

The use of PSO and SA Optimization Algorithms in Estimating the Behavior factor of EBFs under Near-fault Pulse-type Earthquakes

Seyed Abdonnabi Razavi¹, Navid Siahpolo^{2*}, Mehdi Mahdavi Adeli³

1- Ph.D student, Islamic Azad University, Islamic Azad University, Ahvaz, Iran

2- Assistant professor, Department of Civil Engineering, ACECR institute for higher education, Khouzestran branch, Ahvaz, Iran

3- Assistant professor, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Islamic Azad University, Ahvaz, Iran

ABSTRACT

The most important feature of the behavior factor is that it allows the structural designer, to be able to evaluate the structural seismic demand, using an elastic analysis, based on force-based principles quickly. In seismic codes such as the 2800 Standard, this coefficient is merely dependent on the type of lateral resistance system and is introduced with a fixed number. However, there is a relationship between the behavior factor, ductility (performance level), structural geometric properties, and type of earthquake (near and far). The main purpose of this paper is to establish an accurate intelligent model related to the geometrical characteristics of the structure, performance level and the behavior factor in eccentrically steel frames, under earthquakes near-fault. For this purpose, genetic algorithm is used. Initially a wide database consisting of 12960 data with 3-, 6-, 9-, 12-, 15- and 20- stories, 3 column stiffness types, and 3 brace slenderness types were designed, and analyzed under 20 pulse-type near-fault earthquakes for 4 different performance levels. Two powerful optimization algorithms have been used to generate the proposed relationship. To generate the proposed correlation, 6769 training data were used in the form of PSO and SA algorithms. To validate the proposed correlation, 2257 test data were used to calculate the mean squared error for both algorithms. The results indicate that there is more accuracy in the relation of the PSO algorithm.

ARTICLE INFO

Receive Date: 11 April 2020

Revise Date: 27 September 2020

Accept Date: 16 October 2020

Keywords:

Particle Swarm Optimization (PSO)

Simulated Annealing (SA) behavior factor

Eccentric braced frame

Pulse-type near-fault earthquake

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.226375.2117>

*Corresponding author: Navid Siahpolo

Email address: siahpolo@acecr.ac.ir

استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید در برآورد ضریب رفتار سازه فولادی با مهاربندی واگرا تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل پالسگونه

سیدعبدالنبی رضوی^۱، نوید سیاه‌پلو^{۲*}، مهدی مهدوی عادل^۱

۱- گروه مهندسی عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران

۲- گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران

چکیده

ضریب رفتار سازه، ضریبی است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را دربرداشته و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیر ارتجاعی است. این ضریب، در استانداردهای لرزه‌ای مانند استاندارد ۲۸۰۰، صرفاً به نوع سیستم مقاوم جانبی وابسته و با یک عدد ثابت معرفی شده است. این درحالی است که بین ضریب رفتار، شکل‌پذیری (سطح عملکرد)، هندسه مدل و نوع زلزله (اعم از دور و نزدیک) رابطه وجود دارد. ارائه یک رابطه بین مشخصات هندسی سازه، سطح عملکرد طراحی و ضریب رفتار در قاب‌های فولادی واگرا تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل، هدف اصلی مقاله حاضر است. بدین منظور، در ابتدا یک بانک داده‌ی وسیع متشکل از ۱۲۹۶۰ داده با تنوع ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه، ۳ تپ سختی ستون و ۳ درجه لاغری مهاربندی تولید و طراحی شده و در برابر ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده برای ۴ سطح عملکردی مختلف تحلیل شدند. جهت تولید رابطه‌ی پیشنهادی از دو الگوریتم قدرتمند ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید بهره‌گیری شده است. بدین منظور ۶۷۶۹ داده در آموزش الگوریتم‌ها استفاده شده است. جهت اعتبارسنجی روابط پیشنهادی، ۲۲۵۷ داده آزمون، جهت محاسبه میانگین مربعات خطای رابطه آرایه شده، برای هر دو الگوریتم مورد استفاده قرار گرفت. همچنین داده‌های غیر همگرا در راستای تولید روابط دقیق‌تر حذف گردید. نتایج حاصل از بررسی همبستگی الگوریتم‌ها، وجود دقت بیشتر در رابطه حاصل از الگوریتم ازدحام ذرات را تایید می‌کند.

کلمات کلیدی: ازدحام ذرات، شبیه‌سازی تبرید، شبکه عصبی مصنوعی، ضریب رفتار، سیستم مهاربندی واگرا، زلزله نزدیک گسل پالسگونه، سطح عملکرد.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.226375.2117
۱۳۹۹/۰۱/۲۳	۱۳۹۹/۰۷/۰۶	۱۳۹۹/۰۷/۲۵	۱۳۹۹/۰۷/۲۵	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	doi: 10.22065/jsce.2020.226375.2117
*نویسنده مسئول:		نوید سیاه‌پلو			
پست الکترونیکی:		siahpolo@acecr.ac.ir			

۱- مقدمه

روش‌های مختلف طراحی برای ساختمان‌ها تحت اثر زلزله وجود دارد که در یوروکد [۱] معرفی شده اند. متداول ترین روش برای مهندسين، روش نیرویی^۱ است. این روش برای محاسبه برش پایه از طیف پاسخ الاستیک مقیاس شده توسط یک ضریب رفتار (R یا q) استفاده می کند، که معادل کل نیروهای لرزه ای است [۲]. در روش طراحی نیرویی تغییر مکان بیشینه و زاویه دررفت بین طبقه‌ای غیرخطی را می توان از ضرب مقادیر متناظر با تسلیم که در اثر نیروهای جانبی طراحی کاهش یافته به دست آمده‌اند، در ضریب رفتار سازه، R ، به دست آورد. در این روش فرض می شود که قانون تساوی تغییر مکان که برای سازه‌های یک درجه آزاد وجود دارد، برای سازه چند درجه آزاد نیز قابل استفاده است. ضریب تقویتی که به طور همزمان در بیشینه تغییر مکان و زاویه دررفت بین طبقه‌ای ضرب می شوند، این حقیقت را نشان می دهد که اصلی ترین اشکال وارد بر روش نیرویی این است که فرض می کند شکل تغییر مکان طبقه و پروفیل دررفت بین طبقه‌ای توزیع یافته در ارتفاع در خلال تحریکات لرزه‌ای ثابت باقی می ماند. برای سازه‌های بتن مسلح، شیمازاکی^۲ و همکاران محدوده‌ای برای R و T تعریف نمودند که در آن محدوده قانون تساوی تغییر مکان برقرار است [۳]. در ادامه لیپاج^۳ ضمن توسعه مطالعه شیمازاکی، روش دقیق تری را ارائه نمود که به کمک آن می توان بیشینه دررفت لرزه‌ای را به ویژه برای ساختمان‌هایی که دوره تناوب آن‌ها نزدیک مرز ناحیه شتاب و سرعت ثابت طیفی است، محاسبه نمود [۴]. بسیاری از مطالعات انجام گرفته نشان می دهد که استفاده از قانون تساوی تغییر مکان می تواند به نتایج غیرقابل پذیرشی از تغییر مکان طبقه بیانجامد که عموماً این مقادیر دست بالا محاسبه می شوند [۹-۵]. نکته دیگر اینکه بیشینه تغییر مکان و پروفیل دررفت بین طبقه‌ای با تغییر فاز رفتار سازه از ارتجاعی به غیر ارتجاعی به شدت تغییر می کند. کاستیلیانی و زامبرانو^۴ ضریب رفتار (ضریب کاهش نیرو) در سیستم قاب خمشی فولادی را با استفاده از شاخص خسارت جمعی پیشنهاد نمودند. بدین منظور از مجموعه‌ای از تحلیل‌های تاریخچه زمانی ارتجاعی استفاده شد و نتایج به دست آمده با مقادیر متناظر با تحقیقات پیشین انطباق خوبی را نشان داد. به جهت سادگی در تحلیل غیرخطی و عدم نیاز به صرف زمان طولانی، ضریب رفتار به دست آمده از تحلیل خطی می تواند دامنه گسترده تری از اهداف عملکردی را پوشش داده و از طرفی با سطوح مختلف خسارت نیز همخوانی مطلوبی را داراست [۱۰].

تعاریف مختلفی از ضریب رفتار R متناظر وجود دارد، از یک رو تعریفی که در FEMA440 [۱۱] آمده است. در حقیقت ضریب R عبارت است از نسبت شتاب طیفی ارتجاعی متناظر با دوره تناوب مود اول ارتعاشی به ضریب برش پایه تسلیم سازه حاصل از تحلیل بار افزون. در یک تعریف دیگر آنچه عنوان ضریب R تعریف شده است عبارت است از نسبت برش پایه ارتجاعی به برش پایه غیر ارتجاعی که هر دو از تحلیل تاریخچه زمانی سازه به دست می آیند.

تجربه زمین لرزه‌های پیشین موید این است که بسته به شدت و محتوای زلزله، پاسخ سازه وارد ناحیه غیرخطی می شود. بررسی پاسخ‌های غیرخطی سازه نشان می دهد که نیازهای نیروی برش پایه در این حالت کاهش می یابد. کاهش در نیروی ارتجاعی و تبدیل آن به نیروی برش پایه غیر ارتجاعی، در بسیاری از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای با ضریب رفتار (ضریب کاهش مقاومت) تعریف شده است. این ضرایب عموماً بر اساس مطالعات تجربی به دست آمده‌اند. وظیفه این ضرایب در نظر گرفتن کلیه اثرات غیرخطی سازه است. بررسی‌های مختلف نشان می دهد که ضریب مذکور به درجه غیرخطی شدن اعضا، میرایی، رفتار چرخه‌ای و اضافه مقاومت سازه وابسته است [۱۲]. اشکال اساسی وارد بر ضریب رفتار این که برای سازه با ترازهای عملکردی مختلف ثابت فرض شده و نمی تواند تصویر مناسبی از سطوح غیرخطی - شدگی سازه و اجزا آن ارائه نماید. به طور نمونه اگر ضریب رفتار سازه کمتر از مقدار واقعی آن در نظر گرفته شود، نیروهای وارد بر آن بیشتر در نظر گرفته شده و می تواند به غیراقتصادی شدن طرح بیانجامد. در مقابل اگر ضریب رفتار انتخابی بیشتر از مقدار واقعی آن انتخاب گردد، نیروی برش پایه کمتر از مقدار واقعی محاسبه می شود. در این حالت به نظر می رسد با ورود سازه به ناحیه غیرخطی، نیازهای تغییرشکلی بیشتر از ظرفیت اعضا گردد و به دنبال آن خرابی در سازه شکل گیرد. کراوینکلر و رهنما^۵ ثابت کردند برای ساختگاه با خاک نرم، شرایط ساختگاه می تواند اثرات مهمی بر R داشته باشد [۱۳].

- 1 . Force-based design
- 2 . Shimazaki
- 3 . Leapage
- 4 . Castiglioni and Zambrano
- 5 . Krawinkler and Rahnama

پرواضح است که در مجاورت گسل‌های فعال، حرکت زمین به شدت متأثر از مکانیسم گسلش، راستا و جهت پارگی گسل با توجه به سایت (به طور مثال جهت پذیری پیش‌رونده) و تغییر شکل استاتیکی ماندگار در محل گسلش است که به عنوان اثرات پرتابی یا حرکت پرتابه‌ای شناخته می‌شود؛ بنابراین پارامترهای زلزله نزدیک گسل باعث می‌شود که مقدار قابل توجهی انرژی پارگی گسل، به شکل یک تحریک پالس گونه با پیوند بلند نمایان گردد (لازم به ذکر است که اثرات جهت پذیری پیش‌رونده فاقد ماهیت پالس گونه است). این موضوع از مهم‌ترین وجوه تمایز زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک و دور از گسل می‌باشد. حرکت زمین دارای چنین ماهیت پالس گونه است که غالباً در ابتدای شتاب‌نگاشت نمایان شده و تمایل دارد که بخش پیوند بلند طیف پاسخ شتاب را افزایش دهد. در این حالت سازه مقدار قابل توجهی انرژی زلزله را با تعداد اندکی اغتشاش با دامنه بزرگ مستهلک نموده و نیازهای قابل توجهی بر سازه تحمیل می‌شود. در نتیجه خطر ایجاد شکست ترد در المان‌های سازه با جزئیات اجرایی ضعیف تقویت می‌گردد. تأثیرات تعیین‌کننده چنین پدیده‌ای در خلال زلزله ارزان (۱۹۹۲)، لاندز (۱۹۹۲)، نورث‌ریچ (۱۹۹۴)، کوبه (۱۹۹۵)، کوچایلی (۱۹۹۹)، دیوز و چی - چی تایوان مشاهده گردید.

