

Evaluation of the effect of different Endurance Time Excitation Functions in steel buildings equipped with new Rotational Friction Dampers

Mohsen Sohofi¹, Masoud Zabihi-Samani^{2,*}

1- Department of Civil Engineering, robat karim Branch, Islamic Azad University robat karim, Iran

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

ABSTRACT

The Endurance Time method is the method that was considered. In this research, two structures of 15 and 20 story were evaluated by performance weakness in return periods equal to 475 years by a new ET generation, and the results were compared with the second generation and natural earthquake records In SeismoStruct software. The Endurance Time curve showed the performance and durability of the structure equipped with a damper compared to the structure without the damper. It was also observed that the fourth-generation records of Endurance Time in nonlinear displacements than the second-generation records show results closer to the natural scaled records of the earthquake, and for frame equipped with Rotational Friction Dampers whose period was less than 2 seconds, the results have good accuracy. While for structures with period of more than 4 seconds, there is still a slight difference. It was also observed that the response of 15 and 20 story frames with F series records is 50% different from natural records, while Kd series records are less than 20% different. These results show the quality and accuracy of new generation records of Endurance Time for structures with a period of less than 3 seconds and weakness performance.

ARTICLE INFO

Receive Date: 11 September 2020

Revise Date: 11 November 2020

Accept Date: 19 January 2021

Keywords:

Rotational friction damper
Endurance Time method
Endurance Time curve
Damping device

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.245684.2223>

*Corresponding author: Masoud Zabihi-Samani

Email address: mzabihi@iust.ac.ir

ارزیابی تاثیر نسل‌های مختلف توابع تحریک زمان‌دوام در ساختمان‌های فولادی مجهز به میراگرهای جدید اصطکاکی دورانی

محسن صفی^۱، مسعود ذبیحی سامانی^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد عمران_سازه، واحد رباط کریم، دانشگاه آزاد اسلامی، رباط کریم، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد پرند، دانشگاه آزاد اسلامی، پرند، ایران

چکیده

روش زمان‌دوام یک روش سریع و کارآمد در بحث طراحی بر اساس عملکرد در سازه‌ها است. در این تحقیق، دو سازه ۱۵ و ۲۰ طبقه با ضعف عملکردی در سطح زلزله ۴۷۵ ساله توسط نسل جدید رکوردهای زمان‌دوام در نرم‌افزار *SeismoStruct* ارزیابی شد و نتایج با نسل دوم و رکوردهای طبیعی زلزله مقایسه شد. منحنی زمان-دوام، عملکرد و زمان‌دوام سازه با میراگر را در مقایسه با سازه بدون میراگر به خوبی نشان داد. همچنین مشاهده شد رکوردهای نسل چهارم زمان‌دوام در جابجایی‌های غیرخطی نسبت به رکوردهای نسل دوم نتایج نزدیکتری به رکوردهای طبیعی مقیاس شده زلزله، نشان می‌دهند و برای قاب‌های مجهز به میراگر که زمان تناوب آنها کمتر از ۲ ثانیه بود نتایج دارای دقت مناسبی است در حالی که برای سازه‌های با زمان تناوب بیشتر از ۴ ثانیه هنوز کمی اختلاف مشاهده می‌شود. همچنین مشاهده شد پاسخ قاب‌های ۱۵ و ۲۰ طبقه با رکوردهای سری *f*، ۵۰٪ با رکوردهای طبیعی اختلاف دارد در حالی که رکوردهای سری *Kd* دارای اختلاف کمتر از ۲۰٪ است. این نتایج، کیفیت و دقت رکوردهای نسل جدید زمان‌دوام را برای سازه‌های با زمان تناوب کمتر از ۳ ثانیه و دارای ضعف در عملکرد را نشان می‌دهد.

کلمات کلیدی: میراگر اصطکاکی دورانی، روش زمان‌دوام، منحنی زمان‌دوام، اتلاف انرژی، ارزیابی لرزه‌ای.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.245684.2223	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.245684.2223	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۰۸/۲۱	۱۳۹۹/۰۶/۲۱
			*نویسنده مسئول:			
			مسعود ذبیحی سامانی			
			mzabihi@iust.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

۱-۱- روش زمان دوام

در سالهای اخیر روش آنالیز دینامیکی فزاینده [۱] که برگرفته از آنالیز استاتیکی و دینامیکی غیر خطی است، ابداع شد. در سال ۲۰۰۴ روش آنالیز زمان-دوام (ET) بر پایه آنالیز IDA معرفی شد [۲]. روش زمان دوام یک روش دینامیکی فزاینده می باشد که در آن سازه تحت یک سری توابع شتاب فزاینده قرار می گیرد و عملکرد سازه بر مبنای پاسخ سازه در سطوح مختلف تحریک ارزیابی می شود. استکانچی و همکاران با بررسی چند سازه فولادی کارایی روش زمان دوام را در حوزه خطی نشان دادند [۳]. نتایج تحقیقات ریاحی و استکانچی در حوزه غیر خطی نشان داد میزان دررفت در روش زمان دوام کمتر از پاسخ حاصل از رکوردهای طبیعی زلزله است و در جابجایی های غیر خطی این پراکندگی بیشتر است [۴]. تحقیقات استکانچی و همکاران در استفاده از روش زمان دوام در محدوده غیر خطی نشان داد تحلیل زمان دوام ابزار مناسبی برای ارزیابی نتایج IDA با دقت مناسب است [۵]. نوذری و استکانچی مجموعه توابع تحریک زمان دوام (ETEFS) را با یک روش بهینه سازی مقید تولید کردند سپس فرمول بندی زمان دوام از حالت زمان پیوسته به حالت زمان گسسته تغییر داده شد از این رو مساله بهینه سازی به عنوان یک مساله حداقل مربعات غیرخطی مورد استفاده قرار گرفت [۶]. مشایخی و استکانچی در سال ۲۰۱۲ با توجه به تعداد سیکل های حرکت، روش جدیدی را برای تعیین زمان هدف معرفی کردند و ضرورت انطباق طول مدت رکوردهای ET را نشان دادند [۷]. مشایخی و استکانچی در سال ۲۰۱۳ روشی برای انسجام بهتر مدت زمان شتاب نگاشت های ET فراهم کردند [۸]. مشایخی و همکاران پارامترهای موثر در تعریف توابع هدف را در تولید رکوردها بررسی کردند و نتیجه تولید توابع تحریک با دقت مناسب بود [۹]. مشایخی و همکاران در سال ۲۰۱۸ سازگاری انرژی هیستریزس را به عنوان یک پارامتر در فرایند تحریکات زمان دوام پیشنهاد کردند که حاصل، تولید توابع تحریک جدید بود [۱۰]. شیرخانی و همکاران با استفاده از سری f رکوردهای زمان دوام [۱۱] کاربرد این روش را در قاب های ۱۲ و ۷،۳ طبقه مجهز به میراگر RFD مورد بررسی قرار دادند و صحت روش زمان دوام را در پیش بینی پاسخ سازه ها در تحلیل غیر خطی نشان دادند [۱۲].

۲-۱- میراگر اصطکاکی دورانی

برای ارزیابی لرزه ای سازه ای که به میراگر اصطکاکی دورانی (RFD) تجهیز شده است، لازم است تحلیل های غیرخطی تاریخیچه زمانی زیادی انجام شود که مستلزم صرف وقت و انرژی جهت تفسیر نتایج است. میراگر اصطکاکی دورانی RFD در سال ۲۰۰۰ توسط مولا معرفی شد [۱۳]. آزمایش های انجام شده بر روی میراگر اصطکاکی دورانی کارایی مناسب این میراگر را در کنترل سازه تحت نیروی زلزله نشان داده است [۱۴، ۱۵]. یاسمی و همکاران عملکرد مطلوب میراگرهای اصطکاکی دورانی را در کاهش جابجایی و سرعت طبقات تحت اثر زلزله حوزه نزدیک نشان دادند [۱۶]. اثر تعداد میراگرهای اصطکاکی دورانی در قاب های خمشی فولادی توسط جراحی و همکاران در سال ۲۰۲۰ بررسی و مشاهده شد که با افزایش تعداد میراگرهای RFD، تأثیری در کاهش پاسخ سازه ندارند [۱۷]. اونس و گل ممت در سال ۲۰۲۰ نشان دادند میراگرهایی که ظرفیت کمتری دارند در زمان زلزله بیش از میراگرهای با ظرفیت بیشتر لغزش می کنند اما شتاب سازه افزایش می یابد [۱۸]. جراحی و همکاران با ارائه طرحی بهینه از RFD نشان دادند که RFD بهینه شده به ترتیب در حداکثر و باقیمانده جابجایی بام و انرژی هیستریزس تجمعی قاب فولادی می تواند به طور متوسط ۵۴٪، ۷۵٪ و ۹۷٪ در مقایسه با قاب بدون RFD کاهش داشته باشد [۱۹]. آمفیا و ژائو روشی برای تعیین مکان بهینه برای نصب RFD پیشنهاد دادند. نتایج نشان داد عملکرد قاب فولادی بسیار بهبود یافته و همچنین زمان تحلیل بسیار کاهش یافته است [۲۰].

۳-۱- بیان مسئله و روش تحقیق

نتایج تحقیقات گذشته نشان داده است که رکوردهای زمان دوام از نسل های ابتدایی در مواقعی که سازه دچار پاسخ های غیرخطی است، نمی توان به نتایج رکوردهای زمان دوام اعتماد کرد و نتایج کمتری نسبت به واقعیت نشان می دهند [۲۱] از سوی دیگر مشاهده شده

¹-Endurance Time Excitation Functions (ETEFS)

