محدود میکند که این دو مرحله مشخصه ذاتی هر الگوریتم فراکوشی است [۱۷].

۳-۱- مدل ریاضی الگوریتم

- (۱) ایجاد تعداد دلخواه موقعیت برای دلفین (NL) که نهایتاً منجر به تشکیل ماتریس L_{NL+NV} خواهد شد که NV معادل تعداد متغیرها است.
(۲) محاسبه PP با توجه به حلقه مورد نظر از رابطه (۱۶):

$$PP(Loop_i) = PP_1 + (1 - PP_1) \frac{Loop_i^{power-1}}{(LoopsNumber)^{power}} \quad (16)$$

$P(Loop_i)$: احتمال هر حلقه در نتیجه نهایی

PP_1 : عامل همگرایی حلقه اول در حالیکه پاسخها به صورت تصادفی انتخاب شده اند

$Loop_i$: شماره حلقه جاری

$power$: درجه منحنی

$LoopsNumber$: تعداد حلقه هایی که الگوریتم بایستی به همگرایی برسد.

- (۳) محاسبه میزان شایستگی هر موقعیت تولید شده در گام اول به صورتی که بهترین جواب دارای بیشترین مقدار باشد.

(۴) محاسبه شایستگی تجمعی با توجه به قانون دلفین برای موقعیت i ام، متغیر طراحی z ام و R_e تا $-R_e$

$$AF_{(A+K)j} = \frac{1}{R_e} * (R_e - |k|) * Fitness(i) + AF_{(A+K)j} \quad (17)$$

که در آن $AF_{(A+K)j}$ شایستگی تجمعی $(A+K)$ امین عضو ماتریس فضای طراحی است که برای متغیر z ام انتخاب شده است R_e مقدار شعاع تاثیری است که شایستگی تجمعی مربوط به یک موقعیت، فضای اطراف را تحت تاثیر قرار می دهد. پیشنهاد شده که مقدار این شعاع بیش از $(1/4)$ اندازه فضای طراحی انتخاب نگردد و $Fitness(i)$ برابر مقدار شایستگی مربوط به موقعیت i میباشد.

برای توزیع هموارتر احتمالات در فضای طراحی یک مقدار کوچک ϵ به تمامی احتمالات محاسبه شده در گام قبلی به فضای طراحی افزوده می شود ($AF = AF + \epsilon$) این مقدار کمتر از حداقل مقدار شایستگی محاسبه شده در اجتماع، انتخاب می شود.

- (۵) یافتن بهترین جواب بدست آمده از بین تمام موقعیتهای نام گذاری آن به عنوان $The best location$ و یافتن موقعیت متغیرهای $The best location$ در فضای طراحی و برابر صفر قراردادن AF مربوط به آنها.

(۶) محاسبه احتمال انتخاب گزینه i برای متغیر z طبق رابطه (۱۸):

$$P_{ij} = \frac{AF_{ij}}{\sum_{i=1}^{LA_j} AF_{ij}} \quad (18)$$

- (۷) اختصاص مقدار احتمال برابر PP به تمامی گزینه های مربوط به متغیرهای $The best location$ و اختصاص مقدار باقی مانده احتمال به سایر گزینه های فضای طراحی:

$$P_{ij} = (1 - PP) * P_{ij} \quad (19)$$

۸) محاسبه موقعیت گام بعدی با توجه به احتمالات محاسبه شده.

۹) تکرار مراحل ۲ تا ۸ به تعداد حلقه انتخاب شده برای مسئله مورد نظر.

در جهت بهبود الگوریتم دلفین برای محاسبه شایستگی تجمعی به جای تابع خطی استفاده شده در الگوریتم استاندارد (مرحله ۴) از رابطه درجه دو (ربع دایره) استفاده می‌شود که یک توزیع هموارتر و منطقی احتمال را در بر دارد و بوسیله آن میتوان با انتخاب R_e بزرگتر فضای بیشتری از فضای طراحی را تحت پوشش قرار داد. [۹].

$$AF_{(A+K)j} = (R_e - \sqrt{R_e^2 - (|k| - R_e)^2}) * Fitness(i) + AF_{(A+K)j} \quad (20)$$

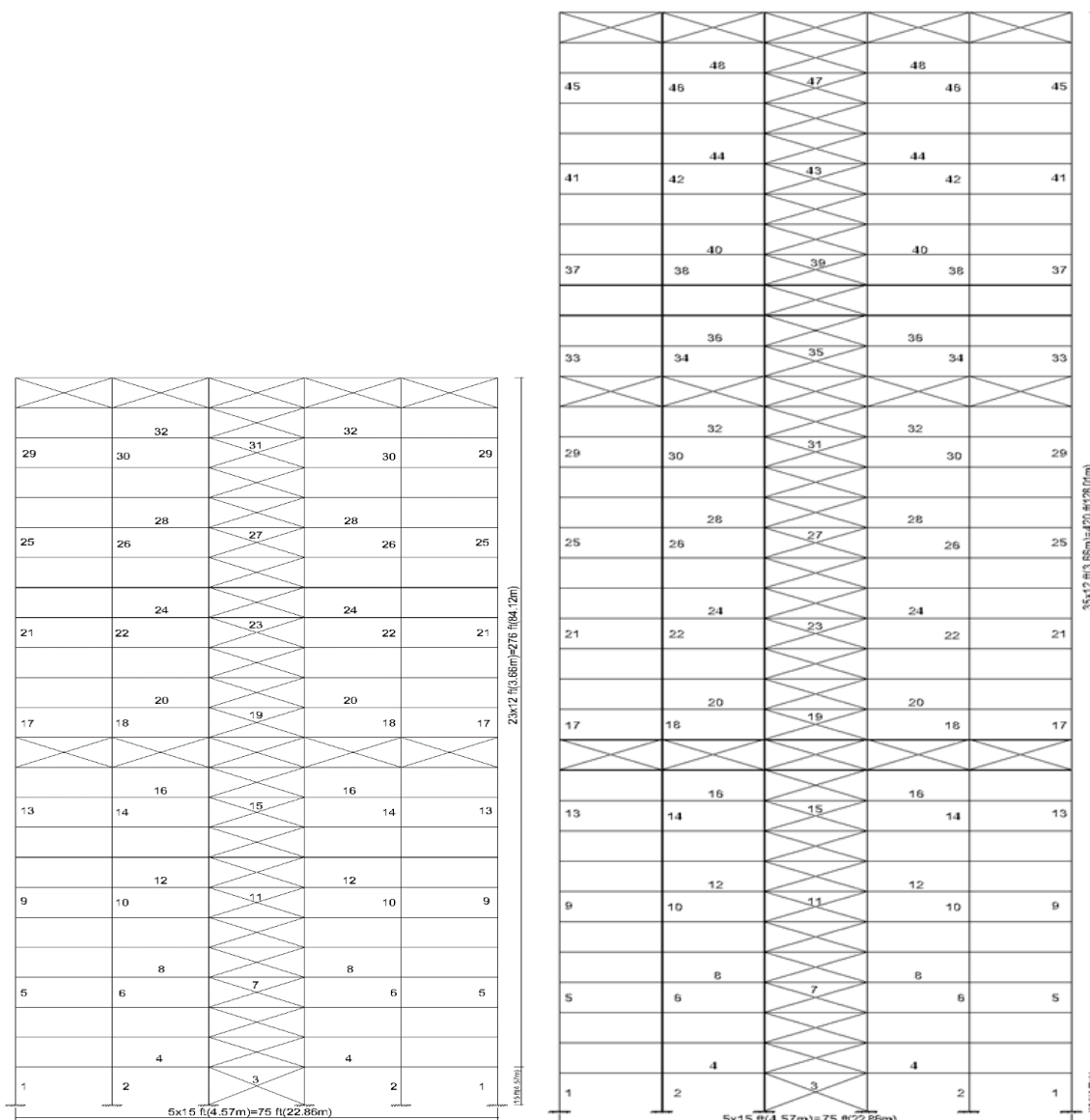
از طرفی انتخاب مقدار ϵ نحوه جستجو در فضای طراحی را بشدت تحت تاثیر قرار می‌دهد و در رابطه ارائه شده برای AF حداکثر مقدار آن $fitness * R_e$ در موقعیت مربوطه میباشد.