هال و همکاران^۶ (۱۹۹۵) نشان دادند که تغییر مکان ایجاد شده در اثر پالس زلزله نزدیک گسل، نیازهای لرزه‌ای قابل توجهی را بر سازه تحمیل نمود [۱۴]. کراوینکلر و همکاران^۷ (۱۹۹۶) با ارزیابی قاب خمشی فولادی در اثر رکورد نزدیک گسل، نشان دادند که پاسخ سازه نسبت به زمان تداوم پالس شتاب که متناسب با دوره تناوب اصلی است، بسیار حساس است [۱۵]. از طرفی اثرات این ماهیت پالسی بر رفتار خطی و غیرخطی سیستم یک‌درجه آزاد^۸ نیز مورد توجه محققین مختلف بوده است [۱۶]. رابطه بین ویژگی‌های زلزله و انرژی ورودی حاصل از پالس سرعت با دوره تناوب بلند که یا به طور مشخص از شتاب‌نگاشت پالسی شکل منشأ می‌گیرد و یا در اثر شتاب پالس - گونه با محتوای فرکانسی بالا شکل می‌گیرد، می‌تواند دریچه‌ای مفید برای درک بهتر اثرات مخرب زلزله‌های نزدیک گسل بر ساختمان‌های مهندسی ساز محسوب گردد. گرامی و همکاران^۹ (۲۰۱۳)، با بررسی قاب‌های خمشی فولادی در برابر زلزله نزدیک گسل با سرعت پالس بیشتر از ۰/۷۰ ثانیه، نشان دادند که اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده^{۱۰}، شکل‌پذیری کلی و محلی را به ترتیب در حدود ۱/۱-۲/۶ و ۱/۲-۳/۵ برابر افزایش می‌دهد [۱۷]. همچنین مشایخی و همکاران^{۱۱} (۲۰۱۹) نشان دادند که تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در طبقات فوقانی سازه‌های فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل دارای اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده حدود ۳۰ تا ۵۰ درصد بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد [۱۸]. اخیراً استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی از جمله الگوریتم‌های ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید در بهینه‌سازی روابط حاکم بر طراحی سازه‌های فولادی مورد استقبال محققان زیادی قرار گرفته است.

یک الگوریتم بهینه ساز PSO در سال ۲۰۰۹ توسط لی^{۱۲} و همکاران [۱۹]، برای سازه‌های خرابایی با متغیرهای گسسته توسعه داده شد. این الگوریتم تمامی مزیت‌های الگوریتم‌های مرسوم را داشته، به علاوه نرخ همگرایی سریع‌تری را داراست. در تحقیق دیگری، الگوریتم PSO توسط دوغان^{۱۳} و همکاران (۲۰۱۲) [۲۰]، جهت طراحی بهینه قاب‌های خمشی فولادی مورد استفاده قرار گرفت. آن‌ها الگوریتم مزبور را جهت بهینه نمودن طراحی مقاطع آمریکایی W مورد استفاده به عنوان تیر و ستون تحت روش LRFD به طوری که سازه کمترین وزن ممکن را داشته باشند، استفاده نمودند. چاترج^{۱۴} و همکاران (۲۰۱۷) با استفاده از بانک اطلاعاتی متشکل از ۱۵۰ ساختمان چندطبقه، از یک الگوریتم PSO جهت یافتن بردار وزن دارای حداقل خطای میانگین مربعات مربع (RMSE) برای تشخیص احتمال خرابی ساختار ساختمان چند طبقه، بهره گرفتند [۲۱]. لامبرتی^{۱۵} (۲۰۰۸) یک الگوریتم توسعه یافته بر پایه شبیه‌سازی تبرید بنام CMLPSA^{۱۶} ارائه کرد. وی این الگوریتم را برای شش مسئله بهینه‌سازی سازه‌ای با هدف کمینه کردن وزن خرپا تست و بررسی نمود

6 . Hall et al.

7 . Krawinkler et al.

8 . Single Degree of Freedom (SDOF)

9 . Gerami et al.

10 . Forward directivity

11 . Mashayekhi et al.

12 . Li

13 . Dogan

14 . Chatterjee

15 . Lamberti

16 . Corrected Multi-Level & Multi-Point Simulated Annealing

[۲۲]. یک الگوریتم دوفازی SA جهت طراحی بهینه‌ی برج‌های فولادی مسیره‌ای انتقال برق توسط تورت^{۱۷} و همکاران (۲۰۱۷) پیشنهاد گردید [۲۳]. در فاز نخست، صرفاً پارامترهای طرح با استفاده از SA بهینه شده، در صورتی که سازه‌های مقاطع با روش‌های طراحی مرسوم مورد محاسبه قرار گرفتند. در مرحله دوم، از بهترین طرح به دست آمده در مرحله قبل به عنوان طرح اولیه استفاده شده و الگوریتم SA مجدداً برای متغیرهای طرح و سازه در زیر مجموعه جدیدی از پارامترهای SA و در تعداد تکرار کمتری اجرا می‌شود [۲۳]. در تحقیق دیگری نیز یک الگوریتم اصلاح شده‌ی شبیه‌سازی تبرید تحت عنوان MSA^{۱۸} جهت طراحی بهینه سازه‌های فولادی توسط میلان^{۱۹} و همکاران (۲۰۱۹) ارائه گردید [۲۴].

در تحقیق حاضر، یک رابطه‌ی بهینه جهت تخمین ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی واگرا مورد انتظار است. این رابطه بر پایه‌ی مشخصات هندسی قاب و بر اساس یک مطالعه‌ی پارامتریک بروی ۱۶۲ قاب واگرای مجزا در ۴ سطح عملکردی مختلف تحت ۲۰ زلزله‌ی نزدیک گسل شکل گرفته است. مشخصات هندسی در نظر گرفته شده، شامل تعداد طبقات، لاغری بادبندها، سختی ستون‌ها و نسبت طول پیوند به کل طول تیر می‌باشد. بدین منظور لازم است بانک داده گسترده‌ای حاصل از مطالعه تعداد قابل توجهی قاب‌های صفحه‌ای با سیستم ساختمانی قاب واگرا به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی تهیه شده است. تعداد ۱۲۹۶۰ آنالیز غیرخطی بر پایه‌ی نوعی پلتفرم از تحلیل IDA^{۲۰} صورت پذیرفته تا یک دیتابانک شامل طیف وسیعی از داده‌های مرتبط ایجاد گردد. رابطه‌ی مورد نظر می‌بایست بنحوی تولید گردد تا به کمک آن، بتوان به سادگی تخمین قابل قبولی از نیازهای تغییر شکل سازه بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده را به دست آورد. بدین منظور، از دو الگوریتم بهینه‌سازی جهت برآورد ضریب رفتار استفاده شده، در انتها رابطه‌ی بهینه به عنوان نتیجه تحقیق ارائه می‌گردد. به نظر می‌رسد نتایج حاصل از رابطه مد نظر، تطابق خوبی با نتایج دقیق منتج از آنالیز تاریخچه زمانی خواهد داشت. استفاده از تکنیک‌های هوش مصنوعی از وجوه تمایز تحقیق حاضر محسوب می‌گردد. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی روابط پیشنهادی در تطبیق آن‌ها با چهارچوب روش‌های طراحی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار می‌باشند. در این فرآیند برای ضریب رفتار معین، R ، رابطه‌ی ارائه شده، می‌تواند تخمین قابل قبولی از بیشینه تغییر مکان بام، بیشینه دررفت بین طبقه‌ای، حداکثر شکل‌پذیری کلی و بین طبقه‌ای را در اختیار طراح قرار دهد. کمبود مطالعات کافی در خصوص اثر زلزله نزدیک گسل بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، انگیزه اصلی این مطالعه است. بعلاوه ایجاد ارتباط بین ضریب رفتار و سطوح عملکردی سازه نیز از نقاط قوت و برجسته تحقیق بشمار می‌آید. واضح است که در صورتی می‌توان ضرایب رفتار را در طراحی سازه‌ها در برابر زلزله نزدیک گسل توسعه داد که درکی عمیق و بسیط از این موضوع در دسترس قرار گیرد.

۲- شبکه‌های عصبی مصنوعی

در علوم مهندسی، بهینه‌سازی به معنای رسیدن به وضعیتی بهینه بصورتی که کمترین هزینه ممکن و بیشترین بازدهی را مسیر سازد، می‌باشد. نیاز به حل مسایل پیچیده، غیرخطی و متغیر با زمان روز به روز، رشد بیش‌ازپیش پیدا می‌کند. مدل‌های مرسوم ریاضی به طور موثری به تجزیه و تحلیل خطی و ثابت می‌پردازند. تکنیک‌هایی که بر اساس مدلی خاص کار می‌کنند، اگرچه توانایی تجزیه و تحلیل مسایل پیچیده غیرخطی و متغیر با زمان را دارند، با اینحال با محدودیت‌هایی نیز روبرو هستند. ترکیب این مسایل با مسایل دیگر نظیر تصمیم‌گیری و غیره، الهام بخش رشد تکنیک‌های هوشمندی شده‌اند [۲۵]. این تکنیک‌ها که به شبکه‌های عصبی مصنوعی^{۲۱} نیز موسوم هستند، عمدتاً جهت حل مسایل بسیار پیچیده‌ی واقعی بکار می‌روند. از جمله شبکه‌های عصبی مصنوعی، می‌توان به الگوریتم‌های هوشمند ژنتیک^{۲۲}، رقابت استعماری^{۲۳}، ازدحام ذرات^{۲۴} و شبیه‌سازی تبرید^{۲۵} نام برد.

17 . Tort

18 . Modified Simulated Annealing Algorithm

19 . Millan

20 . Incremental Dynamic Analysis

21 . Artificial Neural Networks (ANNs)

22 . Genetic Algorithm (GA)

23 . Imperialist Competitive Algorithm (ICA)

24 . Particle Swarm Algorithm (PSA)

25 . Simulated Annealing (SA)

۱-۲- الگوریتم ازدحام ذرات

الگوریتم بهینه سازی ذرات، یک الگوریتم بهینه سازی فرااکتشافی است که از حرکات گروهی از پرندگان یا دسته‌ای از ماهیان که به شکل گروهی زندگی می‌کنند، الگوبرداری شده است. این الگوریتم، از مفهوم اثر متقابل اجتماعی برای حل کردن مسئله استفاده می‌کند. در واقع این الگوریتم از مفهوم اثر متقابل اجتماعی برای حل کردن مسئله استفاده می‌کند. الگوریتم ازدحام ذرات اولین بار توسط کندی^{۲۶} و همکاران (۱۹۹۵) [۲۶] معرفی، و توسط شی^{۲۷} و همکاران (۱۹۹۸) [۲۷] توسعه یافت.

این الگوریتم ابتدا برای حل مسایل مهندسی برق، الکترونیک و مخابرات مورد استفاده قرار گرفت. الگوریتم PSO، جهت کشف دقیق حرکت پرندگان در حال پرواز را نشان داده و با تجزیه و تحلیل الگوهای پروازی، شکل بهینه‌ای به خود می‌گیرد. مطالعات نشان می‌دهد، تغییر مسیر هر ذره، از روی الگوی پروازی ذرات همسایه بوده و هر ذره، ذرات دیگر را الگو قرار می‌دهد. تغییر وضعیت ذرات با توجه به تجربه و دانش خود و دیگر ذرات می‌باشد. نتیجه مدل سازی این رفتار اجتماعی، فرآیند جستجویی است که ذرات به سمت موقعیت بهتر میل می‌کنند. ذرات با بکارگیری از دانش یکدیگر، از هم می‌آموزند و هر ذره با توجه دانش بدست آمده، به سوی بهترین ذره می‌رود و اگر در زمان جستجو، ذره موقعیت بهتری از ذره‌ی مورد جستجو پیدا کرد، باقی ذرات خود را با آن همسو می‌کنند.

