

Investigation of structures with frictional-rotational dampers by endurance time method

Ali Salmani¹, Mohsen Ali Shayanfar², Masoud ZabihiSamani^{3*}

1- Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

2- Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

3- Department of Civil Engineering, Parand Branch, Islamic Azad University, Parand, Iran

ABSTRACT

The most comprehensive analysis methods are non-linear methods that require a lot of calculations. In this research, the endurance time method is used, that is a new dynamic method in which the need for calculations is reduced. In the endurance time method, the structures are subjected to specially designed acceleration functions and their response at different performance levels is estimated by each of the unit response history analyses, thus, significantly reducing the required computational demand. The design of rotational friction dampers in the studied structures was done based on the seismic performance index by endurance time method, and the sliding force of these dampers was uniformly distributed in the structure. The results of this research for two structures of 3 and 9 floors showed that the shear of the base is between 60 and 100%, as expected, considering that the structure was a moment frame at the beginning and had a different target time, and then braces were added to it. Increased. Due to the addition of the damper to the system, taking into account the relative increase in input energy, as expected, the amount of depreciated energy is between 10 and 97%. In relation to the study of drift, the reduction of the values in the floors was high, which was reported from 5 to more than 50% according to the results.

ARTICLE INFO

Receive Date: 12 September 2023

Revise Date: 20 December 2023

Accept Date: 25 January 2024

Keywords:

*Endurance time method
Frictional-rotational dampers
Performance index Time
History analysis
Target time*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.412689.3201>

*Corresponding author: Masoud ZabihiSamani.

Email address: mzabihi@iust.ac.ir

ارزیابی لرزه‌ای قاب خمشی فلزی دارای میراگرهای اصطکاکی - دورانی با روش زمان - دوام

دوام

علی سلمانی^۱، محسنعلی شایانفر^۲، مسعود ذبیحی سامانی^{۳*}

۱- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی، واحد پرند، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

چکیده

جامع‌ترین روش‌های تجزیه و تحلیل، روش‌های غیرخطی هستند که نیاز به محاسبات زیادی دارند. در این تحقیق، از روش زمان دوام استفاده شده که یک روش دینامیکی جدید که در آن نیاز به محاسبات کاهش یافته است. در روش زمان دوام، سازه‌ها تحت عملکردهای شتاب‌دهنده ویژه طراحی شده قرار می‌گیرند و پاسخ آن‌ها در سطوح مختلف عملکرد توسط هر یک از تجزیه و تحلیل‌های تاریخ پاسخ واحد برآورد می‌شود، بنابراین، به طور قابل توجهی تقاضای محاسباتی مورد نیاز را کاهش می‌دهد. طراحی میراگرهای اصطکاکی دورانی در سازه‌های مورد بررسی بر اساس شاخص عملکرد لرزه‌ای و با تحلیل تاریخچه زمانی به روش زمان دوام انجام گرفته و نیروی لغزش این میراگرها به صورت یکنواخت در سازه توزیع شده است. نتایج این پژوهش برای دو سازه ۳ و ۹ طبقه نشان داد که برش پایه با توجه به اینکه در ابتدا سازه قاب خمشی بوده و زمان هدف متفاوتی داشته و در ادامه به آن مهاربند اضافه شده همان‌طور که انتظار می‌رفت مقادیر برش پایه بین ۶۰ تا ۱۰۰ درصد افزایش پیدا کرد. با توجه به اضافه کردن میراگر به سیستم با در نظر گرفتن افزایش نسبی انرژی ورودی همان‌طور که انتظار می‌رفت مقادیر انرژی مستهلک شده بین ۱۰ تا ۹۷ درصد می‌باشد. در رابطه با بررسی جابه‌جایی نسبی بین طبقات کاهش مقادیر در طبقات زیاد بوده که با توجه به نتایج از ۵ تا بیش از ۵۰ درصد گزارش شده است.

کلمات کلیدی: روش زمان دوام، میراگر اصطکاکی - دورانی، شاخص عملکرد، تحلیل تاریخچه زمانی، زمان هدف.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	شناسه دیجیتال:
۱۴۰۲/۰۶/۲۱	۱۴۰۲/۰۹/۲۹	۱۴۰۲/۱۱/۰۵	۱۴۰۲/۱۱/۰۵	۱۴۰۳/۰۷/۳۰	doi: https://doi.org/10.22065/jsce.2024.412689.3201
* نویسنده مسئول: پست الکترونیکی: مسعود ذبیحی سامانی mzabihi@iust.ac.ir					

۱- مقدمه

طراحی سازه‌های بلند یا نامنظم، استفاده از این روش‌های تجزیه و تحلیل تقریباً ضروری است. طراحی لرزه‌ای سازه‌های مبتنی بر عملکرد به تجزیه و تحلیل‌های دینامیکی تکراری و عظیم نیاز دارد. در این تحقیق، از یک روش دینامیکی جدید به نام "روش زمان دوام" برای مسئله قرارگیری میراگر در قاب فولادی استفاده شده است. در این روش، سازه‌ها تحت عملکردهای شتاب‌دهنده ویژه طراحی شده قرار می‌گیرند و پاسخ آن‌ها در سطوح مختلف عملکرد توسط هر یک از تجزیه و تحلیل‌های تاریخ پاسخ واحد برآورد می‌شود؛ بنابراین، تقاضای محاسباتی را به طور چشمگیری کاهش می‌دهد [۱].

با توجه به روش‌های طراحی برای سازه‌های با میراگرهای اصطکاکی، پیشرفت‌های اساسی و هنوز پیشرفت‌های بیشتری مورد نیاز است. در رابطه نسبت میرایی معادل پیشنهاد شده توسط برنامه ملی کاهش خطرات زلزله در سال ۱۹۹۷، اکثر مشخصات بر تخمین نسبت میرایی معادل کلی تمرکز دارند. هیچ رابطه طراحی دیگری برای توزیع ضرایب میرایی میراکننده‌های اصطکاکی در هر طبقه از ساختمان ارائه نشده است. اگرچه تحقیقات مرتبط به طور گسترده انجام شده است، محدودیت‌ها یا اشکالاتی همچنان وجود دارد. به عنوان مثال، تحقیقات گلوک و همکاران و همچنین تاکوکی به میراکننده‌های خطی محدود بود و بنابراین نمی‌توان آن را برای میراگرهای چسبناک غیرخطی که امروزه معمولاً استفاده می‌شود، اعمال کرد. قراردادن هر میراکننده و محاسبات مکرر طولانی در جستجوی تخصیص متوالی میراکننده‌ها باعث ایجاد مشکلاتی در اجرای عملی می‌شود [۲].

کارایی سیستم‌های کنترل غیرفعال، فعال و نیمه فعال به منظور افزایش عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها و کاهش آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای در معرض زلزله‌های متوسط و شدید تأیید شده است [۳]. مزایای روش‌های کنترل سازه غیرفعال از نظر اجرای ساده و آسان، هزینه کم و عدم نیاز به نیروی خارجی توجه محققین را به خود جلب کرده است. در میان روش‌های غیرفعال، میراگرهای اصطکاکی پتانسیل اتلاف انرژی بالایی دارند و به راحتی در ساختمان نصب می‌شوند. بسیاری از مطالعات تجربی بر روی دستگاه‌های اصطکاکی انجام شده است [۴-۱۱].

موالا و بلف [۱۲] یک دستگاه میراگر اصطکاکی جدید به نام میراگر اصطکاکی دورانی پیشنهاد کردند. مطالعه تجربی و عددی آن‌ها اثربخشی میراگر اصطکاکی دورانی مورد استفاده در یک قاب تک طبقه را نشان داد. کیم و همکاران [۱۳] بررسی اثر میراگرهای اصطکاکی دورانی بر بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌ها را مورد بررسی قرار دادند. پاتل و جنگید [۱۴] پاسخ دینامیکی دو سازه مجاور متصل به میراگرهای اصطکاکی را ارزیابی کردند. کائور و همکاران [۱۵] عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های متوسط تا بلند مجهز به میراکننده‌های اصطکاکی را بررسی کرد. دستگاه‌های اتلاف انرژی چرخه‌ای اصطکاکی توسط چوی و کیم [۱۶] در ساختمان دیوار برشی بتن مسلح پیشنهاد شد. صنعتی و همکاران به منظور اتلاف انرژی در تحریک‌های فرکانس پایین [۱۷] یک میراکننده ویسکوالاستیک (ارتجاعی لزجی) اصطکاکی چرخشی را معرفی کرد. جاویدان و کیم [۱۸] سیستم مهاربندی شامل میراگر اصطکاکی دورانی با خروج از مرکزیت را تأیید کردند.

بونچف و همکاران [۱۹] از میراگرهای اصطکاکی دورانی به عنوان پیوندهای لرزه‌ای برای بهبود لرزه‌ای یک قاب مقاوم در برابر خمشی فولادی استفاده کرد. دنیلو و همکاران [۲۰] یک مطالعه پارامتری بر اساس تجزیه و تحلیل المان محدود برای شبیه‌سازی دو نوع اتصالات تیر به ستون مبتنی بر اصطکاک انجام داد. در کار لاتاورو همکاران [۲۱] آزمایش‌های تجربی و شبیه‌سازی‌های عددی دو نوع اتصال برای توسعه پیکربندی از پیش تأیید شده مورد بررسی و بحث قرار گرفتند. نتایج این مطالعه اثربخشی اتصالات مجهز به میراکننده‌های اصطکاکی را نشان داد.

اخیراً نبید و همکاران [۲۲] یک بهینه‌سازی عملی مبتنی بر عملکرد قاب‌های بتن مسلح با میراکننده‌های دیوار اصطکاکی را انجام داد. در این مطالعه، بارهای لغزشی میراگرهای اصطکاکی برای به دست آوردن توزیع یکنواخت آسیب در طول ارتفاع سازه توزیع شد. برای کاهش پاسخ‌های لرزه‌ای سازه، ضروری است که میراگرهای غیرفعال به طور کارآمدی در یک سازه طراحی و پیکربندی شوند. توزیع بهینه میراگرها به عنوان یک نقش کلیدی در حفاظت لرزه‌ای سازه در نظر گرفته می‌شود. برای این منظور، پارامترهای بهینه و محل قرارگیری میراکننده‌ها توسط چند محقق مورد بررسی قرار گرفته است. توزیع بهینه میراکننده‌های ویسکوالاستیک در ساختمان‌های چندطبقه با استفاده از تکنیک بهینه‌سازی متوالی توسط ژانگ و سونگ و همچنین شاکلا و داتا انجام شد [۲۳، ۲۴]. مورشی و سینگ [۲۵] بهینه‌سازی

همزمان میراگرهای فلزی و اصطکاکی نصب شده در مکان‌های مختلف را برای سازه‌های تحت تحریکات لرزه‌ای پیشنهاد کردند. به طور کلی محققین زیادی در پژوهش‌های مختلفی عملکرد مطلوب این سیستم را تایید کردند [۲۶-۳۲].

باتوجه به مباحث ذکر شده در رابطه با میراگرهای اصطکاکی دورانی تحقیقات صورت گرفته‌ای که بر اساس مدل آزمایشگاهی نبوده، بر اساس روش‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی انجام شده که به شدت نیازمند صرف هزینه و زمان می‌باشد. در این پژوهش میراگرهای اصطکاکی را به صورت بهینه با استفاده از روش طراحی بر اساس شاخص عملکرد لرزه‌ای و با استفاده از روش دوام انجام داده و نتایج آن در ادامه مورد بحث قرار داده خواهد شد. قاب‌های فولادی مورد مطالعه از پروژه SAC گرفته شده و میراگرهای اصطکاکی بر اساس روش توزیع ضریب میرایی به صورت یکنواخت و بر اساس شاخص عملکردی و FEMA356 طراحی شد. این میراگرها با ظرفیت‌های متفاوت به سازه‌های موجود با هدف بهسازی اضافه شدند. همچنین مطابق آنچه پیش‌تر گفته شد از روش دوام برای تحلیل عملکرد قاب‌ها و مقایسه پاسخ انواع میراگرها استفاده خواهد شد.