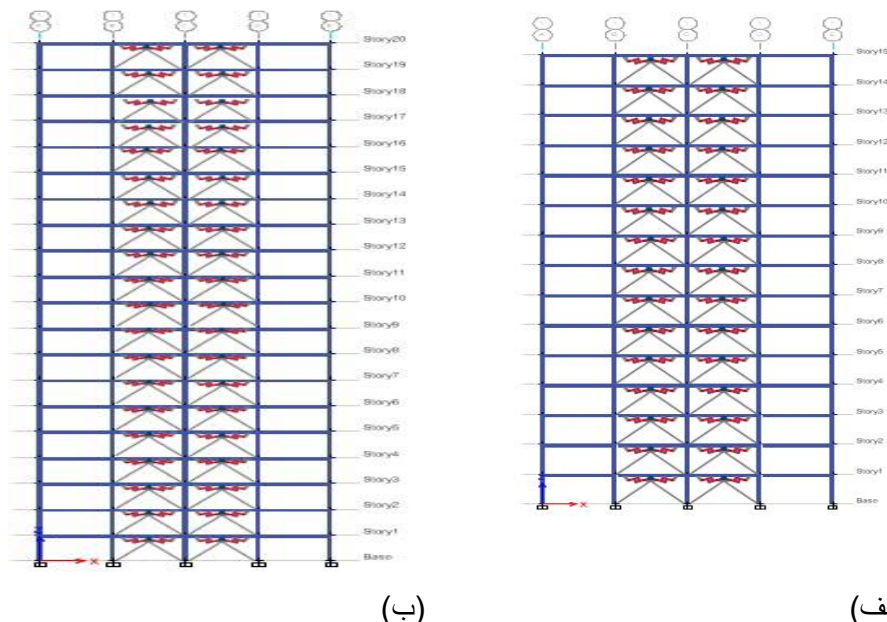
است که سری ابتدایی رکوردهای زمان دوام در زمان تناوب‌های بالاتر از ۴ ثانیه قابل استفاده نمی‌باشند [۲۲] با توجه به تولید توابع تحریک جدید زمان دوام (نسل چهارم) [۱۰]، اهمیت مسئله بررسی کیفیت و دقت سری چهارم توابع زمان دوام در مقایسه با تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی را نشان می‌دهد. هدف و تمرکز این تحقیق، بررسی نسل چهارم رکوردهای فزاینده زمان دوام (ETA۲۰Kd) [۱۰] در تأیید دقت و کیفیت نتایج محاسبه نیروی لغزش RFD در قاب‌های بلندمرتبه ۱۵ و ۲۰ طبقه است. با توجه به مرور ادبیات ارائه شده واضح است رکوردهای زمان دوام در پاسخ‌های غیر خطی دارای خطا هستند به همین دلیل رکوردهای جدید زمان دوام نیاز به بررسی بیشتر دارند. برای این منظور سازه‌های ۱۵ و ۲۰ طبقه انتخاب شدند که دارای پاسخ‌های غیر خطی و زمان تناوب بالاتر از ۴ ثانیه هستند و می‌توان در خصوص کفایت نسل جدید زمان دوام برای سازه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی، قضاوت بهتری داشت. در این تحقیق قاب‌های فولادی بلند مرتبه، به صورت نیمی از برش پایه استاندارد ۲۸۰۰ و تمام بار ثقلی طراحی شده‌اند. لازم به ذکر است طی تحقیقات اولیه نسل اول این توابع کارایی لازم را ندارند [۲] بنابراین در این تحقیق برای اطمینان از صحت نتایج حاصل از روش ET مقایسه‌ای با نتایج ارائه شده توسط رکوردهای نسل دوم زمان دوام [۱۲] و رکوردهای طبیعی زلزله انجام گردید. بررسی شاخص عملکرد لرزهای (SPI) میراگر اصطکاکی دورانی [۱۴] حاصل از سری Kd از نسل چهارم زمان دوام، در مقایسه با رکوردهای طبیعی [۲۳] و رکوردهای نسل دوم زمان دوام نیز بخشی از مسئله این تحقیق است. نتایج این بررسی‌ها می‌تواند در تحقیقات بعدی مؤثر باشد. همچنین با توجه به نیاز ارزیابی لرزهای سازه‌های مجهز به میراگرهای RFD، آنالیز زمان دوام می‌تواند تفسیر بهتری از تحلیل‌های غیرخطی در کوتاه‌ترین زمان ارائه دهد. در نهایت به این پرسش که توابع تحریک جدید [۱۰] چه جایگاهی در بهبود نتایج پاسخ سازه مجهز به میراگر RFD دارد، پاسخ داده شده است. در این تحقیق، دو سازه با ضعف عملکردی در سطح زلزله ۴۷۵ ساله توسط نسل جدید رکوردهای زمان دوام ارزیابی شده است و نتایج با نسل دوم و رکوردهای طبیعی زلزله مقایسه گردید. در انتها منحنی زمان-دوام، عملکرد و زمان دوام سازه مجهز به میراگر را در مقایسه با سازه بدون میراگر به خوبی نشان می‌دهد. همچنین تفاوت عملکرد رکوردهای نسل چهارم زمان دوام در جابجایی‌های غیرخطی نسبت به رکوردهای نسل دوم زمان دوام و رکوردهای طبیعی مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- مشخصات مدل‌های قاب فولادی

برای مقایسه و ارزیابی نتایج، مدل‌سازی با دو قاب خمشی ویژه فولادی ۱۵ و ۲۰ طبقه (شکل ۱)، دارای چهار دهانه به طول ۵ متر در نظر گرفته شده است. برای انجام تحلیل‌های غیر خطی از نرم‌افزار SeismoStruct [۲۴] استفاده شده است. این قاب‌ها بر اساس تمام بار ثقلی و نیمی از برش پایه مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ [۲۵] و میث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۶] طراحی شده‌اند. خاک نوع دو استاندارد ۲۸۰۰ ایران که مطابق با خاک نوع C استاندارد ۱۳-۴۱-ASCE/SEI [۲۷] است در مدل سازی فرض شده است. مشخصات طیف شتاب مطابق سطح خطر زلزله BSE۲ است که در تحقیقات اولیه زمان دوام مورد استفاده قرار گرفته است [۲۸] ویژگی‌های طیف ($F_a = 1/0$), $S_s = 1/5$, $S_1 = 0/6$, $F_v = 1/3$ در نظر گرفته شده است. نام‌گذاری قاب‌های فولادی خمشی با حرف MF شروع می‌شود و عدد بعد از آن نماینده تعداد طبقات و حروف RFD نماینده قاب مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی است. به عنوان مثال MF15RFD نام قاب خمشی فولادی ۱۵ طبقه مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی است. لازم به ذکر است دو دهانه وسط از هر دو قاب ۱۵ و ۲۰ طبقه به میراگر مجهز شده‌اند. بار مرده وزنده خطی به ترتیب ۳۳۶۰ و ۱۰۰۰ kg/m به تیر طبقات اعمال شد. در این تحقیق نیاز لرزهای به نحوی انتخاب شد که هر یک از قاب‌های مورد مطالعه بدون میراگر در سطح خطر یک یا زلزله ۴۷۵ ساله سطح عملکرد آیین‌نامه ۲۸۰۰ را نقض کنند به همین جهت طراحی هر قاب با نیمی از برش پایه استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای خاک نوع دو با پهنه خطر نسبی بسیار زیاد ($A = 0/35g$)، تحلیل و طراحی شد. هدف بهسازی قاب‌های ۱۵ و ۲۰ طبقه به نحوی انتخاب شد که بتوانند در زلزله ۴۷۵ ساله سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) و در زلزله ۲۴۷۵ ساله، ایمنی جانی (LS) را برآورد کنند. مهاربند مورد استفاده جهت اتصال میراگر به قاب از پروفیل BOX180x180x10 بدون پیش تنیدگی استفاده شده است مهاربند به نحوی طراحی شده است که بتواند حین وقوع زلزله در حالت خطی باقی بماند تا انتقال نیرو به میراگرها برقرار و تغییر شکل غیرخطی در میراگرهای اصطکاکی دورانی متمرکز گردد در جدول ۱ مشخصات مقاطع قاب ۱۵ طبقه مشاهده می‌شود. این مقاطع مطابق با نیمی از برش پایه استاندارد ۲۸۰۰ و تمام بار ثقلی طراحی شده‌اند که زمان

² Seismic performance index

تناوب و نسبت نیاز به ظرفیت مقاطع در جدول ۲ نمایش داده شده است. لازم به ذکر است نسبت نیاز به ظرفیت مقاطع در حالت ۱۰۰ درصد برش پایه یا زلزله ۴۷۵ ساله نشان داده شده است تا در خصوص وضعیت مقاطع سازه قبل و بعد از بهسازی قضاوت بهتری انجام شود. مصالح فولادی استفاده شده از نوع ST37 با تنش تسلیم 235 Mpa و مدول الاستیسیته 205 Gpa می باشد.



(ب)

(الف)

شکل ۱: شمای کلی از دو قاب ۱۵ (الف) و ۲۰ طبقه (ب) مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی.

جدول ۱: مشخصات قاب فولادی ۱۵ طبقه

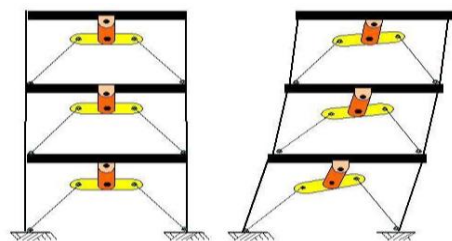
طبقه	اول تا چهارم	پنجم تا هفتم	هشتم تا پانزدهم
ستون	BOX280x280x25	BOX240x240x25	BOX220x220x25
تیر	HEB220	HEM220	HEB220

جدول ۲: زمان تناوب و نسبت نیاز به ظرفیت سازه‌های بررسی شده

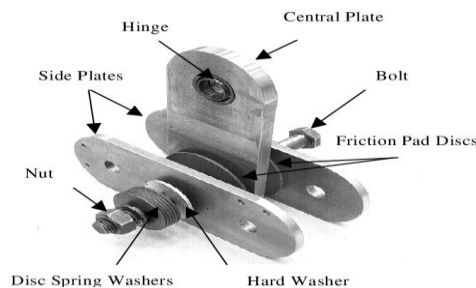
نام سازه	زمان تناوب	میانگین نسبت نیاز به ظرفیت مقاطع
MF15	۴/۵۵	۱
MF15RFD	۱/۵۱۱	۰/۶۱
MF20	۵	۰/۸۳
MF20RFD	۱/۹۸	۰/۴

۳- صحت سنجی

برای بررسی صحت مدل اولیه مدل سازی، صحت سنجی بر اساس نسل اول این میراگر که توسط مولا و بلف ارائه و آزمایش شد [۲۹]، مورد ارزیابی قرار گرفت. مطالعات مولا و بلف در مورد پاسخ دینامیکی قاب فولادی سه طبقه تک دهانه مجهز به میراگر اصطکاکی (FDD) انجام شد که نمونه‌ای از این میراگر در شکل ۲ نمایش داده شده است. شکل ۳ قرارگیری این میراگر را در قاب سه طبقه تک دهانه نشان می دهد.



شکل ۳: عملکرد میراگر FDD [۲۹].

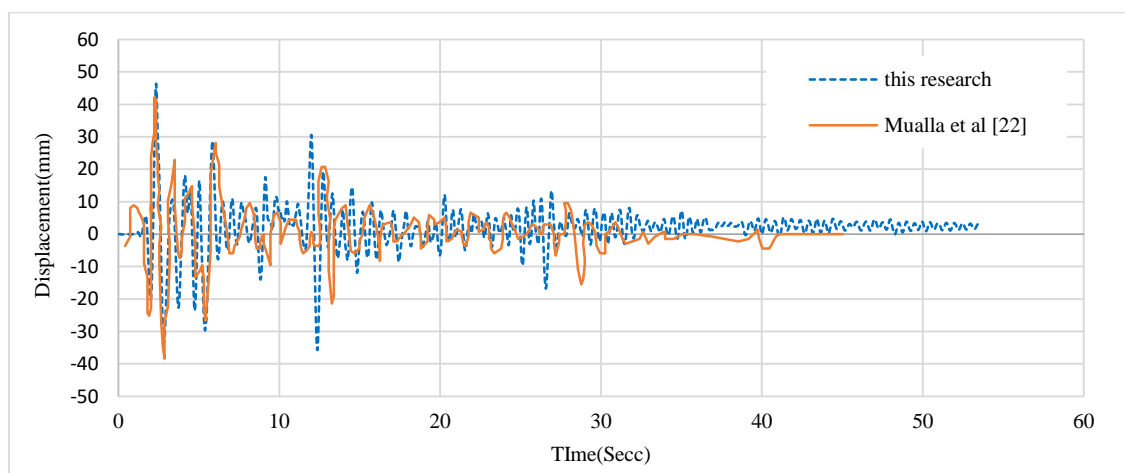


شکل ۴: نمونه اولیه از میراگر اصطکاکی دورانی [۱۱].