این الگوریتم مانند سایر تکنیک‌های تکاملی، از یک جمعیت که شامل راه‌حل‌های بالقوه مسئله می‌باشد که به منظور اکتشاف در فضای جستجو استفاده می‌کند. تفاوت اساسی این روش با سایر روش‌ها این است که هر ذره دارای یک بردار سرعت است که به وسیله تغییرات آن به جستجوی پیوسته در فضای تصمیم می‌پردازد. این بردار دارای دو جزء است که شامل حرکت ذره به سمت بهترین موقعیتی که تاکنون ملاقات کرده و همچنین بهترین موقعیتی که ذره در کل جمعیت به آن رسیده است می‌باشد. ذرات به سمت مکانی که بهترین تناسب برای خود ذره و همچنین بهترین موقعیت ذره در بین کل جمعیت را تامین نماید جذب می‌شوند [۲۸].

روند کار در الگوریتم ازدحام ذرات، بدین صورت است که جهت دستیابی به پاسخ بهینه، در ابتدا ذرات به صورت تصادفی و با سرعت اولیه صفر انتخاب می‌شوند. در مراحل بعد، ذرات دارای شتاب و سرعت می‌باشند، بدین ترتیب که حرکت و جابجایی هر ذره و قرارگرفتن ذره در موقعیت جدید با توجه به موقعیت و سرعت قبلی محاسبه می‌شود. در PSO، سرعت و موقعیت هر ذره، بر اساس برابری ذرات تغییر می‌کند [۲۷]. فرمول سرعت و موقعیت ذره، کاملاً متناظر با یک ذره از میان کل جمعیت می‌باشد [۲۹]. پس از مقداردهی، در مرحله بعد ذرات از نظر برازندگی و ارزشی که مدنظر است مورد بررسی قرار می‌گیرند. سپس با توجه به مکان هر ذره در گروه و بهترین مکان سراسری، ذرات با هم مقایسه شده و بهترین ارزش هر ذره و بهترین ارزش سراسری در بین گروه، مشخص می‌شود. در ادامه، در صورت احقاق هدف مدنظر، جستجوی ذرات خاتمه یافته و در غیراین صورت بار دیگر، ذره مورد ارزیابی قرار گرفته تا در ادامه فرآیند، معیار مورد بررسی محقق گردد. کندی و ابرهات (۱۹۹۵) [۲۷] موقعیت ذره x^d و تغییرات آن را بر اساس رابطه (۱) زیر ارایه نمودند.

$$X_{k+1}^d = X_k^d + v_{k+1}^d \quad (1)$$

سرعت v^d بصورت رابطه (۲) بروز می‌شود.

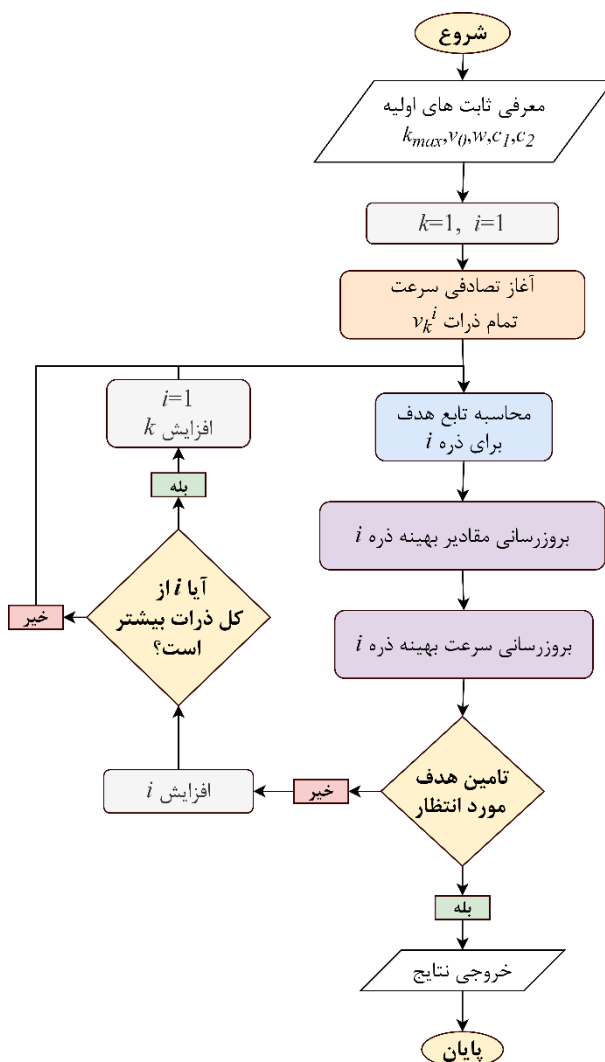
$$v_{k+1}^d = v_k^d + c_1 r_1 (p_k^d - x_k^d) + c_2 r_2 (p_k^g - x_k^g) \quad (2)$$

ثابت k برای افزایش شمارنده شبه زمانی بکار برده می‌شود. p_k^d بهترین موقعیت قبلی ذره‌ی d در زمان k می‌باشد. همچنین p_k^g بهترین موقعیت سراسری ذره در زمان k را بیان می‌کند. r_1 و r_2 اعداد اتفاقی بین ۰ و ۱ هستند [۲۷]. کندی و ابرهات پیشنهاد دادند $c_1 = c_2 = 2$ باشد [۲۷]. نتیجه استفاده از این مقادیر پیشنهادی این است که پرندگان نیمی از زمان مورد هدف را تحت الشعاع قرار می‌دهند [۳۰].

بعدها، شی و ابرهات (۱۹۹۸) [۲۷] ضریب w را جهت اصلاح رابطه (۲) بصورت زیر معرفی نمودند.

$$v_{k+1}^d = \omega v_k^d + c_1 r_1 (p_k^d - x_k^d) + c_2 r_2 (p_k^g - x_k^g) \quad (3)$$

آن‌ها پیشنهاد دادند که مقدار W می‌بایست بین 0.8 تا $1/4$ باشد. بدین ترتیب، آن‌ها نرخ همگرایی را زمانی که W بصورت خطی در فرآیند بهینه‌سازی کاهش می‌یابد، بهبود بخشیدند [۲۷]. در الگوریتم PSO محلی، هر ذره موقعیت بهینه در اطراف خود را بسته به سرعت و موقعیت خود می‌یابد [۲۹]. روند انجام الگوریتم ازدحام ذرات در فلوجارت شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل (۱): فلوجارت الگوریتم ازدحام ذرات

۲-۲- الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

یکی از الگوریتم‌های بسیار کاربردی، برای حل مسائلی که به دلیل زیاد شدن تعداد متغیرها، مدیریت کردن آن‌ها با استفاده از روش‌های مرسوم ترکیباتی^{۲۸} امکان‌پذیر نیست، الگوریتم شبیه‌سازی تبرید می‌باشد. به این الگوریتم، الگوریتم تبرید شبیه‌سازی شده، بازپخت شبیه‌سازی شده و یا به طور خلاصه، SA نیز گفته می‌شود. این الگوریتم عمدتاً برای تخمین یا بهینه‌سازی در مسائل بهینه‌سازی که فضای جستجوی آن‌ها بزرگ است، استفاده می‌شود.

الگوریتم شبیه‌سازی تبرید، اساساً یک برداشت توسعه‌یافته از مفهوم فرآیند بازپخت^{۲۹} در مهندسی متالورژی است. در متالورژی و علم مواد، بازپخت، به عملیات حرارتی اطلاق میگردد که طی آن مشخصات فیزیکی و گاهی، مشخصات شیمیایی ماده تغییر می‌کند. این کار با هدف افزایش شکل‌پذیری و کاهش سختی ماده انجام می‌شود. طی این فرآیند، ابتدا فلز گرم شده، سپس در یک درجه حرارت خاص نگه داشته شده و در نهایت، به تدریج سرد می‌شود. با گرم کردن فلز، مولکول‌ها آزادانه به هر سوی حرکت می‌کنند. با سرد کردن تدریجی ماده، این آزادی کاهش پیدا می‌کند. اگر فرآیند سرد کردن به اندازه کافی کند باشد که بتوان اطمینان حاصل کرد فلز در هر مرحله در تعادل ترمودینامیکی قرار دارد، می‌توان مطمئن شد که انرژی گرمایی به طور یکنواخت در جسم توزیع شده و بهترین ساختار بلوری در آن وجود دارد که متقارن و مقاوم می‌باشد. در الگوریتم شبیه‌سازی تبرید، از فرآیند مذکور الگوبرداری شده است. الگوریتم شبیه‌سازی تبرید برای اولین بار در سال ۱۹۸۳، توسط کریک‌پاتریک^{۳۰} و همکاران [۳۱] معرفی شد. شایان ذکر است، الگوریتم شبیه‌سازی تبرید از جمله الگوریتم‌های فرا ابتکاری^{۳۱} محسوب می‌شود. در الگوریتم شبیه‌سازی تبرید، از روش احتمالاتی برای حل مساله بهینه‌سازی استفاده می‌شود. از زمان معرفی به عنوان یک الگوریتم فرا ابتکاری برای بهینه‌سازی مسایل گسسته، الگوریتم شبیه‌سازی تبرید، در طیف گسترده‌ای از مسایل، به ابزاری محبوب برای حل مسایل گسسته تبدیل شده است [۳۲].

در این الگوریتم، نقطه s یک حالت از سیستم فیزیکی محسوب شده و تابع $E(s)$ مشابه با انرژی داخلی سیستم در حالت s است. اساساً هدف این است که با شروع سیستم، از یک حالت اولیه دلخواه (بطور مثال یک s_0 دلخواه)، به حالتی (S_n) رسیده شود که تابع $E(s)$ در آن کمینه است. در واقع، با شروع از یک حالت دلخواه، از سیستم فیزیکی، به حالتی رسیده می‌شود که انرژی داخلی سیستم در آن حالت کمینه است (سیستم کمترین انرژی را در آن حالت خواهد داشت). برای انجام این کار، الگوریتم از یک نقطه دلخواه آغاز به کار و سپس، یک حالت همسایه را انتخاب می‌کند. پس از آن، به طور احتمالی تصمیم می‌گیرد که در حالت کنونی بماند و یا به حالت همسایه جا به جا شود. مجموع این جا به جایی‌های احتمالی، سیستم را به سوی حالتی با انرژی داخلی کمتر هدایت می‌کند. این کار تا جایی انجام می‌شود که سیستم به یک حالت عقلانی برسد یا اینکه میزان محاسبات، از یک آستانه مشخص بیشتر شود. مرحله کلیدی SA، محاسبه احتمالی است که شامل ایجاد الگوریتم می‌باشد [۳۳]. احتمال انتقال از یک حالت فعلی (مثلاً s)، به حالت کاندید جدید (مانند s')، با یک تابع احتمال پذیرش $P(e, e', T)$ مشخص می‌شود که در آن $e = E(s)$ و $e' = E(s')$ می‌باشد. تابع E ، نشان‌گر انرژی داخلی سیستم و T نشان‌گر دما است. دمای T بر اساس زمان تغییر می‌کند. از آنجایی که هدف الگوریتم این است که انرژی سیستم کمینه باشد، بدین ترتیب حالتی که در آن $E(s)$ کمتر باشد، بهینه‌تر خواهد بود. این قاعده‌ی پذیرش در برخی حالات به عنوان معیار کلانشهر شناخته می‌شود [۳۴]. نکته قابل توجه در الگوریتم شبیه‌سازی تبرید این است که تابع احتمال P ، همواره و حتی در شرایطی که e کوچک‌تر از e' است، باید مثبت باشد. این خصوصیت موجب می‌شود الگوریتم در حالت "بهینه‌ی محلی" که نسبت به "بهینه‌ی سراسری"، بدتر است، متوقف نشود. در واقع، در صورتی که s' بهتر از s باشد، و موجب این شود که $E(s) \geq E(s')$ گردد، s' پذیرفته می‌شود. تابع احتمال P به صورت رابطه (۴) نوشته می‌شود.