۴- نتایج و بحث

۴-۱- مشخصات سازه‌های مورد بررسی

سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه مطابق شکل (۵) قابهای ۵ دهانه ۲۴ طبقه (۳۲۸ عضوی) و ۳۶ طبقه (۴۹۲ عضوی) می‌باشند که در آنها طول دهانه‌ها بصورت مساوی برابر ۱۵ft، ارتفاع طبقه همکف ۱۵ft و باقی طبقات ۱۲ft در نظر گرفته شده‌اند. گروه بندی ستون‌های کناری و داخلی در دو گروه مختلف در سه طبقه متوالی قرار گرفته و گروه بندی تیرها و مهاربندها در دهانه‌های مختلف مانند ستون‌ها در سه طبقه متوالی انجام گرفته است. مقادیر بار مرده و زنده در طبقات بت‌رتیب $100 lb/ft^2$ و $50 lb/ft^2$ و در پشت‌بام بار زنده $25 lb/ft^2$ فرض شده‌اند همچنین فاصله قابها در جهت عرضی ۱۵ft در نظر گرفته شده است. با توجه به گروه بندی صورت گرفته و حفظ تقارن سازه، با استقرار هسته در دهانه میانی سازه یکی از متغیرهای طراحی در این مطالعه موقعیت مهاربندهای بازویی است لذا در هر دو سازه یکی از مهارهای بازویی در طبقه آخر ثابت بوده و در سازه ۲۴ طبقه، مهار دوم و در سازه ۳۶ طبقه نیز مهارهای دوم و سوم امکان جابجایی ما بین طبقات جهت دستیابی به جواب بهینه را دارند. تنش تسلیم المانهای تیر برابر $F_y = 36 Ksi$ ، المانهای ستون و مهار $F_y = 50 Ksi$ و مدول الاستیسیته برای اعضا فولادی برابر $E = 29000 Ksi$ در نظر گرفته شده است.

با توجه به اینکه مقطع نیمرخهای نورد شده ترکیبی از اجزای نازک هستند از مقاومت کلی آنها زمانی میتوان بیشترین بهره را برد که اجزای مختلف مقطع کمانه نکنند. بر اساس ضوابط آئین‌نامه $AISC 360-10$ [۱۴] نسبت پهنای آزاد به ضخامت اجزای فشاری مقاطع باید به نحوی انتخاب شوند که تنش بحرانی کمانش آن اجزا از تنش بحرانی کمانش کل مقطع کمتر نباشد در این مرحله با توجه به تعدد مقاطع موجود و لحاظ کارآیی در المانهای متفاوت سازه‌ای، کتابخانه مقاطع برای المان‌های ستون، تیر و مهارها به شرح جدول (۵) مد نظر قرار گرفته است.



شکل ۵: مشخصات ابعادی و گروه بندی اعضای سازه های مورد بررسی.

جدول ۵: مقاطع مورد استفاده برای سازه‌ها در روند بهینه سازی.

Columns		Beams				Braces					
No.	W-Section	No.	W-Section	No.	W-Section	No.	Hss-Section	No.	Hss-Section		
1	W14×48	13	W14×257	1	W12×19	13	W21×50	1	HSS3X3X3/16	13	HSS5X5X1/2
2	W14×53	14	W14×283	2	W12×22	14	W21×57	2	HSS3X3X1/4	14	HSS6X6X1/2
3	W14×68	15	W14×311	3	W12×35	15	W24×55	3	HSS3X3X5/16	15	HSS6X6X5/8
4	W14×74	16	W14×342	4	W12×50	16	W21×68	4	HSS3X3X3/8	16	HSS8X8X1/2
5	W14×82	17	W14×370	5	W18×35	17	W24×62	5	HSS3-1/2X3-1/2X5/16	17	HSS7X7X5/8
6	W14×132	18	W14×398	6	W16×45	18	W24×76	6	HSS3-1/2X3-1/2X3/8	18	HSS8X8X5/8
7	W14×145	19	W14×426	7	W18×40	19	W24×84	7	HSS4X4X3/8	19	HSS9X9X5/8
8	W14×159	20	W14×455	8	W16×50	20	W27×94	8	HSS4-1/2X4-1/2X3/8	20	HSS10X10X5/8
9	W14×176	21	W14×500	9	W18×46	21	W27×102	9	HSS4X4X1/2	21	HSS10X10X3/4
10	W14×193	22	W14×550	10	W16×57	22	W27×114	10	HSS5X5X3/8	22	HSS12X12X3/4
11	W14×211	23	W14×605	11	W18×50	23	W30×108	11	HSS4-1/2X4-1/2X1/2	23	HSS14X14X7/8
12	W14×233	24	W14×665	12	W21×44	24	W30×116	12	HSS6X6X3/8	24	-

۴-۲- ارزیابی روش NADP

در این روش تحلیل پوش‌آور تحت اثر الگوی توزیع بارهای متناسب با اشکال مودی حاصل از تحلیل مودال الاستیک صورت می‌گیرد. نتایج حاصل از اعمال این روش بر سازه‌های خمشی با طبقات متفاوت حاکی از دقت بالای آن نسبت به روشهای معتبر همچون MPA^6 در قیاس با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی علی‌الخصوص در طبقات فوقانی که اثر مودهای بالاتر بیشتر است می‌باشد [۱۶].

به منظور بررسی کارایی این روش در سازه‌های با مهار بازویی، سازه ۲۴ طبقه با لحاظ استقرار مهار بازویی در طبقات ۱۲ و ۲۴ بواسطه بارهای ثقلی مفروض در بند ۴-۱ و نیروهای جانبی زلزله بر اساس ضوابط آئین نامه $ASCE7-16$ [۱۸] مطابق جدول (۶) با روش مبتنی بر نیرو طراحی شده و در ادامه تحت تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. رکوردهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی از بین ۲۲ رکورد حوزه دور مندرج در $FEMA-P695$ [۱۹] بوده که دارای شدت $6/5M$ تا $7/6M$ با میانگین $7/0M$ هستند (جدول ۷).

جدول ۶: نیروی زلزله وارد بر قاب ۲۴ طبقه.