به همین منظور طبق تحقیقات مولا یک مدل قاب خمشی فولادی سه طبقه تک دهانه مجهز به میراگر اصطکاکی FDD به صورت شورن (معکوس V) در نرم افزار SeismoStruct [۲۴] مدل سازی شد. ارتفاع هر طبقه ۳ متر و با دهانه ۴/۵ متر، مقطع ستون و تیرها به ترتیب $H200 \times 200 \times 8 \times 12$ و $I200 \times 150 \times 6 \times 9$ و مهاربندها از جنس میلگرد پیش کشیده با قطر ۲۰ میلی متر مدل سازی شد. تحلیل قاب مجهز به میراگر تحت زلزله السنترو با ضریب مقیاس $0.2g$ و $0.3g$ قرار گرفت. زمان تناوب تحلیلی بدست آمده برابر 0.967 ثانیه است که با مدل مولا دارای ۳ درصد اختلاف است. مدل سازی المان های قاب از نوع InfrmDB^۳ در نرم افزار انتخاب شد. این المان قادر به مدل سازی رفتار غیرخطی هندسی و مصالح است. مصالح فولادی به کاررفته در مدل سازی صحت سنجی، از نوع دوخطی^۴ با مقاومت ۲۷۰ مگاپاسکال انتخاب شد. در جدول ۳ دریفت قاب مجهز به میراگر تحت رکورد $0.3g$ السنترو محاسبه شده است. مشاهده می شود که نتایج صحت سنجی با نتایج مولا [۲۹] دارای دقت مناسبی است. تاریخچه جابجایی نقطه بام قاب با میراگر تحت رکورد $0.2g$ السنترو در شکل ۴ مشاهده می شود.

جدول ۳: دریفت طبقات قاب با میراگر تحت زلزله $0.3g$ السنترو

طبقه	نتایج مولا (میلی متر)	صحت سنجی (میلی متر)	درصد اختلاف
۱	۱۷/۴۰	۱۵/۰۰	۱۴
۲	۱۹	۱۹/۵۰	۳
۳	۱۴/۳۰	۱۵/۳۰	۷

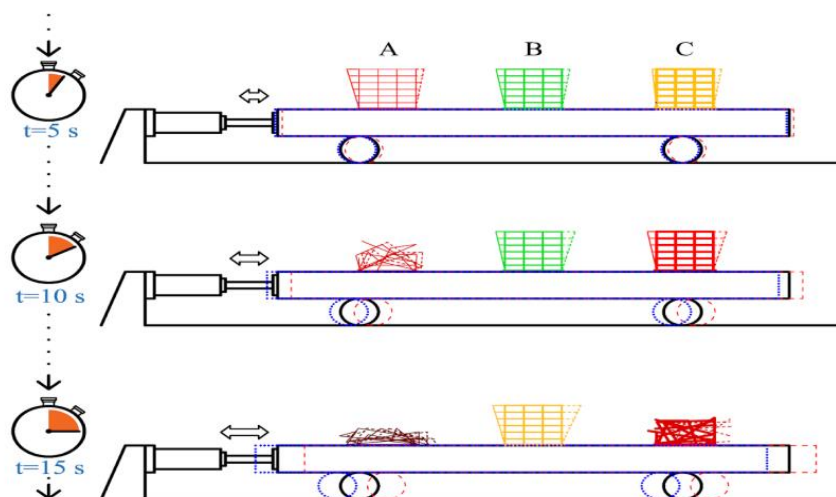
شکل ۴: جابجایی بام در قاب با میراگر تحت زلزله $0.2g$ السنترو.

3-Inelastic Displacement-Based Frame element type

4-Bilinear steel model

۴- روش زمان دوام

روش زمان دوام یک روش جدید تحلیل لرزه‌ای است که در آن سازه تحت اثر یک تحریک دینامیکی فزاینده که شدت آن به تدریج در طول زمان افزایش پیدا می‌کند قرار داده می‌شود پاسخ سازه در طول زمان بررسی شده و با توجه به پاسخ متناظر با سطوح مختلف شدت تحریک، نقاط قوت، ضعف و عملکرد سازه ارزیابی می‌گردد [۲]. مفهوم روش زمان دوام را می‌توان به خوبی با استفاده از یک آزمایش فرضی توضیح داد. فرض می‌شود سه سازه مختلف با خصوصیات نامشخص بر روی میز لرزان مطابق با شکل ۵ قرار داده شده است. میز لرزان تحت ارتعاش تصادفی که شدت آن به تدریج افزایش می‌یابد، قرار دارد. در شروع آزمایش تا هنگامی که دامنه ارتعاشات کم است هر سه سازه پایدار خواهند بود. حال فرض می‌شود که با گذشت زمان و افزایش شدت تحریک ابتدا سازه A سپس سازه C و در نهایت سازه B تخریب شوند. با این آزمایش می‌توان این‌طور نتیجه گرفت، سازه A که نسبت به تحریک دینامیکی اعمال شده کمترین زمان دوام را داشته، ضعیف‌ترین عملکرد و سازه B که مدت طولانی‌تری دوام آورده بهترین عملکرد را دارد. در اینجا پارامتر شاخص مبنا به عنوان مرجع اندازه‌گیری‌ها معرفی می‌گردد. در تحلیل زمان دوام منحنی ماکزیمم قدر مطلق پاسخ موردنظر، رفتار سازه را در طول زمان نشان می‌دهد. پارامتر زمان در تحلیل زمان دوام معرف شدت IM^۵ است. بنابراین در تحلیل زمان دوام می‌توان از زمان معادل شدت مربوطه، استفاده کرد در نهایت عملکرد سازه تا زمانی است که بتواند به آن هدف عملکردی مورد انتظار آیین‌نامه برسد.



شکل ۵: نمایش شماتیک تحلیل زمان دوام (ET) و کاربرد آن در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد [۳۰].

۵- زمان معادل در تحلیل‌های انجام‌شده

زمان معادل یکی از پارامترهای مهم در تعیین نتایج تحلیل زمان دوام به حساب می‌آید. طیف پاسخ حاصل از روش زمان دوام در هر پنجره زمانی از توابع شتاب $S_a(T, t)$ از $t_0 = 0$ تا t_1 توسط رابطه (۱) تعریف می‌گردد. این توابع با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی عددی طوری طراحی شده‌اند که طیف شتاب حاصل از آن‌ها تا هر زمان مشخص طبق رابطه (۲) متناسب با طیف شتاب طرح موردنظر باشد [۱۱، ۲۸]. $S_{aT}(T, t)$ به نحوی تعیین می‌گردد که در $t=10$ ثانیه عدد واحد باشد. به عبارت دیگر T_{target} در رابطه (۲) برابر ۱۰ باشد که همان زمان هدف است [۱۱، ۲۸]. ثابت ۱۰ یعنی توابع زمان دوام در ۱۰ ثانیه معادل طیف هدف هستند. طیف هدف می‌تواند میانگین رکوردهای طبیعی یا طیف آیین‌نامه باشد.

$$S_a(T, t) = \text{Max}(\text{Abs}(f(\tau))) \quad \tau \in [0, t] \quad (1)$$

⁵- Intensity Measure

$$S_{ac}(T,t) = \frac{t}{t_{Target}} \times S_{ac}(T) \quad (2)$$

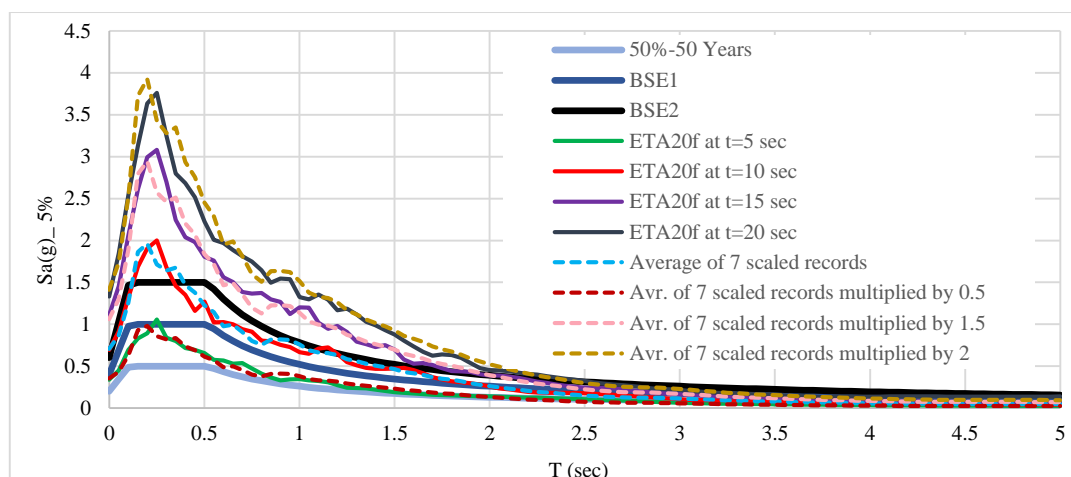
در روابط فوق t زمان، T زمان تناوب سازه، $f(\tau)$ تاریخچه پاسخ، $S_{ac}(T)$ طیف شتاب پایه، $S_{ac}(T,t)$ شتاب پاسخ هدف در توابع زمان دوام است. T_{target} زمان هدف و برابر زمانی است که ضریب مقیاس نسبت به طیف پایه برابر واحد باشد. برای تولید توابع شتاب زمان دوام، از بین ۲۰ زمین لرزه در خاک نوع C به پیشنهاد FEMA۴۴۰ [۳۱]، ۷ شتابنگاشت طبیعی که طیف میانگین آن‌ها انطباق بیشتری با طیف ۲۸۰۰ خاک نوع دو داشت انتخاب شدند [۵] همچنین با توجه به آنکه زلزله Loma Prieta دارای محتوای فرکانسی بالایی است، در آیین نامه FEMA440 از ایستگاه‌های مختلف این زلزله استفاده شده است [۲۱]. لازم به ذکر است هفت رکورد طبیعی به نحوی مقیاس می‌شوند که سطح زیر طیف شبه شتاب آن‌ها با سطح زیر طیف ۲۸۰۰ برابر باشد. بنابراین به ضرابی نیاز است که بتوان سطح زیر دو طیف را برابر کرد. استکانچی و همکاران ضرابی تحت عنوان GM1 پیشنهاد کردند [۳۲، ۳۳] که با اعمال به رکوردهای طبیعی این مقیاس سازی انجام می‌شود. بنابراین شدت طیف رکوردهای سری f متناسب با میانگین ۷ رکورد طبیعی است. در جدول ۴ مشخصات رکوردهای طبیعی FEMA۴۴۰ و ضرایب مقیاس GM1 مشاهده می‌شود.

