

Optimum design and evaluation of tuned mass damper performance in nonlinear structures according to FEMA-P58

Ghorban Alizadeh¹, Kazem Shakeri^{2*}, Mohtasham Mohebbi³

1- Ph.D. students, Department of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

2- Associate Professor, Department of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

3 -Professor, Department of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

ABSTRACT

In this paper, a new and efficient performance-based method is introduced for the optimal design of the tuned mass damper (TMD) to control the response of nonlinear structures. In this method, the FEMA-P58 probabilistic evaluation framework is used in the design and evaluation of TMD performance in order to reduce the repair cost and time caused by structural and non-structural damages. For this purpose, an innovative objective function has been defined based on structural responses resulting from different earthquakes, which is compatible with the probability of the repair cost and time exceeding a certain value in the FEMA-P58 method. Uncertainties due to earthquake records are directly considered in the introduced objective function. The genetic algorithm is used for the optimal design of TMD based on the proposed objective function. Also, due to the fact that considering the uncertainties in the input earthquake records leads to increasing the calculation time, therefore the artificial neural network technique is used as a fast estimator of the nonlinear dynamic response of the structure to reduce the calculation time. The probabilistic evaluation of the performance of the structure equipped with the proposed TMD shows the efficiency and effectiveness of the proposed design procedure in reducing the expected repair cost and time. So that the expected repair cost and time in the structure equipped with the proposed TMD under the design earthquake have been reduced by about 29% compared to the uncontrolled structure.

ARTICLE INFO

Receive Date: 31 July 2022

Revise Date: 04 December 2022

Accept Date: 16 January 2023

Keywords:

*Tuned mass damper
Performance-based design
Probabilistic evaluation
FEMA P58
Neural network
Genetic Algorithm*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.353596.2889>

*Corresponding author: Kazem Shakeri.

Email address: shakeri@uma.ac.ir

طراحی بهینه و ارزیابی عملکرد میراگر جرمی تنظیم شده در سازه‌های غیرخطی مطابق FEMA-P58

قربان علیزاده^۱، کاظم شاکری^{۲*}، محتشم محبی^۳

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۲- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۳- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

چکیده

در این مقاله یک روش جدید و کارآمد مبتنی بر عملکرد برای طراحی بهینه‌ی میراگر جرمی تنظیم شده (*TMD*) جهت کنترل پاسخ سازه‌های غیرخطی معرفی شده است. در این روش از چارچوب ارزیابی احتمالاتی *FEMA-P58* در طراحی و ارزیابی عملکرد *TMD* به منظور کاهش هزینه و زمان بازسازی ناشی از خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای استفاده می‌شود. برای این منظور، یک تابع هدف ابتکاری بر اساس پاسخ‌های سازه‌ای حاصل از زلزله‌های مختلف تعریف شده است که سازگار با احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی از یک مقدار مشخص در روش *FEMA-P58* می‌باشد. عدم قطعیت‌های ناشی از رکوردهای زلزله به طور مستقیم در تابع هدف معرفی شده لحاظ می‌شود. برای طراحی بهینه *TMD* بر اساس تابع هدف پیشنهادی از الگوریتم ژنتیک استفاده می‌شود. همچنین با توجه به اینکه در نظر گرفتن عدم قطعیتها در رکوردهای ورودی منجر به افزایش حجم محاسبات می‌شود، بنابراین به منظور کاهش زمان محاسبات از تکنیک شبکه عصبی مصنوعی به عنوان تخمین‌گر سریع پاسخ دینامیکی غیر خطی سازه استفاده می‌شود. ارزیابی احتمالاتی عملکرد سازه‌ی مجهز به *TMD* پیشنهادی، نشان دهنده کارایی و اثربخشی روش طراحی مذکور در کاهش هزینه و زمان بازسازی مورد انتظار می‌باشد. به طوری که هزینه و زمان بازسازی مورد انتظار در سازه مجهز به *TMD* پیشنهادی تحت اثر زلزله طرح در حدود ۲۹٪ نسبت به سازه کنترل نشده کاهش یافته است.

کلمات کلیدی: میراگر جرمی تنظیم شده، طراحی بر اساس عملکرد، ارزیابی احتمالاتی، *FEMA-P58*، شبکه عصبی مصنوعی، الگوریتم ژنتیک

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2023.353596.2889	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2023.353596.2889	۱۴۰۲/۰۸/۳۰	۱۴۰۱/۱۰/۲۶	۱۴۰۱/۱۰/۲۶	۱۴۰۱/۰۹/۱۳	۱۴۰۱/۰۵/۰۹
کاظم شاکری shakeri@uma.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

با توجه به توسعه شهرها و تقاضای روزافزون برای ساخت سازه‌های جدید و ساختمان‌های بلند، کنترل ارتعاشات سازه‌ها تحت اثر زلزله و سایر نیروهای دینامیکی اعمالی بیش از هر زمان دیگری اهمیت یافته‌است. سیستم‌های کنترل ارتعاش سازه‌ها را می‌توان به سیستم‌های کنترل غیرفعال، فعال، نیمه‌فعال و هیبریدی طبقه‌بندی کرد. میراگرهای جرمی تنظیم شده (TMD)^۱، یکی از سیستم‌های کنترل غیرفعال می‌باشند که برای کنترل ارتعاش، کاهش آسیب و به طور کلی بهبود عملکرد سازه‌ها استفاده می‌شوند. این میراگرها به دلیل مکانیسم نسبتاً ساده و ارزان همچنین عدم نیاز به انرژی خارجی، به ابزاری محبوب برای محافظت از سازه‌ها در برابر ارتعاشات ورودی تبدیل شده‌اند [۲-۱] و در سازه‌های مهندسی فراوانی از قبیل ساختمان‌ها و پل‌ها [۳-۴] مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

جهت طراحی بهینه TMD در سازه‌ها با رفتار الاستیک خطی، روش‌های کلاسیک براساس مفاهیم دینامیک سازه، توسط محققین مختلفی ارائه شده‌است [۵-۸]. با توجه به این که در این روش‌ها، پارامترهای TMD براساس مشخصات دینامیکی سازه الاستیک تنظیم می‌شود، با ورود سازه به ناحیه غیرخطی تحت اثر زلزله‌های شدید، تغییر در خصوصیات دینامیکی سازه منجر به ناکارآمدی TMD می‌شود به طوری که در سازه‌های غیرخطی نمی‌توان روابط مشخصی برای طراحی بهینه‌ی پارامترهای TMD ارائه نمود. از اینرو در سال‌های گذشته، محققان جهت طراحی بهینه پارامترهای TMD از روش‌های بهینه‌سازی عددی مانند الگوریتم ژنتیک استفاده کرده‌اند [۹-۱۲]. در اکثر این مطالعات، حداکثر پاسخ سازه از قبیل حداکثر جابجایی نسبی (دریفت) تحت اثر یک زلزله‌ی مشخص به عنوان تابع هدف تعریف شده و طراحی براساس کمینه کردن این تابع هدف صورت می‌گیرد. با توجه به وابستگی شدید پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی سازه‌های غیرخطی به مشخصات زلزله‌ی وارده، پارامترهای میراگر جرمی بهینه شده تحت اثر یک زلزله مشخص ممکن است تحت اثر زلزله‌های دیگر، نه تنها پاسخ‌ها را کاهش ندهد، بلکه منجر به افزایش آنها نیز بشود. بنابراین جهت بهینه‌سازی پارامترهای TMD، عدم قطعیت‌های موجود در رکوردهای ورودی بایستی در نظر گرفته شوند. از طرف دیگر بررسی‌ها نشان می‌دهد که عملکرد میراگر جرمی به مشخصات سازه وابسته بوده و عملکرد TMD طراحی شده بر مبنای پارامترهای قطعی سازه با لحاظ اثر عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای سازه تغییر پیدا خواهد کرد. بنابراین برای بررسی واقع‌بینانه عملکرد میراگر جرمی، ضروری است علاوه بر عدم قطعیت‌های مربوط به رکوردهای زلزله، اثر عدم قطعیت‌های مرتبط با مشخصات سازه و مدل‌سازی هم در فرایند طراحی و ارزیابی لحاظ شود [۱۳-۱۴]. پاپادمیترو و همکاران [۱۵] با معرفی یک روش بر مبنای قابلیت اطمینان، اثرات عدم قطعیت‌های سازه‌ای بر روی طراحی TMD را مورد مطالعه قرار دادند. همچنین برخی از محققان روش‌های طراحی TMD بهینه بر مبنای قابلیت اطمینان با هدف به حداقل رساندن احتمال شکست سازه معرفی کردند [۱۶-۱۷]. بخشی‌نژاد و محبی [۱۸]، روشی برای توسعه منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مجهز به TMD با در نظر گرفتن توابع شکست چندگانه ارائه نمودند و سه تابع شکست مختلف را به طور همزمان در طراحی لحاظ نمودند.

در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در مشخصات سازه، مدل‌سازی و رکوردهای ورودی باعث افزایش حجم محاسبات می‌شود. از طرف دیگر، ماهیت روش‌های بهینه‌سازی عددی مانند الگوریتم ژنتیک که نیازمند انجام مکرر تحلیل دینامیکی غیرخطی در گام‌های متوالی می‌باشد، منجر به افزایش مضاعف حجم محاسبات و زمانبر شدن فرآیند طراحی می‌گردد. به همین دلیل در اکثر تحقیقات ذکر شده، برای کاهش حجم محاسبات، مطالعات بر روی مدل‌های ساده قاب برشی انجام یافته‌است. شاکری و همکاران [۱۹]، به منظور حل این مشکل و کاهش زمان تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌های کامل سازه‌ای با اعضای تیر و ستون، استفاده از تکنیک شبکه عصبی مصنوعی جهت تخمین سریع پاسخ سازه‌ها را پیشنهاد نمودند. در اکثر مطالعات اشاره شده، عموماً بهینه‌سازی پارامترهای TMD بر اساس به حداقل رساندن پاسخ‌های سازه‌ای از قبیل جابجایی نسبی، شتاب طبقات، برش پایه و ... صورت گرفته و به صورت مشخص در خصوص برآورد و حداقل کردن هزینه‌های بازسازی، زمان بازسازی و تلفات جانی که برای کارفرماها قابل درک هستند، بحثی صورت نگرفته‌است. درحالی‌که سرمایه‌گذاران و به خصوص صاحبان صنایع بیمه، بسیار علاقمند به توسعه روش‌های طراحی سازه‌ای بر مبنای عملکردهای قابل درک از سوی متخصصان اقتصادی از قبیل هزینه و زمان بازسازی با لحاظ عدم قطعیت‌ها هستند. در این راستا، متدولوژی FEMA-P58 [۲۰] به

¹ Tuned Mass Damper

عنوان یکی از قابل اعتمادترین روش‌های ارزیابی ریسک لرزه‌ای، توسط مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER)^۲ معرفی شده است [۲۱]. این روش می‌تواند تقریباً تمام عدم قطعیت‌های بالقوه را در فرآیند ارزیابی عملکرد بگنجاند و عملکرد لرزه‌ای اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای را با جزئیات ارزیابی کرده [۲۲-۲۳] و در نهایت عملکرد ساختمان را به صورت پیامدهای لرزه‌ای مانند هزینه بازسازی، زمان بازسازی و تلفات جانی به صورت احتمالاتی بیان نماید.

در این مقاله جهت طراحی بهینه TMD بر اساس اهداف عملکردی هزینه و زمان بازسازی، یک مساله بهینه‌سازی جدید با تابع هدف سازگار با پارامترهای نیاز مهندسی (پاسخ‌های سازه‌ای) موثر در محاسبه هزینه و زمان بازسازی در چارچوب ارزیابی احتمالاتی FEMA-P58 تعریف می‌شود. برای حل مسئله بهینه‌سازی از الگوریتم ژنتیک استفاده می‌شود. همچنین با توجه به در نظر گرفتن مستقیم عدم قطعیت‌ها در رکوردهای ورودی و در نتیجه افزایش حجم محاسبات، به منظور کاهش زمان محاسبات از تکنیک شبکه عصبی مصنوعی به عنوان تخمین‌گر سریع پاسخ دینامیکی غیر خطی سازه استفاده می‌شود [۱۹ و ۲۴]. سپس به منظور مطالعه کارایی و اثربخشی روش طراحی پیشنهادی در کاهش احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی از مقادیر مشخص، منحنی‌های ریسک مربوط به هزینه و زمان بازسازی سازه مجهز به TMD طراحی شده به روش پیشنهادی و سایر روش‌ها و همچنین سازه کنترل نشده مطابق چارچوب ارزیابی احتمالاتی FEMA-P58 تهیه شده و با یکدیگر مقایسه می‌شوند. با توجه به این که روش پیشنهادی برای طراحی بهینه TMD در این مقاله، بر مبنای روش احتمالاتی PEER-PBD^۳ پایه‌گذاری شده است، از اینرو در بخش بعدی ابتدا به معرفی این روش احتمالاتی پرداخته شده و در ادامه روش طراحی پیشنهادی با جزئیات کامل معرفی می‌شود.

۲- روش طراحی مبتنی بر عملکرد PEER-PBD

الزامات آیین‌نامه‌های لرزه‌ای معمولاً برای حفظ سطح عملکرد ایمنی جانی و جلوگیری از ریزش ساختمان‌ها در اثر زلزله‌های بزرگ ارائه می‌شوند. با این حال، یک ساختمان جدید که با حداقل معیارهای آیین‌نامه‌های لرزه‌ای رایج ساخته می‌شود هنوز می‌تواند تلفات شدیدی را تجربه کند که باعث غیر قابل استفاده شدن ساختمان برای مدت طولانی شده و حتی در برخی موارد، فرآیند بازسازی ممکن است بسیار پرهزینه باشد و تخریب به عنوان تنها گزینه باقی بماند [۲۵]. روش‌های مهندسی زلزله مبتنی بر عملکرد (PBEE)^۴ برای رفع این نقص معرفی شدند. تحلیل‌های مبتنی بر عملکرد می‌توانند به کاهش احتمال تلفات، به حداقل رساندن عدم اطمینان و خرابی و کاهش خسارات مالی (مستقیم و غیر مستقیم) ناشی از زلزله‌های آینده کمک کنند. تاکنون روش‌های مختلفی برای طراحی و ارزیابی مبتنی بر عملکرد سازه‌ها در دستورالعمل‌ها ارائه شده‌اند [۲۶-۲۹]. به عنوان مثال، در گزارش ATC-13 [۲۶] روشی برای برآورد خسارت/تلفات زلزله ارائه شده و این گزارش شامل ماتریس‌های احتمال آسیب برای تاسیسات مختلف و تخمین‌هایی از زمان لازم برای بازگرداندن امکانات آسیب‌دیده به حالت قابلیت استفاده قبل از زلزله می‌باشد. همچنین FEMA-227 [۲۷] یک مدل هزینه-فایده برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها ارائه شده است. گزارش Hazus [۲۸] برای استفاده دولت‌های فدرال، ایالتی، منطقه‌ای و محلی برای تخمین خسارت تهیه شده است. با استفاده از اطلاعات موجود در این گزارش کاربران می‌توانند برآوردهای کلی از خسارت لرزه‌ای در یک منطقه را انجام دهند. در آیین‌نامه ASCE-41 [۲۹] با تأکید بر استفاده از تحلیل غیرخطی سازه‌ها و بر اساس تغییرشکل‌های غیرخطی المان‌های سازه‌ای، عملکرد سازه بر اساس یکی از سطوح عملکردی گسسته یعنی حد فروریزش^۵، ایمنی جانی^۶، قابلیت استفاده بی‌وقفه^۷ و خدمت‌رسانی بی‌وقفه^۸ بیان می‌شود. یکی از معایب این شیوه، تعیین سطوح عملکرد ساختمان به صورت غیراحتمالاتی و متعین می‌باشد و از مقادیر عددی متعین برای مرزبندی بین سطوح عملکردی مختلف در المان‌ها استفاده می‌شود. همچنین در این روش مهندسی قادر نیستند ارتباط مشخصی بین پارامترهای نیاز لرزه‌ای و مقادیر سطوح عملکردی در مقیاس المان با سطح عملکردی در مقیاس کل سیستم به دست آورند. مشکل دیگر این می‌باشد که مفاهیمی همانند ایمنی جانی، قابلیت استفاده بی‌وقفه و ... برای کارفرمایان و یا شرکت‌های بیمه‌گر قابل درک نمی‌باشد. در