$$e = \exp\left(-\frac{E(s') - E(s)}{T}\right) \quad (4)$$

در صورت کاهش دمای T و میل کردن آن به سمت صفر، احتمال P نیز کاهش می‌یابد. بدیهی است زمانی که $e < e'$ باشد، تابع احتمال پذیرش به سمت صفر میل کرده و در مقابل زمانی که $e' < e$ باشد، به عدد یک متمایل می‌شود. همانطور که مشهود است، دما در کنترل تغییرات سیستم، نقش اساسی دارد. همانطور که پیش‌تر هم بیان شد، دما در شبیه‌سازی به صورت تدریجی کاهش پیدا می‌کند. بنابراین، الگوریتم از یک دمای بسیار بزرگ ($T = \infty$) کار خود را آغاز می‌کند، و در هر مرحله با توجه به یک زمان‌بندی تبرید از پیش مشخص شده، کاهش پیدا می‌کند. زمان‌بندی تبرید با توجه به این موضوع انجام می‌شود که اگر منابع مورد استفاده (مثلاً میزان محاسبات) به پایان برسد، زمان انجام فرآیند نیز به پایان می‌رسد. از همین رو، الگوریتم ابتدا در فضای بزرگی از راه‌حل‌ها، صرف نظر از انرژی داخلی سیستم به دنبال پاسخ می‌گردد و به تدریج، به سمت مناطق دارای انرژی کمتر جا به جا می‌شود. این منطقه، به تدریج کوچک‌تر می‌شود و

29 . Annealing

30 . Kirkpatrick

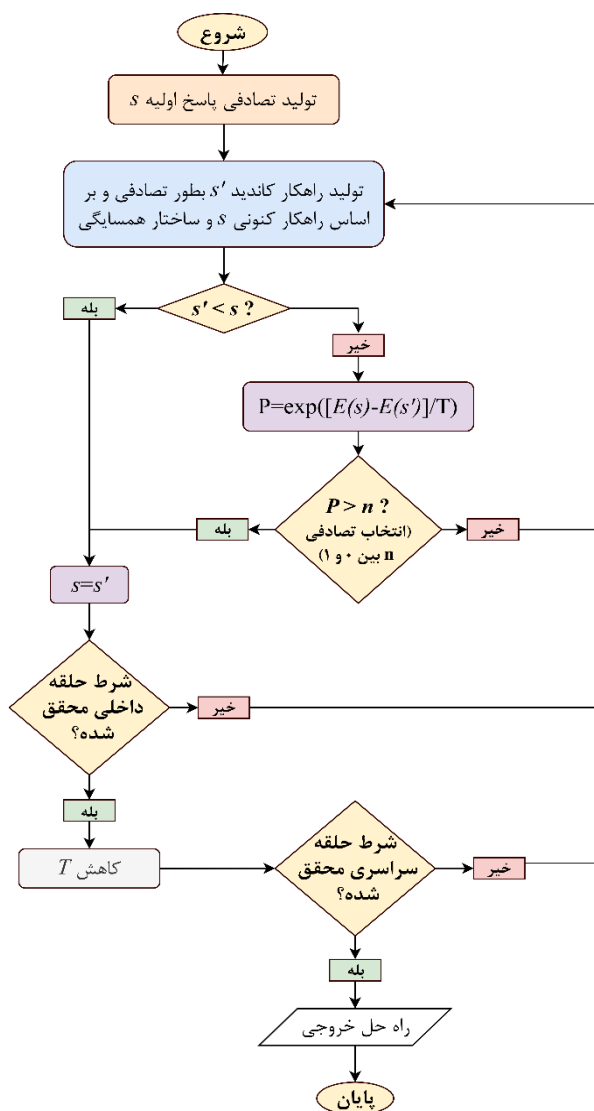
31 . Metaheuristic

این کار، تا زمانی که "بهینه سراسری" یافته شود، ادامه پیدا می‌کند. جهت روشن شدن بیشتر موضوع، الگوریتم انجام کار در شکل (۲) نشان داده شده است.

۳- تولید بانک داده

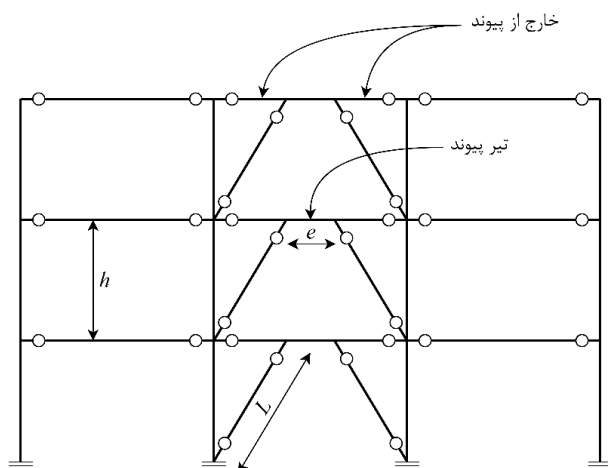
۳-۱- طراحی، مدل سازی و تحلیل غیرخطی سازه

این تحقیق بر پایه‌ی قاب‌های منظم دوبعدی با ارتفاع ثابت ۳ متر و طول دهانه‌ی ۵ متر شکل گرفته است. ستون‌ها در اتصال به زمین مفصلی بوده، لیکن قادر به انتقال لنگر در طول ارتفاع خود می‌باشند، همچنین تیرها به صورت مفصلی به ستون‌ها اتصال دارند. بارهای ثقلی مرده و زنده‌ی وارده بر تیرها به ترتیب برابر با ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. به علاوه حد جاری شدن فولادهای مصرفی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است. قاب‌ها برای برآورده نمودن ضوابط آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به روش LRFD تحلیل و طراحی شده‌اند. تعداد طبقات، n_s ، ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شده است. نمای کلی قاب‌های مورد استفاده در شکل (۳) نشان داده شده است. پیروید اساسی قاب‌ها با استفاده از رابطه‌ی $T=0.08H^{0.75}$ و در نظر گرفتن H به عنوان ارتفاع کل قاب‌ها محاسبه شده است [۳۵].



شکل (۲): فلوچارت الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

طول تیرهای پیوند به سه دسته‌ی کوتاه، متوسط و بلند تقسیم بندی می‌شوند [۳۶, ۳۷]. برای طول‌های کمتر از $1.6M_p/V_p$ ، رفتار تیر پیوند به صورت برشی و برای طول‌های بیش از $2.6M_p/V_p$ ، رفتار تیر پیوند به صورت خمشی منظور می‌گردد. برای طول‌های بین این دو مقدار، رفتار تیر پیوند برشی-خمشی در نظر گرفته می‌شود [۳۶, ۳۷]. بدین ترتیب مدل‌ها برای طول تیرهای پیوند سه‌گانه‌ی λ برابر با $0/2$ ، $0/35$ و $0/50$ توسعه داده شده تا نماینده سه رفتار مختلف در تیر پیوند باشد. به‌علاوه هر مدل با لاغری مهاربندی λ سه‌گانه بسط داده شده‌اند. لاغری بادبندها با استفاده از رابطه (۵) بدست آمده‌اند [۳۸].



شکل (۳): نمای قاب‌های مورد استفاده در تحقیق

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5)$$

که در رابطه‌ی مزبور l طول بادبند، r شعاع ژیراسیون مقطع مهاربندی، F_y تنش جاری شدن فولاد مصرفی و E مدول یانگ مصالح می‌باشد. اثر سختی ستون‌ها در ضریبی تحت عنوان α آورده شده است که به صورت رابطه (۶) محاسبه می‌گردد [۳۸].

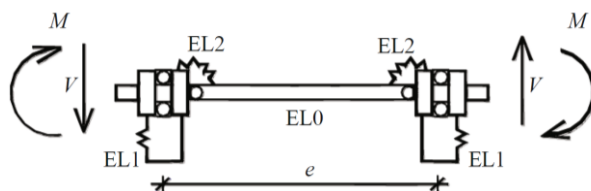
$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} \quad (6)$$

که n_c و n_d به ترتیب تعداد ستون‌ها و تعداد مهاربندها در یک طبقه می‌باشد. همچنین I_c ممان اینرسی دوم ستون‌ها، h ارتفاع طبقه و θ زاویه بین مهاربند و تیر می‌باشد. طراحی قاب‌ها بصورتی انجام شده است که علاوه بر فراهم نمودن حداقل مقاومت مورد نیاز، از کمناش احتمالی مهاربندها جلوگیری شود. با اینحال در راستای تولید سه حالت α (سختی ستون‌ها)، طراحی اتصالات ستون‌ها دو بار دیگر با افزایش مقطع اتصال مجدداً صورت پذیرفته است. این مقادیر برای مدل‌ها با تعداد طبقات مختلف، متفاوت می‌باشد. هر دو پارامتر λ و α با تغییر در ارتفاع قاب که در نتیجه‌ی تغییر تعداد طبقات حاصل می‌گردد، تغییر می‌کنند.

بر اساس اصول طراحی بر مبنای ظرفیت، مهاربندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از پیوندها می‌بایست به گونه‌ای طراحی شده تا اساساً الاستیک باقی بمانند [۳۶, ۳۷]. بنابراین، این اعضا باید از مقاومت کافی در برابر نیروهای متناسب با مقاومت مورد انتظار تیر پیوند، از جمله سخت‌شدگی کرنشی برخوردار باشند [۳۹]. مهاربندها برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای متنظر با مقاومت برشی تیر پیوند طراحی می‌شوند. طراحی تیرهای خارج از پیوند مشابه مهاربندها است.

در قاب‌های مهاربندی واگرا، پاسخ غیرالاستیک تیرهای پیوند با استفاده از روش پیشنهادی توسط بوسکو^{۳۲} و همکاران [۴۰] مدل شده است. این مدل اثر نیروی برشی و لنگر خمشی را بر رفتار غیرالاستیک تیرهای پیوند با طول کوتاه، متوسط و بلند شبیه‌سازی می‌کند. مدل تیر پیوند دارای پنج المان متصل شده به یکدیگر است که در شکل (۴) نشان داده شده است. المان میانی (ELO) دارای طول تیر پیوند و لنگر خمشی برابر بوده که باعث می‌گردد تا پاسخ خمشی الاستیک در نظر گرفته شود. در این مدل‌سازی دو المان بدون طول

(EL1 و EL2) وجود دارد. المان EL1 نیمی از پاسخ برشی الاستیک و غیرالاستیک تیر پیوند را در نظر می‌گیرد، همچنین المان EL2 پاسخ‌های غیرالاستیک خمشی قسمت انتهایی تیر پیوند را منظور می‌نماید. نقاط EL1 و EL2 دارای آزادی مستقل لازم جهت تغییر مکان-های انتقالی و دورانی می‌باشند [۴۰]. تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و تیرهای خارج از تیر پیوند با کمک المان‌های الاستیک مدل شده تا بصورت الاستیک باقی بمانند. میرایی رایلی در آنالیزها در نظر گرفته شده است. سختی و ضرایب جرم به نحوی مشخص شده تا مدهای اول و سوم قاب با میرایی ویسکوز برابر با ۰/۰۵ تعیین گردد.



شکل (۴): مدل‌سازی تیر پیوند [40]

بدین ترتیب یک خانواده‌ی بانک داده‌ی پایه‌ی مدل‌ها به میزان $6(n_s) * 3(\alpha) * 3(\lambda) * 3(\zeta) = 162$ عضو تولید می‌گردد. در ادامه کلیه آنالیزهای تاریخیچه زمانی بکمک نرم افزار OpenSEES [۴۱] بروی مدل‌های مورد بحث با منظور نمودن ۴ سطح عملکردی مورد انتظار، و ۲۰ رکورد نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده تکرار می‌گردد. در نتیجه پاسخ‌های نهایی آنالیزهای صورت گرفته $162 * 4 * 20 = 12960$ خواهد شد که در ادامه به تفصیل در مورد آن‌ها صحبت خواهد شد. برای تولید بانک داده مورد انتظار، ۱۲۹۶۰ آنالیز تاریخیچه زمانی بر پایه‌ی نوعی پلتفرم جدیدی از آنالیز افزایشنده IDA صورت گرفته است. در این راستا یک قاب منحصر به فرد، با ضرب شتاب‌نگاشت در یک ضریب SF مرتبا و تکرارا تحت تاثیر یک شتاب‌نگاشت واحد، قرار گرفته است. در هر تکرار، حداکثر تغییر مکان نسبی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر صورت گرفته در قاب با اعداد پیش‌فرض استاندارد ASCE41-13 [۴۲] مورد مقایسه قرار می‌گیرد. عملیات تکرار آنالیز تا زمان نیل به اعداد مورد انتظار ادامه یافته و پس از آن متوقف می‌گردد. برای هر کدام از قاب‌ها، جهت در نظر گرفتن سطوح مختلف عملکردی، ۴ سطح پذیرش تعریف شده است که اولین سطح عملکرد مربوط است به اولین تسلیم در تیر پیوند. سایر سطوح عملکردی متناظر با زاویه چرخش خمیری تیر پیوند برگرفته از استاندارد ASCE41-13 در جدول (۱) نمایش داده شده است.