روش‌شناسی

در طول چندین سال گذشته، تقاضا برای روش‌های دقیق‌تر و کم‌هزینه از لحاظ محاسباتی برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها افزایش و بهبود یافته است. برای حل این موضوع، روش‌های جدیدی ابداع شد که رفتار سازه را نه تنها به دلیل در نظر گرفتن ویژگی‌های دینامیکی سازه، بلکه با در نظر گرفتن تحریک زلزله در زمان وقوع، به طور واقعی برآورد کنند. باتوجه به اینکه حرکت زلزله دارای سه مؤلفه است، تحلیل لرزه‌ای سازه‌های خاص و حساس نیازمند توجه به اثرات این اجزا است [۳۳].

یکی از روش‌های جدید تحلیل غیرخطی سازه‌ها، روش زمان دوام است. روش زمان دوام یک روند تحلیل دینامیکی بر مبنای تاریخچه زمانی است که از توابع شتاب مصنوعی به عنوان ورودی تحریک استفاده می‌کند. این روش پارامترهای پاسخ سازه‌ای را با هزینه محاسباتی به مراتب کمتر از روش‌های تحلیل تاریخچه زمانی مرسوم تخمین می‌زند. این ویژگی از طریق کارایی بالای توابع تحریک از پیش تولید شده حاصل می‌شود. توابع تحریک زمان دوام به گونه‌ای تولید می‌شوند که شدتشان به طور تدریجی افزایش می‌یابد و هر لحظه زمانی آنها، شدت یک مجموعه رکورد طبیعی زلزله را که به سطح خطر منحصر به فردی مقیاس شده است، شبیه سازی می‌کند. در نتیجه اجرای یک تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از توابع تحریک زمان دوام، رفتار سازه را تحت تحریک مجموعه رکوردهای طبیعی زلزله در تمامی سطوح خطر لرزه‌ای، پیش‌بینی می‌کند. بدین ترتیب با بررسی رفتار سازه در طول زمان، نقاط قوت، ضعف و عملکرد ساختمان ارزیابی می‌گردد. روش زمان دوام از طریق کاهش قابل توجه هزینه محاسباتی، فرایند سعی و خطا را در فرایند تصمیم‌گیری و طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد، آسان می‌کند که از طریق دستیابی به طرح‌های اقتصادی‌تر منجر به حفظ منابع طبیعی و مالی موجود می‌گردد.

در خصوص توابع تحریک شتاب زمان دوام، لازم به ذکر است که تفاوت عمده توابع در طیف الگوی هدف آنها می‌باشد. تفاوت دیگر دامنه پروده‌های پوشش داده شده در تولید آنها است که در کاربردهای غیرخطی اهمیت پیدا می‌کند. سایر تفاوت‌ها در طول رکورد، گام زمانی و نحوه مقیاس اولیه توابع می‌باشد. تولید توابع زمان دوام به تدریج پیشرفت نموده و توابع آن‌ها از لحاظ مراحل تکامل به نسل‌های مختلف تقسیم‌بندی شده‌اند. در نسل اول توابع زمان دوام، سازگاری با طیف هنگام فزاینده نمودن شدت از بین می‌رفت که از این توابع فقط در مقالات اولیه که مفهوم روش زمان دوام را توضیح می‌دادند استفاده شده است. در نسل دوم توابع، افزایش شدت طیفی متناسب با طیف الگو با استفاده از بهینه سازی عددی در محدوده طیف خطی به عمل آمده که با اصلاح طیف در پرورد بلند جهت تحلیل غیرخطی هم مورد استفاده قرار می‌گیرند. نسل سوم توابع زمان دوام در محدوده طیف غیرخطی نیز بهینه شده‌اند. در نسل چهارم، سازگاری تعداد سیکل‌های حرکت و مدت دوام حرکت شدید زمین نیز در فرایند تولید توابع در نظر گرفته شده است. در تولید نسل پنجم توابع زمان دوام، سطوح خرابی ایجاد شده در سازه مدنظر قرار گرفته است. روش زمان دوام و تولید توابع تحریک شتاب بر اساس اهداف مختلف، یک روند رو به رشد را طی می‌کند که در آینده بتوان برای اهداف مختلف بر حسب نیاز پروژه مورد استفاده طراحان قرار بگیرد [۳۴، ۳۵].

در این تحقیق، دو سازه با ارتفاع ۳ و ۹ طبقه به وسیله این روش به ارزیابی لرزه‌ای تحت روش زمان دوام قرار گرفته‌اند. نتایج مربوط به برش پایه، جابه‌جایی، وانرژی مستهلک شده در این سازه‌ها در دو حالت با در نظر گرفتن و بدون در نظر گرفتن میراگرهای اصطکاکی

دورانی، مقایسه شده‌اند. فرایند طراحی میراگرهای اصطکاکی دورانی بر اساس شاخص‌های عملکرد لرزه‌ای انجام شده و نیروی لغزش بهینه با استفاده از این روش به صورت کمینه محاسبه شده است.

۱-۲- طراحی میراگرها

در این بخش از مقاله، به انرژی مستهلک شده در سازه‌های مهاربندی با استفاده از میراگرهای اصطکاکی پرداخته می‌شود. در این سازه‌ها، میزان انرژی مصرف شده به شدت به نیروی لغزش و جابه‌جایی میان دو صفحه مرتبط است. نیروی لغزش که حداقل نیروی مورد نیاز برای شروع حرکت دو صفحه میراگر نسبت به یکدیگر را نشان می‌دهد، مستقیماً بر میزان انرژی مصرف شده تأثیر می‌گذارد. اگر این نیروی لغزش بسیار زیاد باشد، انرژی مستهلک شده صفر خواهد بود؛ زیرا این صفحات نمی‌توانند نسبت به یکدیگر حرکت کنند و سازه به نظر می‌آید که مثل یک سازه مهاربندی عمل کند. به عنوان مثال دیگر، اگر نیروی لرزش بسیار کم باشد، مقدار جابه‌جایی بین دو صفحه زیاد خواهد بود و انرژی مستهلک شده ناچیز خواهد بود. در این حالت، می‌توان تصور کرد که سازه به شکل یک قاب خمشی عمل کند. بین این دو حالت حدی، نیروی لغزشی وجود دارد که به آن نیروی لغزش بهینه می‌گویند. این نیروی لغزش به مقدار انرژی مصرف شده در سازه بیشینه منجر می‌شود.

در سال ۲۰۰۲ شاخصی تحت عنوان SPI^1 که ترکیبی از شاخص‌های عملکردی می‌باشد توسط موالا و بلف معرفی گردید که در نهایت بار لغزشی باتوجه به این شاخص به عنوان بار لرزش بهینه معرفی می‌شود [۱۲]. شاخص‌های مورد نظر مورد در این پارامتر نسبت جابه‌جایی حداکثر بام، برش پایه و انرژی مستهلک شده سازه با میراگر اصطکاکی به نسبت سازه اولیه بدون میراگر می‌باشد. شاخص عملکرد پیشنهادی هر سازه ترکیبی از پارامترهای پاسخ‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمان با و بدون میراگر است که تحت تأثیر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک کوبه و نورث‌ریچ و شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور السنتر و هاچینوهه قرار گرفته و به روش تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحلیل شده‌اند و به صورت زیر تعریف می‌گردند.

$$PI = \left[1 - \sqrt{R_d^2 + R_a^2 + R_e^2} \right] * 100 \quad (1)$$

R_d از تقسیم حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی ساختمان بهسازی شده به حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی ساختمان قبل از بهسازی تعیین می‌گردد:

$$R_d = W_d \frac{\Delta_R}{\Delta_b} \quad (2)$$

W_d ضریب وزنی حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی طبقات، Δ_b حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی ساختمان قبل بهسازی و Δ_R حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی ساختمان بهسازی شده هستند. R_a از تقسیم حداکثر شتاب نسبی ساختمان بهسازی شده به حداکثر شتاب نسبی ساختمان قبل از بهسازی تعیین می‌گردد:

$$R_a = W_a \frac{a_R}{a_b} \quad (3)$$

W_a ضریب وزنی شتاب نسبی طبقات، a_R حداکثر شتاب مطلق ساختمان بعد از بهسازی و a_b حداکثر شتاب مطلق ساختمان قبل از بهسازی هستند. R_e از تقسیم تفاضل انرژی ورودی به سازه با انرژی مستهلک شده توسط میراگر بر انرژی ورودی به سازه تعیین می‌گردد:

$$R_e = W_e \frac{E_i - E_D}{E_i} \quad (3)$$

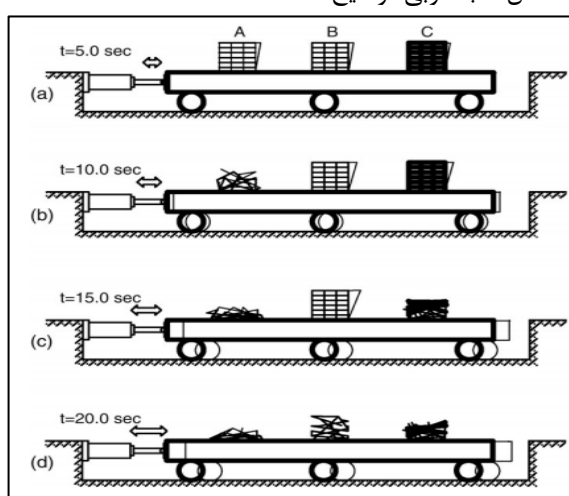
W_e ضریب وزنی نسبت انرژی ورودی به سازه و انرژی مستهلک شده توسط میراگر، E_i انرژی ورودی به سازه و E_D انرژی مستهلک شده توسط میراگر هستند. مقادیر ضرایب وزنی W_a ، W_d و W_e باتوجه به بحرانی‌ترین حالت پاسخ سازه به ترتیب ۰/۴، ۰/۴ و ۰/۲ در نظر گرفته شده است. با تعریف شاخص عملکرد مطابق با معادله شماره (۱) چنانچه $PI > 0\%$ باشد نشانگر بهبود عملکرد سازه است که شامل کاهش در پارامترهای حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی بین طبقات، حداکثر شتاب نسبی طبقات و حداکثر انرژی مستهلک شده توسط

¹Seismic Performance Index

میراگر می باشد. چنانچه $PI=0\%$ باشد نشانگر عملکرد نامطلوب و بی اثر بودن روش توزیع میرایی بر پاسخ های سازه ای و غیرسازه ای می باشد [۱۲].