^۲ Pacific Earthquake Engineering Research

^۳ Performance Based Design

^۴ performance-based earthquake engineering

^۵ Collapse Prevention

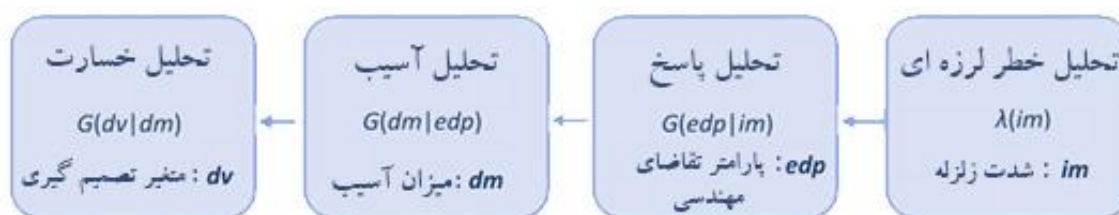
^۶ Life Safety

^۷ Immediate Occupancy

^۸ Operational

این راستا، در سال ۲۰۱۲، شورای فناوری کاربردی (ATC)، طی پروژه ATC-58 [۳۰]، روش FEMA-P58 [۲۰ و ۳۱] را بعنوان بخشی از نسل بعدی روش طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مبتنی بر عملکرد، بر اساس چارچوب مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER)، منتشر کرد. در این روش، خسارت زلزله بر حسب احتمال فراگذشت معیار عملکردی مختلف (معروف به متغیرهای تصمیم‌گیری (DV^۹)) از مقادیر مشخصی اندازه‌گیری می‌شوند. بیان عملکرد به شیوه‌ی FEMA-P58 با استفاده از متغیرهای تصمیم‌گیری مانند هزینه بازسازی، زمان بازسازی، تلفات جانی و اثرات زیست‌محیطی، در مقایسه با ارائه عملکرد کیفی و گسسته مرسوم مانند ایمنی جانی یا جلوگیری از فروپاشی، از مزایای بسیاری برخوردار است. یکی از این مزایا، ایجاد ارتباطات بهتر بین تصمیم‌گیرندگان و مهندسان طراح می‌باشد. علاوه بر این، در نظر گرفتن صریح عدم قطعیت‌های بالقوه و لحاظ کردن عملکرد اجزای غیرسازه‌ای از دیگر مزایای آن می‌باشد.

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای با استفاده از روش FEMA-P58 را می‌توان به چهار بخش مجزا تقسیم کرد که عبارتند از: تحلیل خطر لرزه‌ای، تحلیل پاسخ، تحلیل آسیب، و تحلیل خسارت (شکل ۱).



شکل ۱: فرآیند کلی برآورد پیامدهای لرزه‌ای در چارچوب FEMA-P58 [۳۲].

همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، هر بخش منجر به یک مدل احتمال شرطی می‌شود که عدم قطعیت‌های مرتبط را در نظر می‌گیرد (یعنی $G(X|Y)$). بر اساس چارچوب PEER، ارتباط مدل‌های احتمالی شرطی نشان داده شده در شکل ۱ و محاسبه توزیع احتمال پیامدهای ناشی از زلزله (مانند هزینه، زمان و...) با حل انتگرال سه گانه مطابق رابطه (۱) بدست می‌آید.

$$\lambda(dv) = \int \int \int_{im \ dm \ edp} G(dv|dm) dG(dm|edp) dG(edp|im) d\lambda(im) \quad (1)$$

که در آن، im معیار شدت زلزله، dm معیار خرابی، edp معرف پارامتر تقاضای مهندسی مثل جابجایی نسبی طبقات و شتاب، dv نشانگر متغیر تصمیم‌گیری مثل هزینه تعمیر، $\lambda(im)$ عبارتست از فرکانس سالانه وقوع زلزله با شدت im معرف احتمال فراگذشت متغیر تصمیم‌گیری dv از یک مقدار مشخص به شرط وقوع خرابی dm و بطور کلی $G(a/b)$ معرف احتمال فراگذشت متغیر فرضی a از یک مقدار مشخص اولیه a_0 به شرط وقوع b می‌باشد.

برای حل این انتگرال سه‌گانه، از روش حل عددی مونت کارلو استفاده می‌شود. شکل ۲ فرآیند ارزیابی پیامدهای لرزه‌ای را با استفاده از روش نمونه‌گیری مونت کارلو در چارچوب FEMA-P58 نشان می‌دهد [۳۳]. همان‌طوری که در شکل ۲ نشان داده شده است، برای هر سطح خطر، مقدار زیادی از تحقق‌ها (Realizations) باید شبیه‌سازی شود. تحقق به عنوان ترکیبی از نتایج احتمالی همه مدل‌های احتمالی مرتبط تعریف می‌شود (به عنوان مثال، وقوع زلزله با شدت مشخص در محل سازه، پارامترهای نیاز مهندسی EDPs^{۱۰} (مانند جابجایی نسبی بین طبقات، شتاب کف طبقات، ظرفیت فروپاشی، و جابجایی باقی‌مانده و...))، وضعیت آسیب در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای DS^{۱۱} پیامدهای مرتبط و غیره).

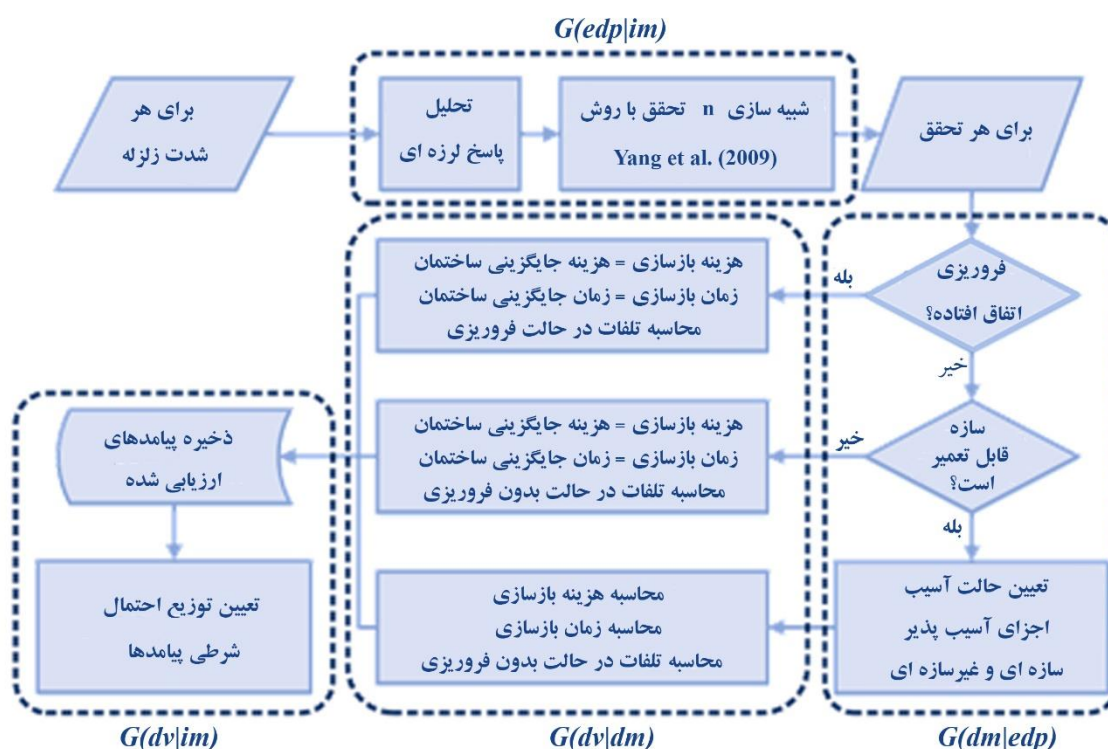
در هر تحقق، ساختمان ممکن است به صورت یکی از سه سناریو بالقوه رفتار کند: ۱- ساختمان فرو بریزد، ۲- ساختمان فرو نریزد اما غیرقابل تعمیر باشد، ۳- ساختمان قابل تعمیر باشد. وقوع ریزش و قابلیت بازسازی ساختمان با استفاده از مدل‌های شکنندگی مرتبط

⁹ Decision Variables

¹⁰ Engineering Demand Parameters

¹¹ Damage State

ارزیابی می‌شود. در حالت اول، هزینه و زمان بازسازی ساختمان برابر با مقادیر مربوط به تخریب و ساخت مجدد ساختمان مشابه (جایگزینی) در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر این، آسیب و مرگ و میر بر اساس تعداد افرادی که در ناحیه خرابی حضور دارند ارزیابی می‌شود. در حالت دوم، ساختمان باید تخریب شود. از این رو، در این حالت نیز هزینه و زمان بازسازی برابر با مقادیر مربوط به جایگزینی ساختمان برآورد می‌شود. در سناریوی سوم، وضعیت آسیب احتمالی اجزای آسیب‌دیده باید تعیین شود. سپس، پیامدها شامل هزینه بازسازی، زمان بازسازی، جراحات و مرگ و میر از روی مدل‌های مرتبط با این پیامدها تخمین زده می‌شود. در مرحله نهایی، بر اساس داده‌های حاصل از همه تحقیقات ایجاد شده، توزیع احتمال مشروط پیامدها بر حسب شدت لرزه‌ای تعیین می‌شود (یعنی $G(dv|im)$).



شکل ۲: فرآیند ارزیابی پیامدهای لرزه‌ای با استفاده از روش نمونه‌گیری مونت کارلو [۳۳].

تمامی مراحل ذکر شده در این روش یعنی تحلیل خطر، ارزیابی سازه، ارزیابی آسیب‌پذیری و ارزیابی خسارت، توسط نرم‌افزار PACT، که توسط نشریه FEMA-P58 پیشنهاد شده است، قابل انجام می‌باشد که در بخش مثال عددی، در مورد نحوه کار با آن توضیحات لازم ارائه شده است. در ضمن جهت اطلاعات بیشتر در این خصوص می‌توان به مراجع [۲۰ و ۳۱] مراجعه نمود.

۳- روش پیشنهادی

هدف این مقاله توسعه روش ارزیابی احتمالاتی مبتنی بر عملکرد PEER (FEMA-P58)، جهت طراحی بهینه میراگر جرمی تنظیم شده به منظور کاهش هزینه و زمان بازسازی ناشی از خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌باشد. در واقع در این روش متغیرهای تصمیم‌گیری هزینه و زمان بازسازی می‌باشند که برای یک سطح خطر لرزه‌ای مشخص متناسب با آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای وارده می‌باشند. پارامترهای TMD طوری بهینه‌یابی می‌شوند که احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی از یک مقدار مشخص، به حداقل برسد. با توجه به این‌که، در این مطالعه، طراحی TMD برای یک سطح خطر لرزه‌ای مشخص (زلزله طرح) انجام می‌شود، از اینرو انتگرال سه‌گانه معرفی شده در رابطه (۱) جهت توزیع احتمال پیامدهای ناشی از زلزله، به یک انتگرال دوگانه مطابق رابطه (۲) تبدیل می‌شود.

$$\lambda(dv) = \int \int_{dm \text{ edp}} G(dv | dm) dG(dm | edp) d\lambda(edp) \quad (2)$$

که در آن، $\lambda(edp)$ عبارت است از فرکانس وقوع edp و بقیه پارامترها مثل رابطه (۱) تعریف می‌شوند.

حل این انتگرال، همانند انتگرال سه‌گانه رابطه (۱)، با استفاده از روش عددی مونت کارلو صورت گرفته و مراحل حل آن به این صورت می‌باشد که در ابتدا تابع توزیع پارامترهای تقاضای مهندسی (edp) با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی، مشخص می‌شود (یعنی $\lambda(edp)$). در قسمت بعدی آسیب‌های وارده به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمان با استفاده از مدل‌های شکنندگی آسیب براساس پایگاه داده FEMA-P58 ارزیابی می‌شوند و در آخر، پیامدهای لرزه‌ای به عنوان تابعی از حالت‌های آسیب محتمل با استفاده از مدل‌های پیامد، ارزیابی می‌شوند.

با توجه به این که در متدولوژی FEMA-P58، هزینه و زمان بازسازی احتمالی، ارتباط مستقیم با نحوه توزیع احتمالاتی جابجایی نسبی بین طبقات دارد، از اینرو در روش پیشنهادی، پارامترهای مرتبط با توزیع احتمالاتی این متغیر تصادفی بعنوان معیار اساسی در تابع هدف در نظر گرفته شده است و لازم است که اثر عدم قطعیت ناشی از رکوردهای ورودی در آن در نظر گرفته شود. در روش FEMA-P58 این عدم قطعیت، با استفاده از نتایج حداقل ۱۱ جفت رکورد زلزله و توزیع احتمالاتی حاکم بر آن در نظر گرفته می‌شود (در صورتی که شکل طیف شتاب رکوردهای انتخابی سازگار با طیف طرح محل سازه مورد مطالعه باشند، تعدادشان تا ۷ جفت قابل کاهش می‌باشد). بنابراین در روش پیشنهادی نیز به منظور لحاظ عدم قطعیت‌های ناشی از رکوردهای ورودی در طراحی بهینه TMD ابتدا بایستی به تعداد مناسبی جفت رکورد زلزله سازگار با مشخصات زمین‌ساختی محل سازه انتخاب شود. میانگین توزیع حاکم بر جابجایی نسبی طبقات حاصل از رکوردهای انتخابی به عنوان معیار اصلی مرتبط با هزینه و زمان بازسازی در نظر گرفته شده و تابع هدف براساس میانگین پاسخ‌های حاصل از این رکوردها تعریف می‌شود که در بخش بعدی توضیح داده خواهد شد. برای بهینه‌سازی تابع هدف پیشنهادی از الگوریتم ژنتیک استفاده می‌شود. در جستجوی بهینه با استفاده از الگوریتم ژنتیک، نیاز هست که در هر گام، اجراهای متعدد تحلیل دینامیکی غیرخطی متناسب با تعداد جمعیت الگوریتم صورت گیرد. از طرف دیگر به منظور به دست آوردن میانگین توزیع حاکم بر پاسخ‌ها در هر گام لازم است برای هر عضو از جمعیت، حداقل یازده جفت تحلیل دینامیکی غیرخطی (قابل کاهش به هفت جفت) انجام شود که با توجه مدل تحلیلی سازه که متشکل از المان‌های متعدد تیر و ستون می‌باشد عملاً جستجوی مقادیر بهینه تابع هدف پیشنهادی با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک بسیار زمانبر و غیرعملی خواهد بود. لذا در این تحقیق برای حل این مشکل از شبکه عصبی مصنوعی، بعنوان تحلیلگر سریع تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه استفاده می‌شود. با توجه به حجم بالای محاسبات مورد نیاز در روش پیشنهادی، به منظور انجام دقیق و سریع تمامی مراحل کار از قبیل آموزش و تست دقت شبکه عصبی مصنوعی، همچنین برای انجام بهینه‌سازی با روش الگوریتم ژنتیک، یک بسته نرم‌افزاری کاربردی در محیط App Designer نرم‌افزار متلب کدنویسی شده است که انجام مراحل فوق از طریق آن برای هر سازه‌ای به آسانی قابل انجام می‌باشد. مفاهیم و ابزارهای مورد استفاده در روش طراحی پیشنهادی در بخش‌های بعدی با جزئیات بیشتر شرح داده می‌شوند.