جدول ۴: مجموعه شتاب‌نگاشت‌های طبیعی به کاررفته در این تحقیق [۲۱]

نام اختصاری	ضریب مقیاس GM1	PGA(g)	مؤلفه (درجه)	شماره ایستگاه	بزرگی (Ms)	نام رکورد
MHG06090	۱/۸۳۶۰	۰/۲۹۲	۹۰	۵۷۳۸۳	۶/۱	Morgan Hill
LPLOB000	۲/۲۸۹۰	۰/۴۵	۳۶۰	۵۸۱۳۵	۷/۱	Loma Prieta
NRORR360	۱/۰۷۳۰	۰/۵۱۴	۳۶۰	۲۴۲۷۸	۶/۸	Northridge
LPSTG000	۱/۴۳۷۰	۰/۵۱۲	۰	۵۸۰۶۵	۷/۱	Loma Prieta
LADSP000	۳/۶۳۷۸	۰/۱۷۱	۰	۱۲۱۴۹	۷/۵	Landers
LPGL067	۲/۲۰۴۰	۰/۳۵۷	۶۷	۴۷۰۰۶	۷/۱	Loma Prieta
LPAND270	۲/۶۰۹۲	۰/۲۴۴	۲۷۰	۱۶۵۲	۷/۱	Loma Prieta

همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود برای تخمین پاسخ غیرخطی زلزله‌های واقعی، توابع شتاب زمان دوام منطبق با میانگین هفت رکورد طبیعی ساخته شده‌اند به نحوی که طیف پاسخ شتاب زمان دوام در ثانیه ۱۰ منطبق بر میانگین طیف شتاب رکوردهای طبیعی مقیاس شده باشد. در شکل ۶ طیف شتاب ۷ رکورد طبیعی منتخب به همراه طیف پاسخ استاندارد ۱۳-۱-۴۱ ASCE/SEI [۲۷] سطوح خطر BSE1 و BSE2 برای میرایی ۵ درصد مشاهده می‌شود. همچنین طیف هدف برای رکوردهای Kd از نسل چهارم زمان دوام، از رکوردهای حوزه دور FEMA-p۶۹۵ استفاده شده است [۱۰]. در روش زمان دوام، عملکرد سازه در سطوح مختلف خطر مورد ارزیابی قرار می‌گیرد برای این منظور باید برای هر سطح خطر طیف مربوطه را از آیین‌نامه‌ها و یا روش مناسب دیگری به دست آورد. دوره‌های بازگشت ۷۲،۴۷۵ و ۲۴۷۵ ساله به ترتیب با احتمال وقوع ۰/۵٪، ۱۰٪ و ۲٪ در طول ۵۰ سال در روش زمان دوام بیشتر مدنظر قرار گرفته است [۳]. مقایسه با نتایج حاصل از رکوردهای طبیعی زلزله جنبه صحت سنجی دارد و از لحاظ تئوری در روش زمان دوام نیاز به استفاده از رکوردهای زلزله منتفی است [۳۰]. لازم به ذکر است که برای صحت سنجی توابع شتاب زمان دوام با رکوردهای طبیعی، ضرایب مقیاس متناسب با هر سازه به ضرایب GM1 اعمال می‌شود. در هر زمان، طیف‌های پاسخ زمان دوام با میانگین طیف هفت رکورد طبیعی مقیاس شده ثابت است به عنوان مثال ۰/۵، ۱/۵ و ۲ برابر طیف‌های میانگین هفت رکورد طبیعی به ترتیب در $t=5$ و $t=15$ و $t=20$ ثانیه زمان دوام قرار دارد [۳۰].

⁶-Template spectrum



شکل ۶: میانگین هفت رکورد متناسب با میانگین رکوردهای ETA20f در شدت‌های مختلف.

زمان معادل رکوردهای زمان دوام مطابق با رابطه (۳) بدست می‌آید [۳۳]. روند تعیین زمان معادل به این نحو است که میانگین طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده محاسبه و مقدار متناظر با زمان تناوب قاب تعیین می‌شود ($S_{a,Ave}$). همچنین مقدار طیف پاسخ هدف متناظر با زمان تناوب قاب به دست می‌آید ($S_{a,ET}$). از طرف دیگر می‌توان با چند سعی و خطا زمان متناظر با هر سطح خطر به گونه‌ای که طیف حاصل از آن در بازه $0.2T$ تا $1/5T$ بالای طیف آیین‌نامه قرار گیرد، تعیین کرد.

$$t_{eq} = \frac{S_{a,Ave}}{S_{a,ET}} \times 10 \quad (3)$$

زمان معادل به دست آمده برای سازه‌های مورد مطالعه در جدول ۵ و جدول ۶ مشاهده می‌شود.

جدول ۶: زمان معادل رکوردهای سری f قاب ۲۰ طبقه

MF۲۰	RFD۲۰MF	سطح خطر
۱۴ ثانیه	۱۰/۱ ثانیه	BSE۱
۱۷/۲ ثانیه	۱۵/۵ ثانیه	BSE۲

جدول ۵: زمان معادل رکوردهای سری f قاب ۱۵ طبقه

MF۱۵	MF۱۵RFD	سطح خطر
۱۱ ثانیه	۸ ثانیه	BSE۱
۱۶ ثانیه	۱۴/۹ ثانیه	BSE۲

۶- تجزیه و تحلیل

برای محاسبه نیروی لغزش میراگر RFD شاخص عملکرد لرزه‌ای (SPI) باید محاسبه شود که با استفاده از رابطه (۴) [۱۴] مشخص می‌گردد.

$$SPI = \sqrt{R_d^2 + R_f^2 + R_e^2} \quad (4)$$

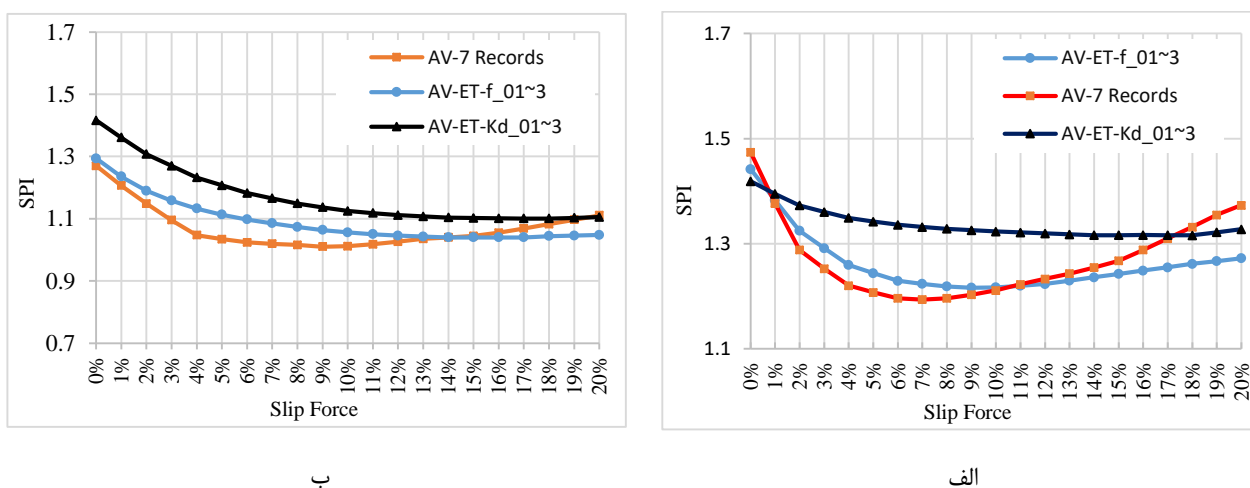
در رابطه فوق، R_d = عامل کاهش جابجایی، R_f = ضریب کاهش برش پایه، R_e = انرژی باقیمانده، D_f = جابجایی سازه با RFD، D_p = جابجایی سازه بدون RFD، V_f = برش پایه با RFD، V_p = برش پایه بدون RFD، E_i = انرژی ورودی سازه با RFD، E_h = انرژی هیستریزیس که توسط RFD اتلاف می‌شود. پارامترهای R_f ، R_e ، D_f هر یک بترتیب در روابط (۵) تا (۷) محاسبه می‌شود.

$$R_f = \frac{V_f}{V_p} \quad (5)$$

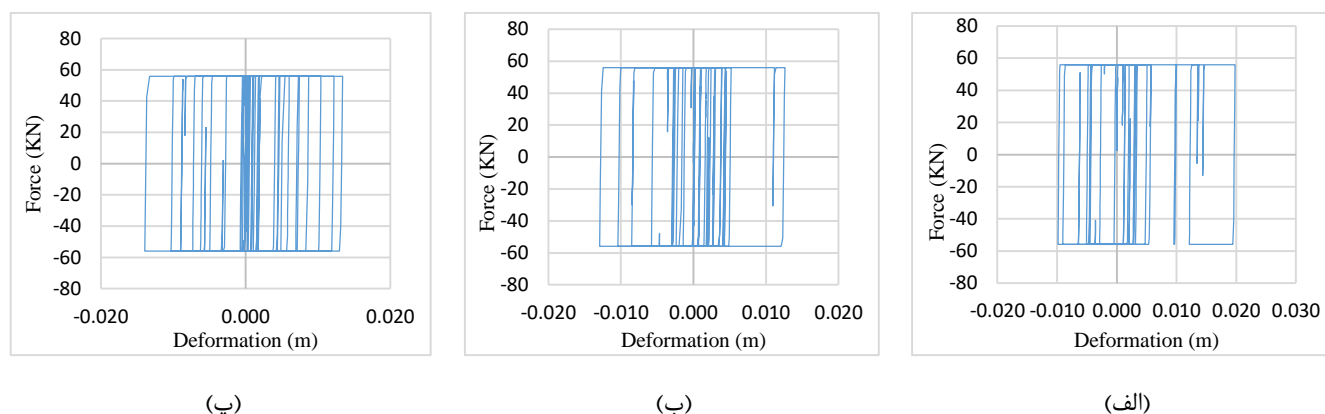
$$R_e = \frac{E_i - E_h}{E_i} \quad (6)$$

$$R_d = \frac{D_f}{D_p} \quad (7)$$

نیروی لغزش میراگر برای هر دو سازه ۱۵ و ۲۰ طبقه در تمام طبقات به نحوی انتخاب شد که سازه پس از بهسازی در سطح عملکرد IO از استاندارد ASCE/SEI 41-13 [۲۷] با نسبت دریافت ۰/۰۰۷ در زلزله ۴۷۵ ساله (سطح خطر BSE1) قرار بگیرد. برای به دست آوردن نیروی لغزش بهینه میراگر از شاخص SPI [۳۴] استفاده شد. نیروی لغزش برای تمام طبقات یکسان فرض شد. محور افقی شاخص SPI درصد وزن هر قاب است که از ۰ تا ۲۰ درصد وزن قاب لحاظ می‌شود در نهایت نقطه حداقل در منحنی به دست آمده، نیروی لغزش بهینه میراگر است [۳۴]. وزن قاب ۱۵ طبقه ۱۰۴۷۸ کیلو نیوتن که مطابق با شکل ۷-الف نیروی لغزش بهینه کل سازه، ۸ درصد این وزن (KN ۵۵/۸۷) در نظر گرفته شد و برای قاب ۲۰ طبقه با وزن ۱۳۹۶۵ کیلو نیوتن مطابق با شکل ۷-ب نیروی لغزش کل قاب معادل ۱۲ درصد وزن (KN ۸۳/۸) در نظر گرفته شده است. شاخص SPI برای هفت رکورد طبیعی مقیاس شده و رکوردهای زمان دوام نسل دوم سری f و نسل چهارم سری Kd برای قاب‌های خمشی ۱۵ و ۲۰ طبقه محاسبه شد. ملاحظه می‌شود که شاخص SPI در تمام رکوردها با اختلاف اندکی (حدود ۱۲ درصد) نیروی لغزش بهینه یکسانی را نشان می‌دهد.

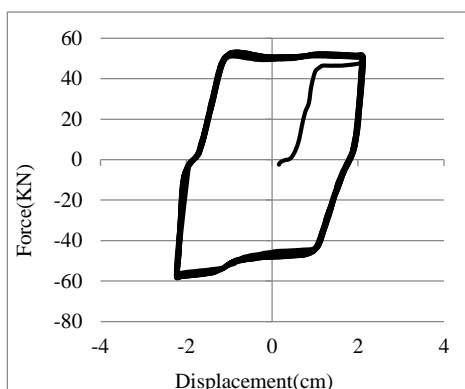


شکل ۷: شاخص SPI برای قاب ۱۵ طبقه (الف) و ۲۰ طبقه (ب) در مقایسه با رکوردهای طبیعی و سری f و Kd زمان دوام.



شکل ۸: منحنی رفتار نیرو-جابجایی میراگر طبقه اول از قاب ۱۵ طبقه تحت رکورد سری Kd (الف)، سری f (ب) و NORTHRR_ORR360 (پ)

در شکل ۸ منحنی رفتار نیرو-جابجایی میراگر طبقه اول از قاب ۱۵ طبقه تحت رکوردهای زمان دوام سری f ، Kd و NORTHRR_ORR360 مقایسه شده است. به تازگی میراگری در ایران توسعه داده شده و ابعاد آن در آزمایشگاه به صورت واقعی مورد تست قرار گرفته [۳۵] که در شکل ۹ نمونه آزمایشگاهی و رفتار دو خطی آن مشاهده می‌شود.