۲-۲- روش زمان دوام

در این روش دوام سازه تحت یک تحریک دینامیکی فزاینده قرار می گیرد و حداکثر مقدار پارامترهای پاسخ در مقابل زمان (حداکثر قدرمطلق پاسخ از شروع تا زمان موردنظر) تعیین می شود. این پارامترهای پاسخ، بسته به نیاز، ممکن است شامل یک یا ترکیبی از معیارهای عملکردی باشد که در ارزیابی و طراحی استفاده می شود. پارامترهای ساده مانند جابه جایی ها، نیروها، کشش ها یا پاسخ های غیرخطی مانند مدت زمان سازه در حالت پلاستیک یا شاخص های خرابی پیچیده تر را می توان ارزیابی کرد. با توجه به کاربرد پارامترهای مختلف پاسخ در تفسیر نتایج، عموماً از عنوان شاخص شکست برای اشاره به آن ها استفاده می شود. در این حالت، شاخص شکست در بسیاری از موارد برای پارامترهای ساده مانند نسبت تنش یا نسبت جابه جایی موجود مجاز است [۳۶]. مفهوم روش دوام زمان را می توان با استفاده از یک آزمایش فرضی بصورت شکل ۱ به خوبی توضیح داد:



شکل ۱: آزمون میز لرزان تحت شتاب فرضی [36]

مطابق شکل ۱ زمان دوام سازه A، ۱۰ ثانیه، سازه C، ۱۵ ثانیه و سازه B، طی بیش از ۲۰ ثانیه به دست می آید. حال با فرض اینکه شتاب کالیبره شده باشد و شدت محرک آن در یک زمان معین مثلاً ثانیه دهم با شدت زلزله مطابقت دارد. در این مثال سازه A قبل از زمان موردنیاز (ثانیه دهم) به حد مجاز می رسد. در نتیجه این سازه معیار طراحی را برآورده نمی کند و ضعیف ترین است. اما سازه C بعد از زمان پایه به حد مجاز می رسد و بنابراین حداقل استقامت موردنیاز استاندارد را دارد. از سوی دیگر، سازه شماره B که در هر زمان بسیار بیشتر از حداقل موردنیاز است، قوی تر از استاندارد است. با توجه به مباحث گفته شده یافتن زمان هدف متناسب با هدف طراحی از مهم ترین بخش های این روش می باشد.

۲-۲-۱- زمان هدف

روش تحلیل زمان دوام بر اساس به کارگیری بارگذاری دینامیکی فزاینده می باشد. تفسیر صحیح از نتایج تحلیل زمان دوام به چگونگی ارتباط نتایج با شدت لرزه معادل بستگی دارد که این امر معمولاً از طریق تعیین زمان های خاص در تحلیل انجام می شود که در آن شدت اعمال شده می تواند معادل شدت لرزه های موردنظر باشد. مقدار موردنظر از پارامترهای مختلف پاسخ لرزه ای برابر با مقداری در نظر گرفته می شود که در تحلیل زمان دوام به اصطلاح زمان هدف نامیده می شود. انتخاب زمان هدف مناسب در نتایج تحلیل به شدت تأثیرگذار است و در زیر روش های مختلفی برای به دست آوردن این زمان معرفی می گردد:

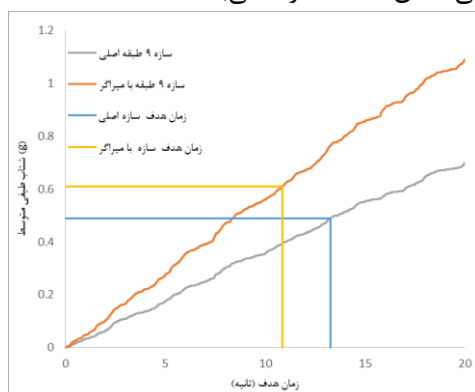
۱- انتخاب زمان های هدف بر اساس طیف الگوی

۲- مطابقت با متوسط شدت

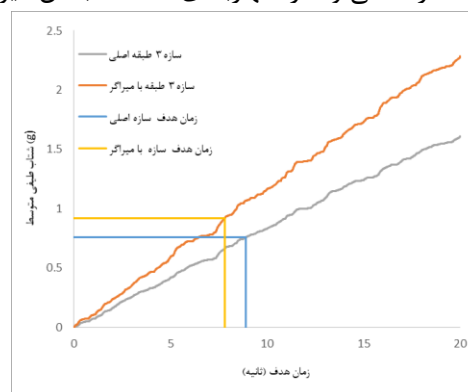
۳- انطباق حداقل شدت طیفی

۴- انطباق طیف‌های مقیاس شده حرکت زمین

باتوجه به نزدیک بودن نتایج این روش‌ها و همچنین مرسوم بودن روش انطباق طیف‌های مقیاس شده حرکت زمین در این پژوهش از آن استفاده شده است. اگر مجموعه‌ای از حرکت‌های زمین به‌عنوان مبنای طراحی در دسترس باشد تنظیم زمان هدف برای مطابقت مستقیم با حرکت‌های منتخب زمین احتمالاً مناسب‌ترین رویکرد است. این روش با مقیاس کردن حرکت زمین به سطح شدت مناسب بر اساس الزامات آیین‌نامه آغاز می‌شود. باتوجه به در دسترس بودن این داده‌ها و همچنین انتظار انطباق شتاب طیفی در بازه $0.2T$ تا $1/5T$ با طیف آیین‌نامه در صورتی که داده‌های A_{215} برای یک رکورد ساختگی در دسترس باشد می‌توان از آن استفاده کرد که این باعث ساده‌سازی بیشتر انتخاب زمان هدف می‌گردد. فایل‌های با پسوند A_{215} برای هر پریرود میانگین مقدار شتاب طیفی را از $0.2T$ تا $1/5T$ ارائه می‌دهند. در صورتی که از داده‌های A_{215} برای مجموعه خاصی از رکوردها استفاده شود، فرایند انتخاب زمان هدف می‌تواند با ساده‌سازی بیشتری انجام شود. فایل‌های با پسوند A_{215} برای هر پریرود میانگین مقادیر شتاب طیفی را از زمان تناوب $0.2T$ تا $1/5T$ می‌دهند این محدوده زمانی است که توسط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای برای پوشش دادن پریرودهای سازه در نظر گرفته شده است. داده‌های ارائه شده در ماتریس A_{215} می‌تواند روند انتخاب زمان هدف را به شدت کاربردی کند. برای نشان دادن کاربرد این روش از رکوردهای ساختگی $ETA_{20}inx$ که شامل ۳ تابع تحریک می‌باشد، استفاده شده است. این رکوردها حداکثر مدت زمان هدف ۲۰ ثانیه را پشتیبانی می‌کنند و برای استفاده در تحلیل‌های غیرخطی توسعه پیدا کرده است. همچنین این رکوردها با طیف شتاب استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس سازی شده‌اند. در شکل‌های ۲ و ۳ به ترتیب برای سازه ۳ و ۹ طبقه زمان هدف نشان داده شده و لازم به ذکر است که در باتوجه به توضیحات ذکر شده زمان هدف سازه اصلی و سازه مهاربندی شده که به آن میراگر اصطکاکی دورانی الحاق شده متفاوت می‌باشد.



شکل ۳: $ETA_{20}inx$ میانگین $0.2T$ تا $1/5T$ برای سازه ۹ طبقه مهاربندی شده و خمشی استاندارد

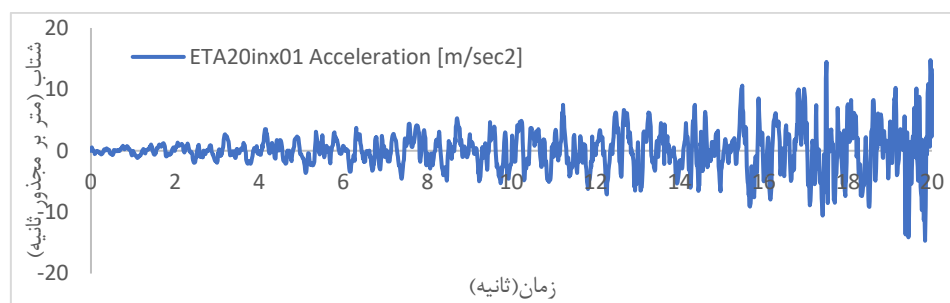


شکل ۲: $ETA_{20}inx$ میانگین $0.2T$ تا $1/5T$ برای سازه ۳ طبقه مهاربندی شده و خمشی استاندارد

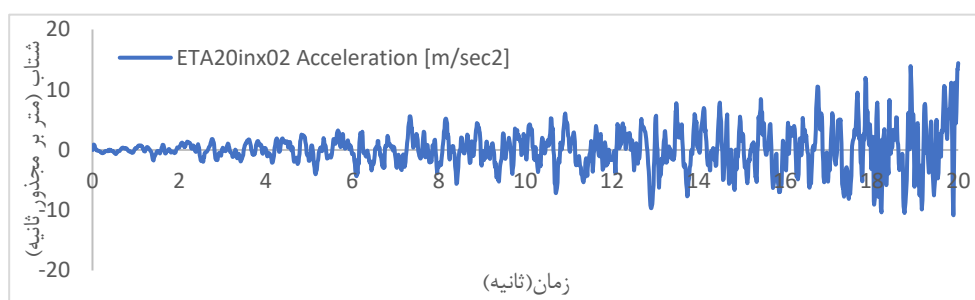
۲-۲-۲- شتاب نگاشت‌ها

روش تحلیل زمان دوام بر اساس به‌کارگیری بارگذاری دینامیکی افزایشی می‌باشد. تفسیر صحیح از نتایج تحلیل زمان دوام به چگونگی ارتباط نتایج با شدت لرزه‌ای معادل بستگی دارد و این امر معمولاً از طریق تعیین زمان‌های خاص در تحلیل انجام می‌شود که در آن شدت اعمال شده می‌تواند معادل شدت لرزه‌های موردنظر باشد. مقدار موردنظر از پارامترهای مختلف پاسخ لرزه‌ای برابر با مقداری در نظر گرفته می‌شود که در تحلیل زمان دوام به اصطلاح زمان هدف نامیده می‌شود انتخاب زمان هدف مناسب در نتایج تحلیل به شدت تأثیرگذار است که برای یافتن این زمان روش‌های مختلفی وجود دارد. در صورتی که از داده‌های A_{215} برای مجموعه خاصی از رکوردها استفاده شود فرایند انتخاب زمان هدف می‌تواند با ساده‌سازی بیشتری انجام شود فایل‌های با پسوند A_{215} برای هر پریرود میانگین مقادیر شتاب طیفی را از زمان تناوب $0.2T$ تا $1/5T$ می‌دهند این محدوده زمانی است که توسط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای برای پوشش دادن پریرودهای سازه در نظر

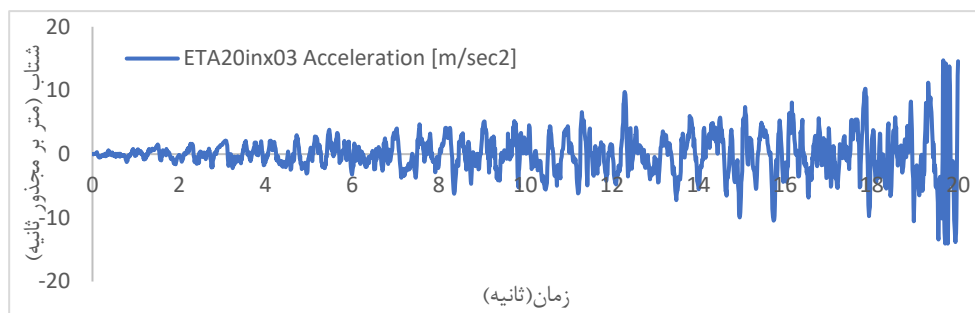
گرفته شده است داده‌های ارائه شده در ماتریس A215 می‌تواند روند انتخاب زمان هدف را به شدت کاربردی کند. برای نشان دادن کاربرد این روش از رکوردهای ساختگی A215 (ETA20inx) که شامل ۳ تابع تحریک می‌باشد و در شکل ۴ نشان داده شده است.