جدول (۱): مقادیر γ_i هدف برای سطوح عملکردی IO, LS و CP [۴۲]

سطح عملکرد	IO	LS	CP
زاویه چرخش خمیری تیر پیوند (رادیان)	۰/۰۰۵	۰/۱۱	۰/۱۴

از طرفی رابطه‌ی بین زاویه چرخش خمیری γ_i و تغییر مکان نسبی طبقه یا Δ_i در قاب‌های مهاربندی واگرا، از رابطه (۷) قابل محاسبه می‌باشد [۴۲].

$$\Delta_i = \frac{\gamma_i \cdot e \cdot h}{L} \quad (7)$$

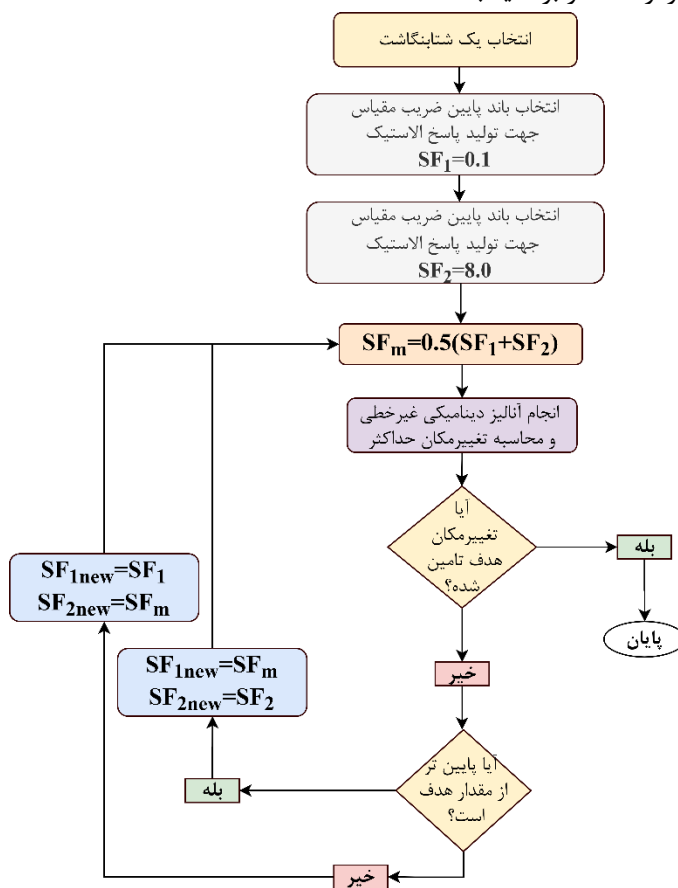
در رابطه (۷) h و L نیز به ترتیب طول تیر پیوند، ارتفاع طبقه و طول مهاربند می‌باشد. ضریب مقیاس مناسب به ازای سطوح عملکردی مختلف با استفاده از روش بیزین محاسبه می‌شود. این روند به ازای یک شتاب‌نگاشت واحد، برای یک سطح عملکردی مشخص بر اساس فلوجارت شکل (۵) صورت می‌پذیرد [۴۳].

از آنجایی که مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها، مخصوصا زمانی که بالاتر از اعداد ۱۰ یا حتی ۱۲ باشد، مورد انتقاد محققین است [۴۴]، این نکته که نتایج بدست آمده در محدوده‌ی زلزله‌های نرمال قرار گیرد، باعث شد تا تعدادی از داده‌های بدست آمده که بالاتر از ۱۲ را مطالبه می‌نمایند از بانک داده بدست آمده حذف گردد. این غربالگری نهایتا باعث گردید از بین ۱۲۹۶۰ داده‌ی خالص بانک از تعداد ۶۷۶۹ داده استفاده گردد. به ازای هر کدام از داده‌های موجود در بانک، مقادیر تغییر مکان حداکثر بام، $u_{r,max}$ ، دریفت بین طبقه‌ای، IDR_{max} محاسبه و برداشت شده است.

۲-۳- مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحقیق

در یک دسته‌بندی، نگاشت‌های نزدیک گسل را بر اساس قضاوت مهندسی از زلزله‌های دور از گسل تمیز می‌دهند. به‌خصوص چنانچه نگاشت سرعت زلزله در دسترس باشد، تشخیص آن به‌مراتب ساده‌تر است. یکی دیگر از معیارهای تشخیص زلزله نزدیک گسل، فاصله سایت تا منبع لرزه‌ای است. معمولاً در زلزله‌های نزدیک گسل فواصل بین ۱۵ تا ۳۰ کیلومتر را به‌عنوان نزدیک گسل تعریف می‌گردد. بر اساس مطالعات انجام‌گرفته توسط بیکر تعریف کلی برای تشخیص زلزله نزدیک گسل ارائه شده است. بر اساس این تعریف سه ویژگی می‌بایست به‌طور همزمان در نظر گرفته شوند تا به یک زلزله لفظ نزدیک گسل اختصاص یابد [۴۶]. این معیارها عبارت‌اند از:

- شاخص پالس از ۰/۸۵ بیشتر باشد.
- پالس در لحظات اولیه سرعت نگاشت شکل گیرد.
- PGV رکورد زلزله بیشتر از ۳۰ متر بر ثانیه باشد.



شکل (۵): فلوجارت روند تغییر در ضریب مقیاس

بر این اساس ایشان ۹۱ رکورد نزدیک گسل را با توجه به سه معیار بالا تعریف نمودند. یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های تعریف‌شده در خصوص پالس‌های نزدیک گسل، زمان تناوب پالس سرعت است. برای تشخیص زمان تناوب پالس روش‌های مختلفی توسط محققین مختلف انجام‌گرفته است. دسته‌ای از کارهای انجام‌شده مؤید این موضوع است که پریود غالب پالس را می‌توان از طریق مشاهده نگاشت سرعت محاسبه نمود. به این ترتیب که فاصله زمانی بین اولین نقطه برخورد نگاشت سرعت تا دومین نقطه هم‌فاز آن را پریود غالب پالس نام‌گذاری می‌کنند. اشکال عمده این روش این است که ممکن است با خطا همراه باشد. دسته دیگر از محققین معتقدند که برای محاسبه پریود غالب پالس می‌توان طیف پاسخ سرعت را استخراج نموده و هرکجا بیشینه طیف پاسخ سرعت اتفاق افتاده است، آن نقطه متناظر با پریود پالس است.

بیکر^{۳۴} (۲۰۰۷) در مطالعه خود پیشنهاد نمود که ابتدا نداشت شتاب اصلی، با انجام آنالیز مویک به مجموعه‌ای از نداشت‌های تجزیه شده تبدیل گردد. آنگاه شتاب‌نگاشت با بیشترین ضریب تبدیل مویک به عنوان شتاب‌نگاشت مستخرج انتخاب گردد. آنگاه از این شتاب به دست آمده طیف پاسخ سرعت ترسیم شود. نقطه متناظر با حداکثر مقدار سرعت طیفی روی محور افقی طیف نشان دهنده پر بود غالب پالس است. مطالعات بیکر نشان داد که پر بود پالس محاسبه شده از روش پیشنهادی ایشان به مراتب به مقدار مشاهده شده در نداشت سرعت نزدیک است [۴۶]. بدین منظور تمامی ۱۶۲ مدل معرفی شده، تحت تاثیر ۲۰ شتاب‌نگاشت **جدول (۲)** با خصوصیات زلزله های نزدیک گسل پالس گونه قرار گرفته و آنالیز می گردند.

جدول (۲): مشخصات ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش‌رونده

شماره رکورد	نام زلزله	سال	نام ایستگاه	مشخصات زلزله		
				PGA ^a (g)	Mw ^b	R ^c (km)
1	Imperial Valley-06	1979	EC County Center FF	0.179721	6.53	7.31
2	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #7	0.462394	6.53	0.56
3	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #8	0.467966	6.53	3.86
4	Imperial Valley-06	1979	El Centro Differential Array	0.417229	6.53	5.09
5	Morgan Hill	1984	Coyote Lake Dam (SW Abut)	0.813971	6.19	0.53
6	Loma Prieta	1989	LGPC	0.943935	6.93	3.88
7	Landers	1992	Lucerne	0.704174	7.28	2.19
8	Landers	1992	Yermo Fire Station	0.235782	7.28	23.62
9	Northridge-01	1994	Jensen Filter Plant	0.517814	6.69	5.43
10	Northridge-01	1994	Newhall - Fire Sta	0.723597	6.69	5.92
11	Northridge-01	1994	Rinaldi Receiving Sta	0.869806	6.69	6.50
12	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta	0.594294	6.69	5.35
13	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta East	0.828472	6.69	5.19
14	Northridge-01	1994	Sylmar - Olive View Med FF	0.732606	6.69	5.30
15	Kobe, Japan	1995	KJMA	0.854262	6.90	0.96
16	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	0.645232	6.90	0.27
17	Kocaeli, Turkey	1999	Gebze	0.241333	7.51	10.92
18	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU049	0.286217	7.62	3.78
19	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU053	0.224488	7.62	5.97
20	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU068	0.564477	7.62	0.32

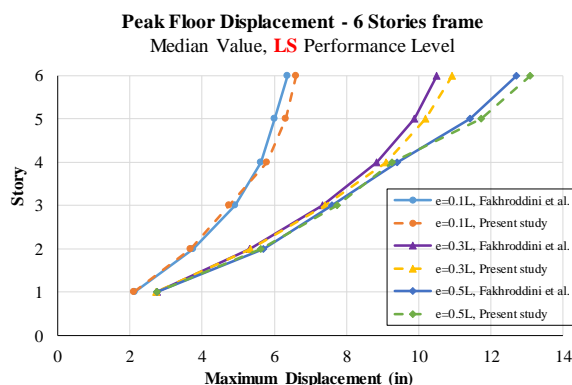
۳-۳- صحت سنجی مدل سازی

صحت سنجی مدل سازی یکی از مهم ترین و اساسی ترین گام های هر مطالعه محسوب می شود. این موضوع برای مطالعات تحلیلی و پژوهش هایی که نیازمند بانک داده گسترده ای می باشند، بیش از پیش پراهمیت جلوه می نماید. پرواضح است که اگر فرضیات مدل سازی و سرهم بندی مدل های تحلیلی دارای خطا باشند، نتایج مورد استفاده در بسط و توسعه یافته های تجربی نیز غیر صحیح خواهند بود؛ بنابراین در این مطالعه و به منظور صحت سنجی، مدل سازه ۶ طبقه از مطالعه ی فخرالدینی و همکاران [۳۹] تولید و توسعه داده شده است. شکل این قاب بطور شماتیک مشابه آنچه در شکل (۳) نمایش داده شده می باشد. ارتفاع طبقات و طول دهانه ها به ترتیب ۱۴۴ و ۳۶۰ اینچ است. همچنین با در نظر گرفتن L به عنوان طول تیر، سه مقدار مختلف برای ضریب a به میزان ۰/۱، ۰/۳ و ۰/۵ جهت ضرب در کل طول تیر انتخاب شده است. مقادیر حاصله نماینده ی رفتارهای کنترل برشی، برشی خمشی و خمشی برای تیر پیوند می باشد [۴۹-۴۷]. برای مقادیر کمتر از $1.6M_p/V_p$ ، رفتار تیر پیوند برشی، برای مقادیر بالاتر از $2.6M_p/V_p$ ، رفتار خمشی، و برای مقادیر بینابینی، رفتار بصورت کنترل برشی-خمشی منظور می گردد [۵۰]. تمامی قاب ها دارای سه دهانه و اتصال تیر به ستون ساده می باشند. بار گسترده ی مرده و زنده به ترتیب ۰/۱۲ و ۰/۰۶ کیپس بر اینچ و جرم لرزه ای طبقات ۲۰۶ کیپس منظور شده است. فولاد مصرفی جهت طراحی کلیه ی المان ها، A992 با تنش جاری شدن 50ksi در نظر گرفته شده است. نتایج طراحی قاب ها در **جدول (۳)** نمایش داده شده است. قاب مورد مطالعه، با استفاده از نرم افزار OpenSEES، تحت اثر ۱۵ رکورد زلزله ی مشخص، مورد آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفته است. رفتار

غیرخطی تیر پیوند بر اساس مطالعه بوسکو و همکاران [۴۰] مدل سازی شده است. به ازای هر زلزله، ضریب مقیاس (SF) متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی (LS) بر اساس معیار ASCE 41-13 [42] با استفاده از آنالیز IDA محاسبه شده است. در نهایت، میانه‌ی حداکثر تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج حاصل از نرم افزار OpenSEES در شکل (۶) نمایش داده شده است. مقایسه نمودارهای نمایش داده شده گواهی دهنده دقت کافی فاز مدل سازی در این تحقیق است.