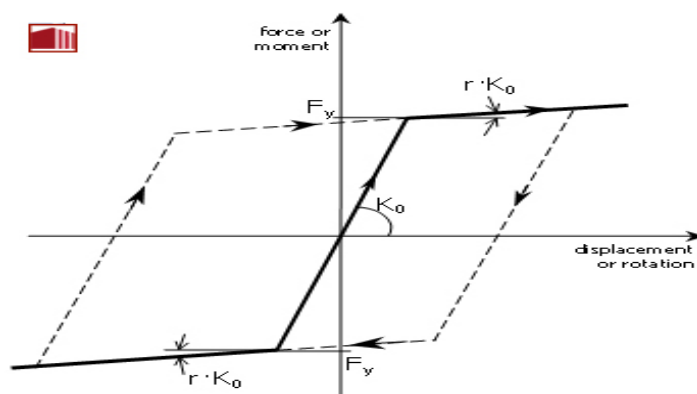
(ب)



(الف)

شکل ۹: (الف) یک نمونه آزمایشگاهی میراگر توسعه داده شده (ب) رفتار نیرو-جابجایی تحت نیروی رفت و برگشت [۳۵].

بررسی رفتار آزمایشگاهی این میراگر (شکل ۹-ب) نشان می‌دهد، مدلسازی دوخطی رفتار میراگر در این تحقیق تطابق مناسبی با رفتار آزمایشگاهی میراگر در تغییر مکان‌های مختلف دارد به همین دلیل در این پژوهش رفتار میراگر در نرم‌افزار، دو خطی تعیین شد. در مدل‌سازی قاب‌های فولادی در نرم‌افزار SeismoStruct رفتار میراگر اصطکاکی دورانی از نوع رفتار دوخطی (bl_kin) بدون پیش‌تنیدگی در نظر گرفته شد. این مدل رفتاری، یک منحنی دوخطی متقارن است که اغلب برای مدل‌سازی رفتار الاستیک-پلاستیک استفاده می‌شود. همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شوند برای توصیف این رفتار نیاز به مشخصات سختی اولیه، نیروی لغزش^۸ و سختی ثانویه است و متناسب با نیاز سازه و ظرفیت میراگر انتخاب و مدل‌سازی شده است. استاندارد ۱۳-۴۱-ASCE [۲۷] مرجعی است که ضوابط طراحی سازه‌های مجهز به میراگر برای سازه‌های موجود را پوشش داده است. در میراگر اصطکاکی دورانی این امکان وجود دارد که سختی اولیه این میراگر با توجه به نیاز بهسازی انتخاب گردد.



شکل ۱۰: مدل رفتار دوخطی bl_kin در نرم‌افزار SeismoStruct [۲۴].

۱-۶- طراحی مهاربندها

مهاربندهای متصل به میراگرها باید برای نیروی محوری متناسب با نیروی لغزش میراگر طراحی شوند. به نحوی که مهاربندها در سطح نیروی لغزش، خطی بمانند تا میراگر بتواند با نیروی لغزش دوران داشته باشد. بنابراین مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۶]، طبق روابط (۸) تا (۱۶)، مقاومت فشاری مهاربندها جهت جلوگیری از کمانش در مقایسه با نیروی لغزش میراگر کنترل شد.

⁷-Bilinear kinematic curve

⁸-Yield force (F_y)

بنابراین لازم است تا نیروی تسلیم مهاربندها بزرگتر از نیروی لغزش میراگرها باشد. سطح مقطع المان BOX180x180x10 برابر با 68 cm^2 است و از فولاد ST37 با تنش تسلیم 235 Mpa و مدول الاستیسیته 205 Gpa استفاده شده است.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 3.75}{0.0695} = 53.95 < 200 \quad OK \quad (8)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 695137.5 \quad \text{kn/m}^2 \quad (9)$$

$$\frac{F_y}{F_e} = 0.338 < 2.25 \quad OK \quad (10)$$

$$\frac{KL}{r} = 53.95 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139 \quad OK \quad (11)$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} \times F_y = 204311.24 \quad \text{kn/m}^2 \quad (12)$$

$$P_n = 0.9 F_{cr} \times A_g = 1250.38 \quad \text{kn} \quad (13)$$

$$1250.38 \cos(52) = 769.81 \quad \text{kn} \quad (14)$$

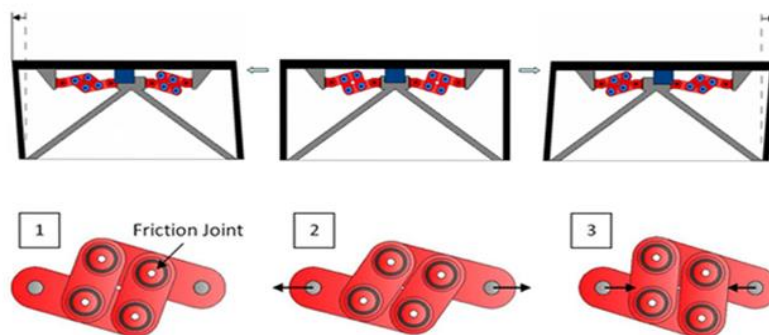
$$55.87 \text{ kn} < 769.81 \text{ kn} \quad OK \quad (15)$$

$$83.79 \text{ kn} < 769.81 \text{ kn} \quad OK \quad (16)$$

در روابط (۱۵) و (۱۶) مشاهده می‌شود نیروی لغزش میراگر کمتر از ظرفیت فشاری مهاربندها است.

۲-۶- تجزیه و تحلیل قاب فولادی ۱۵ و ۲۰ طبقه

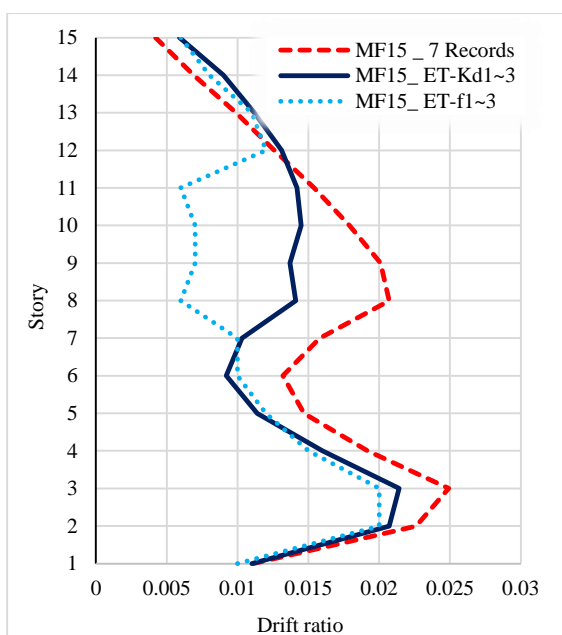
تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی قاب‌های فولادی ۱۵ و ۲۰ طبقه با ۷ رکورد طبیعی مقیاس شده و رکوردهای سری f و Kd زمان دوام با فرض خاک نوع ۲ و بهسازی شده با میراگر اصطکاکی دورانی (شکل ۱۱) توسط نرم افزار [۲۴] SeismoStruct انجام شد. نسبت دریافت طبقات به‌عنوان شاخص قضاوت مهندسی (EDP^۹) مورد استفاده قرار گرفت که در شکل ۱۲ و شکل ۱۳ خروجی قاب ۱۵ و ۲۰ طبقه مشاهده می‌شود.



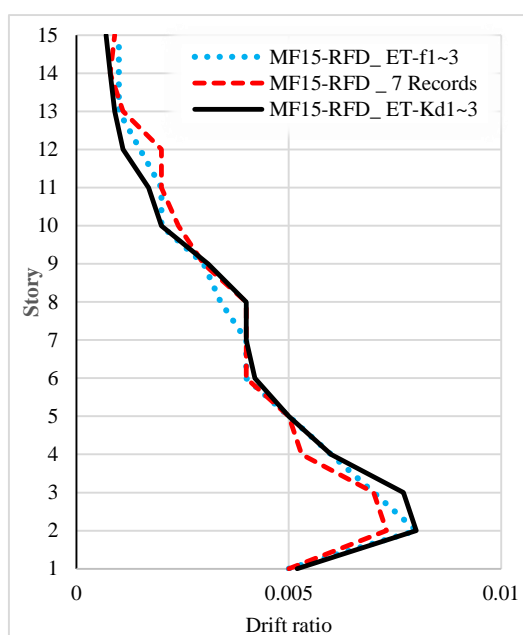
شکل ۱۱: مکانیسم عملکردی میراگر اصطکاکی - دورانی [۳۶].

در این تحقیق حداکثر پاسخ نسبت دریافت طبقات به‌عنوان شاخص EDP انتخاب شد. در شکل ۱۲ و شکل ۱۳ به ترتیب پاسخ نسبت دریافت قاب ۱۵ و ۲۰ طبقه توسط رکوردهای طبیعی و زمان دوام سری f و Kd مشاهده می‌شود. در شکل ۱۲-الف مشاهده می‌شود حداکثر نسبت دریافت در MF15 در طبقه سوم وجود دارد که نتایج رکوردهای زمان دوام سری f، ۱۹٪ و سری Kd معادل ۱۵٪ از نتایج

رکوردهای طبیعی کمتر است در حالی که در MF15RFD حداکثر نسبت دررفت توسط سری f و Kd هر دو ۸٪ با نتایج رکوردهای طبیعی اختلاف دارند. چنین نتایجی در MF20 (شکل ۱۳-الف) هم مشاهده می شود.

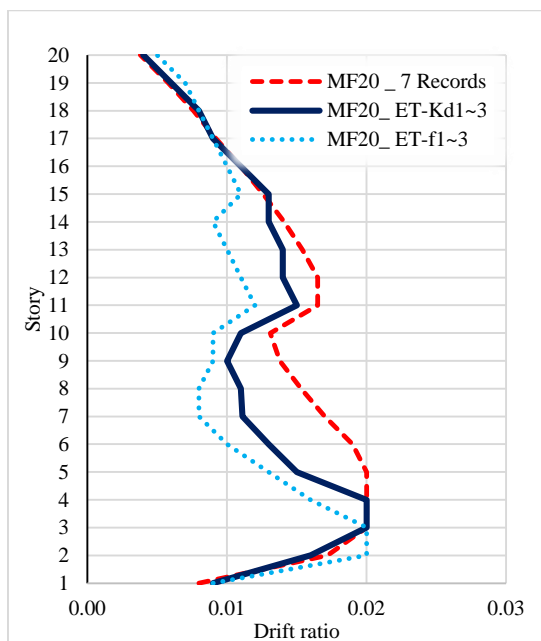


الف

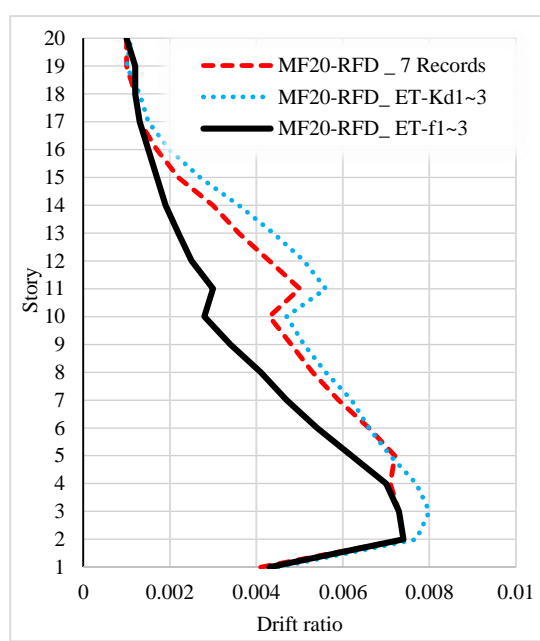


ب

شکل ۱۲: مقایسه نسبت دررفت رکوردهای Kd, f و رکوردهای طبیعی برای قاب ۱۵ طبقه در سطح خطر BSE1.