الف: تابع تحریک ETA20inx01



ب: تابع تحریک ETA20inx02



ج: تابع تحریک ETA20inx03

شکل ۴: توابع تحریک سری ETA20inx

صحت سنجی و مشخصات مدل سازی

۳-۱- صحت سنجی

به منظور اعتبارسنجی روش مدل سازی در نرم افزار SAP2000 ورژن ۲۴ به پیاده سازی مدل مورد استفاده در مطالعه لیاثو و همکاران در سال ۲۰۰۴ به عنوان مدل مرجع پرداخته شده است [۳۷]. این مقاله نتایج یک پروژه تحقیقاتی بین المللی را ارائه می‌کند که به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای یک سازه اسکلت فلزی سه طبقه مجهز به دستگاه میراگر اصطکاک دورانی که اخیراً در دانشگاه فنی دانمارک توسعه یافته است، ارائه می‌کند. نمایی سه بعدی از نمونه‌های مورد نظر در شکل ۵ قابل مشاهده است.



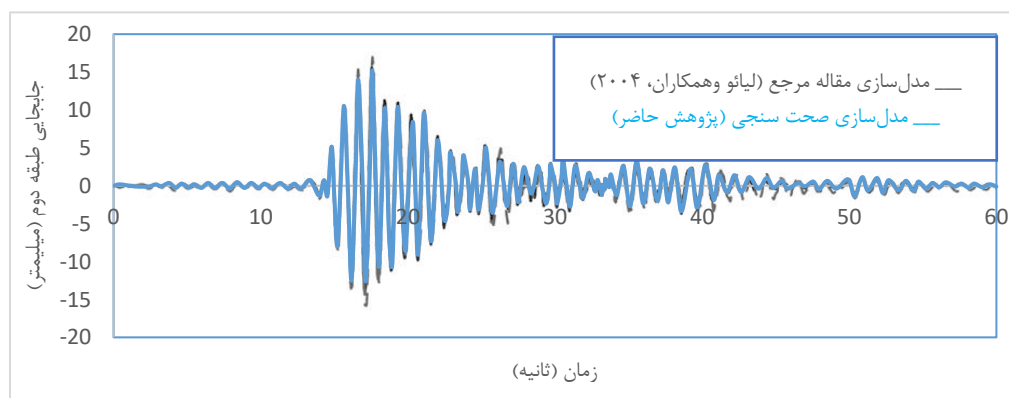
شکل ۵: نمای سه بعدی از نمونه مورد نظر مقاله مرجع [۳۷]

به منظور صحت سنجی نتایج شبیه سازی قاب مدل سازی شده در نرم افزار SAP۲۰۰۰ با نتایج این پژوهش تحت زلزله ال سنترو با $PGA=0.04$ در زیر آورده شده است. باتوجه به مقاله جرم قاب حدوداً ۳۵ تن بوده و از مقاطع $12 \times 8 \times 200 \times H$ برای ستون و از مقاطع $9 \times 6 \times 150 \times I$ برای تیرها استفاده شده است. همچنین مشخصات میراگر در مقاله و نرم افزار در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱: مشخصات میراگر در مقاله

	Left bracing bar	Right bracing bar	Pre_stressed bolt	Yielding friction moment
	kN	kN	kN	kN.m
۱ st story	۱۵/۹	۱۴/۶	۳۷/۸	۱/۵۱
۲ nd story	۱۶/۱	۱۰/۷	۴۹/۵	۱/۵۸۶
۳ rd story	۱۰/۱	۱۰/۵	۲۵/۶	۱/۰۱۶

نتایج مدل صحت سنجی در شکل ۶ نشان داده شده است که دارای مشابهت قابل قبولی با مدل مقاله مرجع می باشد. بیشینه جابه جایی طبقه دوم در مقاله ۱۶ میلیمتر و بیشینه جابه جایی نرم افزار SAP۲۰۰۰، ۱۵ میلیمتر می باشد که این اختلاف کمتر از ۷ درصد می باشد لازم به ذکر است اختلاف موجود میان نتایج به دست آمده از مدل صحت سنجی و مدل مقاله مرجع ناشی از اختلاف در رکورد زلزله اعمالی به سازه باتوجه به عدم معرفی دقیق روش مقیاس کردن رکورد و فیلتر فرکانس های رکورد موجود می باشد. همچنین نحوه مدل سازی مفاصل پلاستیک در SAP۲۰۰۰ (مفاصل بر اساس ۱۷-۴۱ ASCE) و نرم افزار DRAIN-۲DX که در پژوهش لیائو و همکاران مورد استفاده قرار گرفته است، می تواند از دیگر دلایل اختلاف نتایج به دست آمده باشد.



شکل ۶: مقایسه نتایج به دست آمده از مدل صحت سنجی و مدل پژوهش لیائو و همکاران (۲۰۰۴)

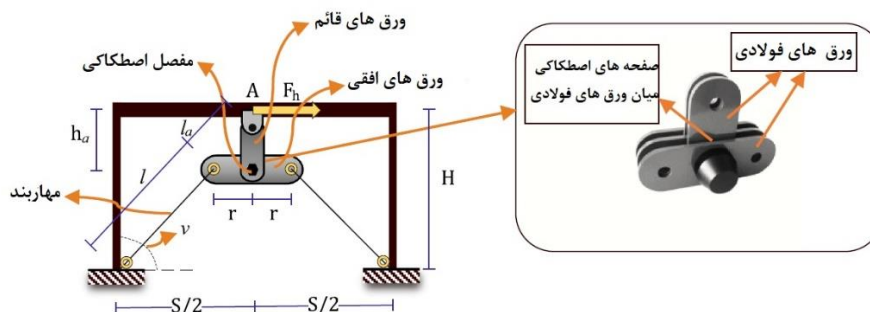
باتوجه به اینکه در نرم افزار SAP2000 امکان مدل سازی مستقیم رفتار اصطکاکی وجود ندارد، می توان آن را با المان دیگری با رفتار چرخه ای مشابه مدل سازی کرد؛ بنابراین می توان برای مدل کردن این نوع از میراگر از المان لینک Plastic Wen استفاده نمود. رفتار نیرو جابه جایی این المان یک نمودار دوخطی است که با چهار پارامتر سختی اولیه سختی پس از تسلیم شدن نیروی تسلیم و ضریب تیزگوشگی نمودار چرخه ای تعیین می گردد. این پارامترها باید به گونه ای تعیین گردند که شکل مستطیلی حلقه های چرخه های میراگر اصطکاکی را بسازند. باتوجه به شکل ۷ شاخص های تعریف شده را می توان به راحتی به نرم افزار اعمال نمود. میراگرهای اصطکاکی در حالت کلی دارای دوفاز چسبندگی و لغزش خواهند بود. در فاز چسبندگی سختی خود میراگر فقط ناشی از سختی ورق های میراگر بوده که به دلیل طول کم آن عمدتاً دارای سختی بسیار زیادی هستند. از طرفی باتوجه به سری بودن میراگر با بادبند حامل آن و با فرض سختی زیاد میراگر سختی معادل برابر با سختی بادبند می باشد.

باتوجه به چیدمان نصب میراگرهای اصطکاکی دورانی نیروی لغزشی کل در این نوع از میراگرها از نوع لنگر پیچشی می باشد که باید در نرم افزار به درستی اعمال گردد. اگر لنگر پیچشی را در لحظه لرزش میراگر دورانی با M_f نشان دهیم، در این صورت باتوجه به شکل ۸ و با در نظر گرفتن طول ورق فوقانی رابطه لنگر لغزش میراگر و نیروی طبقه برابر است با $F_h * h_a$ که در زیر نشان داده شده است. روند تعیین لنگر پیچشی به این نیز چگونه خواهد بود که شاخص عملکرد مطلوب را کمینه نماید.

ب) ویژگی های متغیر میراگر

الف) انتخاب نوع میراگر و تنظیمات اولیه

شکل ۷: تعریف میراگر در نرم افزار SAP2000

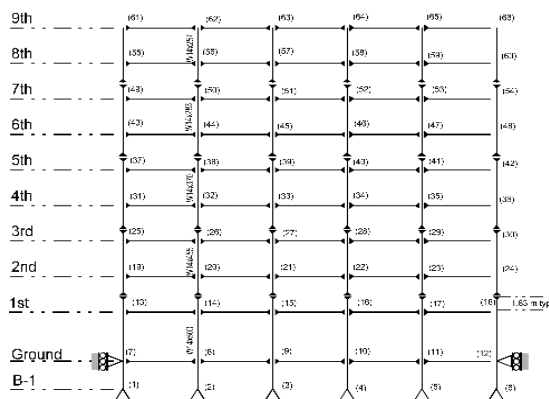


شکل ۸: نمای کلی میراگر اصطکاکی دورانی

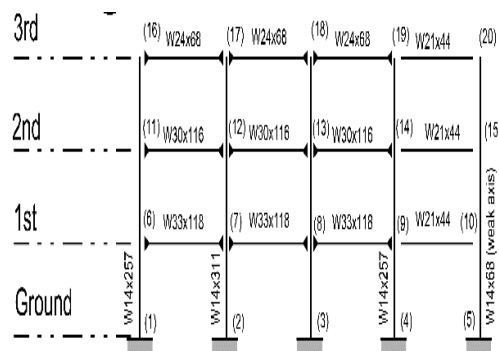
۱-۲- مدل سازی

برای ارزیابی توزیع ضریب میرایی در ارتفاع ساختمان، از ساختمان‌های شاخص ارائه شده توسط اوهتوری و همکاران و سایر محققین استفاده شده است [۳۸-۴۳]. محققین حوزه کنترل سازه‌ها با در نظر گرفتن سازه‌های مختلف و معیارهای متفاوت سعی در نشان دادن اثر روش یا وسیله کنترل خاصی داشتند، اما باتوجه به فقدان اصول مشترک در تحقیقات امکان مقایسه روش‌ها و یا وسایل کنترلی آن‌ها با یکدیگر موجود نبود. کمیته کنترل سازه انجمن مهندسی آمریکا با درک اهمیت وجود سازه‌های SAC در کنترل سازه‌ها سعی در ایجاد و توسعه آن‌ها کرد. این ساختمان‌های سه، نه و بیست طبقه به عنوان قسمتی از پروژه فولادی SAC برای مناطق لس‌آنجلس و کالیفرنیا طراحی شده‌اند. هدف از انتخاب این ساختمان‌ها برای مثال‌های طراحی این تحقیق، مهیا کردن یک مبنای شفاف برای ارزیابی روش‌های مختلف توزیع ضریب میرایی در ارتفاع ساختمان می‌باشد. هر سه ساختمان به صورت قابل توجهی در مشخصات دینامیکی و ظرفیت مقاومت جانبی باهم متفاوت هستند به نحوی که یک مبنای گسترده را برای مقایسه‌ی راهبردهای مختلف کنترل سازه مهیا می‌سازند. سازه‌های این ساختمان‌ها مطابق با الزامات آیین‌نامه‌های محلی و با در نظر گرفتن بارهای ثقلی، باد و زلزله طراحی شده‌اند و نشان‌دهنده ساختمان‌ها کوتاه، میان و بلند مرتبه هستند. سیستم سازه‌ای برای هر سه ساختمان شامل قاب‌های مقاوم خمشی محیطی و قاب‌های مفصلی داخلی با استفاده از اتصال برشی می‌باشد. سازه سه طبقه معیار دارای ابعاد ۳۶/۵۸ متر در ۵۴/۸۷ متر در پلان و ۱۱/۸۹ متر ارتفاع است. سازه دارای شش دهانه در جهت شرق-غرب و چهار دهانه در جهت شمال-جنوب می‌باشد و عرض تمامی دهانه‌ها ۹/۵ متر است. سیستم باربر جانبی سازه از قاب‌های مقاوم خمشی پیرامونی هست. دهانه‌های میانی سازه دارای قاب‌های ساده است. ستون‌های سازه دارای مقاومت ۳۴۵ مگاپاسکال هستند. ستون‌های قاب خمشی بال‌پهن هستند. ارتفاع طبقات کف به کف (مرکز به مرکز تیر) ۳/۹۶ متر می‌باشد. پایه‌های ستون‌ها به صورت اتصال گیردار به زمین متصل شده‌اند. تیرهای سازه از پروفیل بال‌پهن به مقاومت ۲۴۸ مگاپاسکال است. بارگذاری سازه به صورت اعمال جرم لرزه سازه در جهت جنوب به شمال می‌باشد. جرم لرزه‌ای طبقات اول و دوم ۹۵۷ تن و در طبقه سوم ۱۰۴۰ تن در نظر گرفته شده است. جرم لرزه‌ای کل سازه ۲۵۹۰ تن می‌باشد.