جدول (۳): مقاطع المان‌های قاب‌های ۶ طبقه فخرالدینی و همکاران [۳۹]

نسبت طول تیر پیوند $a=e/L$	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی	تیر پیوند	تیرهای خارج پیوند	مهاربند
۰/۱	3(14×38)+ 3(14×38)	3(14×311)+ 3(14×132)	2(14×53)+3(14×48)	14×109	5(6×1/2)+6×1/4
۰/۳	3(14×38)+ 3(14×30)	3(14×311) +3(14×132)	4(14×68)+2(14×48)	14×109	3(6×1/2)+3(6×1/4)
۰/۵	3(14×38)+ 3(14×30)	3(14×426)+ 3(14×176)	2(14×132)+ 4(14×68)	14×109	4(6×1/2)+2(6×1/4)



شکل (۶): صحت سنجی مدل ساخته شده تحقیق حاضر با مطالعه فخرالدینی و همکاران [۳۹].

۴- برآورد رابطه‌ی بهینه بکمک الگوریتم‌های هوش مصنوعی

بر اساس پیشنهاد کاراواسیلیس^{۳۵} [۳۸] رابطه‌ی محاسبه‌ی ضریب رفتار، R ، برای سازه‌های مهاربندی همگرای فولادی، بصورت

رابطه (۸) می‌باشد:

$$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot f(n_s, \lambda, \alpha, T_p) \quad (8)$$

که در آن $n_s, \lambda, \alpha, T_p$ مشخصات هندسی قاب بوده که پیشتر معرفی شده‌اند و μ_R شکل‌پذیری کلی بام می‌باشد. پس از

آزمون‌های مکرر رابطه‌ی فوق برای قاب‌های واگرا بصورت زیر بازنویسی می‌گردد.

$$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_p^{p_6} \cdot \xi^{p_7} \quad (9)$$

شکل‌پذیری کلی بام، μ_R ، از تقسیم تغییر مکان غیرالاستیک بام، Δ_i بر تغییر مکان تسلیم سازه، Δ_y بدست می‌آید که به ترتیب

از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی و آنالیز پوش‌آور بدست می‌آیند. دقت رابطه (۹) به ثابت‌های p_1 تا p_7 وابسته است. پاسخ بهینه برای این

ضرایب، طوری تعیین می‌گردد که اختلاف بین R محاسباتی ($R_{predicted}$) و R واقعی (R_{real}) به حداقل برسد. بدین منظور الگوریتم‌های

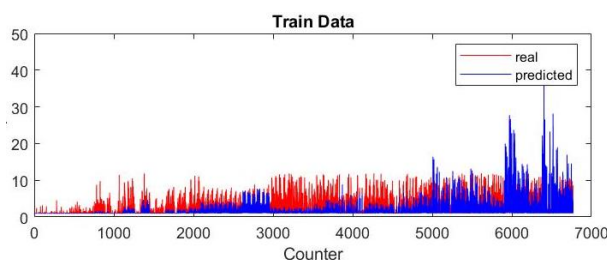
بهینه‌سازی ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید بکار گرفته شده‌است. این الگوریتم‌ها، از جمله تکنیک‌های هوش مصنوعی بسیار قوی بوده که

برای حل مسایل بهینه‌سازی خطی و غیرخطی مورد استفاده قرار می‌گیرد. بدین منظور، داده‌ها پس از بارگزاری، بطور رندوم به دو دسته

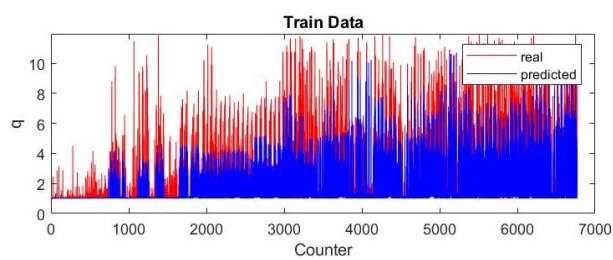
تقسیم شدند. یک دسته شامل ۶۷۶۹ داده (تقریباً ۷۵٪ داده‌ها) و دسته دیگر شامل ۲۲۵۷ داده (تقریباً ۲۵٪ داده‌ها) که برترتیب جهت آموزش و ارزیابی کارایی الگوریتم‌ها مورد استفاده قرار گرفتند. در نتیجه برای تخمین ضرایب، تعداد ۹۰۲۷ داده‌های مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

شکل (۷) مقادیر واقعی R را در مقابل مقادیر پیشنهادی حاصل از داده‌های آموزش الگوریتم‌های بهینه‌سازی نشان می‌دهد. در **شکل (۷الف)** این مقادیر، برای داده‌های مورد آموزش الگوریتم ازدحام ذرات و در **شکل (۷ب)** برای داده‌های مورد آموزش تحت الگوریتم شبیه‌سازی تبرید نشان داده شده است. در این شکل‌ها محور افقی نمایانگر تعداد داده‌های مورد استفاده و محور قائم، مقادیر هر کدام از داده‌ها می‌باشد.

با مقایسه‌ی **شکل (۷الف)** و **(۷ب)** مشخص می‌شود که در مقادیر ضریب رفتار پیشنهادی حاصل از الگوریتم آموزش یافته‌ی شبیه‌سازی تبرید، اعدادی فراتر از عددهای واقعی بانک داده گزارش شده است. بنابراین در الگوریتم ازدحام ذرات، تطابق بهتری بین مقادیر پیشنهادی و واقعی مشاهده می‌شود. وجود این خطا، می‌تواند زمینه ساز میزان همبستگی کمتر در رابطه‌ی تولیدی با استفاده از این الگوریتم باشد. از اینرو به منظور ارزیابی کارایی و دقت مدل‌ها، از معیارهای مختلفی شامل خطا^{۳۶}، میانگین خطا^{۳۷}، ریشه میانگین مربعات خطا^{۳۸}، درصد میانگین قدرمطلق خطاهای نسبی^{۳۹} و ضریب همبستگی^{۴۰} بین مقادیر حاصل از مدل و مقادیر واقعی استفاده شده است. برای محاسبه هر یک از معیارهای مذکور از **روابط (۱۰) تا (۱۳)** استفاده شده است. نتیجه محاسبات این معیارها، برای داده‌های آموزش دو الگوریتم مورد بررسی، در **جدول (۴)** ارایه شده است. همبستگی بین نتایج حاصل از دو الگوریتم ازدحام ذرات و شبیه‌سازی ذرات و مقادیر واقعی آن‌ها، برای داده‌های آموزش در **شکل (۸)** نشان داده شده است. **شکل (۸الف)** این مقادیر را برای الگوریتم ازدحام ذرات و **شکل (۸ب)** برای الگوریتم شبیه‌سازی تبرید نشان می‌دهد.



ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید



الف) الگوریتم ازدحام ذرات

شکل (۷): مقادیر پیشنهادی و واقعی R در داده‌های آموزش؛ الف) برای الگوریتم ازدحام ذرات، ب) برای الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

$$Error = q_{real} - q_{ANFIS \ results} \quad (10)$$

$$Mean \ Error = \frac{Error}{N} \quad (11)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum Error^2}{N}} \quad (12)$$

$$\overline{Error} = \frac{\sum Error}{N} \quad (13)$$

جدول (۴): نتایج حاصل از ارزیابی الگوریتم‌ها برای داده‌های آموزش

Optimization ANN algorithm	RMSE	Mean Error	Mean Absolute Relative Error	Correlation Coefficient(R)
PSO	۱/۴۲۶۱	۰/۴۶۸۲۰	۰/۱۵۴۴	۰/۸۵۵۲

36 . Error

37 . Mean Error

38 . RMSE

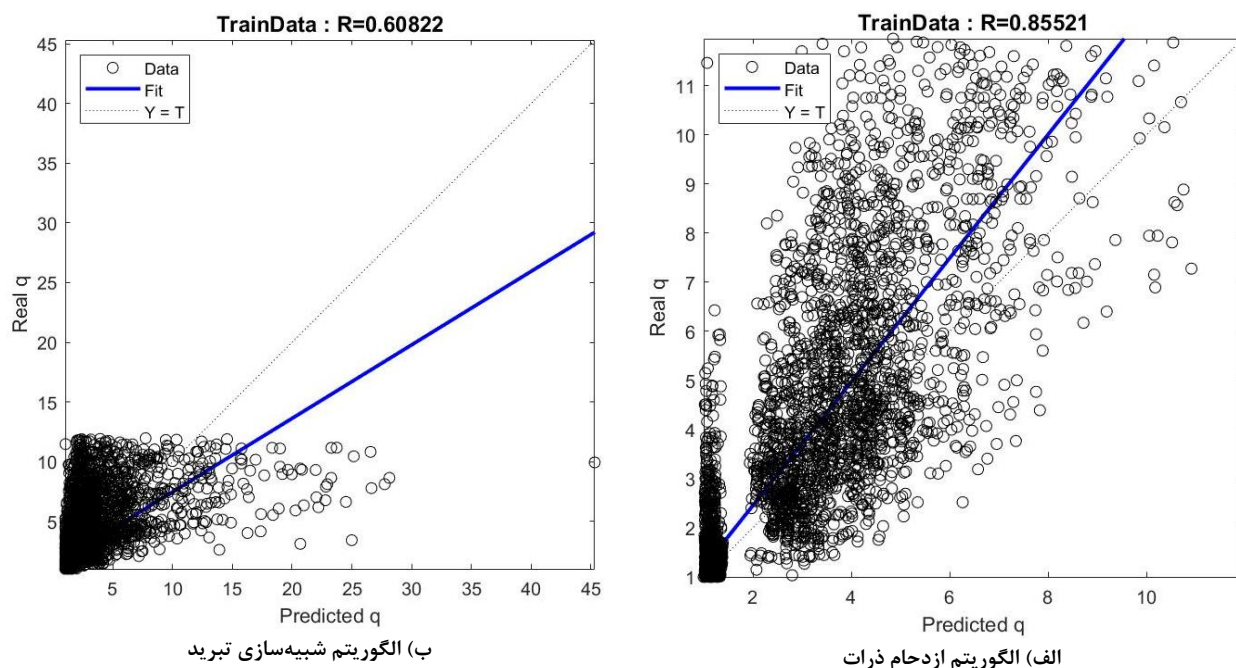
39 . AARE%

40 . R

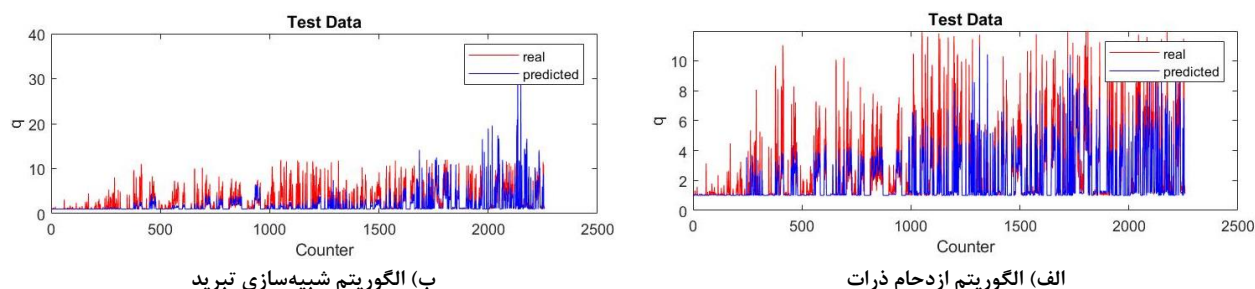
در روابط فوق، N تعداد دسته داده‌ها می‌باشد. همان‌گونه که از جدول (۴) مشاهده می‌شود، برای داده‌های آموزش، میانگین خطا و میانگین مربعات خطا برای مدل ایجاد شده براساس PSO به ترتیب $۰/۴۶۸۲۰$ و $۱/۴۲۶۱$ محاسبه شده است. این در حالی است که همین مقادیر برای الگوریتم SA، $۰/۵۴۶۷۳$ و $۴/۹۸۸۰$ گزارش شده است که موید دقت بالاتر PSO در یادگیری الگوریتم می‌باشد.