الف



ب

شکل ۱۳: مقایسه نسبت دررفت رکوردهای Kd, f و رکوردهای طبیعی برای قاب ۲۰ طبقه در سطح خطر BSE1.

نکته قابل توجه در خصوص نسبت های دررفت به دست آمده این است که در قاب های MF15 و MF20 طبقات بالاتر که جابجایی های غیرخطی را تجربه کرده اند نتایج زمان دوام در مقایسه با رکوردهای طبیعی مقیاس شده دارای اختلاف است اما این اختلاف

در رکوردهای سری Kd در مقایسه با رکوردهای طبیعی مقدار کمتری است. در مجموع در مقایسه با رکوردهای طبیعی، میزان اختلاف در میانگین نسبت دریافت تمام طبقات قاب MF15 توسط رکوردهای سری f و Kd به ترتیب ۲۲٪ و ۱۵٪ و در قاب MF20 برای رکوردهای سری f و Kd به ترتیب ۱۸٪ و ۹٪ مشاهده شده است. این نتایج نشان می‌دهد سری Kd زمان دوام در مقایسه با سری f برای قاب‌های فولادی دارای ضعف در عملکرد نتایج بهتری نشان داده است به این دلیل که رکوردهای سری Kd برای اهداف خرابی‌های تجمعی و رفتار هیستریک بهینه شده‌اند [۱۰]. زمان معادل رکوردهای Kd برای قاب MF15 و MF15RFD در سطح خطر BSE1 به ترتیب برابر ۱۴/۲ و ۱۰ ثانیه و برای قاب MF20 و MF20RFD در سطح خطر BSE1 به ترتیب ۱۷ و ۱۲ ثانیه تعیین شد. مجموعه رکوردهای نسل چهارم زمان دوام برای زلزله‌های ۵۰۰ و ۱۰۰۰ ساله تولید شده‌اند که در این تحقیق زلزله ۲۴۷۵ ساله به عنوان سطح خطر BSE2 معرفی شده است، بنابراین رکوردهای سری Kd شدت لازم را برای شبیه‌سازی سطح خطر ۲ ندارد به همین دلیل طیف شتاب در $t=15$ ثانیه که معادل BSE1 است، ۱/۵ برابر و شدت متناسب با طیف BSE2 بدست آمد و چون شدت طیف در $t=15$ ثانیه دقت لازم جهت شبیه‌سازی شدت BSE1 را داشت این فرضیه مورد تأیید قرار می‌گیرد.

بر اساس نسبت دریافت به دست آمده توسط رکوردهای طبیعی به نظر می‌رسد سازه طبق هدف بهسازی ($IO=0/007$) رفتار کرده است. عملکردی که برای قاب خمشی در نظر گرفته شده بود، دارای ضعف عملکرد در سطح خطر یک و پس از بهسازی با میراگر اصطکاکی دورانی در سطح عملکرد IO قرار بگیرد. نسبت‌های دریافت به دست آمده توسط رکوردهای طبیعی مقیاس شده وضعیت عملکردی سازه را تأیید می‌کند. نتایج کمی قاب ۱۵ طبقه جهت درک بهتر موضوع در جدول ۷ مشاهده می‌شود.

جدول ۷: درصد اختلاف نسبت دریافت قاب ۱۵ طبقه یا میراگر (الف) و بدون میراگر (ب) توسط رکوردهای سری f در سطح خطر BSE1

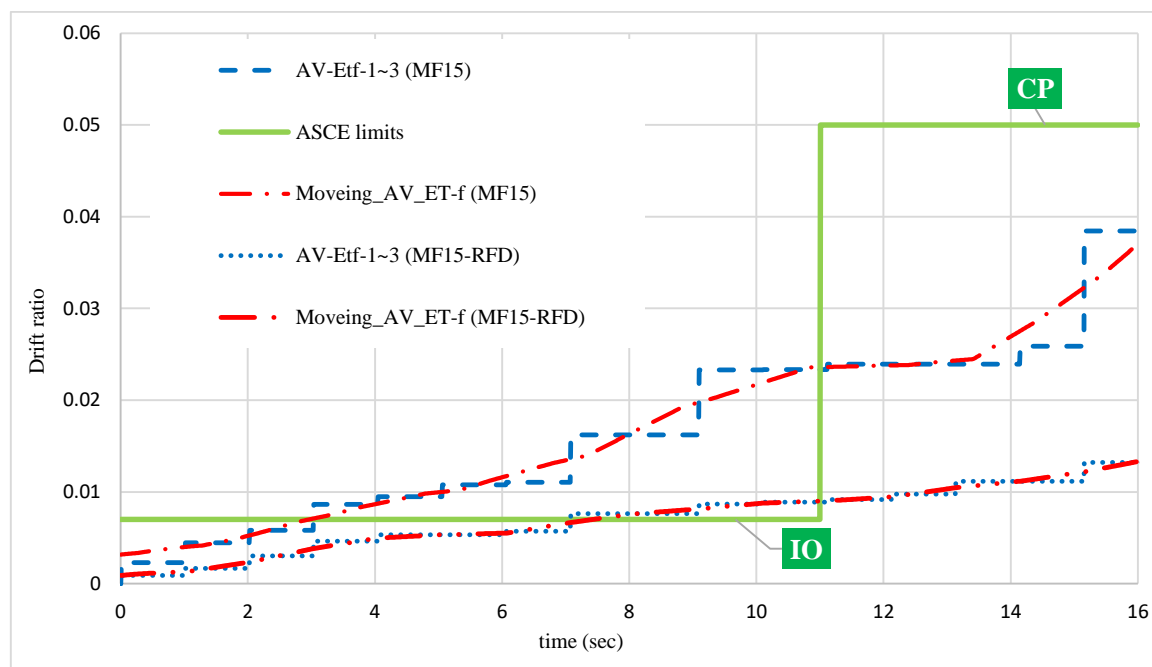
ب				الف			
اختلاف %	نسبت دریافت در رکورد طبیعی	نسبت دریافت در زمان دوام	طبقه	اختلاف %	نسبت دریافت در رکورد طبیعی	نسبت دریافت در زمان دوام	طبقه
۹٪	۰/۰۱۱	۰/۰۱۰	۱	۰٪	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۵۰	۱
۱۱٪	۰/۰۲۲	۰/۰۲۰	۲	۸٪	۰/۰۰۷۳	۰/۰۰۸۰	۲
۱۹٪	۰/۰۲۴	۰/۰۲۰	۳	۰٪	۰/۰۰۷۰	۰/۰۰۷۰	۳
۲۱٪	۰/۰۱۹	۰/۰۱۵	۴	۱۱٪	۰/۰۰۵۳	۰/۰۰۶۰	۴
۱۸٪	۰/۰۱۴	۰/۰۱۲	۵	۰٪	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۵۰	۵
۲۰٪	۰/۰۱۳	۰/۰۱۰	۶	۰٪	۰/۰۰۴۰	۰/۰۰۴۰	۶
۳۰٪	۰/۰۱۵	۰/۰۱۰	۷	۰٪	۰/۰۰۴۰	۰/۰۰۴۰	۷
۷۱٪	۰/۰۲۰	۰/۰۰۶	۸	۲٪	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۴	۸
۶۵٪	۰/۰۲۰	۰/۰۰۷	۹	۰٪	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۳۰	۹
۶۰٪	۰/۰۱۷	۰/۰۰۷	۱۰	۰٪	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۲۰	۱۰
۶۱٪	۰/۰۱۵	۰/۰۰۶	۱۱	۰٪	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۲۰	۱۱
۴٪	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۱۲	۶٪	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۱۵	۱۲
۱۰٪	۰/۰۲۰	۰/۰۱۱	۱۳	۱۰٪	۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۱۰	۱۳
۱۲٪	۰/۰۰۷	۰/۰۰۸	۱۴	۰٪	۰/۰۰۱۰	۰/۰۰۱۰	۱۴
۳۰٪	۰/۰۰۴	۰/۰۰۶	۱۵	۰٪	۰/۰۰۱۰	۰/۰۰۱۰	۱۵

نتایج نسبت دریافت MF15RFD (جدول ۷-الف) و MF15 (جدول ۷-ب) به همراه درصد اختلاف با رکوردهای طبیعی نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در قاب مجهز به میراگر نسبت‌های دریافت کمتر از حد مجاز $IO=0/007$ به دست آمده است و نسبت اختلاف رکوردهای سری f با رکوردهای طبیعی کمتر از ۱۱٪ است و در قاب MF15 نتایج رکوردهای زمان دوام سری f از رکوردهای طبیعی کمتر است.

۷- نتایج تحلیل زمان دوام

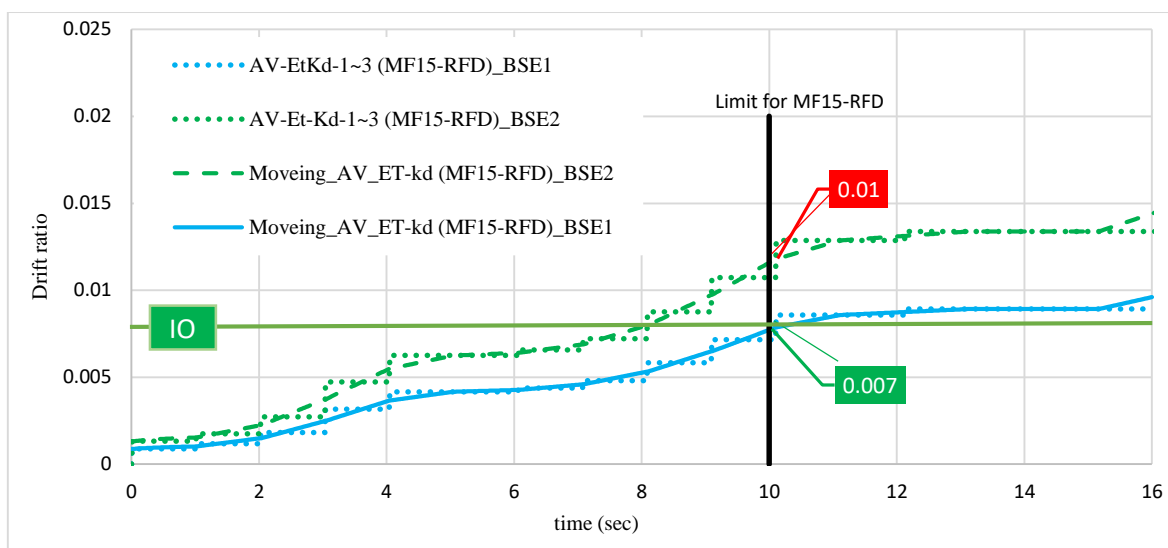
منحنی زمان دوام برای سطح خطر BSE1 و BSE2 با و بدون میراگر در شکل ۱۴ ملاحظه می‌شود. ماکزیمم نسبت دریافت در MF15 و MF15RFD در طبقه سوم مشاهده شد. منحنی زمان دوام نسبت دریافت طبقه سوم قاب با و بدون میراگر در محیط برنامه‌نویسی