Floor no	24Story frame(kips)	Floor no	24Story frame(kips)
1	0.0841	13	9.4591
2	0.2727	14	10.940
3	0.5690	15	12.530
4	0.9731	16	14.227
5	1.4850	17	16.032
6	2.1046	18	17.945
7	2.8320	19	19.965
8	3.6671	20	22.0938
9	4.610	21	24.3297
10	5.6606	22	26.6735
11	6.8190	23	29.1250
12	8.0852	24	29.9240

Site Classes : (D)
Hazard level : 10% / 50-years
Response Modification: R=7
Deflection Amplification: cd=5.5

فرآیند مقیاس‌سازی رکوردها و ضریب مقیاس مربوطه با توجه به طیف پاسخ شتاب استاندارد در دو سطح عملکردی LS, CP و بر پایه مینیمم‌سازی اختلاف بین طیف زلزله و طیف استاندارد انجام شده است. الگوهای بارگذاری مورد استفاده در تحلیل پوش‌آور منطبق بر مود اول و الگوهای ترکیبی دوگانه حاصل از روش $NADP$ بوده است در شکل (۶) و (۷) تغییرات تغییرمکان نسبی ناشی از سه الگوی بارگذاری تحلیل پوش‌آور و میانگین ماکزیمم‌های ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی در دو سطح عملکردی برای سازه ۲۴ طبقه نشان داده شده‌اند.

با توجه به شکلها کاملا مشهود است که در قسمت تحتانی سازه‌ها و تا تراز استقرار اولین مهار بازویی نتایج حاصل از تحلیل پوش‌آور به ازای الگوی بارگذاری متناسب با شکل مود اول اختلاف کمتری با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی دارد ولی بعد از این تراز و تا تراز بام استفاده از الگوهای حاصل از روش $NADP$ تناسب و انطباق بهتری با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی دارند به منظور ارزیابی، میزان خطا در طبقات تحتانی و فوقانی بر اساس معیار تعریف شده طبق رابطه (۲۱) تعیین شده‌اند.

$$Error(\%) = 100 \times \frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta_i - NLTHA - \Delta_i - NSP}{\Delta_i - NLTHA} \right)^2} \quad (21)$$

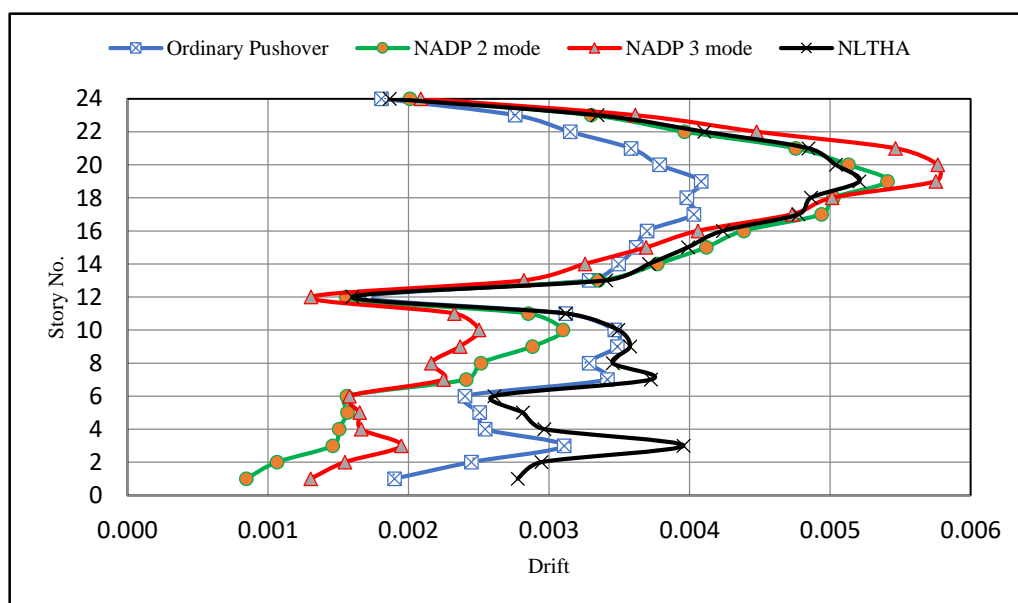
⁶ Modal Pushover Analysis

در این رابطه $\Delta_{i-NLTHA}$ ، Δ_{i-NSP} معادل با تغییر مکان نسبی در تراز i ام ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی و آنالیز پوش آور بوده و n نیز معرف تعداد طبقات سازه می باشد.

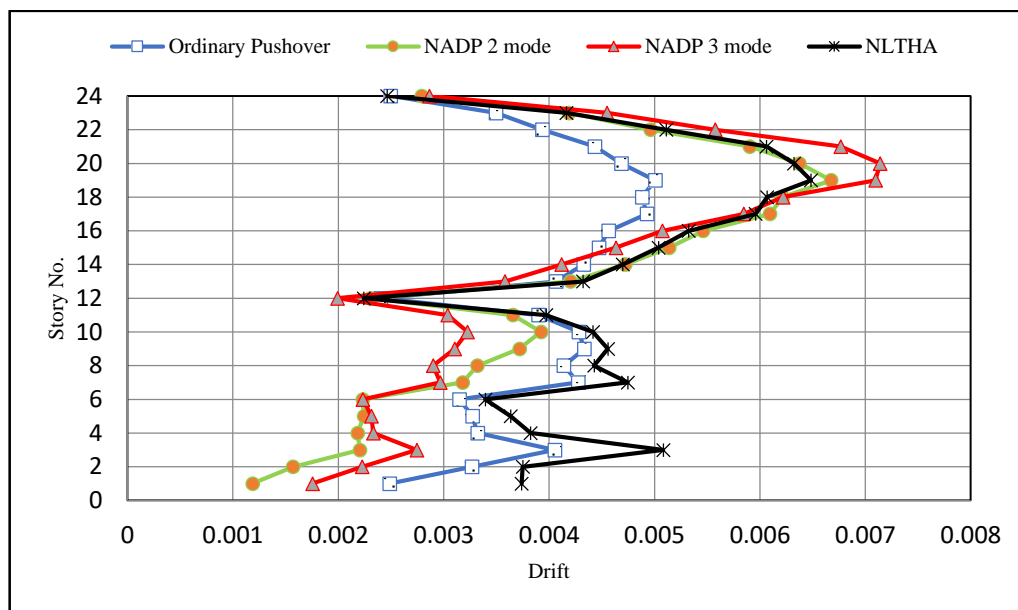
از اعداد مربوط به خطای محاسباتی مندرج در جدول (۸) نتیجه می شود به ازای هر دو سطح عملکردی در نیمه پایینی سازه استفاده از الگوی بارگذاری منطبق بر مود اول و در نیمه فوقانی، الگوهای حاصل طبق روش $NADP$ دقت بیشتری دارند.

جدول ۷: مشخصات رکوردهای زلزله بر اساس FEMA-P695 [۱۹].