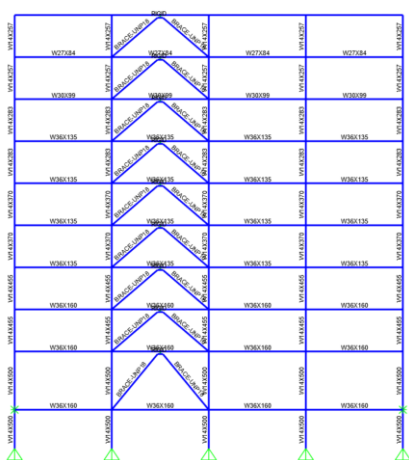
سازه ۹ طبقه معیار دارای ابعاد ۴۵/۷۳ متر در ۴۵/۷۳ متر در پلان و ۳۷/۱۹ متر در ارتفاع می‌باشد. این سازه دارای شش دهانه در جهت شمال به جنوب و شش دهانه در جهت شرق به غرب می‌باشد و عرض تمامی دهانه‌ها ۹/۵ متر است. سیستم مقاوم جانبی سازه با استفاده از قاب‌های مقاوم خمشی پیرامونی سازه می‌باشد. دهانه‌های میانی سازه دارای قاب‌های ساده است. ستون‌های سازه دارای مقاومت ۳۴۵ مگاپاسکال هستند. ستون‌های قاب خمشی بال‌پهن هستند. ساختمان دارای زیرزمین B1 است و سطح نهم بام سازه می‌باشد. فاصله سطح طبقه اول تا سطح زیرین آن ۳/۶۵ متر، فاصله طبقه اول تا طبقه همکف ۵/۴۹ متر و فواصل سایر طبقات ۳/۶۹ متر می‌باشد. ستون‌ها به صورت اتصال گیردار به زمین متصل شده‌اند. تیرهای سازه از پروفیل بال‌پهن به مقاومت ۲۴۸ مگاپاسکال هستند. بارگذاری سازه به صورت اعمال جرم لرزه سازه در جهت جنوب به شمال در هر طبقه می‌باشد. جرم لرزه‌ای طبقه همکف ۹۶۵ تن، طبقه اول ۱۰۱۰ تن، برای طبقات دوم تا هشتم ۹۸۹ تن و طبقه نهم ۱۰۷۰ تن می‌باشد. جرم لرزه‌ای کل سازه ۹۰۰۰ تن است. شرح کامل مشخصات سازه‌ها شامل ابعاد، اندازه اعضا، بارگذاری و نوع مصالح استفاده شده در مطالعه انجام شده توسط اوهتوری و همکاران موجود می‌باشد [۳۸]. در شکل ۹ و ۱۰ قاب پیرامونی ساختمان‌های SAC، ۳ و ۹ طبقه و نمونه‌های دارای میراگر نمایش داده شده است.



الف: قاب خمشی ساختمان SAC ۹ طبقه [۳۸]

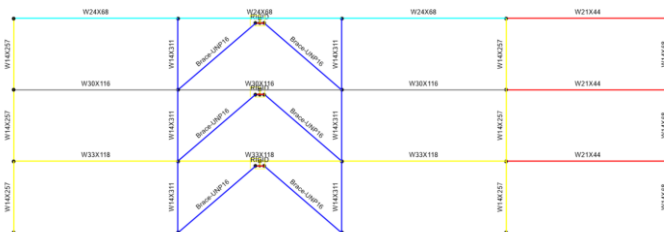


الف: قاب خمشی ساختمان SAC ۳ طبقه [۳۸]



ب: قاب دارای مهاربند ۹ طبقه

شکل ۱۰: پیکربندی سازه‌های ۹ طبقه



ب: قاب دارای مهاربند ۳ طبقه

شکل ۹: پیکربندی سازه‌های ۳ طبقه

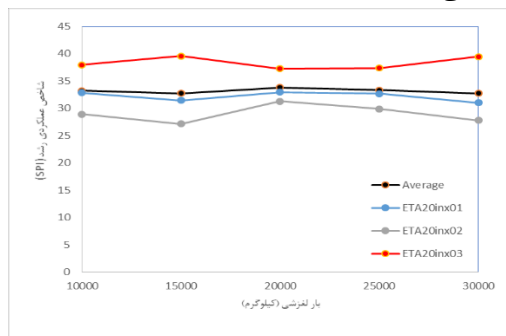
نتایج و بررسی

در این قسمت، باتوجه به طراحی میراگر اصطکاکی دورانی و مبتنی بر شاخص عملکرد لرزه‌ای، ابتدا این شاخص به دقت مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه، پارامترهای اساسی شامل برش پایه، جابه‌جایی نسبی بین طبقات، و میزان انرژی ورودی و مستهلک شده مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته‌اند.

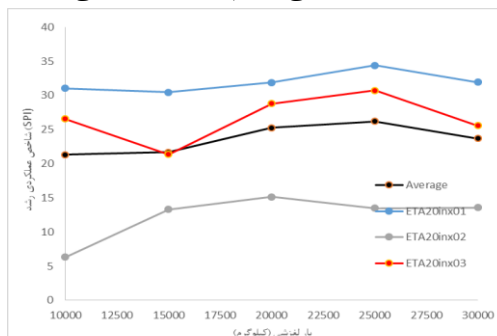
بررسی شاخص عملکردی

در این مرحله، تحلیلی جامع از تأثیر نیروهای لغزشی مختلف بر سازه به وسیله توابع تحریک موردنظر انجام شده است. نتایج به دست آمده از این تحلیل بر اساس حالت‌های سازه با و بدون استفاده از میراگرها در جداول ۲ و ۳، همچنین در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ به دقت ارائه شده‌اند. این نتایج اطلاعات مهمی را ارائه می‌دهند که به مهندسان سازه این امکان را می‌دهند تا تصمیمات بهینه‌سازی را در زمینه تنظیم نیروی لغزشی و استفاده از میراگرها اتخاذ کنند. همانطور که از نتایج مشخص است، با افزایش نیروی لغزشی و تقویت میراگرها، شاخص عملکرد به طور قابل توجهی رشد نکرده است. این نتایج ممکن است به عنوان یک ویژگی مهم در طراحی سازه‌ها در مواجهه با نیروهای لغزشی مد نظر قرار گیرد. بر اساس تجزیه و تحلیل اجمالی نتایج، توصیه می‌شود که برای توزیع یکنواخت میراگرها در سازه، در

سه طبقه از بار لغزشی ۱۵ تن و در سازه‌های ۹ از بار لغزشی ۱۰ تن به بالا استفاده گردد. این توصیه بر اساس میانگین‌گیری از نتایج حاصل از تجزیه و تحلیل دقیق و علمی انجام شده است و می‌تواند به بهبود عملکرد و ایمنی سازه‌ها کمک کند.



شکل ۱۲: نسبت شاخص عملکردی رشد به بار لغزشی - سازه ۹ طبقه



شکل ۱۱: نسبت شاخص عملکردی رشد به بار لغزشی - سازه ۳ طبقه

جدول ۲: نتایج سازه ۳ طبقه با و بدون میراگر تحت توابع تحریک

نام رکورد	بار لغزش kg		سازه بدون میراگر		سازه با میراگر			
	F	M (kg.m)	جابه‌جایی بام m	برش پایه (تن)	جابه‌جایی بام m	برش پایه (تن)	انرژی ورودی زلزله	انرژی تلف شده توسط میراگر
ETA20inx01	0	0	0/203	612			104115	
	10000	2500	0/203	612	0/087	992	114222	21955
	15000	3750	0/203	612	0/088	1009	106911	33961
	20000	5000	0/203	612	0/089	985	112471	35633
	25000	6250	0/203	612	0/085	970	107215	98787
	30000	7500	0/203	612	0/086	1007	98053	115679
ETA20inx02	0	0	0/197	575			79951	
	10000	2500	0/197	575	0/102	1299	117559	37398
	15000	3750	0/197	575	0/099	1199	120276	44664
	20000	5000	0/197	575	0/092	1173	118955	34649
	25000	6250	0/197	575	0/099	1206	123321	83761
	30000	7500	0/197	575	0/097	1210	126924	129910
ETA20inx03	0	0	0/160	624			77091	
	10000	2500	0/160	624	0/091	1063	109150	26955
	15000	3750	0/160	624	0/095	1169	114209	116649
	20000	5000	0/160	624	0/095	1025	111361	35222

	۲۵۰۰۰	۶۲۵۰	۰/۱۶۰	۶۲۴	۰/۰۸۵	۱۰۲۳	۱۰۶۲۸۸	۷۲۵۸۲
	۳۰۰۰۰	۷۵۰۰	۰/۱۶۰	۶۲۴	۰/۰۹۵	۱۰۹۹	۱۰۹۴۹۵	۱۱۴۹۲۵

ادامه جدول ۲: نتایج سازه ۳ طبقه با و بدون میراگر تحت توابع تحریک

Rd		Rf		Re		PI-شاخص عملکردی	
Rd	Wd	Rf	Wf	Re	We	$\sqrt{Re^2 + Rf^2 + Rd^2}$	
ETA _{۲۰} ·inx·۱							
۰/۱۷	۰/۴	۰/۶۵	۰/۴	۰/۱۶	۰/۲	۰/۶۹	۳۱/۰۵
۰/۱۷	۰/۴	۰/۶۶	۰/۴	۰/۱۴	۰/۲	۰/۷۰	۳۰/۴۵
۰/۱۷	۰/۴	۰/۶۴	۰/۴	۰/۱۴	۰/۲	۰/۶۸	۳۱/۸۸
۰/۱۷	۰/۴	۰/۶۳	۰/۴	۰/۰۲	۰/۲	۰/۶۶	۳۴/۳۹
۰/۱۷	۰/۴	۰/۶۶	۰/۴	-۰/۰۴	۰/۲	۰/۶۸	۳۱/۹۶
ETA _{۲۰} ·inx·۲							
۰/۲۱	۰/۴	۰/۹۰	۰/۴	۰/۱۴	۰/۲	۰/۹۴	۶/۲۹
۰/۲۰	۰/۴	۰/۸۳	۰/۴	۰/۱۳	۰/۲	۰/۸۷	۱۳/۳۰
۰/۱۹	۰/۴	۰/۸۲	۰/۴	۰/۱۴	۰/۲	۰/۸۵	۱۵/۱۴
۰/۲۰	۰/۴	۰/۸۴	۰/۴	۰/۰۶	۰/۲	۰/۸۷	۱۳/۴۹
۰/۲۰	۰/۴	۰/۸۴	۰/۴	۰/۰۰	۰/۲	۰/۸۶	۱۳/۵۷
ETA _{۲۰} ·inx·۳							
۰/۲۳	۰/۴	۰/۶۸	۰/۴	0.15	۰/۲	۰/۷۳	۲۶/۵۸
۰/۲۴	۰/۴	۰/۷۵	۰/۴	۰/۰۰	۰/۲	۰/۷۹	۲۱/۳۶
۰/۲۴	۰/۴	۰/۶۶	۰/۴	۰/۱۴	۰/۲	۰/۷۱	۲۸/۷۹
۰/۲۱	۰/۴	۰/۶۶	۰/۴	۰/۰۶	۰/۲	۰/۶۹	۳۰/۷۵
۰/۲۴	۰/۴	۰/۷۰	۰/۴	-۰/۰۱	۰/۲	۰/۷۴	۲۵/۶۰