۴-۱- اعتبارسنجی همبستگی

جهت بررسی و اعتبارسنجی همبستگی، ۲۲۵۷ دیتای آزمون مورد آزمایش قرار گرفت. این تعداد بطور اتفاقی از مجموعه کل داده‌های بانک داده استخراج شده و جهت تست الگوریتم‌های پیشنهادی به‌روی آن‌ها مورد استفاده قرار گرفته اند. شکل (۹) مقادیر پیشنهادی و واقعی R در داده‌های آزمون را نمایش می‌دهد. شکل (۹الف) مقادیر داده‌های تست را برای الگوریتم ازدحام ذرات و شکل (۹ب) برای الگوریتم شبیه‌سازی تبرید نشان می‌دهد. همچنین همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی R بر اساس داده‌های آزمون در شکل (۱۰) نشان داده شده است. شکل (۱۰الف) این مقادیر را برای الگوریتم ازدحام ذرات و شکل (۱۰ب) برای الگوریتم شبیه‌سازی تبرید نشان می‌دهد.



شکل (۸): همبستگی بین نتایج حاصل از الگوریتم و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش؛ (الف) الگوریتم ازدحام ذرات، (ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید



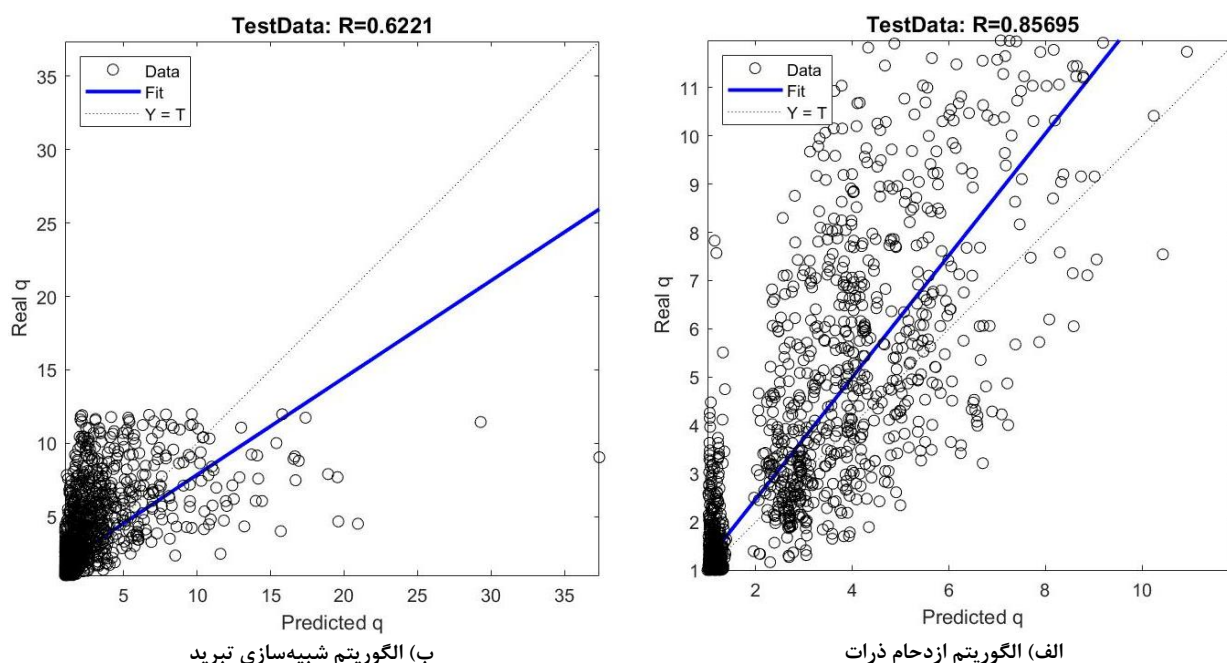
شکل (۹): مقادیر پیشنهادی و واقعی R در داده‌های آزمون؛ (الف) الگوریتم ازدحام ذرات، (ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

معیارهای ارزیابی کارایی و دقت الگوریتم‌ها بین مقادیر حاصل از مدل و مقادیر واقعی استفاده شده در آزمون الگوریتم‌ها، به تفکیک الگوریتم بهینه‌سازی، محاسبه و نتایج حاصل در **جدول (۵)** نشان داده شده است.

جدول (۵): نتایج حاصل از ارزیابی الگوریتم‌ها برای داده‌های آزمون

Optimization ANN algorithm	RMSE	Mean Error	Mean Absolute Relative Error	Correlation Coefficient(R)
PSO	۱/۴۴۸۷	۰/۴۸۳۲۶	۰/۱۵۹۰	۰/۸۵۶۹
SA	۴/۸۲۲۵	۰/۵۸۴۳۰	۰/۲۱۱۵	۰/۶۲۲۰

نتایج حاصل از ارزیابی الگوریتم‌های مورد بررسی در **جدول (۵)** نشان می‌دهد، میانگین خطا و میانگین مربعات خطا برای مدل ایجاد شده براساس PSO به ترتیب ۰/۴۸۳۲۶ و ۱/۴۴۸۷ محاسبه شده در حالی است که این مقادیر برای الگوریتم SA، ۰/۵۸۴۳۰ و ۴/۸۲۲۵ ثبت شده است که موید دقت بالاتر رابطه‌ی تولیدی حاصل از الگوریتم PSO است.



شکل (۱۰): همبستگی بین نتایج حاصل از الگوریتم و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون؛ (الف) الگوریتم ازدحام ذرات، (ب) الگوریتم شبیه‌سازی تبرید

نتایج حاصل از بررسی همبستگی ایجاد شده در الگوریتم‌های مورد بررسی نشان‌دهنده‌ی همبستگی بیشتر بین نتایج مدل و مقادیر تجربی حاصل از الگوریتم ازدحام ذرات می‌باشد. همچنین، بررسی پارامترهای خطا مندرج در **جدول (۱۰)**، نیز نشان می‌دهد خطای حاصل از مدل ایجاد شده با استفاده از الگوریتم ازدحام ذرات کمتر از الگوریتم شبیه‌سازی تبرید می‌باشد. همچنین، محدوده تغییرات خطا نیز در این مدل کمتر است. بدین ترتیب با توجه به سنجش صورت گرفته، الگوریتم ازدحام ذرات به‌عنوان الگوریتم بهینه شناخته شده و ضرایب p_1 تا p_7 مورد اشاره در **رابطه (۹)** حاصل از این الگوریتم در **جدول (۶)** ارائه می‌گردد.

جدول (۶): ضرایب رابطه پیشنهادی حاصل از الگوریتم ازدحام ذرات

$$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_p^{p_6} \cdot \xi^{p_7}$$

p_1 0.039815

p_2	1.886839
p_3	1.044889
p_4	-0.27037
p_5	-0.11354
p_6	-0.45798
p_7	0.140305

۵- استفاده از روابط پیشنهادی: حل مثال عددی

در این قسمت از تحقیق در نظر است تا قابلیت و توانمندی رابطه تخمینی در پیش‌بینی پارامترهای تقاضای لرزه ای^{۴۱} (SDPs) که در زمره قاب‌های این مطالعه نیست، ارزیابی گردد. بدین منظور یک سازه ۷ طبقه بنحویکه دارای پلان مربع به ابعاد ۱۵ در ۱۵ متر مربع، که در هر محور شامل ۳ دهانه، هر کدام به طول ۵ متر بوده است در نظر گرفته می‌شود. ارتفاع طبقات بطور برابر ۳ متر و سختی ارتفاعی بطور منظم در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب ارتفاع کل سازه $7 \times 3 = 21$ متر خواهد شد. سیستم قاب پیرامونی سازه از نوع قاب ساده فولادی همراه با مهاربندی واگرا است که وظیفه تحمل تمام بار جانبی را بر عهده دارد. برای ستون‌ها و تیرها از مقطع فولادی با تنش تسلیم ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع استفاده شده است. بارهای وارده‌ی سطحی مرده و زنده به ترتیب ۵۰۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب با در نظر گرفتن عرض باربری ۴ متری، بار خطی مرده و زنده‌ی وارد بر قاب‌های پیرامونی به ترتیب ۱۰۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. شتابنگاشت طراحی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ با PGA برابر با 0.30g و خاک نوع ۲ در نظر گرفته شده است. با استناد به ضرایب مشارکت بار زنده‌ی لرزه‌ای در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، ترکیب بار لرزه‌ای $D+0.2L$ جهت محاسبه بار لرزه‌ای قاب مورد استفاده قرار گرفته شده است.

سازه‌ی مزبور با استفاده از روش LRFD با استفاده از نرم‌افزار ETABS2016 طراحی شده است. بدین منظور به استناد استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار $R=7$ انتخاب شده است. مقاطع ستون‌ها، تیرها و مهاربندهای واگرا به ترتیب HEB280، IPE300 و $D193.7 \times 6.3$ بدست آمده است.

حداکثر تغییر مکان بام و حداکثر نسبت دررفت بین طبقه‌ای، تحت طیف کاهش یافته (تقسیم شده بر ضریب رفتار R)، به ترتیب ۰/0633 و ۰/00201 متر می‌باشد. بنابراین تغییر مکان حداکثر غیرالاستیک بام برابر است با:

$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = R \times Disp_{max, Roof}^{el.} = 7 \times 0.0633 = 0.4431m \quad (14)$$

همچنین حداکثر نسبت دررفت بین طبقه‌ای غیرالاستیک برابر است با:

$$IDR_{max}^{in.el.} = q \times IDR_{max}^{el.} = 7 \times 0.00201 = 0.01407 \quad (15)$$

مقادیر هندسی مشخصات قاب مورد مطالعه نیز از روابطی که پیشتر معرفی گردید محاسبه می‌گردد. بدین ترتیب ضریب لاغری مهاربندها برابر است با:

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.9603 \quad (16)$$

و اثر سختی ستون‌ها به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} = 0.0416 \quad (17)$$

پریود مود اول قاب، T ، نیز بر اساس رابطه تجربی مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ برابر است با:

$$T = 0.784s \quad (18)$$

با در دست داشتن پارامترهای هندسی فوق الذکر، و با استفاده از رابطه‌ی مندرج در جدول (۶)، شکل‌پذیری حداکثر بام بدست می‌آید. بدین ترتیب:

$$\mu_R = 3.112 \quad (19)$$

بدین ترتیب حداکثر تغییرمکان غیرالاستیک بام برابر است با:

$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = \mu_R \times Disp_{max, Roof}^{el.} = 3.112 \times 0.0633 = 0.1970m \quad (20)$$

از طرفی، با استفاده از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی تحت شتابنگاشت‌های نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده مندرج در جدول (۲) و میانگین‌گیری از نتایج آنالیزها می‌توان مقادیر متناظر را بدست آورد:

$$u_{r, max}^{NTHA} = 0.1865m \quad (21)$$

با مقایسه‌ی مقادیر مندرج در روابط (۲۰) و (۲۱) یعنی مقادیر حداکثر تغییرمکان غیرالاستیک بام که نهایتاً با استفاده از رابطه‌ی پیشنهادی بدست آمده (۰/۱۹۷۰) و پاسخ حاصل از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی (۰/۱۸۶۵)، درصد اختلاف، حدود ۵ درصد محاسبه می‌گردد که انطباق و اثرگذاری بسیار خوبی بین روابط پیشنهادی و نتایج حاصل از آنالیزهای غیرخطی را نشان می‌دهد.