ردیف	زمین لرزه	شدت	نوع زمین	سال وقوع	ایستگاه	PGA_{max} (g)	PGV_{max} (cm/s)	ضریب نرمالاسیون
1	Northridge	6.7	D	1994	Beverly Hills - Mulhol	0.52	63	0.65
2	Northridge	6.7	D	1994	Canyon Country-WLC	0.48	45	0.83
3	Duzce, Turkey	7.1	D	1999	Bolu	0.82	62	0.63
4	Hector Mine	7.1	C	1999	Hector	0.34	42	1.09
5	Imperial Valley	6.5	D	1979	Delta	0.35	33	1.31
6	Imperial Valley	6.5	D	1979	El Centro Array #11	0.38	42	1.01
7	Kobe, Japan	6.9	C	1995	Nishi-Akashi	0.51	37	1.03
8	Kobe, Japan	6.9	D	1995	Shin-Osaka	0.24	38	1.10
9	Kocaeli, Turkey	7.5	D	1999	Duzce	0.36	59	0.69
10	Kocaeli, Turkey	7.5	C	1999	Arcelik	0.22	40	1.36
11	Landers	7.3	D	1992	Yermo Fire Station	0.24	52	0.99
12	Landers	7.3	D	1992	Coolwater	0.42	42	1.15
13	Loma Prieta	6.9	D	1989	Capitola	0.53	35	1.09
14	Loma Prieta	6.9	D	1989	Gilroy Array #3	0.56	45	0.88
15	Manjil, Iran	7.4	C	1990	Abbar	0.51	54	0.79
16	Superstition Hills	6.5	D	1987	El Centro Imp. Co.	0.36	46	0.87
17	Superstition Hills	6.5	D	1987	Poe Road (temp)	0.45	36	1.17
18	Cape Mendocino	7.0	D	1992	Rio Dell Overpass	0.55	44	0.82
19	Chi-Chi, Taiwan	7.6	D	1999	CHY101	0.44	115	0.41
20	Chi-Chi, Taiwan	7.6	C	1999	TCU045	0.51	39	0.96
21	San Fernando	6.6	D	1971	LA - Hollywood Stor	0.21	19	2.10
22	Friuli, Italy	6.5	C	1976	Tolmezzo	0.35	31	1.44



شکل ۶: تغییرات در بفت طبقات سازه ۲۴ طبقه تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی در سطح عملکرد LS



شکل ۷: تغییرات دررفت طبقات سازه ۲۴ طبقه تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی در سطح عملکرد CP.

جدول ۸: خطای روش NADP در دو سطح عملکردی LS, CP

Performance level	Load pattern	Error (%)	
		24Story Frame	
		Level 1:12	Level 13:24
LS	ordinary	3.96	4.92
	2 mode	12.21	1.004
	3 mode	11.41	3.001
CP	ordinary	3.94	5.14
	2 mode	11.17	1.26
	3 mode	10.41	3.08

۳-۴- قاب ۲۴ طبقه

جهت بهینه‌سازی سازه و تعیین موقعیت بهینه مهار بازویی پس از انتخابهای مختلف، تعداد تکرار برابر ۳۰۰ و تعداد انتخاب در هر تکرار برابر ۵۰ در نظر گرفته شده و با توجه به متغیر بودن تراز استقرار مهار بازویی نتایج بهینه مندرج در جدول (۹) با اعمال شرایط و قیود متناسب حاصل شد که بیانگر موقعیت بهینه مهار بازویی در طبقه دوازدهم یا میانه ارتفاع سازه با وزن بهینه معادل ۲۳۲/۵۸ کیلو پوند می‌باشد. در جدول (۱۰) مقاطع حالت بهینه در ۳۲ گروه طبقه‌بندی شده ارائه شده‌اند.

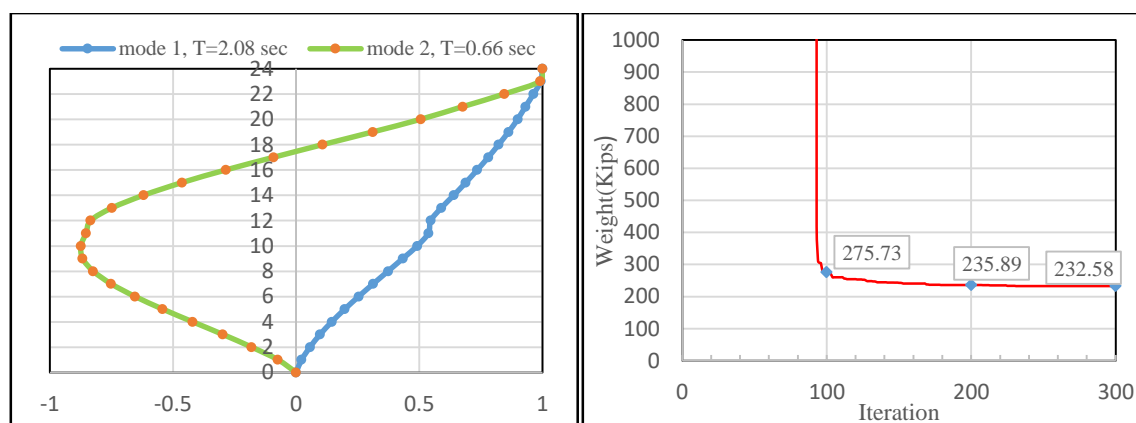
جدول ۹: وزن سازه و موقعیت بهینه مهار بازویی تحت تکرارهای متفاوت الگوریتم MDE در سازه ۲۴ طبقه.

Outrigger position	10 th Floor	11 th Floor	12 th Floor	13 th Floor	14 th Floor
Weight(Kips)			259.18		255.24
			232.58		250.09
			241.98	256.84	245.93
			249.38		

شکل (۸) منحنی همگرایی الگوریتم را برای سازه مورد بررسی ارائه می‌دهد در شکل (۹) نیز دو مود اول سازه بهینه که بر اساس مقدار واحد در تراز بام نرمال شده‌اند نشان داده شده است.

جدول ۱۰: مقاطع سازه ۲۴ طبقه بهینه.

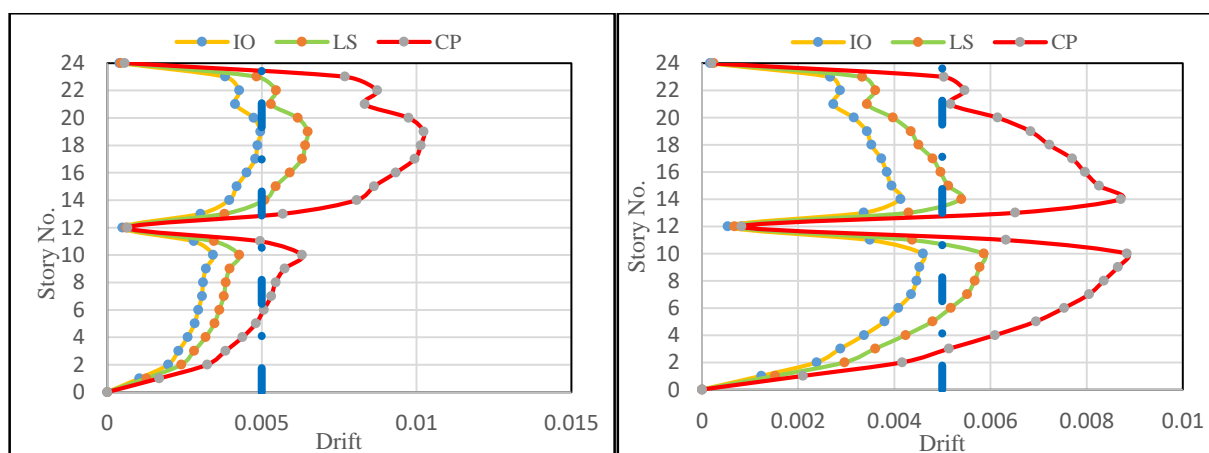
Group	Section	Group	Section	Group	Section	Group	Section
1	W14x550	9	W14x370	17	W14x233	25	W14x159
2	W14x665	10	W14x398	18	W14x342	26	W14x257
3	HSS8x8x5/8	11	HSS8x8x1/2	19	HSS6x6x3/8	27	HSS6x6x1/2
4	W18x35	12	W18x35	20	W24x55	28	W24x55
5	W14x500	13	W14x370	21	W14x233	29	W14x53
6	W14x550	14	W14x342	22	W14x342	30	W14x132
7	HSS8x8x1/2	15	HSS9x9x5/8	23	HSS6x6x3/8	31	HSS8x8x5/8
8	W18x35	16	W18x35	24	W24x55	32	W12x22



شکل ۹: مودهای اول و دوم سازه ۲۴ طبقه بهینه.