متلب محاسبه شد و میانگین سه پاسخ حاصل از سه رکورد زمان دوام سری f به دست آمد. ماکزیمم پاسخ قدر مطلق به دلیل ماهیت پله‌ای دارای خطای محاسباتی است که میزان خطا توسط میانگین متحرک پوشش داده می‌شود [۳]. میزان گام‌های زمانی جهت محاسبه میانگین متحرک در سایر مراجع بین ۱۰۰ تا ۱۵۰ گام زمانی است [۳] که تعداد ۱۰۰ گام زمانی تناسب بیشتری با نسبت‌های دریافت به دست آمده از نرم‌افزار را داشت. در شکل ۱۴، MF۱۵RFD (منحنی خط‌چین) و MF۱۵ (منحنی توپر) مشاهده می‌شود. همچنین نسبت دریافت در ۱۳- ASCE۴۱ برای سطح عملکرد IO=۰/۰۰۷ و CP=۰/۵ [۲۷] نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود که MF۱۵RFD با زمان ۸ ثانیه در سطح عملکرد IO قرار گرفته است و حتی زمانی حدود ۳ ثانیه در محدوده نسبت دریافت ۰/۰۰۷ جابجایی داشته است و به این معنی است که میراگر از حداکثر ظرفیت خود استفاده کرده است و پس از آن نسبت دریافت در حال افزایش است. همچنین در مورد MF۱۵ مشاهده می‌شود در زمان ۳ ثانیه از حد عملکرد IO فراتر رفته است و در مقایسه با زمان ۸ ثانیه قاب با میراگر زمان کمتری را دوام آورده است یا به تعبیری دیگر، سازه مجهز به میراگر در سطح خطر یک، زمان بیشتری را دوام آورده است. چنین ارزیابی از سازه را می‌توان با یکبار تحلیل و تولید منحنی‌های زمان دوام انجام داد و نیازی به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مجدد نیست که این مزیت تحلیل‌های زمان دوام را نشان می‌دهد.



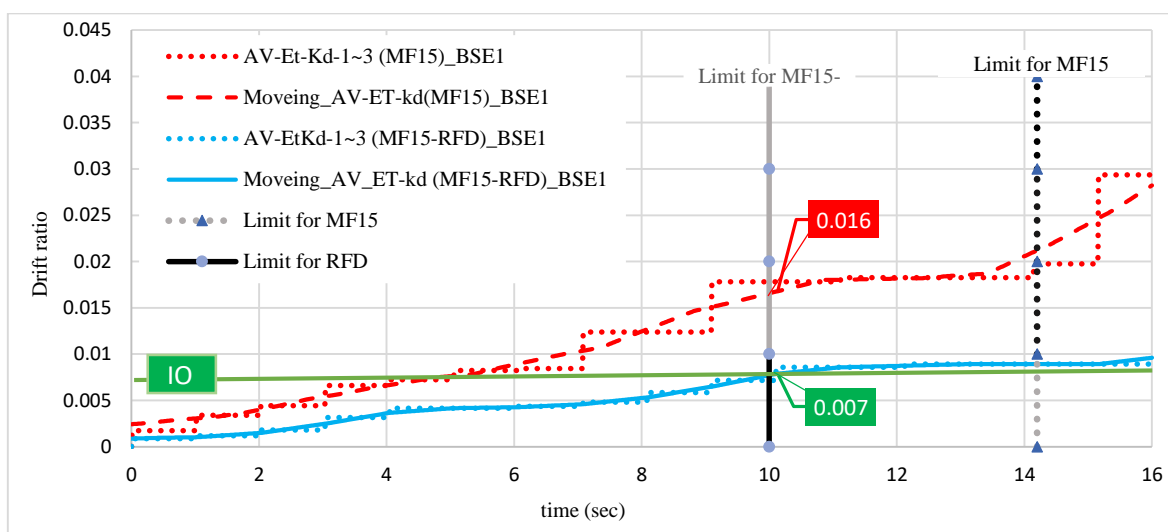
شکل ۱۴: منحنی زمان دوام سری f برای MF۱۵ و MF۱۵RFD.

در شکل ۱۵ منحنی زمان دوام MF۱۵RFD در دو سطح خطر BSE1 و BSE2 در زمان معادل ۱۰ ثانیه توسط رکوردهای زمان دوام سری K_d مشاهده می‌شود. در سطح خطر BSE1 (منحنی آبی) به خوبی مشاهده می‌شود که سازه مجهز به میراگر در شدت انتخاب شده، به سطح عملکرد موردنظر (IO=۰/۰۰۷) رسیده است و در سطح خطر BSE2 (منحنی سبز) کمتر از حد عملکرد مورد انتظار (CP=۰/۵) قرار دارد.



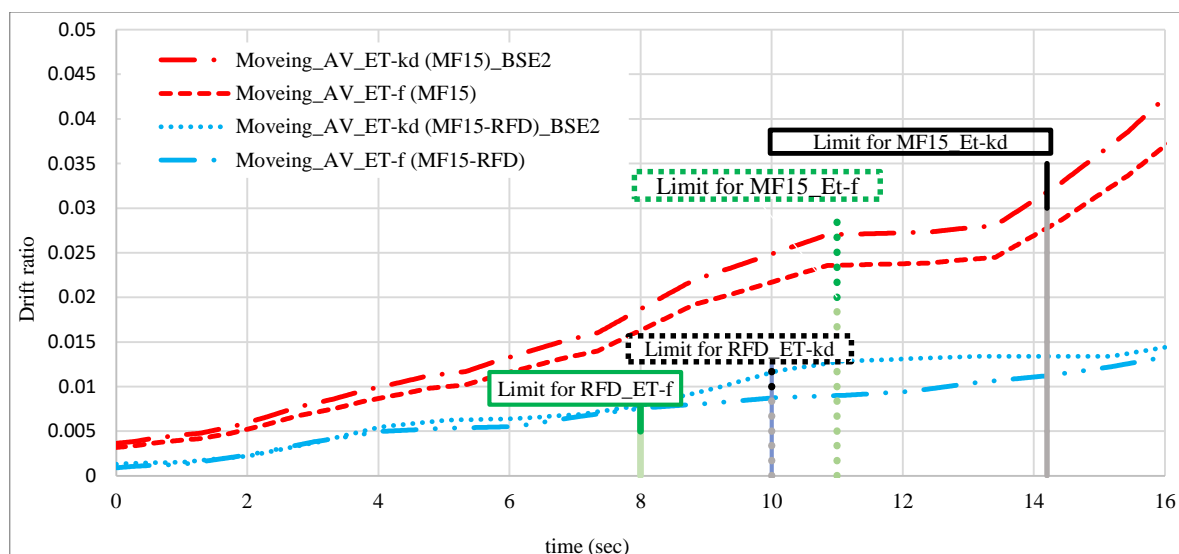
شکل ۱۵: منحنی زمان دوام سری Kd در سطح خطر BSE1 و BSE2 برای MF15-RFD.

شکل ۱۶ در خصوص رفتار قاب ۱۵ طبقه با و بدون میراگر می‌توان دید مناسبی نسبت به وضعیت سازه در شدت‌های مختلف داشت. مشاهده می‌شود که قاب MF15-RFD (منحنی آبی) زمان بیشتری را نسبت به MF15 (منحنی قرمز) با توجه به سطح عملکرد IO دوام آورده است و قاب MF15 در زمان ۴/۵ ثانیه سطح عملکرد IO را نقض کرده است. زمان معادل برای MF15-RFD برابر ۱۰ ثانیه و MF15 برابر ۱۴/۲ ثانیه برای هر دو سطح خطر به دست آمد.



شکل ۱۶: منحنی زمان دوام MF15 و MF15-RFD در سطح خطر BSE1.

در شکل ۱۷ نتایج رکوردهای زمان دوام سری f و Kd در سطح خطر BSE2 مقایسه شده‌اند. از مشاهدات می‌توان نتیجه گرفت رکوردهای سری Kd و f در سازه‌های دارای زمان تناوب پایین، پاسخ‌های مناسبی نشان می‌دهند همچنین مشاهده می‌شود که در زمان‌های اولیه منحنی زمان دوام که سازه در محدوده خطی قرار دارد و شدت متناسب با سطح خطر BSE1 است این اختلاف کمتر از ۱۰ درصد است و در زمان‌های بالاتر که سازه جابجایی‌های غیر خطی بیشتری را تجربه می‌کند، میزان اختلاف افزایش پیدا می‌کند. در نهایت می‌توان نتیجه گرفت نسبت دریافت در قاب MF15 در رکوردهای سری f و Kd (به ترتیب منحنی خط‌چین و توپر قرمز) همچنین برای قاب MF15-RFD در رکوردهای سری f و Kd (به ترتیب منحنی توپر و خط‌چین آبی) به یکدیگر نزدیک هستند و این اختلاف در زمان‌های اولیه بسیار کمتر است.



شکل ۱۷: مقایسه منحنی زمان دوام قاب ۱۵ طبقه تحت رکوردهای سری f و Kd در سطح خطر BSE2.

در جدول ۸ و

NTH	جابجایی قاب بدون میراگر (m)	جابجایی قاب با میراگر (m)	درصد کاهش جابجایی
۷ رکورد طبیعی	۰/۷۰	۰/۱۸	٪۷۴
ET-f	۰/۳۸	۰/۱۸	٪۵۲
ET-Kd	۰/۶۱	۰/۱۷	٪۷۲

جدول ۹ به ترتیب حداکثر جابجایی بام در قاب ۱۵ و ۲۰ طبقه با و بدون میراگر مشاهده می‌شود. در این جدول درصد کاهش جابجایی بام بعد از نصب میراگر نشان‌دهنده اثر میراگر در کاهش جابجایی‌ها است. مشاهده می‌شود که جابجایی قاب بدون میراگر توسط رکوردهای سری f اختلاف زیادی با رکوردهای سری Kd و رکوردهای طبیعی دارد و میزان جابجایی بام در رکوردهای سری Kd به رکوردهای طبیعی نزدیک‌تر است. همچنین مشاهده می‌شود میزان جابجایی قاب با میراگر در تمام تحلیل‌های غیرخطی انجام‌شده نتایج بسیار قابل توجهی ارائه داده‌اند.

جدول ۸: مقایسه حداکثر جابجایی بام در قاب ۱۵ طبقه

NTH	جابجایی قاب بدون میراگر (m)	جابجایی قاب با میراگر (m)	درصد کاهش جابجایی
۷ رکورد طبیعی	۰/۷۰	۰/۱۸	٪۷۴
ET-f	۰/۳۸	۰/۱۸	٪۵۲
ET-Kd	۰/۶۱	۰/۱۷	٪۷۲

جدول ۹: مقایسه حداکثر تغییر جابجایی بام در قاب ۲۰ طبقه

NTH	جابجایی قاب بدون میراگر (m)	جابجایی قاب با میراگر (m)	درصد کاهش جابجایی
۷ رکورد طبیعی	۰/۹	۰/۲۷	٪۶۸
ET-f	۰/۵۴	۰/۲۲	٪۶۰
ET-Kd	۰/۶۹	۰/۳۰	٪۵۸

در جدول ۱۰ و

NTH	انرژی ورودی (KN-m)	انرژی هیستریزیس (KN-m)	درصد انرژی اتلاف شده
۷ رکورد طبیعی	۶۱۰	۳۰۳	٪۵۰
ET-f	۴۱۷	۱۲۸	٪۶۹
ET-Kd	۴۱۷	۱۰۵	٪۷۴

جدول ۱۱ درصد انرژی تلف شده توسط میراگر برای قاب ۱۵ و ۲۰ طبقه به طور میانگین به ترتیب ٪۶۴ و ٪۶۱ است و این نتایج در زمان بسیار کوتاه‌تری توسط رکوردهای زمان دوام و مشاهده رفتار قاب در شدت‌های مختلف در قالب منحنی زمان دوام به دست آمده است.