جدول ۳: نتایج سازه ۹ طبقه با و بدون میراگر تحت توابع تحریک

نام رکورد	بار لغزش kg		سازه بدون میراگر		سازه با میراگر			انرژی تلف شده توسط میراگر
	F	M (kg.m)	جابه جایی م بام m	برش پایه kg	جابه جایی م بام m	برش پایه kg	انرژی ورودی زلزله	
ETA۲۰inx۰۱	0	0	۲/۲۹	1079			534949	
	10000	2500	۲/۲۹	1079	۱/۴۸	1620	548482	132189
	15000	3750	۲/۲۹	1079	۱/۵۵	1655	549915	165073
	20000	5000	۲/۲۹	1079	۱/۴۷	1624	552694	156124
	25000	6250	۲/۲۹	1079	۱/۴۸	1634	547975	174596
	30000	7500	۲/۲۹	1079	۱/۵۷	1675	543013	214308
ETA۲۰inx۰۲	0	0	۲/۶۹	910			610646	
	10000	2500	۲/۶۹	910	۱/۴۶	1502	518535	137249
	15000	3750	۲/۶۹	910	۱/۵۳	1545	521650	175827
	20000	5000	۲/۶۹	910	۱/۴۱	1455	504426	155332
	25000	6250	۲/۶۹	910	۱/۴۳	1491	516381	184068
	30000	7500	۲/۶۹	910	۱/۵۳	1539	516453	233582
ETA۲۰inx۰۳	0	0	۲/۵۵	960			459390	
	10000	2500	۲/۵۵	960	۱/۳۰	1336	446310	37482
	15000	3750	۲/۵۵	960	۱/۲۹	1299	419670	49142
	20000	5000	۲/۵۵	960	۱/۳۱	1361	448404	62545
	25000	6250	۲/۵۵	960	۱/۳۲	1361	437479	74172
	30000	7500	۲/۵۵	960	۱/۳۰	1314	415354	89747

ادامه جدول ۳: نتایج سازه ۹ طبقه با و بدون میراگر تحت توابع تحریک

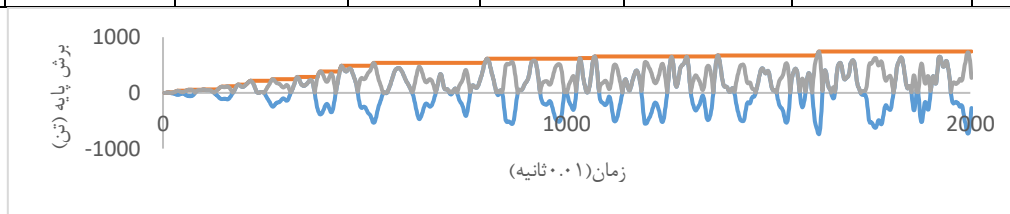
Rd		Rf		Re		PI-شاخص عملکردی	
Rd	Wd	Rf	Wf	Re	We	$\sqrt[2]{Re^2 + Rf^2 + Rd^2}$	%
ETA ₂₀ ·inx·۱							
۰/۲۶	۰/۴	۰/۶۰	۰/۴	۰/۱۵	۰/۲	۰/۶۷	۳۲/۸۵
۰/۲۷	۰/۴	۰/۶۱	۰/۴	۰/۱۴	۰/۲	۰/۶۹	۳۱/۴۶
۰/۲۶	۰/۴	۰/۶۰	۰/۴	۰/۱۴	۰/۲	۰/۶۷	۳۲/۹۴
۰/۲۶	۰/۴	۰/۶۱	۰/۴	۰/۱۴	۰/۲	۰/۶۷	۳۲/۶۹
۰/۲۷	۰/۴	۰/۶۲	۰/۴	۰/۱۲	۰/۲	۰/۶۹	۳۱/۰۳
ETA ₂₀ ·inx·۲							
۰/۲۲	۰/۴	۰/۶۶	۰/۴	۰/۱۵	۰/۲	۰/۷۱	۲۸/۹۴
۰/۲۳	۰/۴	۰/۶۸	۰/۴	۰/۱۳	۰/۲	۰/۷۳	۲۷/۱۴
۰/۲۱	۰/۴	۰/۶۴	۰/۴	۰/۱۴	۰/۲	۰/۶۹	۳۱/۳۱
۰/۲۱	۰/۴	۰/۶۶	۰/۴	۰/۱۳	۰/۲	۰/۷۰	۲۹/۸۸
۰/۲۳	۰/۴	۰/۶۸	۰/۴	۰/۱۱	۰/۲	۰/۷۲	۲۷/۷۹
ETA ₂₀ ·inx·۳							
۰/۲۰	۰/۴	۰/۵۶	۰/۴	۰/۱۸	۰/۲	۰/۶۲	۳۷/۹۵
۰/۲۰	۰/۴	۰/۵۴	۰/۴	۰/۱۸	۰/۲	۰/۶۰	۳۹/۵۵
۰/۲۱	۰/۴	۰/۵۷	۰/۴	۰/۱۷	۰/۲	۰/۶۳	۳۷/۲۷
۰/۲۱	۰/۴	۰/۵۷	۰/۴	۰/۱۷	۰/۲	۰/۶۳	۳۷/۳۸
۰/۲۰	۰/۴	۰/۵۵	۰/۴	۰/۱۶	۰/۲	۰/۶۱	۳۹/۴۷

برش پایه

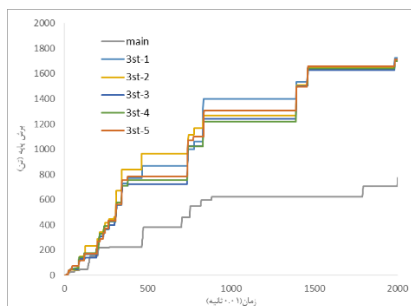
در این بخش، مقادیر تاریخچه تحریک برش پایه مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در شکل ۱۳، مقدار پوش تاریخچه جابه‌جایی برای سازه ۳ طبقه بدون میراگر تحت رکورد ETA₂₀·inx·۱ با منحنی نارنجی نمایان است. این مقدار پوش باتوجه به سطح خطر طراحی و زمان هدف برای سازه‌ها در جدول ۴ آورده شده است. ابتدا، باتوجه به اینکه سازه در ابتدا قاب خمشی بوده و زمان هدف متفاوتی داشته و سپس به آن مهاربند اضافه شده است، انتظار می‌رفت که مقادیر برش پایه افزایش یابند، که در جدول ۴ به طور دقیق توضیح داده شده است. همچنین، در تصاویر ۱۴ تا ۱۶، منحنی پوش تاریخچه برش پایه به صورت گرافیکی برای سازه ۳ طبقه تحت سه رکورد مختلف نشان داده شده است. این تفاوت‌ها به دلیل اختلافات در نوع سیستم سازه و زمان هدف مرتبط با آن ناشی می‌شوند. افزایش برش پایه برای رکورد های مختلف در زمان هدف تعیین شده برای سازه های ۳ طبقه مابین ۰ تا ۱۰۰ درصد افزایش یافته است این درحالی است که برای سازه ۹ طبقه این افزایش بین ۵۰ تا ۶۵ درصد است.

جدول ۴: نتایج برش پایه

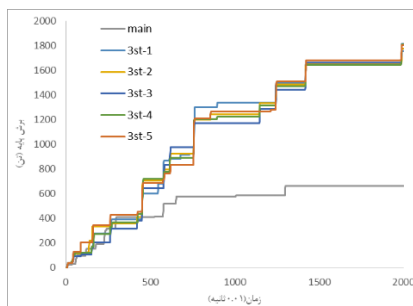
تعداد طبقات	نام رکورد	مدل	مدل با میراگر به ظرفیت				
			۱۰Ton	۱۵Ton	۲۰Ton	۲۵Ton	۳۰Ton
		Main	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۴	مدل ۵
۳St	ETA۲۰inx۰۱	۶۱۲	۹۹۲	۱۰۰۹	۹۸۵	۹۷۰	۱۰۸۱
	ETA۲۰inx۰۲	۵۷۵	۱۲۹۹	۱۱۹۹	۱۱۷۳	۱۲۰۶	۱۲۱۰
	ETA۲۰inx۰۳	۶۲۴	۱۰۶۳	۱۱۶۹	۱۹۲۵	۱۰۲۳	۱۰۹۹
۹St	ETA۲۰inx۰۱	۱۰۷۹	۱۶۲۰	۱۶۵۵	۱۶۲۴	۱۶۳۴	۱۶۷۵
	ETA۲۰inx۰۲	۹۱۰	۱۵۰۲	۱۵۴۵	۱۴۵۵	۱۴۹۱	۱۵۳۹
	ETA۲۰inx۰۳	۹۶۰	۱۳۳۶	۱۲۹۹	۱۳۶۱	۱۳۶۱	۱۳۱۴



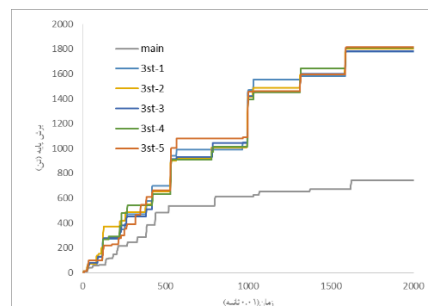
شکل ۱۳: تاریخچه جابه‌جایی سازه ۳ طبقه بدون میراگر تحت رکورد ETA۲۰inx۰۱



شکل ۱۶: منحنی پوش برش پایه سازه ۳ طبقه تحت رکورد ETA۲۰inx۰۳



شکل ۱۵: منحنی پوش برش پایه سازه ۳ طبقه تحت رکورد ETA۲۰inx۰۲



شکل ۱۴: منحنی پوش برش پایه سازه ۳ طبقه تحت رکورد ETA۲۰inx۰۱

بررسی جابه‌جایی نسبی طبقات

در این بخش، مقادیر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات تحت تحریک مورد بررسی قرار گرفته‌اند. باتوجه‌به اینکه ابتدا سازه به‌عنوان یک قاب خمشی مدل‌سازی شده و سپس به آن میراگر اضافه شده است، انتظار می‌رفت که کاهش مقادیر جابه‌جایی نسبی در طبقات به طور چشمگیری رخ دهد. این کاهش در بازه ۵ تا ۵۰ درصد متغیر بوده و به تعداد طبقات سازه و نیروی لغزشی میراگر بستگی دارد. جزئیات نتایج در جداول ۵ و ۶ گنجانده شده‌اند.