شکل ۸: روند همگرایی بهینه سازی در سازه ۲۴ طبقه.

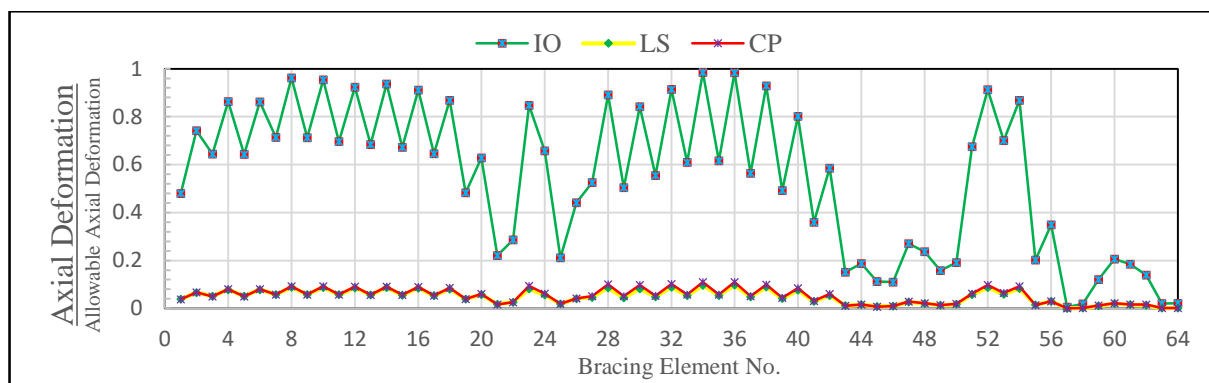
در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نحوه تغییرات دررفت طبقات در سه سطح عملکردی و دو الگوی بارگذاری مختلف ارائه شده است همانگونه که از این شکلها مشخص است قید حاکم، مقادیر دررفت در سطح عملکردی *IO* بوده و در دو سطح عملکردی *LS*, *CP* با مقادیر مجاز فاصله زیادی دارند و از این لحاظ سازه در این سطوح حاشیه اطمینان بالایی دارد در نیمه پایینی سازه نتایج حاصل از الگوی بارگذاری منطبق بر مود اول و در نیمه فوقانی الگوی بارگذاری منطبق بر ترکیب دو مود طبق روش *NADP* موجب سوق مقادیر دررفت به سمت مقادیر مجاز شده‌اند. نحوه تغییرات دررفت و نتایج سازه بهینه در ده موقعیت متفاوت حاکی از تمایل محل استقرار مهار بازویی به سمت طبقات بالاتر بوده که میتواند ناشی از اثر مودهای بالاتر باشد.



شکل ۱۱: تغییرات دررفت تحت الگوی بارگذاری منطبق بر ترکیب دو مود اول.

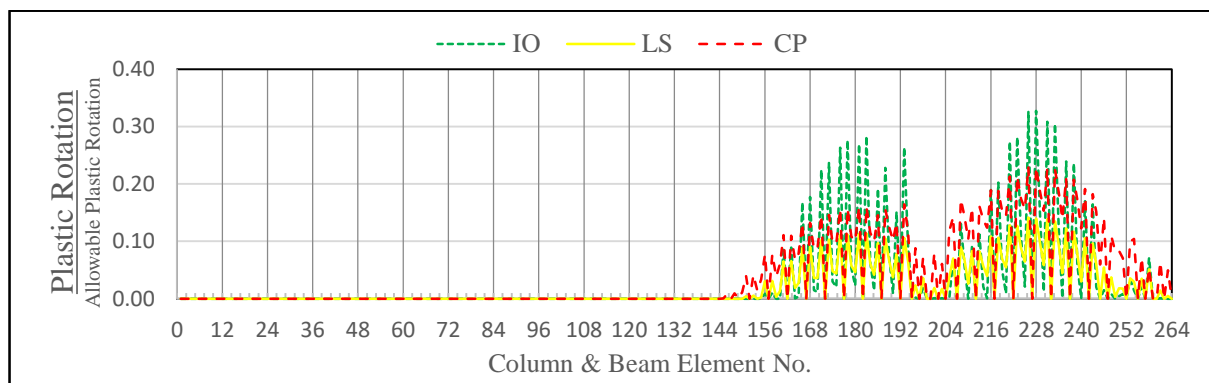
شکل ۱۰: تغییرات دررفت تحت الگوی بارگذاری منطبق بر مود اول.

شکل (۱۲) نحوه تغییرات نسبت تغییرطول محوری اعضای مهاربندی به مقادیر مجاز در هر یک از سطوح عملکرد را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که این نسبت همانند مقادیر مجاز دریافت طبقات در سطح ایمنی IO کنترل کننده بوده و در سایر سطوح عملکردی این نسبت‌ها ناچیز هستند و در حاشیه اطمینان بالایی قرار دارند نزدیک عدد یک بودن نسبت تغییر طول مهارها در بیشتر اعضا، بیانگر توزیع و عملکرد مناسب روند بهینه‌سازی است. کمینه‌های موضعی در طرفین عضو مهاربندی شماره ۲۴ و ۴۸ ناشی از استقرار بازویی در طبقات ۱۲ و ۲۴ و افزایش سختی و بهره‌گیری از عملکرد محوری ستونهای کناری در انتقال بارهای جانبی است.

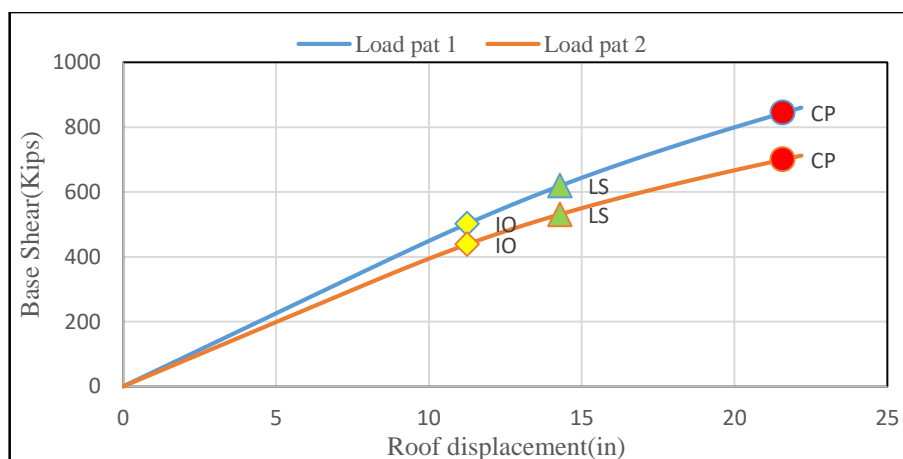


شکل ۱۲: نحوه تغییرات نسبت تغییرطول محوری اعضای مهاربندی به مقادیر مجاز سازه ۲۴ طبقه.