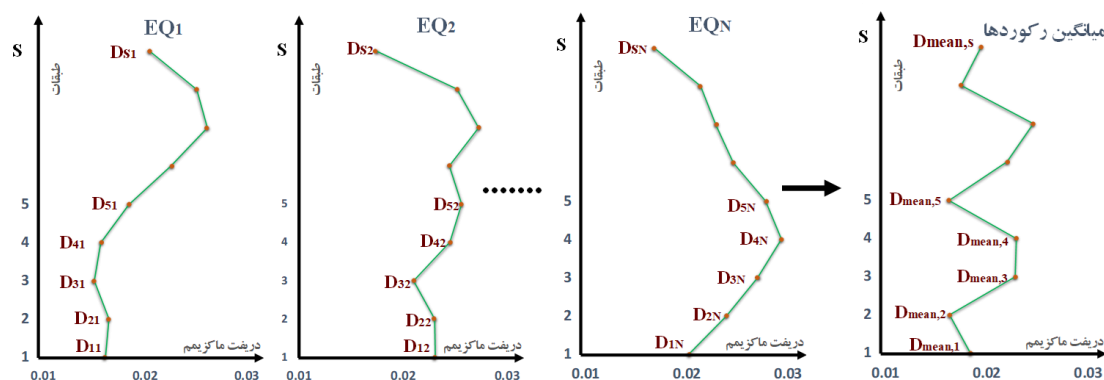
۱-۳- تابع هدف

در این تحقیق تابع هدف بهینه‌سازی بر اساس پاسخ‌های سازه‌ای حاصل از رکوردهای زلزله مورد استفاده در ارزیابی احتمالاتی به روش FEMA-P58 به نحوی تعریف می‌شود که احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی سازه مجهز به TMD از مقادیر مشخص کاهش یابد. همان‌طوری که گفته شد متغیرهای تصمیم‌گیری هزینه و زمان بازسازی در روش احتمالاتی FEMA-P58 از طریق توابعی با توابعی آسیب در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ارتباط داده می‌شوند که آنها هم با پارامترهای نیاز مهندسی حاصل از رکوردهای مختلف ارتباط مستقیم دارند. با توجه به این که جابجایی نسبی بین طبقه‌ای از اساسی‌ترین پارامترهای نیاز مهندسی موثر در تعریف حالت خرابی اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای در روش احتمالاتی FEMA-P58 می‌باشد، لذا توزیع احتمالاتی حاکم بر جابجایی نسبی بین طبقه حاصل از

رکوردهای مختلف و مشخصه‌های آماری مربوطه (مانند میانگین و انحراف معیار) تاثیر به سزایی در مقدار فرکانس سالیانه فراگذشت و در نتیجه در احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی از مقادیر مختلف دارند. بنابراین تعریف تابع هدف بر اساس میانگین توزیع حاکم بر جابجایی نسبی بین طبقه‌های حاصل از رکوردها می‌تواند به عنوان یک تابع هدف مناسب سازگار با روش احتمالاتی FEMA-P58 در کاهش هزینه و زمان بازسازی باشد. از طرف دیگر با توجه به این که هزینه و زمان بازسازی کل ساختمان برابر با مجموع هزینه و زمان بازسازی در طبقات مختلف می‌باشد، تابع هدف پیشنهادی برابر با مجموع میانگین جابجایی‌های نسبی بین طبقه‌های حاصل از رکوردهای مختلف در تمامی طبقات در نظر گرفته می‌شود که مطابق رابطه (۳) تعریف می‌شود. برای این منظور ابتدا مطابق شکل ۳ با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی در سازه مجهز به میراگر مفروض، تحت اثر هر یک از رکوردهای ورودی، مقدار ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقه‌های در طبقات مختلف تعیین می‌شود. سپس، میانگین جابجایی‌های نسبی بین طبقه‌های در طبقات مختلف، حاصل از تمامی زلزله‌ها محاسبه می‌شود و در نهایت مجموع میانگین جابجایی نسبی بین طبقه‌های در تمام طبقات به عنوان تابع هدف تعریف می‌شود.

$$F = \sum_{i=1}^s (D_{mean,i}) = \sum_{i=1}^s \left[\frac{\sum_{j=1}^N D_{ij}}{N} \right] \quad (3)$$

که در آن F تابع هدف پیشنهادی، $D_{mean,i}$ میانگین ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقه حاصل از رکوردهای مختلف در طبقه ام، $D_{i,j}$ حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه در طبقه ام تحت اثر زلزله جزم، S تعداد کل طبقات سازه و N تعداد کل رکوردهای زلزله انتخابی می‌باشد.



شکل ۳: ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات تحت اثر هر یک از N زلزله ورودی و میانگین حاصل در طبقات مختلف.

۲-۳- الگوریتم ژنتیک

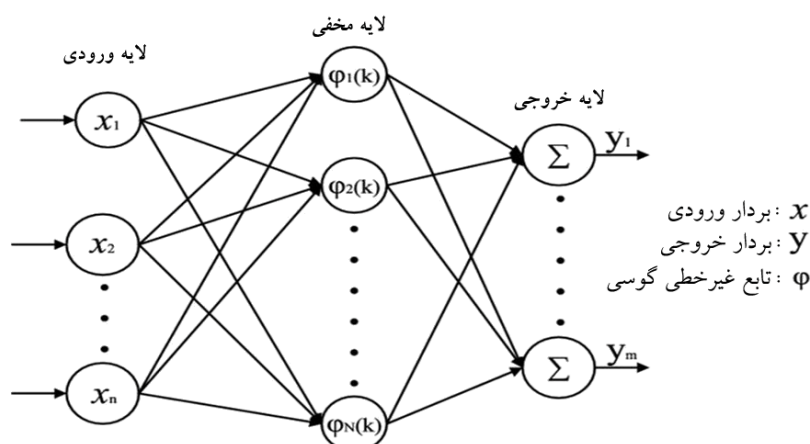
در سال‌های اخیر، الگوریتم‌های فراابتکاری بسیاری برای حل عددی مسائل پیچیده بهینه‌سازی در حوزه‌های مختلف از قبیل اقتصاد، مهندسی، سیاست، مدیریت و مهندسی معرفی شده‌اند [۳۵]. در بیشتر الگوریتم‌های فراابتکاری از فرآیند تکامل بیولوژیکی و قوانین فیزیک الهام گرفته شده است [۳۶]. در میان الگوریتم‌های فراابتکاری، الگوریتم ژنتیک (GA) یک الگوریتم شناخته شده است که از فرآیند تکامل بیولوژیکی الهام گرفته شده است [۳۷] و در حل مسائل مختلف بهینه‌سازی در مهندسی عمران به‌طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است [۳۸-۴۱]. در این الگوریتم، فرآیند بهینه‌یابی از یک جمعیت تصادفی شروع می‌شود، جمعیت جدید با استفاده از عملگرهای ژنتیکی بر روی افراد جمعیت قبلی، تولید می‌شوند و از بین جمعیت جدید بدست آمده، بهترین اعضا به تعداد جمعیت اولیه، انتخاب و بقیه حذف می‌شوند و این فرآیند تا رسیدن به هدف نهایی تکرار می‌شود.

در این مطالعه با استفاده از روش بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک مقادیر بهینه پارامترهای TMD به نحوی تعیین می‌شوند که مقدار تابع هدف پیشنهادی حاصل از رکوردهای زلزله انتخابی حداقل گردد. ترکیب‌های مختلف از مقادیر پارامترهای TMD شامل جرم، سختی و میرایی به صورت یک بردار خطی بعنوان عضو از جمعیت اولیه در گرفته می‌شود. با استفاده از عملگرهای ژنتیکی بر روی بردارهای جمعیت اولیه، نسل جدیدی از بردارها تولید می‌شوند. در هر مرحله از فرآیند الگوریتم ژنتیک، برای هر عضو از جمعیت تولید شده (سازه مجهز به TMD با مقادیر مختلف سختی، جرم و میرایی) تحت اثر تمامی رکوردهای انتخابی تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفته و مقدار تابع هدف (مجموع میانگین‌های ماکزیمم جابجایی نسبی طبقه‌ای حاصل از تمامی رکوردها در تمام طبقات) تعیین می‌شود. بردارهایی که منجر به کمترین مقدارها برای تابع هدف شده‌اند به عنوان ارزشمندترین اعضا به تعداد جمعیت اولیه انتخاب می‌شوند و تا رسیدن به کمترین مقدار برای تابع هدف این فرآیند تکرار می‌شود. همان‌طوری‌که مشاهده می‌شود به دلیل ماهیت تکراری الگوریتم ژنتیک در نسل‌های متوالی همچنین با توجه به این که در هر نسل مقدار تابع هدف بایستی برای تمامی اعضای جمعیت تولید شده محاسبه شود به طوری که برای هر عضو (بردار) لازم است تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه با المان‌های متعدد سازه‌ای تحت اثر همه رکوردهای انتخابی (حداقل ۱۱ جفت) رکورد صورت گیرد. لذا بهینه‌سازی مقادیر پارامترهای TMD بر اساس تابع هدف پیشنهادی با دستگاه‌های محاسباتی معمول عملاً بسیار زمانبر و غیرعملی می‌باشد. در این مقاله، به منظور رفع این مشکل و دستیابی سریع به پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه در طول فرآیند بهینه‌سازی با الگوریتم ژنتیک از روش شبکه عصبی مصنوعی استفاده می‌شود.

۳-۳- شبکه عصبی مصنوعی

شبکه عصبی مصنوعی یک سیستم عملی برای آموزش ماشین‌های محاسباتی است. در این سیستم با ایجاد شبکه‌ای از اطلاعات از رفتار یک پدیده و پردازش داده‌ها می‌توان به پیش‌بینی رفتار آن پدیده در شرایط پیچیده متفاوت پرداخت [۴۲]. یک شبکه عصبی مصنوعی مانند شبکه‌های عصبی زیستی متشکل از تعداد مناسبی از گره یا نرون است که مجموعه داده‌های ورودی را به خروجی ربط می‌دهند [۴۳].

در این مقاله، شبکه عصبی مصنوعی جهت پیش‌بینی ماکزیمم پاسخ دینامیکی غیرخطی یک سازه مشخص مجهز به TMD با مشخصات متغیر تحت اثر یک زلزله مشخص آموزش داده می‌شود. به طوری که در این آموزش‌ها، مقادیر متغیر پارامترهای TMD بعنوان مجموعه داده‌های ورودی و ماکزیمم پاسخ‌های دینامیکی سازه مجهز به TMDهای مختلف به عنوان مجموعه داده‌های خروجی در نظر گرفته می‌شوند. برای آموزش شبکه عصبی مصنوعی از جعبه‌ابزار نرم‌افزار متلب [۴۴] استفاده شده است. در حال حاضر انواع شبکه‌های عصبی مصنوعی برای کاربردهای مختلف در جعبه‌ابزار نرم‌افزار متلب تعریف شده است. در این مقاله، از شبکه عصبی مصنوعی تابع بنیادی شعاعی (RBF) استفاده شده است که اخیراً کاربرد بسیار زیادی در علوم مختلف داشته است. این شبکه از سه لایه تشکیل شده است. لایه ورودی که محل تزریق اطلاعات ورودی به شبکه است، لایه میانی (مخفی) که شامل تابع غیرخطی گوسی است و لایه خروجی که ترکیبی خطی از کلیه خروجی‌های لایه مخفی است. در شکل ۴ ساختار کلی یک شبکه تابع بنیادی شعاعی نشان داده شده است. آموزش شبکه عصبی، در این مقاله، با روش نظارت شده و با استفاده از زوج بردارهای نمونه صورت می‌گیرد، به طوری‌که، به هر بردار ورودی، یک بردار خروجی مشخص نسبت داده می‌شود و بردارهای خروجی با بردارهای هدف مقایسه می‌شوند و با سرشکن شدن خطای حاصله در خود شبکه، مرحله آموزش تکمیل می‌شود.



شکل ۴: ساختار شبکه عصبی تابع بنیادی شعاعی [۴۵].

فرآیند انجام آموزش شبکه عصبی در این تحقیق، به این صورت است که ابتدا بازه دامنه تغییرات پارامترهای میراگر جرمی با استفاده از روابط پیشنهادی سادک و همکاران [۸] (ارائه شده در بخش ۳-۴) برای طراحی بهینه میراگر جرمی در سازه‌های خطی تعیین می‌شوند. پس از تعیین بازه تغییرات پارامترهای میراگر جرمی، جهت آموزش شبکه عصبی مصنوعی، زوج ماتریس‌های ورودی و خروجی به ترتیب به صورت $P_{3,Nt}$ و $Q_{S,Nt}$ تعریف می‌گردد. ماتریس ورودی $P_{3,Nt}$ دارای سه سطر متناظر با سه پارامتر متغیر جرم، سختی و میرایی میراگر و دارای Nt ستون به تعداد میراگرهای در نظر گرفته شده با مشخصات متفاوت می‌باشد. همچنین ماتریس خروجی $Q_{S,Nt}$ دارای S سطر به تعداد طبقات سازه و Nt ستون متناظر با ماکزیمم پاسخ‌های دینامیکی غیرخطی سازه با Nt میراگر جرمی متفاوت می‌باشد. در هر ستون پاسخ‌های دقیق S طبقه حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه مجهز به هر یک از Nt میراگر تحت اثر زلزله قرار دارد. به عنوان مثال اگر تعداد داده‌های مربوط به پارامترهای جرم، سختی و میرایی را به ترتیب برابر با n_m ، n_k و n_c باشند، تعداد کل میراگرها با مشخصات متفاوت برابر $Nt = n_m * n_k * n_c$ خواهد بود. پس از آموزش شبکه عصبی بر اساس این داده‌ها، به منظور بررسی دقت شبکه عصبی آموزش یافته در تخمین پاسخ لرزه‌ای سازه با TMDهای مختلف، ماتریس ورودی آزمون $PT_{3,R}$ به صورت کاملاً تصادفی انتخاب می‌شود. این ماتریس شامل سه سطر (متناظر با پارامترهای جرم، سختی و میرایی) و R ستون (متناظر با تعداد آزمون‌ها) می‌باشد. تعداد آزمون‌ها (R) در حدود ۲۰٪ تعداد Nt انتخاب می‌شوند. نتایج تقریبی حاصل از شبکه‌های عصبی با نتایج حاصل از تحلیل دقیق تاریخیچه زمانی غیرخطی، مورد مقایسه قرار می‌گیرد و اختلاف آن دو بعنوان یک خطا (e) ثبت می‌شود. با استفاده از روابط (۴) و (۵) بترتیب ماکزیمم خطا و میانگین خطای شبکه عصبی آموزش دیده برای هر زلزله به‌طور جداگانه محاسبه می‌شود. در نهایت پس از آموزش مطلوب شبکه عصبی برای سازه مورد نظر تحت اثر هر یک از رکوردهای زلزله از آنها در فرآیند الگوریتم ژنتیک به عنوان تحلیلگر سریع پاسخ سازه مجهز به TMD استفاده می‌شود.

$$Ej_{\max} = \max |e_{ij}| \quad i = 1, \dots, R \quad j = 1, \dots, N \quad (۴)$$

$$Ej_{\text{mean}} = \frac{\sqrt{\sum_i^R e_{ij}^2}}{R} \quad j = 1, \dots, N \quad (۵)$$

که در آن Ej_{\max} و Ej_{mean} بترتیب ماکزیمم و میانگین خطای شبکه عصبی آموزش یافته برای زلزله λ_m ، N تعداد کل رکوردهای زلزله، R تعداد کل بردارهای آزمون و e_{ij} اختلاف مابین پاسخ دقیق حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی و پاسخ تقریبی شبکه عصبی آموزش یافته برای سازه مجهز به میراگر λ_m تحت زلزله λ_m می‌باشد.