۶- نتیجه گیری

نتیجتاً پس از مطالعه تعداد قابل توجهی قاب‌های صفحه‌ای با سیستم ساختمانی قاب واگرا به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی بانک داده گسترده‌ای تهیه گردید.

۱- برای استخراج رابطه از دو الگوریتم ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید استفاده شده است. هر دو الگوریتم از قدرتمندترین تکنیک‌های هوش مصنوعی در بهینه‌سازی بوده، که توانایی فوق‌العاده‌ای در حل مسایل پیچیده با تعداد متغیر و وردی‌های زیاد را دارا هستند. فرآیند مورد انتظار بنحوی بوده که به کمک روابط ساده پیشنهادشده، بتوان تخمین قابل قبولی از نیازهای تغییر شکل سازه بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده به دست آورد. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی رابطه‌ی پیشنهادی در تطبیق آن‌ها با چهارچوب روش‌های طراحی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار می‌باشند.

۲- رابطه تجربی جدید، برای پیش بینی ضریب رفتار R برای قاب‌های فولادی EBF در زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل ارائه شده است. رابطه‌ی پیشنهادی، تابعی غیرخطی از تعداد طبقات، لاغری مهباندها، سختی ستون‌ها، دوره تناوب سازه، نسبت طول پیوند به طول کل تیر، سطح عملکرد مورد نظر طراح و شکل‌پذیری بام می‌باشد. بدین ترتیب بجای استفاده از یک ضریب رفتار ثابت، طراح می‌تواند متناظر با سطح عملکرد مد نظر، بکمک رابطه پیشنهادی ضریب رفتار را محاسبه و در فرآینده طراحی بر مبنای نیرو از آن استفاده نماید.

۳- برای ارزیابی صحت رابطه، میانگین مربعات خطا و ضریب همبستگی، بین مقادیر پیشنهادی و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون در هر دو الگوریتم محاسبه شد. ضریب همبستگی در داده‌های آزمون برای الگوریتم ازدحام ذرات و شبیه‌سازی تبرید، به ترتیب ۰/۸۵۶۹ و ۰/۶۲۲۱ بوده است که نشان از دقت بالاتر نتایج حاصل از الگوریتم ازدحام ذرات می‌باشد. از اینرو ضرایب حاصل از الگوریتم ازدحام ذرات، به عنوان نتیجه نهایی جهت اعمال در رابطه‌ی پیشنهادی ضریب رفتار سازه‌های فولادی دارای مهاربندی واگرا معرفی گردید.

۴- برای سنجش توانمندی رابطه پیشنهادی در تخمین بشینه تغییرمکان غیرخطی سازه، یک ساختمان فولادی ۷ طبقه بروش نیرویی برای ضریب رفتار ۷ (پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ و پیرایش ۴ برای قابهای مهاربندی شده واگرا) طراحی و بکمک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در برابر شتاب نگاشت‌های مقاله حاضر تحلیل گردید. سپس بکمک رابطه بین شکل‌پذیری بام و ضریب رفتار، شکل‌پذیری بام محاسبه و متناظر با آن بشینه تغییرمکان غیرخطی بام مورد نظر محاسبه گردید. در ادامه متوسط تغییرمکان غیرخطی بام حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با مقدار بشینه تغییرمکان غیرخطی بام تخمین زده شده

بکمک روابط پیشنهادی این مقاله مقایسه گردید. نتایج نشان دهنده توانمندی رابطه پیشنهادی این مقاله در محاسبه بیشینه تغییرمکان غیرخطی بام است.

منابع

- [1] B. Standard, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance," *Part*, vol. 1, pp. 1998-1, 2005.
- [2] J. Hummel and W. Seim, "Assessment of dynamic characteristics of multi-storey timber buildings," in *Proceedings of the 14th World Conference on Timber Engineering*, 2016.
- [3] K. Shimazaki and M. A. Sozen, *Seismic drift of reinforced concrete structures*. Hazama-gumi, 1984.
- [4] A. Lepage, "A method for drift-control in earthquake-resistant design of RC building structures," University of Illinois at Urbana-Champaign, 1997.
- [5] A. Gupta and H. Krawinkler, "Behavior of ductile SMRFs at various seismic hazard levels," *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, no. 1, pp. 98-107, 2000.
- [6] T. L. Karavasilis, N. Bazeos, and D. Beskos, "Estimation of seismic inelastic deformation demands in plane steel MRF with vertical mass irregularities," *Engineering structures*, vol. 30, no. 11, pp. 3265-3275, 2008.
- [7] T. L. Karavasilis, N. Makris, N. Bazeos, and D. E. Beskos, "Dimensional response analysis of multistory regular steel MRF subjected to pulselike earthquake ground motions," *Journal of structural engineering*, vol. 136, no. 8, pp. 921-932, 2010.
- [8] R. A. Medina and H. Krawinkler, *Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004.
- [9] R. A. Medina and H. Krawinkler, "Evaluation of drift demands for the seismic performance assessment of frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, no. 7, pp. 1003-1013, 2005.
- [10] C. A. Castiglioni and A. Zambrano, "Determination of the behaviour factor of steel moment-resisting (MR) frames by a damage accumulation approach," *Journal of constructional steel research*, vol. 66, no. 5, pp. 723-735, 2010.
- [11] A. T. Council, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. FEMA Region II, 2005.
- [12] P. R. Santa-Ana and E. Miranda, "Strength reduction factors for multi-degree-of-freedom systems," in *Proceedings of the 12th world conference on Earthquake Engineering*, 2000, vol. 1446: Auckland, New Zealand.
- [13] H. Krawinkler and M. Rahnama, "Effects of soft soils on design spectra," in *10th World Conference on Earthquake Engineering*, 1992, vol. 10, pp. 5841-5846.
- [14] J. F. Hall, T. H. Heaton, M. W. Halling, and D. J. Wald, "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings," *Earthquake spectra*, vol. 11, no. 4, pp. 569-605, 1995.
- [15] H. Krawinkler, J. Anderson, V. Bertero, W. Holmes, and C. Theil Jr, "Steel buildings," *Earthquake Spectra*, vol. 12, no. S1, pp. 25-47, 1996.
- [16] N. Makris and C. J. Black, "Dimensional analysis of bilinear oscillators under pulse-type excitations," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 130, no. 9, pp. 1019-1031, 2004.
- [17] M. Gerami and D. Abdollahzadeh, "Local and global effects of forward directivity," *Gradvinar*, vol. 65, no. 11., pp. 971-985, 2013.
- [18] A. Mashayekhi, M. Gerami, and N. Siahpolo, "Assessment of Higher Modes Effects on Steel Moment Resisting Structures under Near-Fault Earthquakes with Forward Directivity Effect Along Strike-Parallel and Strike-Normal Components," *International Journal of Steel Structures*, vol. 19, no. 5, pp. 1543-1559, 2019.
- [19] L. Li, Z. Huang, and F. Liu, "A heuristic particle swarm optimization method for truss structures with discrete variables," *Computers & Structures*, vol. 87, no. 7-8, pp. 435-443, 2009.
- [20] E. Doğan and M. P. Saka, "Optimum design of unbraced steel frames to LRFD-AISC using particle swarm optimization," *Advances in Engineering Software*, vol. 46, no. 1, pp. 27-34, 2012.
- [21] S. Chatterjee, S. Sarkar, S. Hore, N. Dey, A. S. Ashour, and V. E. Balas, "Particle swarm optimization trained neural network for structural failure prediction of multistoried RC buildings," *Neural Computing and Applications*, vol. 28, no. 8, pp. 2005-2016, 2017.
- [22] L. Lamberti, "An efficient simulated annealing algorithm for design optimization of truss structures," *Computers & Structures*, vol. 86, no. 19-20, pp. 1936-1953, 2008.
- [23] C. Tort, S. Şahin, and O. Hasançebi, "Optimum design of steel lattice transmission line towers using simulated annealing and PLS-TOWER," *Computers & Structures*, vol. 179, pp. 75-94, 2017.
- [24] C. Millan-Paramo and J. E. Abdalla Filho, "Modified simulated annealing algorithm for optimal design of steel structures," *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 35, no. 1, 2019.
- [25] F. Logic, "Foundations of fuzzy logic and semantic web languages," 2014.
- [26] J. Kennedy and R. Eberhart, "Particle swarm optimization," in *Proceedings of ICNN'95-International Conference on Neural Networks*, 1995, vol. 4: IEEE, pp. 1942-1948.
- [27] Y. Shi and R. Eberhart, "A modified particle swarm optimizer," in *1998 IEEE international conference on evolutionary computation proceedings. IEEE world congress on computational intelligence (Cat. No. 98TH8360)*, 1998: IEEE, pp. 69-73.
- [28] I. C. Trelea, "The particle swarm optimization algorithm: convergence analysis and parameter selection," *Information processing letters*, vol. 85, no. 6, pp. 317-325, 2003.

- [29] Q. Bai, "Analysis of particle swarm optimization algorithm," *Computer and information science*, vol. 3, no. 1, p. 180, 2010.
- [30] P. Fourie and A. A. Groenwold, "The particle swarm optimization algorithm in size and shape optimization," *Structural and Multidisciplinary Optimization*, vol. 23, no. 4, pp. 259-267, 2002.
- [31] S. Kirkpatrick, C. D. Gelatt, and M. P. Vecchi, "Optimization by simulated annealing," *science*, vol. 220, no. 4598, pp. 671-680, 1983.
- [32] K. A. Dowsland and J. Thompson, "Simulated annealing," *Handbook of natural computing*, pp. 1623-1655, 2012.
- [33] B. Suman and P. Kumar, "A survey of simulated annealing as a tool for single and multiobjective optimization," *Journal of the operational research society*, vol. 57, no. 10, pp. 1143-1160, 2006.
- [34] P. J. Van Laarhoven and E. H. Aarts, "Simulated annealing," in *Simulated annealing: Theory and applications*: Springer, 1987, pp. 7-15.
- [35] آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، م. ت. س. و. مسکن، ۱۳۹۳.
- [36] *AISC-360-05, Structural design guide to AISC specifications for buildings*, 0442269048, P. F. Rice and E. S. Hoffman, 2005.
- [37] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان های فولادی، د. ا. م. م. س. و. ر. و. شهرسازی، ۱۳۹۲.
- [38] T. L. Karavasilis, N. Bazeos, and D. E. Beskos, "Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X-braced steel frames," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 36, no. 15, pp. 2273-2289, 2007.
- [39] A. Fakhreddini, S. Hamed, and M. J. Fadaee, "Peak displacement patterns for the performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 18, no. 2, pp. 379-393, 2019.
- [40] M. Bosco, E. M. Marino, and P. P. Rossi, "Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length," *Engineering structures*, vol. 84, pp. 406-418, 2015.
- [41] F. McKenna, "OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation," *Computing in Science & Engineering*, vol. 13, no. 4, pp. 58-66, 2011.
- [42] R. Pekelnicky, S. D. Engineers, S. Chris Poland, and N. D. Engineers, "ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings," *Proceedings of the SEAOC*, 2012.
- [43] A. Tzimas, T. Karavasilis, N. Bazeos, and D. Beskos, "Extension of the hybrid force/displacement (HFD) seismic design method to 3D steel moment-resisting frame buildings," *Engineering Structures*, vol. 147, pp. 486-504, 2017.
- [44] F. De Luca, I. Iervolino, and E. Cosenza, "Un-scaled, scaled, adjusted and artificial spectral matching accelerograms: displacement-and energy-based assessment," *Proceedings of XIII ANIDIS, "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Bologna, Italy, 2009.
- [45] J. Hancock, "The influence of duration and the selection and scaling of accelerograms in engineering design and assessment," Imperial College London (University of London), 2006.
- [46] J. W. Baker, "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 97, no. 5, pp. 1486-1501, 2007.
- [47] M. Bosco and P. Rossi, "Seismic behaviour of eccentrically braced frames," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 3, pp. 664-674, 2009.
- [48] A. Kuşyılmaz and C. Topkaya, "Design overstrength of steel eccentrically braced frames," *International Journal of Steel Structures*, vol. 13, no. 3, pp. 529-545, 2013.
- [49] P. Rossi and A. Lombardo, "Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, no. 11, pp. 1529-1545, 2007.
- [50] A. Committee, "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)," *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*, 2010.