شکل (۱۳) مقادیر نسبت چرخش پلاستیک تیرها و ستونها به چرخش پلاستیک مجاز را نشان می‌دهد که حاکی از تاثیر کم چرخش پلاستیک اعضا علی‌الخصوص ستونها در کنترل طرح قابهای مهاربندی شده می‌باشد. عضوهای شماره ۱۴۵ تا ۲۶۴ مربوط به تیرها بوده و در تراز استقرار مهارهای بازویی کاهش محسوسی در نسبت چرخش پلاستیک اعضا رخ داده است. نمودار پوش‌آور (برش پایه-تغییر مکان نقطه هدف) سازه ۲۴ طبقه مطابق شکل (۱۴) می‌باشد.



شکل ۱۳: نحوه تغییرات نسبت چرخش پلاستیک تیرها و ستونها به چرخش پلاستیک مجاز سازه ۲۴ طبقه.



شکل ۱۴: نمودار پوش آور (برش پایه - تغییر مکان نقطه هدف) سازه ۲۴ طبقه.

۴-۴- قاب ۳۶ طبقه

جهت بهینه‌سازی سازه و تعیین موقعیت بهینه مهار بازویی پس از انتخاب‌های مختلف، تعداد تکرار برابر ۴۵۰ و تعداد انتخاب در هر تکرار برابر ۵۰ نظر گرفته شد. با توجه به متغیر بودن تراز استقرار مهارهای بازویی نتایج بهینه مندرج در جدول (۱۱) با اعمال شرایط و قیود متناسب حاصل شد که بیانگر موقعیت بهینه مهار بازویی در طبقه سیزدهم و بیست‌وپنجم با وزن بهینه معادل ۳۵۱/۷۸ کیلو پوند می‌باشد. با مقایسه وزن بهینه با وزن مربوط به حالت استقرار مهارهای بازویی در فواصل مساوی در ارتفاع سازه (۳۶۵/۹۶ کیلو پوند)، کاهش حدود ۳/۹ درصد صورت گرفته است. در جدول (۱۲) مقاطع حالت بهینه در ۴۸ گروه طبقه‌بندی شده ارائه شده‌اند.

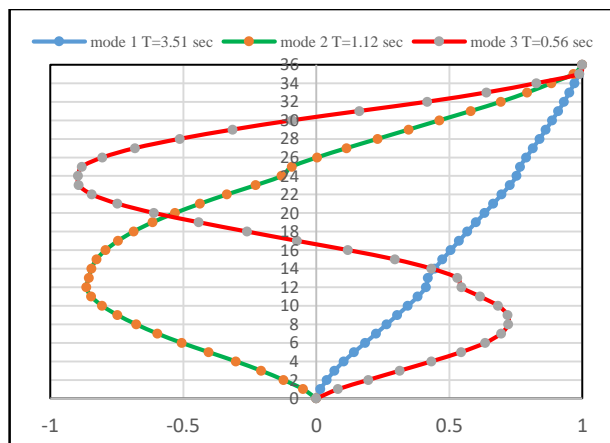
جدول ۱۱: وزن سازه و موقعیت بهینه مهار بازویی تحت تکرارهای متفاوت الگوریتم MDE در سازه ۳۶ طبقه.

Outrigger position	12 th &21 th Floor	12 th &24 th Floor	13 th &25 th Floor	14 th &27 th Floor	15 th &23 th Floor	9 th &21 th Floor	15 th &25 th Floor
Weight(Kips)	373.01	365.96 369.72	351.78 358.27	356.84	386.24	383.78	371.46 384.18

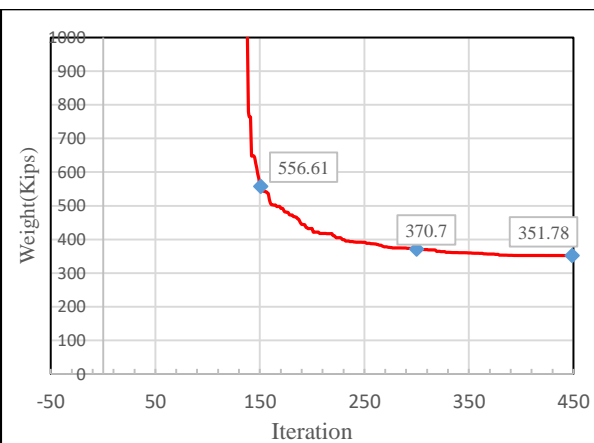
جدول ۱۲: مقاطع سازه ۳۶ طبقه بهینه.

Group	Section	Group	Section	Group	Section	Group	Section
1	W14x665	13	W14x500	25	W14x342	37	W14x176
2	W14x455	14	W14x311	26	W14x283	38	W14x211
3	HSS8x8x1/2	15	HSS8x8x1/2	27	HSS6x6x3/8	39	HSS6x6x5/8
4	W18x35	16	W21x44	28	W24x55	40	W24x62
5	W14x455	17	W14x370	29	W14x283	41	W14x176
6	W14x550	18	W14x283	30	W14x283	42	W14x211
7	HSS8x8x1/2	19	HSS9x9x5/8	31	HSS6x6x3/8	43	HSS6x6x3/8
8	W12x22	20	W24x76	32	W24x55	44	W24x55
9	W14x605	21	W14x370	33	W14x283	45	W14x48
10	W14x342	22	W14x283	34	W14x283	46	W14x211
11	HSS8x8x5/8	23	HSS5x5x3/8	35	HSS8x8x5/8	47	HSS8x8x5/8
12	W18x35	24	W24x76	36	W24x55	48	W18x35

شکل (۱۵) منحنی همگرایی الگوریتم را برای سازه مورد بررسی ارائه می‌دهد در شکل (۱۶) نیز سه مود اول سازه بهینه که بر اساس مقدار واحد در تراز بام نرمال شده‌اند نشان داده شده است.

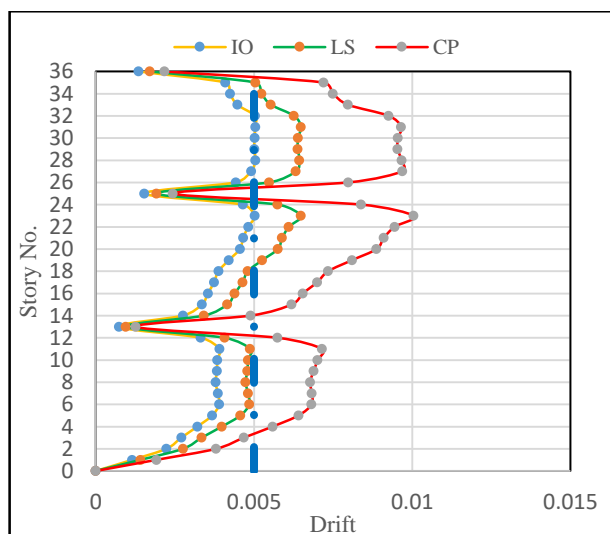


شکل ۱۶: مودهای اول تا سوم سازه ۳۶ طبقه بهینه.