۳-۴- متغیرهای طراحی و دامنه تغییرات آنها

تعریف متغیرهای مساله بهینه‌سازی (متغیرهای تابع هدف) و تعریف دامنه فضای جستجو، یکی از ملزومات حل عددی مسائل بهینه‌سازی به روش الگوریتم ژنتیک و همچنین یکی از موارد لازم در آموزش شبکه عصبی مصنوعی می‌باشد. در این تحقیق مقادیر پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده شامل جرم، سختی و میرایی به عنوان متغیرهای مسئله بهینه‌سازی می‌باشند. دامنه تغییرات جرم میراگر (M_{TMD}) بصورت تجربی و با در نظر گرفتن مسایل اجرایی به حدود ۱ تا ۵ درصد جرم مود اول سازه محدود می‌شود. برای تعیین محدوده تغییرات دو پارامتر دیگر، یعنی سختی (K_{TMD}) و میرایی (C_{TMD}) میراگر، ابتدا با استفاده از روابط (۶) تا (۱۱) که توسط سادک و همکاران [۸] برای سازه‌های خطی ارائه شده است، مقادیر سختی و میرایی متناظر با مقادیر حدی جرم (۰.۱٪ و ۰.۵٪) تعیین می‌شود، سپس با توجه به غیرخطی بودن سازه مورد مطالعه، بازه تعیین شده برای پارامترهای سختی و میرایی، به اندازه کافی (در حدود سه برابر) نسبت به مقادیر بدست آمده از روابط خطی گسترش داده می‌شوند.

$$M_1 = \{\varphi_1\}^T M \{\varphi_1\} \quad (۶)$$

$$f = \frac{1}{1 + \mu\Phi} \left[1 - \beta \sum \frac{\mu\Phi}{1 + \mu\Phi} \right] \quad (۷)$$

$$\xi = \Phi \left[\frac{\beta}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right] \quad (۸)$$

$$M_{TMD} = \mu * M_1 \quad (۹)$$

$$K_{TMD} = \omega_0^2 f^2 M_{TMD} \quad (۱۰)$$

$$C_{TMD} = 2\xi\omega_0 f M_{TMD} \quad (۱۱)$$

که در این روابط، M : ماتریس جرم سازه، μ : نسبت جرم میراگر جرمی به جرم مود اول، $\{\varphi_1\}$: شکل مود اصلی نرمال شده به نحوی که ضریب مشارکت آن برابر با واحد باشد، Φ : دامنه مود اول ارتعاش نرمال شده در محل میراگر جرمی، ω_0 : فرکانس مود اول سازه، f : مقدار اولیه نسبت فرکانسی بهینه، M_1 : جرم مود اول سازه، ξ : مقدار اولیه درصد میرایی بهینه، β : درصد میرایی سازه می‌باشند.

۳-۵- بسته نرم‌افزاری TMD Design

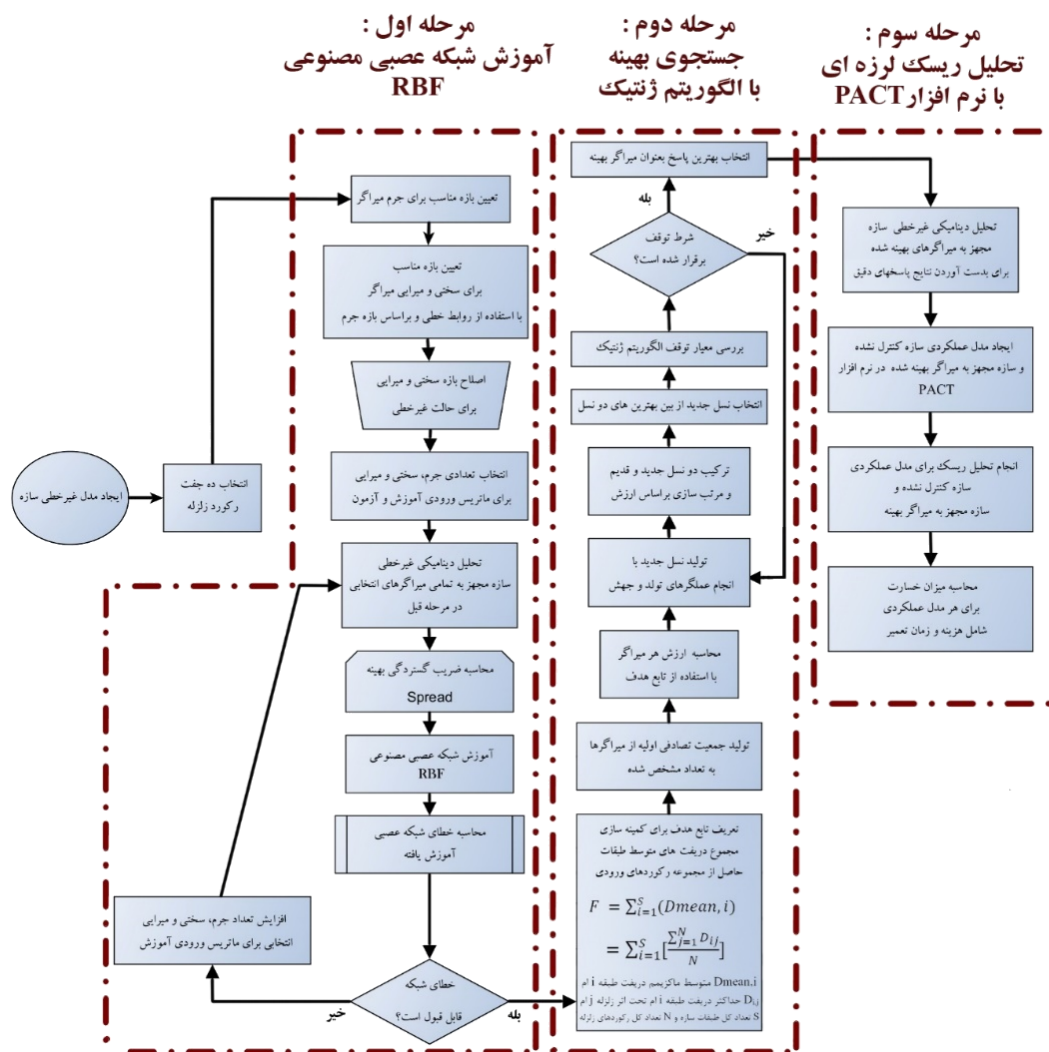
همان‌طوری که اشاره شد برای یافتن مقادیر بهینه پارامترهای TMD بر اساس تابع هدف پیشنهادی، نیاز به استفاده از روش عددی بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک و همچنین نیاز به آموزش شبکه عصبی برای پیش‌بینی پاسخ‌های سازه مجهز به میراگر جرمی تحت اثر هر یک از رکوردهای زلزله انتخابی می‌باشد که مستلزم برنامه‌نویسی و مدیریت داده‌های تولید شده می‌باشد. به منظور عملیاتی کردن روش پیشنهادی و راحتی پیاده‌سازی آن برای هر سازه دلخواه مجهز به TMD یک پکیج نرم‌افزاری تحت عنوان TMD Design در محیط App Designer نرم‌افزار متلب توسعه داده شده است که در آن تمامی مراحل روش پیشنهادی، از قبیل آموزش شبکه عصبی مصنوعی برای هر یک از رکوردهای زلزله انتخابی، بهینه‌یابی پارامترهای TMD براساس توابع هدف مختلف و همچنین تولید پارامترهای نیاز مهندسی (EDPs) از قبیل ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات، ماکزیمم جابجایی نسبی پسماند و شتاب طبقات جهت ارسال به نرم‌افزار PACT، بصورت اتوماتیک انجام می‌شود. در شکل ۵ منوی اصلی پکیج TMD Design نشان داده شده است. اطلاعات ورودی پکیج TMD Design شامل فایل مدل‌سازی سازه در نرم‌افزار OpenSEES [۴۶]، فایل‌های رکوردهای زلزله‌های انتخابی و دامنه تغییرات مقادیر پارامترهای TMD می‌باشد.



شکل ۵: منوی اصلی پکیج TMD Design تهیه شده در محیط App Designer نرم افزار متلب.

از امکانات این پکیج می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

- ۱- آموزش شبکه عصبی با دقت‌های مختلف به همراه ارائه نتایج آزمون شبکه‌های عصبی آموزش یافته.
 - ۲- محاسبه ضریب گستردگی بهینه (Spread)، با استفاده از الگوریتم ژنتیک مجزا. لازم به ذکر است که ضریب گستردگی بهینه از مولفه‌های مهم شبکه عصبی RBF برای آموزش دقیق شبکه‌های عصبی می‌باشند.
 - ۳- انتخاب تصادفی بردارهای ورودی آموزش (P) و بردارهای ورودی آزمون (PT) متناسب با بازه معرفی شده برای پارامترهای جرم، سختی و میرایی TMD
 - ۴- اتصال به نرم افزار OpenSEES جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی
 - ۵- جستجوی مقادیر بهینه پارامترهای TMD با استفاده از الگوریتم ژنتیک کدنویسی شده براساس توابع هدف مختلف تعریف شده.
 - ۶- محاسبه پارامترهای نیاز مهندسی (EDPs) از قبیل ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات، ماکزیمم جابجایی نسبی پسماند و شتاب طبقات جهت ارسال به نرم افزار PACT برای محاسبه احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی از مقادیر مشخص شده در سازه مجهز به TMD بهینه
- فلوچارت مراحل روش پیشنهادی در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶: فلوچارت روش پیشنهادی طبق پکیج TMD Design

۳-۶ گام‌های روش پیشنهادی

گام ۱- ایجاد مدل سازه‌ای غیرخطی از سازه مورد مطالعه.

گام ۲- انتخاب حداقل ۱۱ جفت رکورد زلزله سازگار با شرایط زمین‌ساختی محل سازه مورد مطالعه (در صورت سازگاری شکل طیف شتاب رکوردهای انتخابی با شکل طیف شتاب طرح، تعداد رکوردها قابل کاهش به ۷ جفت می‌باشد).

گام ۳- آموزش شبکه عصبی مصنوعی جهت پیش‌بینی پاسخ سازه مجهز به میراگر با مشخصات مختلف تحت اثر هر یک از زلزله‌های انتخابی به صورت مجزا.

۳-۱- تعیین بازه مناسب برای دامنه تغییرات پارامتر جرم میراگر (در حدود ۱ تا ۵ درصد جرم مودی اول پیشنهاد می‌شود).

۳-۲- تعیین بازه مناسب برای دامنه تغییرات پارامتر سختی میراگر با استفاده از روابط (۷) و (۱۰) و بر اساس بازه تغییرات انتخابی برای جرم میراگر.

۳-۳- تعیین بازه مناسب برای دامنه تغییرات پارامتر میرایی میراگر با استفاده از روابط (۷)، (۸) و (۱۱) و بر اساس بازه تغییرات انتخابی برای جرم میراگر.

۳-۴- با توجه به این که بازه‌های تعیین شده برای سختی و میرایی میراگر، بر اساس روابط موجود برای سازه‌های خطی تعیین شده‌اند، این بازه‌ها برای سازه غیرخطی در حدود سه برابر بزرگتر از بازه‌های محاسبه شده در گام‌های ۲-۳ و ۳-۳ در نظر گرفته می‌شوند.

۳-۵- انتخاب تعدادی جرم (Ω_m)، سختی (Ω_k) و میرایی (Ω_c) در محدوده بازه‌های تعیین شده در گام قبلی، برای آموزش شبکه عصبی مصنوعی.

۳-۶- تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل سازه‌ای مجهز به میراگر جرمی مختلف متناظر با هر یک از $N_t = n_m \times n_k \times n_c$ حالت، تحت اثر هر یک از رکوردهای زلزله ورودی.

۳-۷- محاسبه ضریب گسترده‌گی بهینه و آموزش شبکه عصبی RBF برای هر یک از رکوردهای ورودی.

۳-۸- تست شبکه عصبی برای هر زلزله و محاسبه میانگین و حداکثر خطا، جهت اطمینان از دقت مناسب نتایج پیش‌بینی شده توسط شبکه عصبی آموزش یافته.

گام ۴- تعریف تابع هدف (در این تحقیق تابع هدف برابر با مجموع میانگین جابجایی‌های نسبی بین طبقه‌ای حاصل از رکوردهای مختلف در طبقات مختلف (رابطه ۳) پیشنهاد می‌شود).

گام ۵- اجرای الگوریتم ژنتیک با استفاده از شبکه‌های عصبی آموزش داده شده برای یافتن مقادیر بهینه TMD بر اساس تابع هدف تعریف شده در گام قبل.

گام ۶- تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل سازه‌ای مجهز به میراگرهای بهینه شده، برای بدست آوردن نتایج پاسخ‌های دقیق.

گام ۷- ایجاد مدل عملکردی در نرم‌افزار PACT برای سازه مجهز به میراگر بهینه شده بر اساس تابع هدف و با استفاده از نتایج پاسخ‌های دقیق در گام ۶

گام ۸- انجام تحلیل ریسک برای مدل عملکردی ایجاد شده در گام ۷، با استفاده از نرم‌افزار PACT و بدست آوردن احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی سازه کنترل شده از یک مقدار مشخص.

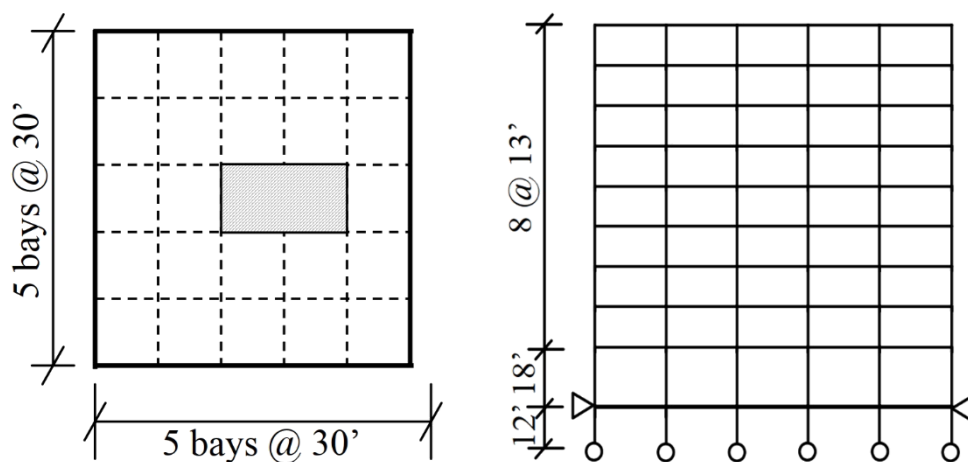
۴- مثال عددی

به منظور نشان دادن کارایی TMD طراحی شده بر اساس روش پیشنهادی در کاهش احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در چارچوب FEMA-P58 یک ساختمان ۹ طبقه با کاربری اداری در منطقه لس‌آنجلس در نظر گرفته شده است. محل قرارگیری TMD در بام ساختمان فرض شده است. جهت شروع فرآیند طراحی در ابتدا مطابق توصیه FEMA-P58 به تعداد مناسبی جفت رکورد زلزله سازگار با شرایط زمین‌ساختی محل سازه، انتخاب می‌شود. مقادیر بهینه پارامترهای TMD بر اساس روش پیشنهادی با کمینه کردن مقدار تابع هدف برابر با مجموع میانگین جابجایی‌های نسبی بین طبقه‌ای حاصل از رکوردهای مختلف در تمام طبقات با استفاده از الگوریتم ژنتیک و شبکه عصبی آموزش یافته تعیین می‌شوند. همچنین به منظور مقایسه کارایی روش بهینه‌سازی بر اساس تابع هدف پیشنهادی با سایر روش‌ها و توابع هدف رایج در ادبیات فنی، مقادیر پارامترهای TMD بار دیگر بر اساس کمینه کردن تابع هدف برابر با ماکزیمم جابجایی نسبی سازه تحت اثر یک رکورد زلزله مشخص (در این تحقیق رکوردی که در بین رکوردهای انتخابی منجر به بیشترین جابجایی نسبی بین طبقه‌ای شده است استفاده می‌شود)، همچنین بر اساس روابط پیشنهادی سادک و همکاران [۸] تعیین

شده‌اند. در ادامه، مدل عملکردی سازه مجهز به TMD با مشخصات بدست آمده از روش پیشنهادی و سایر روش‌ها، در نرم‌افزار PACT، تهیه شده و برای هر یک از مدل‌های عملکردی، تحلیل ریسک لرزه‌ای براساس روش FEMA-P58 انجام می‌شود. در پایان، نتایج و کارایی هر مدل عملکردی در کاهش احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی، مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

۴-۱- ساختمان مورد مطالعه

ساختمان مورد مطالعه در این مقاله، یک ساختمان ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی مقاوم فولادی پیرامونی است که توسط مهندسين مشاور جهت فاز دوم پروژه تحقیقاتی گروه SAC و با عنوان SAC9 (Post-Northridge) طراحی شده و تحت عنوان SAC9 در این مقاله از آن یاد می‌شود [۴۷]. در طراحی این سازه ملزومات لرزه‌ای آیین‌نامه UBC1994 برای منطقه لس‌آنجلس رعایت شده است. ابعاد پلان و مشخصات قاب خمشی پیرامونی در شکل ۷ نشان داده شده است. جرم سقف اول برابر با $102804 \text{ (kg.s}^2/\text{m)}$ ، جرم سقف‌های دوم الی نهم برابر با $100989 \text{ (kg.s}^2/\text{m)}$ و جرم سقف آخر برابر $108787 \text{ (kg.s}^2/\text{m)}$ است. جهت کسب اطلاعات بیشتر در خصوص مشخصات سازه‌ای به مرجع [۴۷] مراجعه شود.