جدول ۵: مقادیر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات سازه ۳ طبقه

Story	Main			۱۰Ton			۱۵Ton			۲۰Ton			۲۵Ton			۳۰Ton		
	ETA 20in x01	ETA ۲۰in x۰۲	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA 20in x02	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA 20in x02	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA 20in x02	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA 20in x02	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA 20in x02	ETA ۲۰in x۰۳
۱	۲/۱	۱/۴	۱/۵	۰/۸	۱/۱	۰/۹	۰/۹	۱/۰	۱/۰	۰/۹	۱/۰	۰/۹	۰/۸	۱/۱	۰/۹	۰/۹	۱/۰	۰/۹
۲	۲/۰	۱/۸	۱/۸	۰/۹	۱/۳	۱/۰	۰/۸	۰/۹	۱/۰	۰/۹	۰/۹	۰/۹	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۰/۹	۱/۰	۱/۰
۳	۱/۶	۲/۲	۱/۶	۰/۶	۰/۹	۰/۷	۰/۶	۰/۷	۰/۷	۰/۶	۰/۷	۰/۷	۰/۶	۰/۷	۰/۶	۰/۷	۰/۸	۰/۷
MAX	۲/۱	۲/۲	۱/۸	۰/۹	۱/۳	۱/۰	۰/۹	۱/۰	۱/۰	۰/۹	۱/۰	۰/۹	۰/۹	۱/۱	۰/۹	۰/۹	۱/۰	۱/۰

جدول ۶: مقادیر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات سازه ۹ طبقه

Story	Main			۱۰Ton			۱۵Ton			۲۰Ton			۲۵Ton			۳۰Ton		
	ETA ۲۰in x۰۱	ETA ۲۰in x۰۲	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA ۲۰in x۰۲	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA ۲۰in x۰۲	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA ۲۰in x۰۲	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA ۲۰in x۰۲	ETA ۲۰in x۰۳	ETA ۲۰in x۰۱	ETA ۲۰in x۰۲	ETA ۲۰in x۰۳
Gr	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
۱	۱/۵	۱/۷	۱/۶	۱/۵	۱/۵	۱/۳	۱/۶	۱/۵	۱/۳	۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۶	۱/۵	۱/۳
۲	۱/۶	۱/۹	۱/۸	۱/۲	۱/۱	۱/۱	۱/۳	۱/۲	۱/۱	۱/۲	۱/۱	۱/۱	۱/۲	۱/۱	۱/۲	۱/۳	۱/۲	۱/۲
۳	۱/۸	۱/۶	۱/۸	۱/۱	۱/۰	۱/۰	۱/۲	۱/۱	۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۰	۱/۲	۱/۱	۱/۱
۴	۲/۳	۱/۵	۱/۶	۱/۴	۱/۳	۱/۰	۱/۴	۱/۴	۱/۰	۱/۴	۱/۳	۱/۰	۱/۴	۱/۳	۱/۰	۱/۵	۱/۴	۱/۱
۵	۲/۰	۱/۸	۱/۳	۱/۴	۱/۴	۰/۹	۱/۵	۱/۵	۰/۹	۱/۴	۱/۴	۱/۰	۱/۴	۱/۴	۱/۰	۱/۵	۱/۵	۱/۰
۶	۱/۷	۱/۹	۱/۶	۱/۴	۱/۵	۱/۰	۱/۴	۱/۵	۱/۰	۱/۳	۱/۴	۱/۰	۱/۳	۱/۴	۱/۰	۱/۴	۱/۵	۱/۰
۷	۱/۶	۲/۱	۲/۵	۱/۳	۱/۴	۱/۰	۱/۴	۱/۵	۱/۱	۱/۳	۱/۴	۱/۰	۱/۳	۱/۴	۱/۰	۱/۴	۱/۵	۱/۱
۸	۲/۰	۲/۷	۲/۵	۱/۲	۱/۴	۱/۱	۱/۲	۱/۵	۱/۲	۱/۲	۱/۳	۱/۱	۱/۲	۱/۴	۱/۱	۱/۲	۱/۴	۱/۲
۹	۱/۹	۲/۵	۲/۱	۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۰	۱/۳	۱/۱	۱/۰	۱/۱	۰/۹	۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۰	۱/۲	۱/۰
MAX	۲/۳	۲/۷	۲/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۳	۱/۶	۱/۵	۱/۳	۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۶	۱/۵	۱/۳

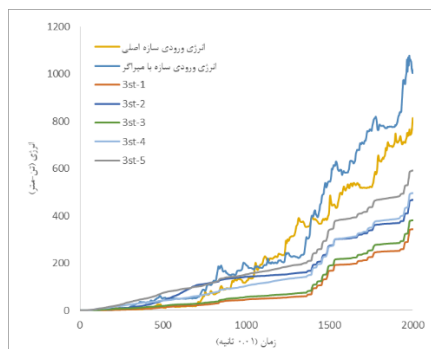
بررسی انرژی مستهلک شده

در این بخش، مقادیر تاریخچه انرژی ورودی و انرژی مستهلک شده توسط میراگر مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج جامع انرژی‌های ورودی، مستهلک شده، و درصد انرژی میراگر برای هر ۳ رکورد و تمامی سازه‌ها در جدول ۷ آورده شده‌اند. همچنین، برای سازه ۳ طبقه، نمودارهای انرژی ورودی و مستهلک شده در تصاویر ۱۷ تا ۱۹ برای تمامی زمان‌های هدف نشان داده شده است. باتوجه به اینکه در ابتدا سازه به عنوان یک قاب خمشی مدل‌سازی شده و سپس به آن میراگر اضافه شده است، مقادیر انرژی مستهلک شده برای سازه های ۳

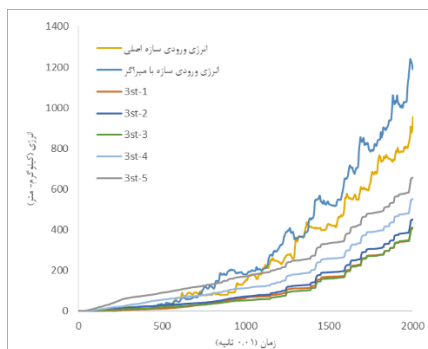
طبقه بین ۱۰ تا ۹۷ درصد افزایش داشته این در حالی است که انرژی مستهلک شده برای سازه های ۹ طبقه بین ۱۰ تا ۴۰ درصد می باشد. جزئیات نتایج به طور کامل در جدول ۷ گنجانده شده اند.

جدول ۷: نتایج انرژی ورودی و انرژی مستهلک شده

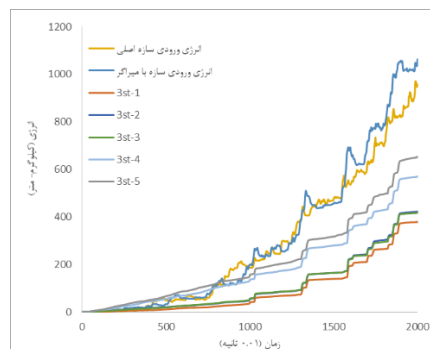
تعداد طبقات	نام رکورد	انرژی	مدل با میراگر به ظرفیت					
			مدل Main	۱۰-Ton	۱۵-Ton	۲۰-Ton	۲۵-Ton	۳۰-Ton
۳St	ETA۲۰inx۰۱	انرژی ورودی زلزله	۱۰۴۱۱۵	۱۱۴۲۳۲	۱۰۶۹۱۱	۱۱۲۴۷۱	۱۰۷۲۱۵	۱۱۵۶۷۹
		انرژی تلف شده توسط میراگر		۲۱۹۵۵	۳۳۹۶۱	۳۵۶۳۳	۹۸۷۸۷	۹۸۰۵۳
		درصد انرژی میرا شده		۱۹/۲۲	۳۱/۷۷	۳۱/۶۸	۹۲/۱۴	۸۴/۷۶
	ETA۲۰inx۰۲	انرژی ورودی زلزله	۸۵۴۴۳	۱۱۷۵۵۹	۱۲۰۲۷۶	۱۱۸۹۵۵	۱۲۳۳۲۱	۱۲۹۹۱۰
		انرژی تلف شده توسط میراگر		۳۷۳۹۸	۴۴۶۶۴	۳۴۶۴۹	۸۳۷۶۱	۱۲۶۹۲۴
		درصد انرژی میرا شده		۳۱/۸۱	۳۷/۱۳	۲۹/۱۳	۶۷/۹۲	۹۷/۷۰
	ETA۲۰inx۰۳	انرژی ورودی زلزله	۷۷۰۹۰/۹۵	۲۲۰۹۱۵۰	۱۱۶۶۴۹/۴۸	۱۱۱۳۶۱/۰۹	۱۰۶۲۸۸/۰۷	۱۱۴۹۲۴/۵۱
		انرژی تلف شده توسط میراگر		۲۶۹۵۵/۳۵	۱۱۴۲۰۸/۸۹	۳۵۲۲۱/۷۳	۷۲۵۸۱/۸۸	۱۰۹۴۹۴/۹۸
		درصد انرژی میرا شده		۲۴/۷۰	۹۷/۹۱	۳۱/۶۳	۶۸/۲۹	۹۵/۲۸
۹St	ETA۲۰inx۰۱	انرژی ورودی زلزله	۵۳۴۹۴۹	۵۴۸۴۸۲	۵۴۹۹۱۵	۵۵۲۶۹۴	۵۴۷۹۷۵	۵۴۳۰۱۳
		انرژی تلف شده توسط میراگر		۱۳۲۱۸۹	۱۶۵۰۷۳	۱۵۶۱۲۴	۱۷۴۵۹۶	۲۱۴۳۰۸
		درصد انرژی میرا شده		۱۰/۲۴	۳۰/۰۲	۲۸/۲۵	۳۱/۸۶	۳۹/۴۷
	ETA۲۰inx۰۲	انرژی ورودی زلزله	۶۱۰۶۴۶	۵۱۸۵۳۵	۵۲۱۶۵۰	۵۰۴۴۲۶	۵۱۶۳۸۱	۵۱۶۴۵۳
		انرژی تلف شده توسط میراگر		۱۳۷۲۴۹	۱۷۵۸۲۷	۱۵۵۳۳۲	۱۸۴۰۶۸	۲۳۳۵۸۲
		درصد انرژی میرا شده		۲۶/۴۷	۳۳/۷۱	۳۰/۷۹	۳۵/۶۵	۴۵/۲۳
	ETA۲۰inx۰۳	انرژی ورودی زلزله	۴۵۹۳۹۰	۴۴۶۳۱۰	۴۱۹۶۷۰	۴۴۸۴۰۴	۴۳۷۴۷۹	۴۱۵۳۵۴
		انرژی تلف شده توسط میراگر		۳۷۴۸۲	۴۹۱۴۲	۶۲۵۴۵	۷۴۱۷۲	۸۹۷۴۷
		درصد انرژی میرا شده		۸/۴۰	۱۱/۷۱	۱۳/۹۵	۱۶/۹۵	۲۱/۶۱