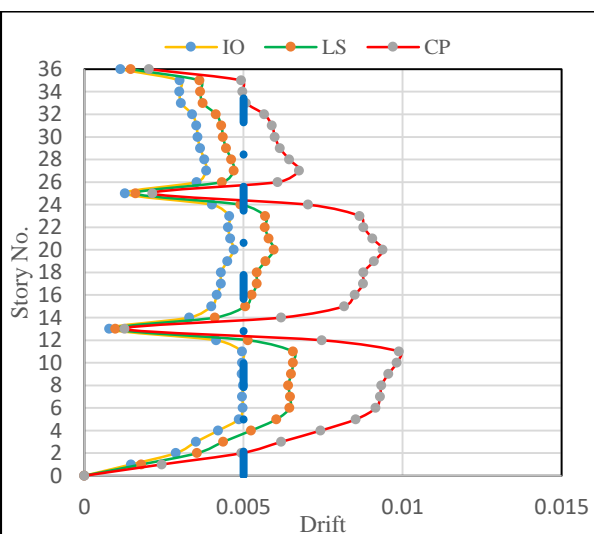


شکل ۱۵: روند همگرایی بهینه سازی در سازه ۳۶ طبقه.

در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) نحوه تغییرات دررفت طبقات در سه سطح عملکردی و دو الگوی بارگذاری مختلف ارائه شده است همانگونه که از این شکلها مشخص است قید حاکم، مقادیر دررفت در سطح عملکردی IO بوده و در دو سطح عملکردی LS, CP با مقادیر مجاز فاصله زیادی دارند و از این لحاظ سازه در این سطوح، حاشیه اطمینان بالایی دارند در ثلث پایینی سازه نتایج حاصل از الگوی بارگذاری منطبق بر مود اول و در طبقات فوقانی الگوی بارگذاری منطبق بر ترکیب سه مود طبق روش $NADP$ موجب سوق مقادیر دررفت به سمت مقادیر مجاز شده‌اند. نحوه تغییرات دررفت و نتایج سازه بهینه در ده موقعیت متفاوت حاکی از تمایل محل استقرار مهار بازویی به سمت طبقات بالاتر بوده که میتواند ناشی از اثر مودهای بالاتر و اهمیت لحاظ اثرات آنها باشد.

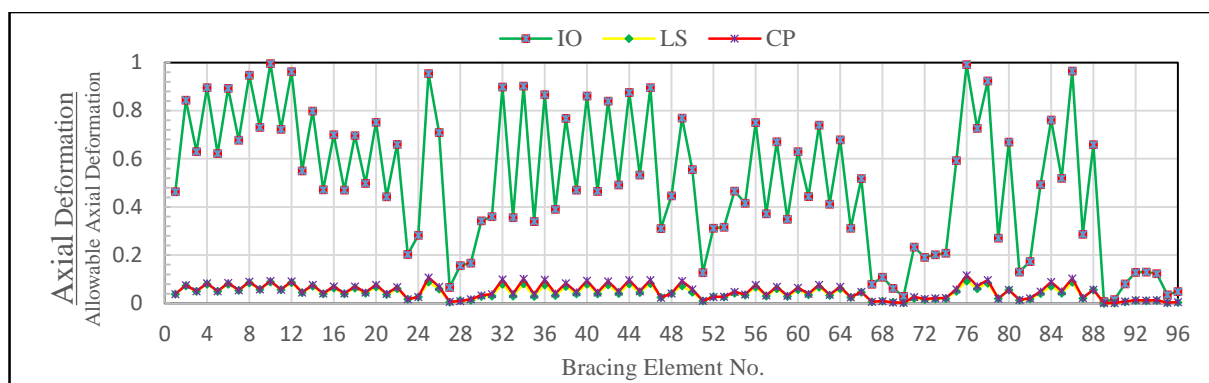


شکل ۱۸: تغییرات دررفت تحت الگوی بارگذاری منطبق بر ترکیب سه مود اول.



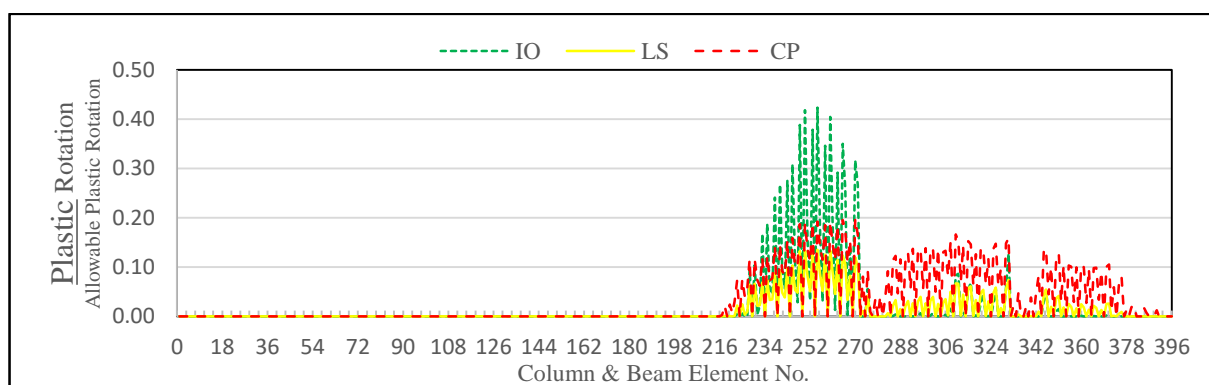
شکل ۱۷: تغییرات دررفت تحت الگوی بارگذاری منطبق بر مود اول.

شکل (۱۹) نحوه تغییرات نسبت تغییر طول محوری اعضای مهاربندی به مقادیر مجاز در هر یک از سطوح عملکرد را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که در این سازه نیز، این نسبت همانند مقادیر مجاز دررفت طبقات در سطح ایمنی IO کنترل کننده بوده و در سایر سطوح عملکردی این نسبتها ناچیز هستند و در حاشیه اطمینان بالایی قرار دارند از آنجایی که نسبت تغییر طول مهارها در بیشتر موارد دارای مقادیر بالایی هستند بیانگر توزیع و عملکرد مناسب روند بهینه‌سازی است. کمینه‌های موضعی در طرفین عضو مهاربندی شماره ۲۶، ۲۵ و ۷۲ ناشی از استقرار مهار بازویی در طبقات ۲۵، ۱۳ و ۳۶ و افزایش سختی و بهره‌گیری از عملکرد محوری ستونهای کناری در انتقال بارهای جانبی است.