جدول ۱۰: انرژی تلف شده قاب ۱۵ طبقه در مقایسه با رکوردهای طبیعی، سری f و Kd

NTH	انرژی ورودی (KN-m)	انرژی هیستریزیس (KN-m)	درصد انرژی اتلاف شده
۷ رکورد طبیعی	۶۱۰	۳۰۳	٪۵۰
ET-f	۴۱۷	۱۲۸	٪۶۹
ET-Kd	۴۱۷	۱۰۵	٪۷۴

جدول ۱۱: انرژی تلف شده قاب ۲۰ طبقه در مقایسه با رکوردهای طبیعی، سری f و Kd

NTH	انرژی ورودی (KN-m)	انرژی هیستریزیس (KN-m)	درصد انرژی اتلاف شده
۷ رکورد طبیعی	۱۰۸۵	۵۲۸	٪۵۱
ET-f	۷۹۵	۲۶۷	٪۶۶
ET-Kd	۷۱۳	۲۳۵	٪۶۷

همان‌طور که مشاهده شد، پاسخ سازه ۱۵ و ۲۰ طبقه بدون میراگر بازمان تناوب‌های به ترتیب ۴/۵۵ و ۵ ثانیه دارای اختلاف زیاد با رکوردهای طبیعی است و مشاهده شد رکوردهای نسل دوم سری f نتایج کمتری نسبت به رکوردهای طبیعی نشان می‌دهند که در این خصوص ریاحی و استکانچی این اختلاف را تأیید کردند [۴، ۲۱]. از نتایج تجزیه و تحلیل قاب‌های فولادی ۱۵ و ۲۰ طبقه دارای ضعف در عملکرد که دارای زمان تناوب بالایی می‌باشند مشخص شد که رکوردهای زمان دوام نسل دوم نتایج مناسبی را نشان نمی‌دهند. همچنین در مورد زمان‌های معادل به دست آمده مشاهده شد، زمان معادل به تنهایی نمی‌تواند شدت مورد نیاز سازه را تعیین کنید و لازم است با کمی سعی و خطا شدت طیف زمان دوام متناسب با طیف هدف تعیین شود. در نهایت، رکوردهای زمان دوام نسل چهارم در خصوص پیش‌بینی رفتار سازه دارای دقت مناسب هستند البته این روند با بهینه شدن توابع شتاب زمان دوام بسیار قابل توجه است به بیانی ساده‌تر رکوردهای زمان دوام نسل چهارم که با اهداف خرابی‌های تجمعی و رفتار هیستریزیس بهینه شده‌اند نتایج بهتری را نشان دادند.

۸- نتیجه گیری

۱- در رکوردهای زمان دوام نسل دوم تا زمانی که سازه در ناحیه خطی قرار دارد، پاسخ‌های حاصل از رکوردهای زمان دوام نسل دوم با رکوردهای طبیعی زلزله کفایت لازم را دارند ولی زمانی که سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و جابجایی‌های غیرخطی را تجربه

می‌کند نتایج رکوردهای زمان دوام نسل دوم در مقایسه با رکوردهای طبیعی بسیار کمتر هستند و این اختلاف در قاب‌های بلندمرتبه ۱۵ و ۲۰ طبقه به حدود ۵۰ درصد رسید.

۲- رکوردهای سری Kd زمان دوام در قاب‌های مجهز به میراگر که دارای جابجایی‌های خطی هستند نتایج مناسبی را نشان دادند و در قاب‌هایی که مفاصل پلاستیک زیادی تشکیل شد نتایج سری Kd نسبت به سری f، به رکورد طبیعی نزدیک‌تر است و میزان اختلاف در محدوده غیرخطی کمتر از ۲۰ درصد قرار دارد که کیفیت رکوردهای Kd را نشان می‌دهد.

۳- به نظر می‌رسد رکوردهای زمان دوام سری Kd برای سازه‌های بلند و با تناوب بیشتر از ۴ ثانیه با رکوردهای طبیعی هنوز کمی اختلاف دارند.

۴- رکوردهای زمان دوام برای سازه‌های با تناوب کمتر از ۳ ثانیه نتایج قابل قبولی ارائه داده‌اند و می‌توان در تحلیل‌های غیرخطی که نیاز به تحلیل‌های بسیار زیادی دارند در سطوح خطر مختلف با یکبار تحلیل به نتایج مناسبی رسید و قضاوت بهتری از سازه در سطوح خطر مختلف داشت.

۵- میزان اختلاف در نسبت دریافت طبقات توسط رکوردهای سری f و Kd در قاب MF۱۵ به ترتیب ۲۲٪ و ۱۵٪ و در قاب MF۲۰ برای رکوردهای سری f و Kd به ترتیب ۱۸٪ و ۹٪ مشاهده شده است که نشان می‌دهد رکوردهای سری Kd زمان دوام نتایج بهتری را نسبت به سری f نشان داده‌اند.

مراجع

- [1] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). *Incremental dynamic analysis*. Earthquake engineering & structural dynamics, 31(3), 491-514.
- [2] Estekanchi, H. E., Vafaei, A., & SADEGH, A. M. (2004). *Endurance time method for seismic analysis and design of structures*. Scientia Iranica, 11(4), 361-370.
- [3] Estekanchi, H. E. Valamanesh, V., & Vafai, A. (2007). *Application of endurance time method in linear seismic analysis*. Engineering Structures, 29(10), 2551-2562.
- [4] Riahi, H, T. Estekanchi, H. E., & VAFAEI, A. (2009). Estimates of average inelastic deformation demands for regular steel frames by the endurance time method. *08th International Congress on Civil Engineering*. Shiraz University: 388-402.
- [5] Riahi, H, T. Estekanchi, H. E. & Boroujeni, S. S. (2011). *Application of endurance time method in nonlinear seismic analysis of steel frames*. Procedia Engineering, 14, 3237-3244.
- [6] Nozari, A. (2008). *Optimization of endurance time intensifying acceleration functions using classic and heuristic approaches*. Doctoral dissertation, M. Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran.
- [7] Mashayekhi, M. & Estekanchi, H. E. (2012). Investigation of Shaking Characteristics of ET Excitation Functions Using Effective Number of Cycles of Motion. In: *15th WCEE, World Conference on Earthquake Engineering*.
- [8] Mashayekhi, M. & E Estekanchi, H. (2013). *Investigation of strong-motion duration consistency in endurance time excitation functions*. Scientia Iranica, 20(4), 1085-1093.
- [9] Mashayekhi, M. E Estekanchi, H. & Vafai, A. (2020). *Optimal objective function for simulating endurance time excitations*. Scientia Iranica, 27(4), 1728-1739.
- [10] Mashayekhi, M. Estekanchi, H. E. Vafai, H. & Mirfarhadi, S. A. (2018). *Development of hysteretic energy compatible endurance time excitations and its application*. Engineering Structures, 177, 753-769.
- [11] Estekanchi, H. E. Vafai, A., & Riahi, H. T. (2009, June). *Endurance time method: from ideation to application*. In Proceedings of a US-Iran Seismic Workshop. pp. 205-218.
- [12] Shirkhani, A. Mualla, I. H. Shabakhty, N. & Mousavi, S. R. (2015). Behavior of steel frames with rotational friction dampers by endurance time method. *Journal of Constructional Steel Research*, 107, 211-222.
- [13] Mualla, I. H. (2000). Experimental evaluation of new friction damper device. In: *12th world conference on earthquake engineering*, Auckland, New Zealand.
- [14] Mualla, I. H. & Belev, B. (2002). *Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation*. Engineering Structures, 24(3), 365-371.
- [15] LIAO, W. I. MUALLA, I. & LOH, C. H. (2004). Shaking-table test of a friction-damped frame structure. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 13(1), 45-54.

- [16] Yasami, S., Shayanfar, M., Zabihi Samani, M., Sobhani, D. (2019) Investigation of seismic performance of rotational friction dampers under near field earthquake, in: *National Conference on Civil Engineering Architecture and Urban Development of the Islamic World Countries*. University of Tabriz. (in Persian)
- [17] Jarrahi, H., Asadi, A., Khatibinia, M., Etedali, S., & Samadi, A. (2020). Simultaneous optimization of placement and parameters of rotational friction dampers for seismic-excited steel moment-resisting frames. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 136, 106193.
- [18] Oance, I. S., & Gelmambet, S. (2020). Seismic Analysis of Steel Structures Using Friction Dampers. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, (Vol. 789, No. 1, p. 012046). Braşov, Romania.
- [19] Jarrahi, H., Asadi, A., Khatibinia, M., & Etedali, S. (2020). Optimal design of rotational friction dampers for improving seismic performance of inelastic structures. *Journal of Building Engineering*, 27, 100960.
- [20] Ampiah, A., & Zhao, X. (2019). Optimal Placement of Friction Dampers in High Rise Buildings Under Seismic Excitation. In *International Conference on Computational & Experimental Engineering and Sciences* (pp. 547-556). Springer, Cham.
- [21] Riahi, H. T., Estekanchi, H. E. & VAFAEI, A. (2009). *Estimates of average inelastic deformation demands for regular steel frames by the endurance time method*. Scientia Iranica, 16(5), 388-402.
- [22] Valamanesh, V., Estekanchi, H. E. & Vafai, A. (2010). *Characteristics of Second Generation Endurance Time Acceleration Functions*, Scientia Iranica, 17(1), 53-61.
- [23] A.T. Council, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*, FEMA Region II, (2005).
- [24] SeismoSoft, S. 2018. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Disponible online in: <http://www.seismosoft.com>.
- [25] I.S. Code, *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*, Standard, 4 (2005).
- [26] *Office of collection and extension of national building code. section 10: Design and construction of steel structures*, 4th ed. Tehran, (2005).
- [27] *American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 41-13)*. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.
- [28] Estekanchi, H. E., Riahi, H. T. & Vafai, A. (2011). *Application of endurance time method in seismic assessment of steel frames*. Engineering Structures, 33(9), 2535-2546.
- [29] Mualla, I. H., Nielsen, L. O., Belev, B., Liao, W. I., Loh, C. H. & Agrawal, A. (2002). Numerical predictions of shaking table tests on a full scale friction-damped structure. in: *12th European Conference on Earthquake Engineering, London*.
- [30] Riahi, H. T. & Estekanchi, H. E. (2010). Seismic assessment of steel frames with the Endurance Time method. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(6), 780-792.
- [31] A. FEMA, 440, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*, FEMA-440. (2005). Redwood City, 7(9), 11.
- [32] Bazmooneh A.A., Estekanchi H. (2010). Application of Endurance Time method in performance based design: buckling-restrained braced frame, in: *Journal of Civil Engineering, Islamic Azad University* 2(1), 10-25. (in Persian)
- [33] Basim, M. C. & Estekanchi, H. (2010). Application of endurance time method in optimal design of viscous dampers based on seismic performance of steel frames, in: *Fifth National Congress of Civil Engineering*, Ferdowsi University of Mashhad. (in Persian)
- [34] Vaseghi, A. J. & Jalali, S. G. (2009). *Performance of Steel Frames Equipped with Rotational Friction Dampers (RFD)*. Structure and Steel. (in Persian)
- [35] Anoushehei, M., Daneshjoo, F., Mahboubi, S. & Khazaeli, S. (2017). *Experimental investigation on hysteretic behavior of rotational friction dampers with new friction materials*, Steel and Composite Structures, 24(2), 239-248.
- [36] D.F. Dampers-Capacities, *Dimensions* [online], Denmark Available from: <http://www.dampstech.com/downloads.html>.