شکل ۷: ابعاد پلان و مشخصات سازه مورد مطالعه [۴۷].

۴-۲- مدل‌سازی غیرخطی سازه

جهت مدل‌سازی سازه مذکور از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. مدل‌سازی سازه براساس مدل M1 مذکور در مرجع شماره [۴۷] که رایج‌ترین مدل مورد استفاده در تحلیل‌های مهندسی سازه می‌باشد، صورت گرفته است که در آن المان‌های تیر و ستون از خط مرکزی به خط مرکزی مقاطع تیر و ستون گسترش می‌یابند و گشتاورهای تیرها و ستون‌ها در خط مرکزی اتصال و در مقابل وجوه ستون‌ها و تیرها محاسبه می‌شوند.

از آنجائی که در هر جهت از دو قاب مقاوم خمشی پیرامونی استفاده شده است و باتوجه به تقارن کامل در پلان، بجای مدل سه-بعدی، یکی از قاب‌های خمشی بصورت دوبعدی مدل شده است و در مدل کردن آن فقط نصف جرم لرزه‌ای ذکر شده برای سقف‌ها، لحاظ شده است. رفتار خمشی مقطع تیرها و ستون‌ها بصورت فایبر تعریف شده است. در مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد از مدل دوخطی الاستوپلاستیک (Steel01) با شیب ثانویه 0.02 شیب اولیه نمودار تنش-کرنش استفاده شده است. نحوه تخصیص نقاط انتگرال‌گیری بصورت دو نقطه اجباری انتگرال‌گیری در ابتدا و انتهای عضو و تعداد ۵ نقطه انتگرال‌گیری در طول المان‌ها است. در ضمن اثرات P-Delta در مدل‌سازی اعمال شده است. دوره تناوب مود اول سازه مدل‌سازی شده برابر $2/27$ ثانیه و جرم مودی اول آن برابر $379824 \text{ (kg.s}^2/\text{m)}$ می‌باشد.

۳-۴ - مدل سازی عملکردی در نرم افزار PACT

در این مقاله، جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و محاسبه احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی از یک مقدار مشخص، از نرم‌افزار PACT استفاده می‌شود که توسط FEMA-P58 پیشنهاد شده است. در این بخش، مفروضات موردنیاز برای انجام تحلیل ریسک لرزه‌ای با لحاظ عدم قطعیت‌های مختلف، با استفاده از نرم‌افزار PACT ارائه شده است.

ساختمان مورد مطالعه واقع در مرکز شهر لس‌آنجلس، روی خاک کلاس D با کاربری اداری-تجاری می‌باشد. حداکثر تعداد ساکنین چهار نفر در هر ۱۰۰۰ فوت مربع (۴ نفر در هر ۹۳ مترمربع) فرض شده است. هزینه جایگزینی سازه آسیب‌دیده با یک سازه جدید بر اساس مرجع شماره [۴۸] برای یک ساختمان فولادی معمولی واقع در لس‌آنجلس، ۳۲۰۰ دلار در مترمربع در نظر گرفته شده است که شامل بهای تمام شده اجزای سازه (۷۲۰ دلار در مترمربع)، حق‌الزحمه پیمانکار، مهندس و اجزای غیرسازه‌ای (۱۳۸۰ دلار در مترمربع)، محتویات (۷۵۰ دلار در مترمربع) و تخریب ساختمان (۳۵۰ دلار در مترمربع) می‌باشد. با توجه به مجموع مساحت طبقات سازه مورد مطالعه که ۲۲۵۰۰ فوت مربع (۲۰۹۰ مترمربع) می‌باشد، هزینه کل ساخت ساختمان برابر ۶۰ میلیون دلار، هزینه اجرای سازه ۲۰ میلیون دلار، زمان اجرای ساختمان ۵۵۰ روز و حداکثر تعداد کارگر همزمان ۰،۰۰۱ نفر در هر فوت مربع فرض شده است.

جدول ۱: مولفه‌های آسیب‌پذیر انتخاب شده برای تحلیل ریسک لرزه‌ای و برآورد خسارت.

کد جزء آسیب‌پذیر	عنوان جزء آسیب‌پذیر	مقدار کل	واحد	حساس به پاسخ
B1031.011b	Steel Column Base Plates, Column 150 plf < W < 300 plf	۶۸	تعداد	Drift
B1031.011c	Steel Column Base Plates, Column W > 300 plf	۱۱۲	تعداد	Drift
B1031.021b	Welded column splices, Column 150 plf < W < 300 plf	۶۸	تعداد	Drift
B1031.021c	Welded column splices, Column W > 300 plf	۱۱۲	تعداد	Drift
B1035.021	Post-Northridge welded steel moment connection other than RBS, beam one side, beam depth <= W27	۱۴۴	تعداد	Drift
B1035.022	Post-Northridge welded steel moment connection other than RBS, beam one side, beam depth >= W30	۷۲	-	Drift
B1035.032	Post-Northridge welded steel moment connection other than RBS, beams both sides, beam depth >= W30	۱۴۴	-	Drift
B2022.001	Curtain Walls - Generic Midrise Stick-Built Curtain wall, Config: Monolithic	۶۷۵۰	فوت مربع	Drift
C2011.001a	Prefabricated steel stair with steel treads and landings with no seismic joint	۵	-	Drift
C1011.001a	Wall Partition, Type: Gypsum with metal studs, Full Height, Fixed Below, Above	۲۲۵۰	فوت	Drift
C3011.001a	Wall Partition, Type: Gypsum + Wallpaper, Full Height, Fixed Below, Above	۱۷۰	فوت	Drift
B3011.011	Concrete tile roof, tiles secured and compliant with UBC94	۶۰۷۵	فوت	Acc
C3027.001	Raised Access Floor, non seismically rated	۱۶۸۷۵	فوت مربع	Acc
C3032.001a	Suspended Ceiling, SDC A,B,C, Area (A): A < 250, Vert support only	۲۲۵۰۰	فوت مربع	Acc
C3034.001	Independent Pendant Lighting - non seismic	۶۷۵	-	Acc
D2021.011a	Cold or Hot Potable - Small Diameter Threaded Steel - (2.5 inches in diameter or less), SDC A or B	۹۴۵	فوت	Acc
D3041.011a	HVAC Galvanized Sheet Metal Ducting less than 6 sq. ft in cross sectional area, SDC A or B	۱۶۸۸	فوت	Acc
D3041.012a	HVAC Galvanized Sheet Metal Ducting - 6 sq. ft cross sectional area or greater, SDC A or B	۴۵۰	فوت	Acc
D3041.031a	HVAC Drops / Diffusers in suspended ceilings - No independent safety wires, SDC A or B	۲۰۰	-	Acc
D3041.041a	Variable Air Volume (VAV) box with in-line coil, SDC A or B	۱۵۸	-	Acc
D4011.021a	Fire Sprinkler Water Piping - Horizontal Mains and Branches - Old Style Victaulic - Thin Wall Steel - No bracing,	۴۵۰۰	فوت	Acc
D4011.031a	Fire Sprinkler Drop Standard Threaded Steel - Dropping into unbraced lay-in tile SOFT ceiling - 6 ft. long drop	۲۰۰	-	Acc
D5012.021a	Low Voltage Switchgear - Capacity: 100 to <350 Amp - Unanchored equipment that is not vibration isolated	۱۴	-	Acc
D1014.011	Traction Elevator - Applies to most California Installations 1976 or later, most western states installations 1982	۶	-	Acc

D3031.011a	Chiller - Capacity: < 100 Ton - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment fragility only	۵۷۸	تن	Acc
D3031.021a	Cooling Tower - Capacity: < 100 Ton - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment fragility	۵۷۸	تن	Acc
D3052.011a	Air Handling Unit - Capacity: <5000 CFM - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment	۱۴۱۷۵۰	-	Acc
D5012.013a	Motor Control Center - Capacity: all - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment fragility	۸	-	Acc

مولفه‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای انتخاب شده برای ساختمان مورد مطالعه در این تحقیق در جدول ۱ ارائه شده است. نوع، موقعیت و کمیت آسیب مولفه‌های مختلف جدول ۱ مطابق مقادیر متعارف پیشنهادی در FEMA-P58 (NormativeQuantityEstimationTool.xlsm) تعریف شده است. تحلیل ریسک با روش Intensity Based با سطح خطر ۱۰ درصد در پنجاه سال انجام شده است. مطابق روش نمونه‌گیری مونت کارلو، تعداد تحقق‌ها (Realizations) برابر ۱۰۰۰، تعداد رکوردهای ورودی برابر ۱۰ جفت در نظر گرفته شده است. عدم قطعیت مدل سازی (β_m)، از رابطه (۱۲) که توسط FEMA-P58 ارائه شده، محاسبه می‌شود که در آن β_c مربوط به عدم قطعیت ساخت و β_q مربوط به عدم قطعیت مدل تحلیلی می‌باشد.

$$\beta_m = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_q^2} \quad (12)$$

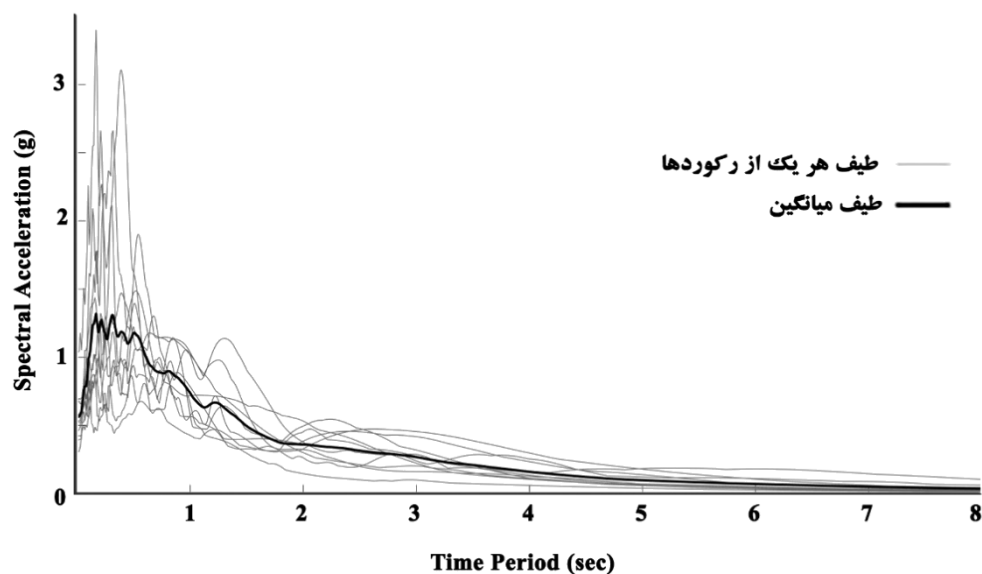
در این مقاله، مطابق راهنمای نشریه FEMA-P58 مقادیر β_c و β_q برابر ۰/۲۵ در نظر گرفته شده است و مطابق رابطه (۱۲) مقدار β_m برابر ۰/۳۵ حاصل می‌شود.

۴-۴- رکوردهای انتخابی

جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌ها، نحوه انتخاب و مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها یکی از مراحل کلیدی و تعیین‌کننده بوده و در ادبیات فنی روش‌های مختلفی جهت انتخاب و مقیاس کردن رکوردهای زلزله معرفی شده است [۴۹ و ۵۰]. مطابق دستورالعمل FEMA-P58 به منظور لحاظ کردن اثرات عدم قطعیت‌های ناشی از رکوردهای زلزله‌های ورودی، بایستی حداقل از ۱۱ جفت رکورد زلزله مختلف مقیاس شده برای سطح خطر لرزه‌ای مورد نظر استفاده شود. البته در صورتی که شکل طیف شتاب رکوردهای انتخابی سازگار با شکل طیف طرح محل سازه مورد مطالعه باشند، این تعداد به حداقل ۷ جفت رکورد زلزله مختلف قابل کاهش می‌باشد. از آنجایی که سازه مورد مطالعه در این تحقیق یکی از سازه‌های مورد مطالعه در پروژه تحقیقاتی گروه SAC در شهر لس‌آنجلس می‌باشد لذا در این مطالعه از ۱۰ جفت رکورد زلزله انتخابی در فاز دوم پروژه تحقیقاتی گروه SAC برای منطقه لس‌آنجلس که برای سطح خطر لرزه‌ای با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال مقیاس شده‌اند استفاده شده است. این زمین‌لرزه‌ها دارای محتوای فرکانسی، شدت و مدت زمان متفاوتی برای نشان دادن تغییرپذیری منبع لرزه‌ای هستند که شامل رکوردهای نزدیک‌گسل و دورگسل می‌شوند و تمامی این رکوردها توسط گروه SAC انتخاب و مقیاس شده‌اند. جهت اطلاعات بیشتر در خصوص نحوه انتخاب و مقیاس کردن این رکوردها توسط گروه SAC به مرجع [۵۱] مراجعه شود. جهت ارزیابی احتمالاتی هزینه و زمان تعمیر ساختمان از طریق نرم‌افزار PACT بایستی پاسخ‌های سازه‌ای حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه در هر یک از دو جهت اصلی متعامد ساختمان در نرم‌افزار وارد شود. با توجه به اینکه ساختمان مورد مطالعه در این تحقیق متقارن در پلان بوده و سازه به پیشش نمی‌افتد لذا بجای استفاده از مدل‌های سه بعدی سازه‌ای می‌توان از مدل‌های دوبعدی استفاده نمود و با توجه به اینکه مشخصات سازه‌ای در هر دو جهت متعامد کاملاً یکسان می‌باشد لذا نتایج تحلیل در یک جهت را می‌توان برای جهت دیگر هم مورد استفاده قرار داد لذا در این تحقیق از نتایج مدل دو بعدی تحت اثر فقط یکی از دو مولفه افقی متعامد هر جفت رکورد زلزله استفاده شده است. مشخصات مولفه‌های زلزله‌های مورد استفاده در جدول ۲ ارائه شده است. در شکل ۸ طیف پاسخ شتاب مولفه‌های زمین‌لرزه‌های انتخاب شده و طیف میانگین حاصل از آنها را برای میرایی بحرانی ۵ درصد نشان داده شده است.

جدول ۲: مشخصات زلزله‌های انتخابی.

Earthquake code	Earthquake name	Year	Station	Moment Magnitude (M)	Distance (Km)	PGA (g)
La01	Imperial Valley-fn	1940	El Centro	6.9	10.0	0.46
La03	Imperial Valley-fn	1979	Array #05	6.5	4.1	0.39
La05	Imperial Valley-fn	1979	Array #06	6.5	1.2	0.30
La07	Landers-fn	1992	Barstow	7.3	36.0	0.42
La09	Landers-fn	1992	Yermo	7.3	25.0	0.52
La11	Loma Prieta-fn	1989	Gilroy	7.0	12.0	0.67
La13	Northridge-fn	1994	Newhall	6.7	6.7	0.68
La15	Northridge-fn	1994	Rinaldi RS	6.7	7.5	0.53
La17	Northridge-fn	1994	Sylmar	6.7	6.4	0.57
La19	North Palm Springs-fn	1986	-	6.0	6.7	1.02



شکل ۸: طیف پاسخ شتاب زمین لرزه‌های انتخاب شده و طیف میانگین برای میرایی بحرانی ۵ درصد.

-۱

۴-۵ - مفروضات مساله بهینه‌سازی

برای حل مسائل بهینه‌سازی در این مقاله از نرم‌افزار متلب استفاده می‌شود و برای جستجوی مقادیر بهینه پارامترهای TMD در فضای جستجوی تعریف شده، از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. انتخاب جمعیت اولیه، درصد تولید مثل، درصد جهش و محاسبه تابع هدف، چهار عنصر کلیدی الگوریتم ژنتیک هستند. در این مثال عددی، تعداد جمعیت اولیه برابر با ۱۰۰ عضو، درصد تولید مثل برابر با ۶۰ درصد و درصد جهش برابر با ۵ درصد در نظر گرفته شده است. به ازای هر رکورد زلزله، یک شبکه عصبی مصنوعی از نوع RBF آموزش داده شده که از آن بعنوان تحلیل‌گر سریع جهت پیش‌بینی پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه مجهز به TMD در داخل حلقه تکرار الگوریتم ژنتیک استفاده می‌شود. برای آموزش شبکه‌های عصبی RBF، بازه آموزش برابر دامنه تغییرات متغیرها مطابق توضیحات ارائه شده در بخش روش پیشنهادی مطابق جدول ۳ در نظر گرفته شده است.