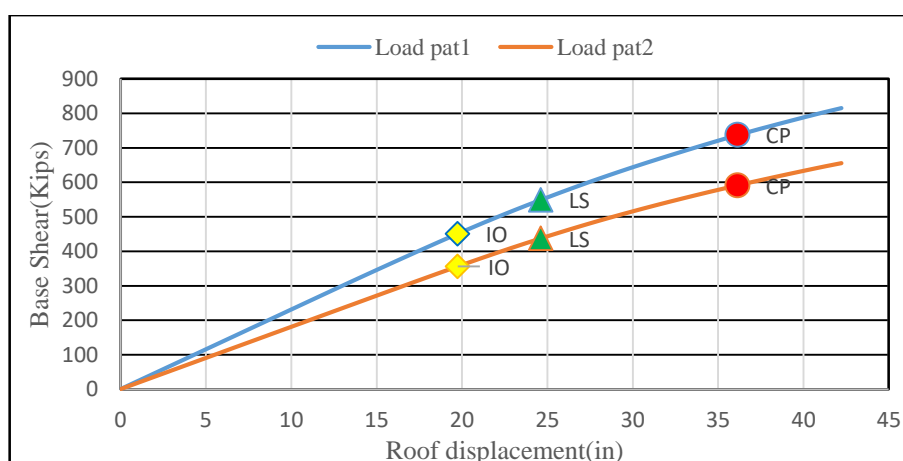


شکل ۱۹: نحوه تغییرات نسبت تغییر طول محوری اعضای مهاربندی به مقادیر مجاز سازه ۳۶ طبقه.

شکل (۲۰) مقادیر نسبت چرخش پلاستیک تیرها و ستونها به چرخش پلاستیک مجاز را نشان می‌دهد که حاکی از تاثیر کم چرخش پلاستیک اعضا علی‌الخصوص ستونها در کنترل طرح قابهای مهاربندی شده میباشد. از طرفی عدم تشکیل مفاصل پلاستیک در ستونها قبل از تیرها بیانگر کفایت قاعده تیر ضعیف و ستون قوی است. عضوهای شماره ۲۱۷ تا ۳۹۶ مربوط به تیرها بوده و در تراز استقرار مهارهای بازویی کاهش محسوسی در نسبت چرخش پلاستیک اعضا رخ داده است. نمودار پوش‌آور (برش پایه- تغییر مکان نقطه هدف) سازه ۳۶ طبقه مطابق شکل (۲۱) می‌باشد.



شکل ۲۰: نحوه تغییرات نسبت چرخش پلاستیک تیرها و ستونها به چرخش پلاستیک مجاز سازه ۳۶ طبقه.



شکل ۲۱: نمودار پوش‌آور (برش پایه- تغییر مکان نقطه هدف) سازه ۳۶ طبقه.

۵- نتایج

در این تحقیق موقعیت بهینه سیستم مهار بازویی در سازه‌های فولادی بلند بر اساس عملکرد لرزه‌ای و با استفاده از الگوریتم فراکاوشی MDE ارائه گردید. بررسی رفتار غیرخطی سازه‌ها مستلزم بکارگیری روشهای تحلیل با دقت و سرعت مناسب بوده و در این راستا گزینه برتر روش تحلیل استاتیکی غیرخطی است که عمدتاً از الگوی بارگذاری منطبق بر مود اصلی بهره می‌گیرند و این موضوع با رفتار سازه‌های بلند که دارای مودهایی تاثیرگذار بر رفتار آن علاوه بر مود اصلی میباشند مغایرت دارد. لذا روش NADP که جزو روشهای غیر بهنگام شونده و متأثر از اثرات چند مود است در تخمین پاسخ سازه‌های بلند در قیاس با تحلیل‌های دقیق تاریخچه زمانی مورد ارزیابی قرار گرفته و قابلیت مناسب روش NADP در ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌های با مهار بازویی مشخص گردید به نحوی که در تراز پایین‌تر از استقرار مهار بازویی اول الگوی بارگذاری منطبق بر مود اول و در ترازهای بالاتر نتایج حاصل از الگوی بارگذاری منطبق بر ترکیب دو یا سه مود اول بیشترین هماهنگی را با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی داشتند.

ضمن تعیین اهمیت موقعیت استقرار مهار بازویی در دستیابی به سازه بهینه و تمایل به تغییر موقعیت استقرار مهارهای بازویی به سمت طبقات فوقانی سازه‌های بلند که میتواند ناشی از تاثیر موده‌های بالاتر باشد حاکمیت معیار دریافت طبقات و تغییر طول محوری اعضای مهاربندی در سطح عملکردی IO در مقایسه با سایر معیارهای طراحی بر اساس عملکرد سازه‌های فولادی بلند با مهاربازویی مشخص گردید. همچنین اولویت تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها نسبت به ستونها حاکی از عملکرد مناسب سیستم مهاربازویی است.

مراجع

- [1] Kaveh, A. and Nasrollahi, A. (2014). "Performance-Based Seismic Design of Steel Frames Utilizing Charged System Search Optimization." *Applied Soft Computing*. 22, 213-221
- [2] Chen, W.F. and Lui, E.M. (2006). "Earthquake Engineering For Structural Design." CRC Press
- [3] Taranath, B. S. (1998). "Structural Analysis & Design of Tall Buildings." McGraw-Hill, USA
- [4] Smith, B. S. and Coull, A. (1991). "Tall Building Structures: Analysis and Design." John Wiley & Sons
- [5] Nanduri, R.K. and Suresh, B. and Hussain, I. (2013). "Optimum Position of Outrigger System for High-Rise Reinforced Concrete Buildings Under Wind and Earthquake Loadings." *American J Eng Res*. 02, 76-89
- [6] Shivacharan, K. and Chandrakala, S. and Karthik, N.M. (2015). "Optimum Position of Outrigger System for Tall Vertical Irregularity Structures." *J Mec & Civil Eng*. 12, 54-63
- [7] Jagadheeswari, A.S. and Christy, C.F. (2016). "Optimum Position of Multi Outrigger Belt Truss in Tall Buildings Subjected to Earthquake and Wind Load." *Int J Earth Sci & Eng*. 9, 373-377
- [8] Fawzia, S. and Fatima, T. (2016). "Optimum Position of Steel Outrigger System for High Rise Composite Buildings Subjected to Wind Loads." *Advanced Steel Construction*. 12, 134-153
- [9] Gholizadeh, S. and Poorhoseini, H. (2016). "Seismic Layout Optimization of Steel Braced Frames by an Improved Dolphin Echolocation Algorithm." *Struct Multidisc Optim*. 54, 1011-1029
- [10] Gholizadeh, S. and Ebadijalal, M. (2018). "Performance Based Discrete Topology Optimization of Steel Braced Frames by a new Metaheuristic." *Advances in Engineering Software*. 123, 77-92
- [11] Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA 356 (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings." Washington, D.C.
- [12] Mazzoni, S. and McKenna, F. and Scott, M. and Fenves, G. (2007). "OPENSEES Command Language Manual. University of California." Berkeley.
- [13] MATLAB. (2015). "The Language of Technical Computing." *Math Works Inc*.
- [14] ANSI/AISC 360-10. (2010). "Specification for Structural Steel Buildings." Chicago. American Institute of Steel Construction,
- [15] Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA 274 (1997). "NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Reha-Bilitation of Buildings." Washington, D.C.
- [16] Amini, M.A. and Poursha, M. (2016). "A Non-Adaptive Displacement-Based Pushover Procedure the Nonlinear Static Analysis of Tall Building Frames." *Engineering Structures*. 586-597.
- [17] Kaveh, A. and Farhoudi, N. (2013). "A New Optimization Method: Dolphin Echolocation." *Advances in Engineering Software*. 59, 53-70

- [18] ASCE/SEI 7-16(2016). “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.*” American Society of Civil Engineers
- [19] Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA P695 (2009). “*Quantification of Building Seismic Performance Factors.*” Washington, D.C.