شکل ۱۷: منحنی انرژی ورودی و مستهلک شده سازه ۳ طبقه تحت رکورد $ETAs_{20inx0.3}$



شکل ۱۸: منحنی انرژی ورودی و مستهلک شده سازه ۳ طبقه تحت رکورد $ETAs_{20inx0.2}$



شکل ۱۹: منحنی انرژی ورودی و مستهلک شده سازه ۳ طبقه تحت رکورد $ETAs_{20inx0.1}$

جمع بندی

جامع ترین روش های تجزیه و تحلیل، روش های غیرخطی هستند که نیاز به محاسبات زیادی دارند. در طراحی سازه های بلند یا نامنظم، استفاده از روش های تجزیه و تحلیل غیرخطی تقریباً ضروری است. طراحی لرزه ای سازه های مبتنی بر عملکرد به تجزیه و تحلیل های دینامیکی تکراری و عظیم نیاز دارد. در این تحقیق، یک روش دینامیکی جدید که در آن نیاز به محاسبات کاهش یافته است، به نام روش زمان دوام، برای مسئله قرارگیری میراکننده در قاب خمشی فولاد استفاده می شود. در روش زمان دوام، سازه ها تحت عملکردهای شتاب دهنده ویژه طراحی شده قرار می گیرند و پاسخ آن ها در سطوح مختلف عملکرد توسط هر یک از تجزیه و تحلیل های تاریخ پاسخ واحد برآورد می شود، بنابراین، به طور معنادار تقاضای محاسباتی مورد نیاز را کاهش می دهد. برای ارزیابی توزیع نیروی لغزشی میراگرها در ارتفاع ساختمان، از دو ساختمان ۳ و ۹ طبقه ارائه شده توسط اوهتوری و همکاران استفاده شده است. طراحی این میراگرها بر اساس شاخص عملکرد لرزه ای و با تحلیل تاریخچه زمانی به روش زمان دوام انجام گرفته و نیروی لغزش این میراگرها به صورت یکنواخت در سازه توزیع شده است. نتایج به دست آمده در این مقاله شامل موارد زیر است:

- (۱) با توجه به روش طراحی ارائه شده همان طور که مشاهده می شود با افزایش نیروی لغزشی و قوی تر کردن میراگرها شاخص عملکردی رشد به خصوصی نداشته و می توان برای این توزیع میراگرها در سازه سه طبقه از بار لغزشی ۱۵ تن و در سازه ۹ طبقه از بار لغزشی ۱۰ تن به بالا به صورت یکنواخت در تمام طبقات با توجه به میانگین گیری از نتایج استفاده کرد.
- (۲) همچنین در بخش برش پایه با توجه به اینکه در ابتدا سازه قاب خمشی بوده و زمان هدف متفاوتی داشته و در ادامه به آن مهاربند اضافه شده همان طور که انتظار می رفت مقادیر برش پایه بین ۶۰ تا ۱۰۰ درصد افزایش پیدا کرد.
- (۳) با توجه به اضافه کردن میراگر به سیستم با در نظر گرفتن افزایش نسبی انرژی ورودی همان طور که انتظار می رفت مقادیر انرژی مستهلک شده بین ۱۰ تا ۹۷ درصد می باشد.
- (۴) در رابطه با بررسی جابه جایی نسبی بین طبقات کاهش مقادیر در طبقات زیاد بوده که با توجه به نتایج از ۵ تا بیش از ۵۰ درصد گزارش شده است.

فهرست علائم

R_d	نسبت حداکثر جابه جایی نسبی ساختمان بهسازی شده به حداکثر جابه جایی نسبی ساختمان قبل از بهسازی
R_a	نسبت حداکثر شتاب نسبی ساختمان بهسازی شده به حداکثر شتاب نسبی ساختمان قبل از بهسازی
R_e	نسبت تفاضل انرژی ورودی به سازه با انرژی مستهلک شده توسط میراگر بر انرژی ورودی به سازه
PI	شاخص عملکرد
W_d	ضریب وزنی حداکثر نسبت جابه جایی نسبی طبقات

W_a	ضریب وزنی شتاب نسبی طبقات
W_e	ضریب وزنی نسبت انرژی ورودی به سازه و انرژی مستهلک شده توسط میراگر
Δ_b	حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی ساختمان قبل بهسازی
Δ_R	حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی ساختمان بهسازی شده
a_R	حداکثر شتاب مطلق ساختمان بعد از بهسازی
a_b	حداکثر شتاب مطلق ساختمان قبل از بهسازی
E_i	انرژی ورودی به سازه
E_D	انرژی مستهلک شده توسط میراگر

مراجع

1. Estekanchi HE, Basim MC. Optimal damper placement in steel frames by the Endurance Time method. The structural design of tall and special buildings. 2011;20(5):612-30.
2. Ashrafzadeh P, Kheyrolahi A. Seismic Design of Steel Structures with Special Flexural Frame Based on Performance by Durability Method. Civil Engineering Journal. 2018;4(12):2926-36.
3. Askari M, Li J, Samali B. Semi-active LQG control of seismically excited nonlinear buildings using optimal Takagi-Sugeno inverse model of MR dampers. Procedia Engineering. 2011;14:2765-72.
4. Mualla I. Experimental & computational evaluation of a new friction damper device: Ph. D. Thesis, Dept. of Structural Engineering and Materials, Technical ...; 2000.
5. De Matteis G, Sarracco G, Brando G. Experimental tests and optimization rules for steel perforated shear panels. Journal of Constructional Steel Research. 2016;123:41-52.
6. Mirzabagheri S, Sanati M, Aghakouchak A, Khadem S. Experimental and numerical investigation of rotational friction dampers with multi units in steel frames subjected to lateral excitation. Archives of civil and mechanical engineering. 2015;15(2):479-91.
7. Can-tian Y, Ai-qun L. Experimental investigation on mechanical performance of rotational friction hinge damper. 工程力学. 2023;40(7):75-81.
8. Kulaksizoglu AA, Yalcin C, Yilmaz C. Analytical and experimental investigation of a motion amplified rotational friction damper. Engineering Structures. 2023;288:116184.
9. Sui W, Wang X, Wang Z, editors. Experimental study on mechanical properties of the steel friction pads used in a rotational friction damper. Structures; 2021: Elsevier.
10. Wang Y, Zhou Z, Xie Q, Huang L. Theoretical analysis and experimental investigation of hysteretic performance of self-centering variable friction damper braces. Engineering Structures. 2020;217:110779.
11. Gu Z, Lu W, Gao Y. Asymmetrical friction damper to improve seismic behavior of tension-only braces: An experimental and analytical study. Engineering Structures. 2022;256:114029.
12. Mualla IH, Belev B. Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation. Engineering Structures. 2002;24(3):365-71.
13. Kim J, Choi H, Min KW. Use of rotational friction dampers to enhance seismic and progressive collapse resisting capacity of structures. The structural design of tall and special buildings. 2011;20(4):515-37.
14. Patel C, Jangid R. Dynamic response of adjacent structures connected by friction damper. Earthquakes and Structures. 2011;2(2):149.
15. Kaur N, Matsagar V, Nagpal A. Earthquake response of mid-rise to high-rise buildings with friction dampers. International Journal of High-Rise Buildings. 2012;1(4):311-32.
16. Choi K-S, Kim H-J. Strength demand of hysteretic energy dissipating devices alternative to coupling beams in high-rise buildings. International Journal of High-Rise Buildings. 2014;3(2):107-20.
17. Sanati M, Khadem S, Mirzabagheri S, Sanati H, Khosravieh M. Performance evaluation of a novel rotational damper for structural reinforcement steel frames subjected to lateral excitations. Earthquake Engineering and Engineering Vibration. 2014;13:75-84.
18. Javidan MM, Kim J. A rotational friction damper-brace for seismic design of resilient framed structures. Journal of Building Engineering. 2022;51:104248.

19. Bonchev G, Belev B, Mualla I. 11.32: Linked columns with friction dampers as a technique for seismic retrofit of steel moment resisting frames. *ce/papers*. 2017;1(2-3):3092-9.
20. D'Aniello M, Zimbru M, Landolfo R, Latour M, Rizzano G, Piluso V. Finite element analyses on free from damage seismic resisting beam-to-column joints. *Proceedings of COMPDYN*. 2017.
21. Latour M, D'Aniello M, Zimbru M, Rizzano G, Piluso V, Landolfo R. Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018;115:66-81.
22. Nabid N, Hajirasouliha I, Petkovski M. Performance-based optimisation of RC frames with friction wall dampers using a low-cost optimisation method. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2018;16(10):5017-40.
23. Zhang R-H, Soong TT. Seismic design of viscoelastic dampers for structural applications. *Journal of Structural Engineering*. 1992;118(5):1375-92.
24. Shukla A, Datta T. Optimal use of viscoelastic dampers in building frames for seismic force. *Journal of Structural Engineering*. 1999;125(4):401-9.
25. Moreschi L, Singh M. Design of yielding metallic and friction dampers for optimal seismic performance. *Earthquake engineering & structural dynamics*. 2003;32(8):1291-311.
26. Zhang A, Zhang Y, Liu A, Shao D, Li Q. Performance study of self-centering steel frame with intermediate columns containing friction dampers. *Engineering Structures*. 2019;186:382-98.
27. Jarrahi H, Asadi A, Khatibinia M, Etedali S. Optimal design of rotational friction dampers for improving seismic performance of inelastic structures. *Journal of Building Engineering*. 2020;27:100960.
28. Naeem A, Kim J. Seismic retrofit of structures using rotational friction dampers with restoring force. *Advances in Structural Engineering*. 2020;23(16):3525-40.
29. Guo W, Guo L, Zhai Z, Li S. Seismic performance assessment of a super high-rise twin-tower structure connected with rotational friction negative stiffness damper and lead rubber bearing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2022;152:107039.
30. Abdollahpour A, Zahrai SM. Two-level control system of toggle braces having pipe damper and rotational friction damper. *Structural Engineering and Mechanics*. 2023;86(6):739.
31. Li D, Zhou Y. A force-resisting rotary friction damper (RFD): Verification and comparison with traditional RFD. *Engineering Structures*. 2022;273:115015.
32. Xu G, Ou J. Seismic performance of combined rotational friction and flexural yielding metallic dampers. *Journal of Building Engineering*. 2022;49:104059.
33. Wilson EL. Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. 2001.
34. Estekanchi H, Valamanesh V, Vafai A. Application of endurance time method in linear seismic analysis. *Engineering Structures*. 2007;29(10):2551-62.
35. Estekanchi HE, Mashayekhi M, Vafai HA. *Endurance Time Excitation Functions: Intensifying Dynamic Loads for Seismic Analysis and Design*: CRC Press; 2022.
36. Valamanesh V, Estekanchi H. *A STUDY OF ENDURANCE TIME METHOD IN THE ANALYSIS OF ELASTIC MOMENT FRAMES UNDER THREE*. 2010.
37. LIAO WI, Mualla I, LOH CH. Shaking-table test of a friction-damped frame structure. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2004;13(1):45-54.
38. Ohtori Y, Christenson R, Spencer Jr B, Dyke S. Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings. *Journal of engineering mechanics*. 2004;130(4):366-85.
39. Masoud Zabihi-Samani, Mohammad Ghanooni-Bagha. Optimal semi-active structural control with a wavelet-based cuckoo-search fuzzy logic controller. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*. 2019;43(4):619-634.
40. Fereidoun Amini, Masoud Zabihi Samani. A wavelet-based adaptive pole assignment method for structural control, 2014;29(6): 464-477.
41. Farzam Moghadam-Rad, Panam Zarfam, Masoud Zabihi-Samani. The Effect of Dolphin Echolocation-Fuzzy Logic Controller in Semi-active control of structural systems by using endurance time method, 2023.
42. Masoud Zabihi-Samani. Design of optimal slit steel damper under cyclic loading for special moment frame by cuckoo search. *International Journal of Steel Structures*. 2019;19(4): 1260-1271.
43. Mohsen Ali Shayanfar, Ali Hatami, Masoud Zabihi-Samani, Behrouz Babakhani, Ali-Reza Faroughi. Simulation of the force-displacement behavior of reinforced concrete beams under different degrees and locations of corrosion. *Scientia Iranica*. 2004;29(3): 964-972.