جدول ۳: بازه جستجو برای پارامترهای بهینه میراگر جرمی تنظیم شده در سازه غیرخطی.

M (Kg.Sec ² /m)	K (Kg/m)	C (Kg.Sec/m)
[1000 - 20000]	[8000 - 300000]	[1000 - 300000]

پس از انتخاب بازه دامنه تغییرات پارامترهای TMD، ماتریس ورودی $P_{3,Nt}$ و ماتریس خروجی متناظر آن $Q_{9,Nt}$ تشکیل می‌گردد. با توجه به دامنه وسیع فضای آموزش در این مطالعه، برای افزایش دقت آموزش شبکه‌های عصبی، تعداد پارامترهای جرم، سختی و میرایی برابر $n_m = n_k = n_c = 5$ انتخاب شده است. به این ترتیب تعداد کل میراگرها با مشخصات متفاوت برابر $Nt = n_m \times n_k \times n_c = 125$ بدست آمده است، به طوری که اولین بردار مربوط به مشخصات میراگرهای انتخابی در فضای آموزش بصورت [1000,8000,1000] و آخرین بردار مشخصات میراگر به صورت [20000,300000,300000] می‌باشد. در واقع برای شروع آموزش شبکه‌های عصبی، هر یک از سازه‌های مجهز به این ۱۲۵ میراگر تحت تمامی زلزله‌های انتخابی، تحلیل دینامیکی غیرخطی شده است. علاوه بر این، برای بررسی دقت شبکه‌های عصبی مصنوعی آموزش یافته در این مطالعه از ۲۷ بردار ورودی آزمون که بصورت تصادفی انتخاب شده‌اند، استفاده می‌شود، به طوری که از هیچ کدام از این بردارها در آموزش شبکه‌ها استفاده نشده است. برای انجام مقایسه بین نتایج دقیق حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در بردارهای آزمون با پاسخ ارائه شده از سوی شبکه‌های عصبی آموزش یافته، سازه مجهز به این ۲۷ بردار نیز تحت تمامی زلزله‌های انتخابی، تحلیل دینامیکی غیرخطی شده است. دقت هر یک از شبکه‌های آموزش یافته با استفاده از روابط (۴) و (۵) ارزیابی و در جدول ۴ ارائه شده است. مطابق جدول ۴ حداکثر خطا در هفت رکورد زیر ۲ درصد می‌باشد و تنها در یک مورد، مربوط به رکورد LA01 حداکثر خطا ۷/۲ درصد می‌باشد و میانگین خطا هم در کلیه رکوردها کمتر از ۰/۷ درصد می‌باشد که نشان دهنده موفقیت و دقت مناسب شبکه‌های عصبی آموزش یافته است.

جدول ۴: ماکزیمم و میانگین خطای شبکه‌های عصبی آموزش یافته.

رکور د زلزله	La0 1	La0 3	La0 5	La0 7	La0 9	La1 1	La1 3	La1 5	La1 7	La1 9
حداکثر خطا (%)	۷/۲	۱/۶	۱/۲	۵/۲	۱/۶	۱/۲	۱/۸	۱/۱	۱/۵	۳/۹
میانگین خطا (%)	۰/۵	۰/۴	۰/۳	۰/۶	۰/۳	۰/۲	۰/۳	۰/۲	۰/۴	۱/۶۹

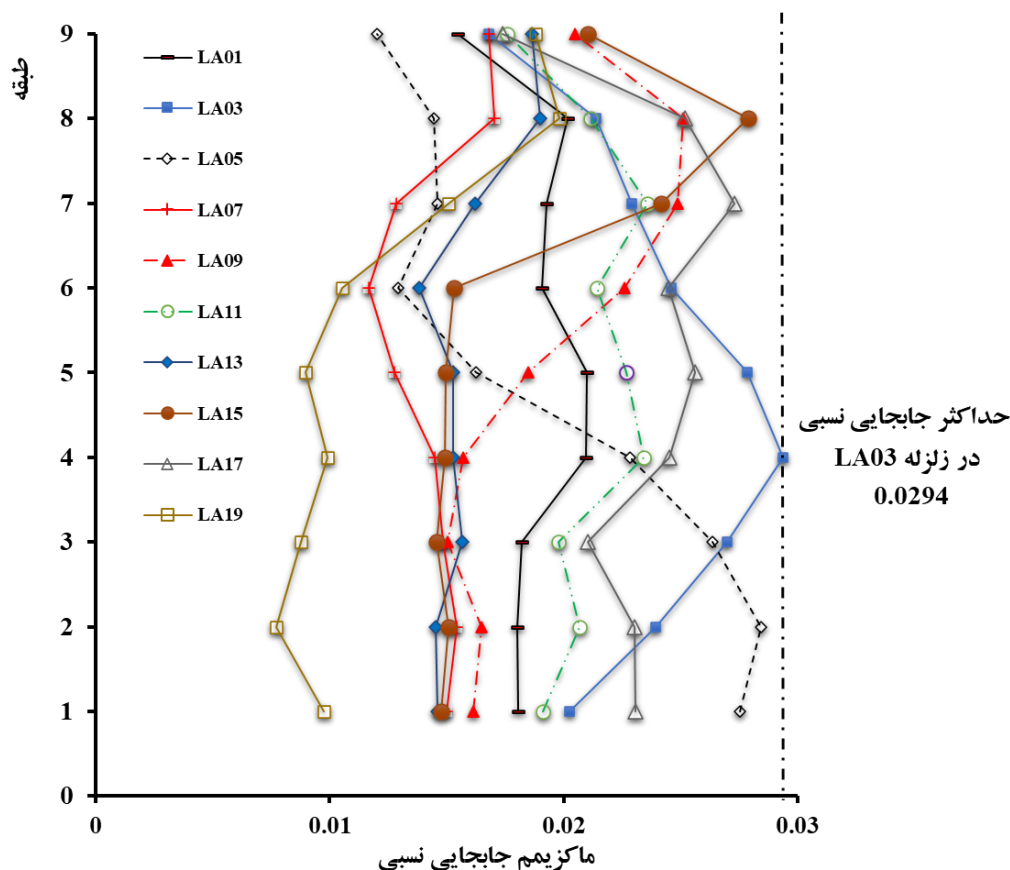
پس از اطمینان از دقت مناسب شبکه‌های عصبی آموزش یافته، فرآیند الگوریتم ژنتیک جهت بهینه‌یابی مقادیر پارامترهای TMD بر اساس کمینه کردن مقادیر تابع‌های هدف تعریف شده شروع می‌شود. همان‌طوری‌که قبلاً اشاره شد در این تحقیق علاوه بر تابع هدف پیشنهادی سازگار با روش FEMA-P58 طبق رابطه (۳) یک تابع هدف رایج دیگر مطابق رابطه (۱۳) برابر با ماکزیمم جابجایی نسبی سازه تحت اثر یک رکورد زلزله مشخص (در این تحقیق رکوردی که در بین ۱۰ رکورد انتخابی منجر به بیشترین جابجایی نسبی بین طبقه‌ای شده است) در نظر گرفته شده است.

$$F_1 = \text{Max} (D_{ij}) \quad i = 1, 2, \dots, S \quad \text{for } EQ_j \quad (13)$$

که در آن D_{ij} حداکثر جابجایی نسبی (دریافت) طبقه i ام تحت اثر رکورد زلزله j ام و S تعداد کل طبقات سازه می‌باشد.

پاسخ جابجایی نسبی بین طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه کنترل نشده تحت اثر هر یک از رکوردهای زلزله انتخابی در شکل ۹ نشان داده شده است. همان‌طوری‌که در شکل ۹ مشاهده می‌شود رکورد LA03 منجر به بیشترین جابجایی نسبی بین

طبقه‌ای می‌شود. بنابراین این رکورد به عنوان قوی‌ترین رکورد در بین تمامی رکوردهای مورد مطالعه انتخاب شده و مطابق رابطه (۱۳) بهینه‌سازی بر اساس کمینه کردن ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقه‌ای حاصل از این رکورد صورت می‌گیرد.



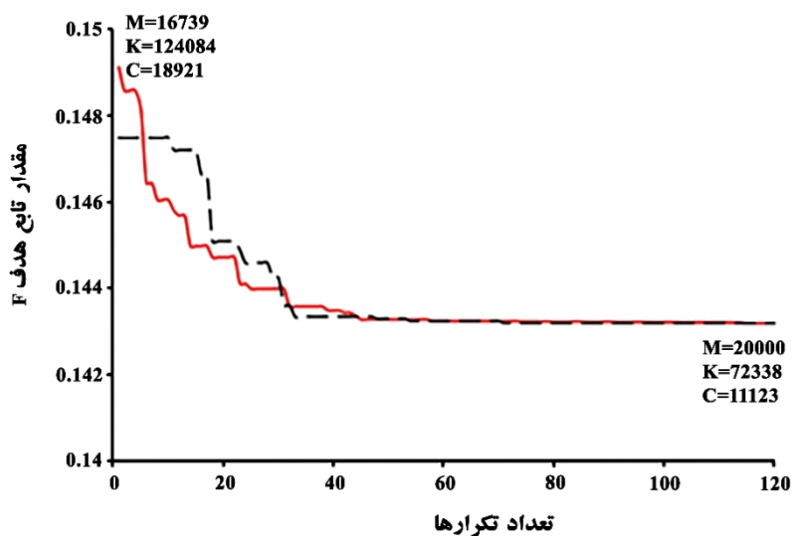
شکل ۹: پروفیل حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه کنترل نشده تحت اثر هر یک از رکوردهای زلزله انتخابی.

۴-۶- نتایج عددی

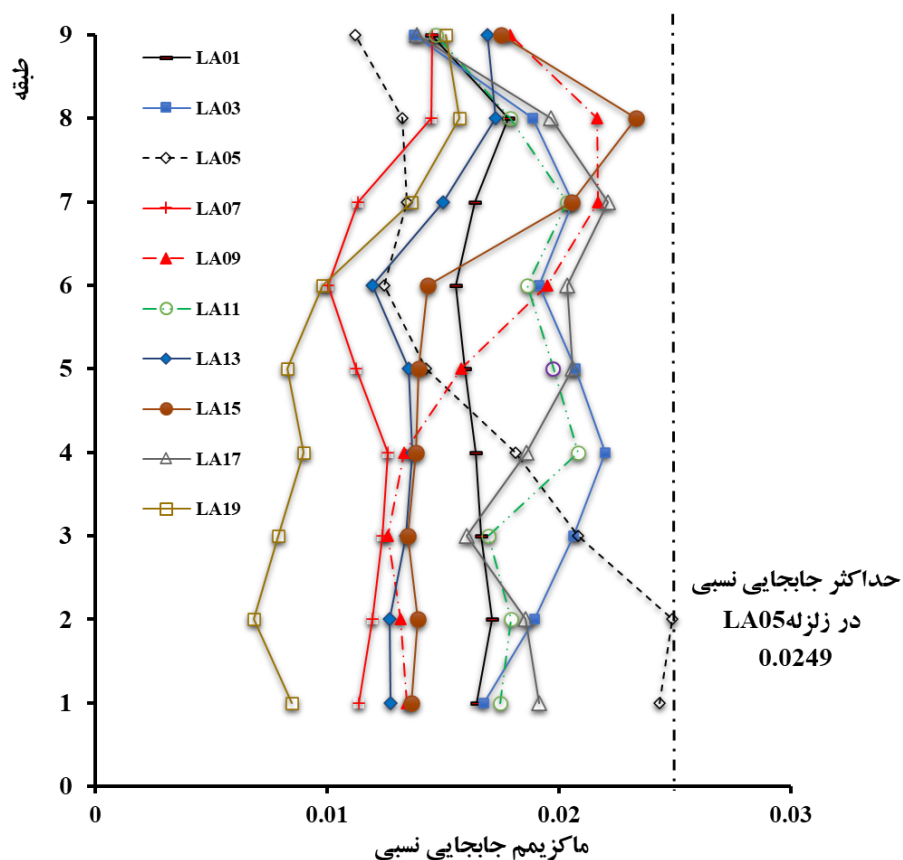
با جستجوی مقادیر بهینه پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شده با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک مجهز به شبکه‌های عصبی آموزش یافته، مقادیر بهینه جرم، سختی و میرایی TMD بر اساس کمینه کردن تابع هدف پیشنهادی در این تحقیق و دیگر تابع هدف مورد مطالعه، تعیین و در جدول شماره ۵ ارائه شده است. همچنین مقادیر پارامترهای TMD حاصل از روش سادک و همکاران برای سازه مورد مطالعه نیز در جدول شماره ۵ ارائه شده است. روند بهینه‌یابی مقادیر پارامترهای TMD به روش الگوریتم ژنتیک بر اساس تابع هدف F در دو اجرای متفاوت با نقاط شروع متفاوت در شکل ۱۰ نشان داده شده است که حاکی از همگرایی پاسخ‌های نهایی در دو اجرای مختلف می‌باشد.

جدول ۵: مقادیر پارامترهای میراگر جرمی با استفاده از روشهای مختلف.

C (Kg.Sec/m)	K (Kg/m)	M (Kg.Sec ² /m)	روش طراحی
۱۱۲۳۸	۷۲۲۷۲	۲۰۰۰۰	بهینه‌سازی بر اساس تابع هدف پیشنهادی F طبق رابطه ۳
۱۰۸۹	۸۴۸۱۹	۲۰۰۰۰	بهینه‌سازی بر اساس تابع هدف F1 طبق رابطه ۱۳
۳۴۱۰۱	۱۳۲۴۰۵	۲۰۰۰۰	روش سادک و همکاران

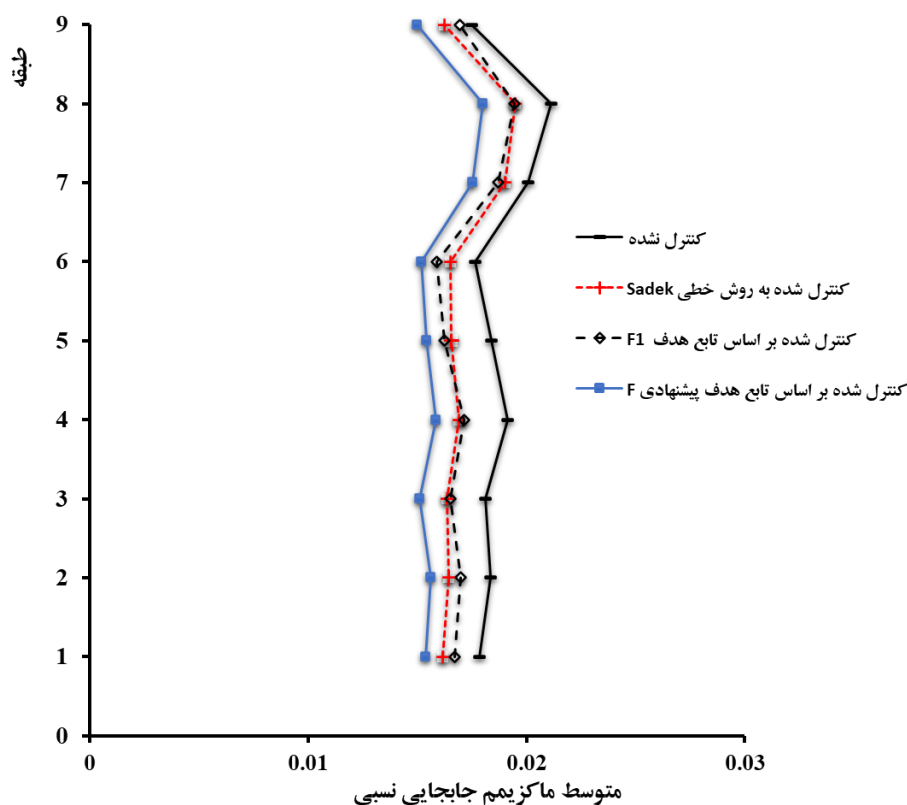


شکل ۱۰: روند بهینه‌یابی مقادیر پارامترهای TMD به روش الگوریتم ژنتیک بر اساس تابع هدف F در دو اجرای متفاوت با نقاط شروع متفاوت



شکل ۱۱: پروفیل حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌های سازه کنترل شده به روش پیشنهادی (تابع F) تحت اثر هر یک از رکوردهای زلزله انتخابی.

به منظور ارزیابی عملکرد و کارایی میراگرهای حاصل از روش‌های مختلف طراحی در کاهش نیازهای لرزه‌ای سازه مورد مطالعه، پاسخ دقیق حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه مجهز به هر یک از این میراگرها تحت اثر هر یک از رکوردهای انتخابی تعیین می‌شود. در شکل ۱۱ پروفیل حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌های سازه مجهز به میراگر بهینه‌سازی شده بر اساس روش پیشنهادی (تابع هدف F) تحت اثر هر یک از رکوردهای زلزله انتخابی نشان داده شده است. همچنین مقادیر میانگین ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقه‌های حاصل از تمامی رکورد زلزله‌های انتخابی در طبقات مختلف سازه کنترل نشده و سازه مجهز به TMD بهینه بر اساس روش پیشنهادی و سایر روش‌ها در جدول ۶ ارائه شده و پروفیل‌های مربوطه در شکل ۱۲ نمایش داده شده است.



شکل ۱۲: پروفیل میانگین ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقه‌های حاصل از تمامی رکورد زلزله‌های انتخابی در سازه‌ی کنترل نشده و سازه مجهز به TMDهای طراحی شده با روش‌های مختلف.

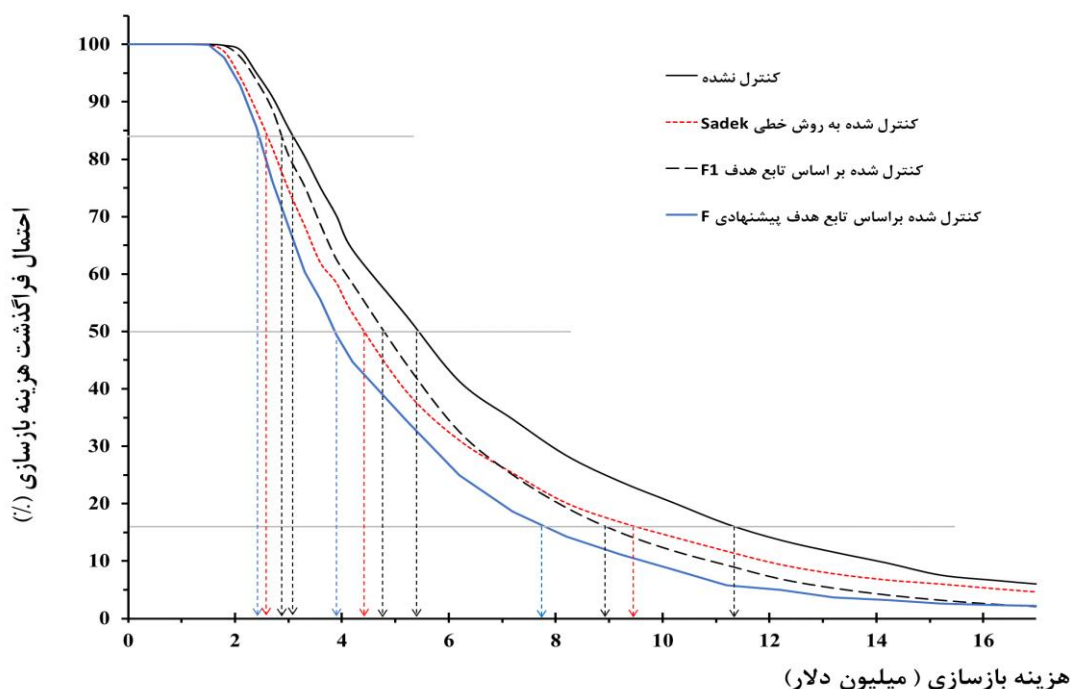
همان طوری که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود بیشترین مقدار میانگین ماکزیمم جابجایی نسبی سازه در حالت کنترل نشده همچنین در حالت تجهیز با میراگرهای مختلف مربوط به طبقه هشتم می‌باشد. مطابق جدول شماره ۶ مقدار میانگین ماکزیمم جابجایی نسبی حاصل از تمامی رکورد‌های زلزله در طبقه هشتم سازه در حالت کنترل نشده و در حالت تجهیز با میراگر بهینه بر اساس تابع هدف پیشنهادی F و تابع هدف F1 همچنین میراگر حاصل از روش سادک و همکاران به ترتیب برابر با ۰/۰۲۱۱، ۰/۰۱۸۰، ۰/۰۱۹۴ و ۰/۰۱۹۵ می‌باشد. همچنین مقدار مجموع میانگین ماکزیمم جابجایی نسبی حاصل از تمامی طبقات در حالت‌های یاد شده به ترتیب برابر با ۰/۱۶۸۲، ۰/۱۴۳۱، ۰/۱۵۴۶ و ۰/۱۵۳۷ می‌باشد. درصد کاهش میانگین ماکزیمم جابجایی نسبی سازه کنترل شده با میراگر بهینه بر اساس تابع هدف پیشنهادی F نسبت به سازه کنترل نشده برابر ۱۴/۸٪ می‌باشد در حالی که میزان این کاهش در سازه کنترل شده با میراگر بهینه بر اساس تابع هدف F1 و میراگر حاصل از روش سادک و همکاران به ترتیب برابر با ۸٪ و ۷/۸٪ درصد می‌باشد. همچنین نتایج مشابهی در خصوص درصد کاهش در مقدار مجموع میانگین ماکزیمم جابجایی نسبی سازه‌های کنترل شده نسبت به سازه کنترل نشده مشاهده می‌شود. در حالت کلی میزان کاهش در پاسخ‌های سازه مجهز به میراگر بهینه بر اساس تابع F1 و میراگر حاصل از روش سادک و همکاران تقریباً یکسان بوده و در حدود ۸٪ می‌باشد در حالی که میزان کاهش در پاسخ سازه مجهز به میراگر بهینه بر اساس تابع پیشنهادی F دو برابر میزان کاهش پاسخ سازه مجهز به سایر میراگرها می‌باشد.

جدول ۶: متوسط جابجایی‌های نسبی ماکزیمم ایجاد شده تحت تمامی زلزله‌ها در سازه کنترل نشده و سازه مجهز به میراگرهای مختلف

سازه	طبقه									
	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	مجموع
بدون میراگر جرمی	0.0178	0.0183	0.0181	0.0191	0.0184	0.0176	0.0201	0.0211	0.0175	0.1682
با میراگر جرمی به روش سادک و همکاران با میراگر	0.0162	0.0164	0.0164	0.0169	0.0166	0.0165	0.0190	0.0195	0.0162	0.1537
جرمی بهینه بر اساس تابع هدف F1 با میراگر	0.0167	0.0170	0.0165	0.0171	0.0162	0.0159	0.0187	0.0194	0.0170	0.1546
جرمی بهینه بر اساس تابع پیشنهادی F	0.0154	0.0156	0.0151	0.0158	0.0154	0.0152	0.0175	0.0180	0.0150	0.1431

۴-۷- تحلیل ریسک لرزه‌ای مطابق روش FEMA-P58

در این بخش، برای بررسی کارایی روش پیشنهادی در کاهش احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی از یک مقدار مشخص در سازه‌های کنترل نشده و کنترل شده، ابتدا مدل‌های عملکردی سازه کنترل نشده و همچنین سازه مجهز به میراگرهای طراحی شده با روش‌های مختلف، براساس روش FEMA-P58 و مطابق توضیحات ارائه شده در بخش‌های قبل در نرم‌افزار PACT تهیه می‌شوند. با انجام تحلیل ریسک لرزه‌ای بر روی مدل‌های عملکردی، منحنی‌های احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی سازه‌های مورد مطالعه تهیه و باهم مقایسه می‌شوند. همچنین مقادیر هزینه و زمان متناظر با سطوح احتمال ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ در سازه‌های کنترل نشده و کنترل شده با هم مقایسه می‌شوند.



شکل ۱۳: احتمال فراگذشت هزینه‌های بازسازی از مقادیر مشخص در سازه‌های کنترل شده با میراگرهای مختلف و سازه کنترل نشده.

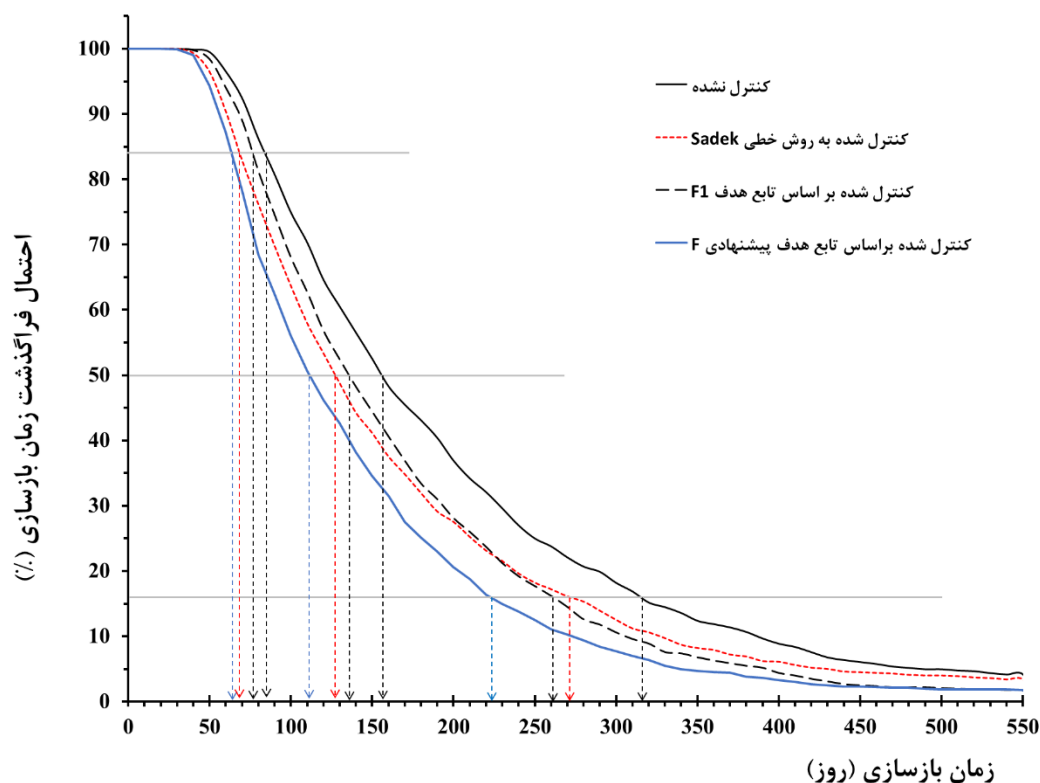
در منحنی‌های شکل ۱۳، در مقابل مبالغ مختلف در محور افقی، احتمال فراگذشت هزینه‌های بازسازی از این مبالغ در سازه‌های کنترل شده با میراگرهای مختلف و سازه کنترل نشده نشان داده شده است. همان‌طوری که مشاهده می‌شود منحنی مربوط به سازه کنترل شده با میراگر بهینه‌یابی شده بر اساس تابع هدف پیشنهادی در زیر منحنی‌های مربوط به سایر سازه‌ها قرار دارد و احتمال فراگذشت هزینه از یک مبالغ مشخص در این سازه کمتر از سایر سازه‌ها می‌باشد. به عبارت دیگر با استفاده از میراگر بهینه بر اساس روش پیشنهادی ریسک هزینه‌ای سازه کاهش می‌یابد. به طوری که هزینه مورد انتظار (متناظر با ریسک ۵۰٪ یا احتمال فراگذشت ۵۰٪) در سازه کنترل شده با روش پیشنهادی برابر ۳/۸۷ میلیون دلار می‌باشد در حالی که هزینه مورد انتظار در سازه کنترل نشده برابر ۵/۴۴ میلیون دلار می‌باشد که نشانگر ۲۹ درصد کاهش در هزینه مورد انتظار نسبت به سازه کنترل نشده است. هزینه مورد انتظار در سازه کنترل شده با میراگر بهینه‌یابی شده بر اساس تابع هدف F1 و میراگر طراحی شده با روش سادک و همکاران به ترتیب برابر ۴/۸۰ و ۴/۴۳ می‌باشد و به ترتیب نشانگر ۱۲ و ۱۹ درصد در هزینه مورد انتظار می‌باشد.

جدول ۷: هزینه بازسازی سازه متناظر با احتمال‌های فراگذشت ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ در سازه کنترل نشده و سازه مجهز به میراگرهای مختلف.

مدل عملکردی	احتمال ۱۶٪		احتمال ۵۰٪		احتمال ۸۴٪	
	میلیون دلار	کاهش (%)	میلیون دلار	کاهش (%)	میلیون دلار	کاهش (%)
سازه بدون میراگر جرمی	۱۱/۳۸	---	۵/۴۴	---	۳/۰۹	---
سازه با میراگر جرمی به روش سادک و همکاران	۹/۵۱	۱۶/۴۳	۴/۴۳	۱۸/۵۷	۲/۶۰	۱۵/۸۶
سازه با میراگر جرمی بهینه بر اساس تابع هدف F1	۸/۹۷	۲۱/۱۷	۴/۸۰	۱۱/۷۶	۲/۸۷	۷/۱۲
سازه با میراگر جرمی بهینه بر اساس تابع هدف پیشنهادی F	۷/۸۰	۳۱/۴۶	۳/۸۷	۲۸/۸۶	۲/۴۵	۲۰/۷۱

علاوه بر هزینه مورد انتظار، هزینه متناظر با ریسک ۰.۱۶٪ و ۰.۸۴٪ (متناظر با مقدار میانگین \pm انحراف معیار) در سازه‌های مورد مطالعه و میزان کاهش در هزینه‌های سازه‌های کنترل شده در جدول شماره ۷ ارائه شده است که نشان دهنده عملکرد مناسب میراگر پیشنهادی می‌باشد. نکته شایان توجه این است که مطابق جدول ۷ در سازه کنترل شده با میراگر پیشنهادی، میزان درصد کاهش در هزینه‌های متناظر با ریسک‌های پایین‌تر افزایش می‌یابد. به طوری که میزان کاهش در هزینه‌های متناظر با ریسک‌های ۰.۸۴٪، ۰.۵۰٪ و ۰.۱۶٪ در سازه کنترل شده با میراگر پیشنهادی نسبت به سازه کنترل نشده به ترتیب برابر با ۰.۲۱٪، ۰.۲۹٪ و ۰.۳۱/۵٪ می‌باشد و این در حالی است که در طراحی سازه‌ها به لحاظ ایمنی معمولاً درصد ریسک‌های بالا مورد قبول نبوده و در طراحی‌ها سعی می‌شود ریسک پروژه در حد پایین باشد.

در منحنی‌های شکل ۱۴، احتمال فراگذشت زمان بازسازی از یک مقدار مشخص (تعداد روزهای مشخص شده در محور افقی) در سازه‌های کنترل شده با میراگرهای مختلف و سازه کنترل نشده نشان داده شده است. در منحنی‌های مربوط به زمان بازسازی هم مشاهده می‌شود که منحنی مربوط به سازه کنترل شده با میراگر بهینه‌یابی شده بر اساس تابع هدف پیشنهادی در زیر منحنی‌های مربوط به سایر سازه‌ها قرار دارد و احتمال فراگذشت زمان بازسازی از یک مقدار مشخص در این سازه کمتر از سایر سازه‌ها می‌باشد و با استفاده از میراگر بهینه بر اساس روش پیشنهادی، ریسک مربوط به زمان بازسازی سازه کاهش می‌یابد. زمان بازسازی مورد انتظار (متناظر با ریسک ۰.۵۰٪) در سازه کنترل شده با روش پیشنهادی برابر با ۱۱۱ روز می‌باشد در حالی که زمان مورد انتظار در سازه کنترل نشده برابر با ۱۵۶ روز می‌باشد که نشانگر کاهش ۲۹ درصدی در زمان بازسازی مورد انتظار نسبت به سازه کنترل نشده است.



شکل ۱۴: احتمال فراگذشت زمان بازسازی از مقادیر مشخص در سازه‌های کنترل شده با میراگرهای مختلف و سازه کنترل نشده.

در جدول شماره ۸ زمان بازسازی مورد انتظار (متناظر با ریسک ۰.۵۰٪)، زمان بازسازی متناظر با ریسک ۰.۱۶٪ و ۰.۸۴٪ (متناظر با مقدار میانگین \pm انحراف معیار) سازه‌های مورد مطالعه و میزان کاهش در زمان بازسازی سازه‌های کنترل شده ارائه شده است. مطابق داده‌های جدول ۸ عملکرد میراگر بهینه‌یابی شده بر اساس تابع هدف پیشنهادی در کاهش زمان بازسازی بهتر از سایر میراگرها می‌باشد. میزان

کاهش در زمان بازسازی متناظر با ریسک‌های ۱۶٪ و ۸۴٪ در سازه کنترل شده با میراگر پیشنهادی نسبت به سازه کنترل نشده به ترتیب برابر با ۲۴٪ و ۲۹٪ می‌باشد.

جدول ۸: زمان بازسازی (روز) متناظر با احتمال‌های فراگذشت ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ در سازه کنترل نشده و سازه مجهز به میراگرهای مختلف.

احتمال ۸۴٪		احتمال ۵۰٪		احتمال ۱۶٪		مدل عملکردی
روز	کاهش درصد	روز	کاهش درصد	روز	کاهش درصد	
---	84	---	156	---	315	سازه بدون میراگر جرمی
19/05	68	18/59	127	13/97	271	سازه با میراگر جرمی به روش سادک و همکاران
9/52	76	12/82	136	17/14	261	سازه با میراگر جرمی بهینه بر اساس تابع هدف F1
23/81	64	28/85	111	29/21	223	سازه با میراگر جرمی بهینه بر اساس تابع هدف پیشنهادی F

۵- بحث و نتیجه گیری

در این مقاله روشی جهت طراحی بهینه TMD بر اساس اهداف عملکردی هزینه و زمان بازسازی معرفی شده است که در آن یک مساله بهینه‌سازی با تابع هدف جدید بر اساس پارامترهای نیاز مهندسی (پاسخ‌های سازه‌ای) موثر در محاسبه هزینه و زمان بازسازی در چارچوب ارزیابی احتمالاتی FEMA-P58 تعریف شده است. به منظور در نظر گرفتن مستقیم عدم قطعیت‌ها در رکوردهای زلزله ورودی، تابع هدف پیشنهادی F برابر با "مجموع میانگین جابجایی‌های نسبی بین طبقه‌های حاصل از رکوردهای مختلف در تمامی طبقات" در نظر گرفته شده و جهت کمینه‌سازی تابع هدف پیشنهادی از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. با توجه به در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در رکوردهای ورودی و افزایش حجم محاسبات در روش الگوریتم ژنتیک، به منظور کاهش زمان محاسبات از تکنیک شبکه عصبی مصنوعی به عنوان تخمین‌گر سریع پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه استفاده شده است. به منظور ارزیابی کارایی TMD طراحی شده با روش پیشنهادی و مقایسه آن با سایر TMDها، یک ساختمان نمونه ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی در منطقه کالیفرنیا در نظر گرفته شده و بر اساس کمینه‌سازی تابع هدف پیشنهادی، TMD بهینه برای سازه مذکور طراحی شده است. همچنین دو TMD دیگر بر اساس کمینه‌سازی تابع هدف F1 برابر با "ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقه شده است" و بر اساس روش سادک و همکاران طراحی شده است. مطابق روش احتمالاتی FEMA-P58 و با لحاظ عدم قطعیت‌های مختلف از بسته نرم‌افزاری PACT مدل‌های عملکردی سازه کنترل نشده و سازه‌های مجهز به میراگرهای طراحی شده با روش‌های مختلف مورد تحلیل ریسک لرزه‌ای قرار گرفته و منحنی‌های احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی در مدل‌های مختلف تهیه و مورد مقایسه قرار گرفته که نتایج زیر حاصل شده است.

(۱) TMD طراحی شده بر اساس روش پیشنهادی در این تحقیق به طور موثری می‌تواند ریسک لرزه‌ای سازه‌ها را کاهش دهد به طوری که هزینه و زمان بازسازی مورد انتظار در سازه مجهز به TMD پیشنهادی تحت اثر زلزله طرح در حدود ۲۹٪ نسبت به سازه کنترل نشده کاهش یافته است. در حالی که این کاهش در سازه مجهز به TMD طراحی شده به روش سادک و همکاران و TMD طراحی شده بر اساس تابع هدف F1 به ترتیب در حدود ۱۲٪ و ۱۹٪ می‌باشد.

(۲) منحنی‌های احتمال فراگذشت هزینه و زمان بازسازی سازه‌های مجهز به TMD طراحی شده بر اساس کمینه‌سازی تابع هدف F1 و TMD طراحی شده به روش سادک و همکاران نزدیک به هم هستند و TMD طراحی شده بر اساس تابع هدف F1 مزیت چندانی در کاهش هزینه و زمان بازسازی نسبت به TMD طراحی شده به روش سادک و همکاران ندارد. به طوری-

که حتی در برخی موارد عملکرد TMD طراحی شده به روش سادک و همکاران از TMD طراحی شده بر اساس تابع هدف F1 بهتر نیز می‌باشد. بنابراین می‌توان روش سادک و همکاران را به عنوان یک روش طراحی ساده و بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده عددی با عملکرد نسبتاً مناسب در نظر گرفت.

(۳) موفقیت TMD طراحی شده به روش پیشنهادی در کاهش ریسک هزینه و زمان بازسازی، نشان دهنده ارتباط معنادار و مناسب تابع هدف پیشنهادی F با ریسک هزینه و زمان بازسازی می‌باشد. همچنین نتایج حاکی از کاربرد موفق تکنیک شبکه عصبی مصنوعی به عنوان تخمین‌گر سریع پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه می‌باشد. بنابراین این تکنیک می‌تواند در مسایل شامل بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک و ارزیابی احتمالاتی (نظیر موضوع مورد مطالعه در این پژوهش) که نیاز به حجم بالای آنالیز دینامیکی غیرخطی سازه می‌باشد، با دقت قابل قبول برای تخمین پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه مورد استفاده قرار گیرد.

مراجع

- [1] Yang, F. Sedaghati, and R. Esmailzadeh, and E. (2022). Vibration suppression of structures using tuned mass damper technology: A state-of-the-art review. *Journal of Vibration and Control*, 28 (7-8), 812-836. doi:10.1177/1077546320984305.
- [2] Rahimi, F. and Aghayari, R. and Samali, B. (2020). Application of Tuned Mass Dampers for Structural Vibration Control: A State-of-the-art Review. *Civil Engineering Journal*, 6, 1622-1651. doi:10.28991/cej-2020-03091571.
- [3] Spencer, BF. and Nagarajaiah, S. (2003). State of the Art of Structural Control. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 129 (7), 845–856. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:7(845).
- [4] Jin, C., Chung, W. C., Kwon, D. S., & Kim, M. (2021). Optimization of tuned mass damper for seismic control of submerged floating tunnel. *Engineering Structures*, 241, 112460.
- [5] Den Hartog, J.P. (1956). *Mechanical Vibration*. 4th edition. New York: McGraw-Hill, 86-93.
- [6] Warburtun, G.B. (1982). Optimum absorbers Parameters for various combinations of response and excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10(3), 381-401.
- [7] Villaverde, R. and Koyama, L.A. (1993). Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22(6), 491-507.
- [8] Sadek, F. and Mohraz, B. and Taylor, A.W. and Chung, R.M. (1997). A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 26(6), 617–635.
- [9] Joghataie, A. and Mohebi, M. (2007). Design and Assesment of Optimal TMDs for Nonlinear Structures Under Earthquakes. In *10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures*. Istanbul.
- [10] Mohebbi, M. and Joghataie, A. (2012). Designing optimal tuned mass dampers for nonlinear frames by distributed genetic algorithms. *Design of Tall and Special Buildings*, 21(1), 57-76.
- [11] Kaveh, A., Javadi, S. M., & Moghanni, R. M. (2020). Optimal structural control of tall buildings using tuned mass dampers via chaotic optimization algorithm. *Structures* 28, 2704-2713.
- [12] Soheili, S., Zoka, H., & Abachizadeh, M. (2021). Tuned mass dampers for the drift reduction of structures with soil effects using ant colony optimization. *Advances in Structural Engineering*, 24(4), 771-783.
- [13] Zuo, H., Bi, K., Hao, H., & Ma, R. (2021). Influences of ground motion parameters and structural damping on the optimum design of inerter-based tuned mass dampers. *Engineering Structures*, 227, 111422.
- [14] Fahimi Farzam, M., Charkhtab Basim, M., & Maroofiazar, R. (2022). Efficiency and Robustness of Optimally Designed Tuned Mass Dampers for Mid-and High-Rise Buildings Under Far and Near-Field Earthquakes. *Journal of Vibration Engineering & Technologies*, 1-21.
- [15] Papadimitriou, C. and Katafygiotis, L.S. and Au, S.K. (1997). Effects of structural uncertainties on TMD design: a reliability-based approach. *Journal of Structural Control*, 4(1), 65–88.
- [16] Chakraborty, S. and Roy, B.K. (2011). Reliability based optimum design of tuned mass damper in seismic vibration control of structures with bounded uncertain parameters. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 26(2), 215–221.
- [17] Yu, H. and Gillot, F. and Ichchou, M. (2013). Reliability based robust design optimization for tuned mass damper in passive vibration control of deterministic/uncertain structures. *Sound and Vibration*, 332(9), 2222–2238.

- [18] Bakhshinezhad, S and Mohebbi, M. (2021). Multiple failure function based fragility curves for structures equipped with TMD. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 20. 471-482. 10.1007/s11803-021-2032-9.
- [19] Shakeri, K. and Mohebbi, M. and Alizadeh, G. (2015). Optimal Tuned Mass Damper for Nonlinear Structure under Different Earthquakes. *Computational Methods in Engineering*, 34, 45-62. Doi: 10.18869/acadpub.jcme.34.1.45
- [20] Federal Emergency Management Agency. (2018). *FEMA P-58-1 Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology*. California: Washington, D.C.
- [21] Kiureghian, A.D. (2005). Non-ergodicity and PEER's framework formula. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(13), 1643-1652. <https://doi.org/10.1002/eqe.504>.
- [22] Stenecker, P. and Filiatrault, A. and Wiebe, L. and Konstantinidis, D. (2020). Integrated Structural-Nonstructural Performance Based Seismic Design and Retrofit Optimization of Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 146(8), DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002680
- [23] Filiatrault, A. and Perrone, D. and Merino, R.J. and Calvi, G.M. (2021). Performance-Based Seismic Design of Nonstructural Building Elements. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(2), 237-269.
- [24] Pengzhen, L. and Chen, S. and Zheng, Y. (2012). Artificial Intelligence in Civil Engineering. *Mathematical Problems in Engineering*, 2012(145974). <https://doi.org/10.1155/2012/145974>.
- [25] Federal Emergency Management Agency. (2018). *Building the performance you need: A guide to state-of-the-art tools for seismic design and assessment: FEMA P-58-7*. California: Washington, D.C.
- [26] Applied Technology Council. (1985). *Earthquake damage evaluation data for california: ATC-13*. Redwood City, California: Washington, D.C.
- [27] Federal Emergency Management Agency. (1992). *A benefit-cost model for the seismic rehabilitation of buildings-volume 1: a user's manual: FEMA-227*. California: Washington, D.C.
- [28] Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency Mitigation Division. (2013). *Multi-hazard loss estimation methodology-earthquake model: HAZUS-MH-2.1, technical manual*. California: Washington, D.C.
- [29] American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE/SEI 41-17. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [30] Hamburger, R.O. (2006). The ATC-58 project: development of next-generation performance-based earthquake engineering design criteria for buildings. In: *Structures Congress 2006*. Missouri, United States: Public Saf, 1-8.
- [31] FEMA. P-58-2. *Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 2 - Implementation Guide*. Federal Emergency Management Agency. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency; 2018.
- [32] Yang, T.Y. and Moehle, J. and Stojadinovic, B. and Der Kiureghian, A. (2009). Seismic Performance Evaluation of Facilities: Methodology and Implementation. *Journal of Structural Engineering*, 135(10), 1146-1154. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2009\)135:10](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2009)135:10).
- [33] Mirfarhadi, S.A. and Estekanchi, H.E. and Sarcheshmehpour, M. (2020). On optimal proportions of structural member cross-sections to achieve best seismic performance using value based seismic design approach. *Engineering structures*, 231(3), DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111751.
- [34] Kumar, V. and Chhabra, J.K. and Kumar, D. (2014). Parameter adaptive harmony search algorithm for unimodal and multimodal optimization problems. *Journal of Computational Science*, 5(2), 144-155. DOI: 10.1016/j.jocs.2013.12.001.
- [35] Bonabeau, E. and Dorigo, M. and Theraulaz, G. (1999). *Swarm intelligence: from natural to artificial systems*. New York: Oxford University Press, 307.
- [36] Michalewicz, Z. (1996) *Genetic algorithms + data structures = evolution programs*. New York: Springer-Verlag.
- [37] Shakeri, K., Shayanfar, M. A., & Moghadam, A. S. (2007, June). An efficient method for optimum combination of modes required for pushover analysis. In *Proceedings of the ninth Canadian conference on earthquake engineering*.
- [38] Ahadi, P., Mohebbi, M., & Shakeri, K. (2012). Using optimal multiple tuned liquid column dampers for mitigating the seismic response of structures. *International Scholarly Research Notices*, 2012.
- [39] Shakeri, K. (2013). Optimum weighted mode combination for nonlinear static analysis of structures. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 3(2), 259-270.
- [40] Mohebbi, M., Shakeri, K., Ghanbarpour, Y., & Majzoub, H. (2013). Designing optimal multiple tuned mass dampers using genetic algorithms (GAs) for mitigating the seismic response of structures. *Journal of Vibration and Control*, 19(4), 605-625.
- [41] Mohebbi, M., Dabbagh, H. R., Moradpour, S., Shakeri, K., & Tarbali, K. (2015). DGA-based approach for optimal design of active mass damper for nonlinear structures considering ground motion effect. *Smart Materials and Structures*, 24(4), 045017.

- [42] McCulloch, W. and Pitts, W. (1943). A Logical Calculus of Ideas Immanent in Nervous Activity. *Bulletin of Mathematical Biophysics*, 5, 115-133.
- [43] Broomhead, D.S. and Lowe, D. (1988). Multivariable Functional Interpolation and Adaptive Networks. *Complex Systems*, 2, 321-355.
- [44] MathWorks, (2012). *Bioinformatics Toolbox: User's Guide (R2012a)*. Available at: <https://www.mathworks.com/help/deeplearning/ug/radial-basis-neural-networks.html>
- [45] Han, H. and Chen, Q. and Qiao, J. (2010). Research on an online self-organizing radial basis function neural network. *International Journal of Computational Intelligence Systems*, 19, 667-676. <https://doi.org/10.1007/s00521-009-0323-6>.
- [46] McKenna, F. and Fenves, G.L. and Scott, M.H. (2006). *Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees)*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [47] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999). *Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures*. Stanford: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, 132, 342-359.
- [48] Shin, H. and Singh, M.P. (2017). Minimum life-cycle cost-based optimal design of yielding metallic devices for seismic loads. *Engineering Structures*, 144(1), 174-84. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.04.054>.
- [49] Shakeri, K., Khansoltani, E., & Pessiki, S. (2018). Ground motion scaling for seismic response analysis by considering inelastic response and contribution of the higher modes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 110, 70-85.
- [50] Shakeri, K., Khansoltani, E. (2019). Scaling of ground motion records based on the nonlinear behavior of structures. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 34-2(4.1), 55-68.
- [51] Somerville PG, Smith N, Punyamurthula S, Sun J. (1997). *Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project*. SAC background document, report no. SAC/BD 97/04.