

بررسی رفتار قاب‌های فولادی با ستون‌های پر شده با بتن (CFT) در دو حالت سازه مهاربندی شده همراه با میراگرهای اصطکاکی دورانی و سازه بدون مهاربند و میراگرهای اصطکاکی دورانی

علی ستاری^۱، احمد ملکی^{۲*}، محمدعلی لطف‌اللهی‌یقین^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران گرایش زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

*A.maleki@iau-maragheh.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۹/۱۲/۲۷

تاریخ دریافت: ۹۹/۴/۱۷

چکیده

میراگرهای اصطکاکی دورانی، نوع خاصی از میراگرهای اصطکاکی که دارای مزایای متعدد هستند. میراگرها به منظور بهبود رفتار چرخه‌ای سازه‌ها در برابر بارهای ناشی از باد و زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند، این نوع میراگرها با دوران و باز دوران خود موجب استهلاک انرژی می‌شوند. در این پژوهش، به بررسی مقدار جابه‌جایی و برش پایه سازه قاب‌های فولادی با ستون‌های پُر شده با بتن (CFT) در دو حالت سازه مهاربندی شده همراه با میراگرهای اصطکاکی دورانی و سازه بدون مهاربند و میراگرهای اصطکاکی دورانی پرداخته شده است. قاب مرکب فولادی (با ستون‌های CFT) مهاربندی شده تحت اثر رکورد یازده زلزله حوزه نزدیک، در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی، تحلیل و طراحی شده است. استفاده از مهاربند به همراه میراگر اصطکاکی دورانی، جابه‌جایی مرکز جرم بام سازه را تحت اثر یازده رکورد زلزله مورد بحث در نرم‌افزار اجزاء محدود ETABS برای نه رکورد نسبت به حالت بدون میراگر بین ۱۳ تا ۴۹ درصد کاهش و برای دو رکورد افزایشی بین ۲ تا ۱۷ درصد داشته است. استفاده از مهاربند به همراه میراگرهای اصطکاکی دورانی برای هشت رکورد باعث کاهش برش پایه سازه به میزان ۱۱ تا ۳۷ درصد شده است. و در سه رکورد باعث افزایش برش پایه به میزان ۳ تا ۲۶ درصد شده است.

سپس یک قاب یک دهانه یک طبقه با همان مصالح و مشخصات در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS مدل سازی شده است. برای بارگذاری جانبی ستون‌ها از پروتکل بارگذاری جانبی بر اساس ATC-24 و دستورالعمل استفاده از میراگرها در طراحی و مقاوم‌سازی ساختمان‌ها استفاده شده است. با توجه به ضابطه شماره ۷۶۶ سازمان برنامه و بودجه برای جابه‌جایی ایجاد شده در اثر رکورد یازده زلزله معرفی شده در نرم‌افزار ETABS از سیکل‌های بارگذاری با فرکانس معادل 1.15T در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS استفاده شده است. استفاده از مهاربند و

میراگر اصطکاکی دورانی در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS تحت اثر هریک از رکوردهای مورد بحث جابه‌جایی سازه را نسبت به سازه بدون مهاربند و بدون میراگر اصطکاکی دورانی به مقدار ۱۶ تا ۳۳ درصد کاهش داده است. استفاده از مهاربند به همراه میراگر اصطکاکی دورانی در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS تحت اثر هر یک از رکوردهای مورد بحث باعث کاهش برش پایه شده است. مقدار کاهش نیرو برای رکورد زلزله‌های مورد بحث یکسان نبوده و این مقدار از ۸ تا ۳۴/۷ درصد متغیر بوده است. نمودارهای هیستریزس برش پایه سازه‌های مهاربندی شده را در دو حالت سازه با میراگر و بدون میراگر را به خوبی نشان داده‌اند.

واژگان کلیدی: قاب‌های خمشی فولادی مرکب، استهلاک انرژی، سختی، میراگر اصطکاکی دورانی، منحنی هیستریزس.

۱- مقدمه

بعد از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۹۵ کوبه، هر چند سازه‌ها سطوح عملکرد آستانه‌ی فروریزش و ایمنی جانی که مد نظر آیین‌نامه‌ها بود، تامین کرده بودند، خسارت مالی بسیاری به دلیل آسیب‌های عمده در المان‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای، در سازه‌ها به وجود آمده بود. برای کاهش آسیب‌های ناشی از زلزله، وسایل متنوع مستهلک کننده انرژی در سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. سیستم‌های لرزه‌بر قاب خمشی و قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور از دیرباز در سازه‌های فولادی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. سختی و شکل‌پذیری دو عامل مهم و تاثیرگذار در پاسخ سازه‌ها به نیروی ایجاد شده در اعضای قاب هستند.

اولین بار میراگر اصطکاکی دورانی در سال ۲۰۰۰ در رساله دکترای Mualla [1] معرفی شد. میراگرهای اصطکاکی دورانی برای بهبود رفتار چرخه‌ای سازه‌ها می‌توانند بسیار مفید باشند. این میراگرها که از روی هم قرارگیری صفحات فلزی تشکیل می‌شوند به سادگی قابل نصب بوده و مشخصات هندسی آن‌ها مانند طول، عرض و ضخامت ورق بر اساس ظرفیت مورد نیاز طراحی و محاسبه می‌شوند. این میراگرها بر اساس اصطکاک بین سطوح عمل می‌کنند و با جمع شدن و یا باز شدن باعث استهلاک انرژی ناشی از اصطکاک می‌شود. تامین شکل‌پذیری سازه‌ها متأثر از رفتار غیر خطی اعضا و اتصالات آن در زمان وقوع زلزله است. تعمیر و بازسازی سازه‌ها بعد از آسیب در زلزله دارای هزینه‌های قابل ملاحظه‌ای است.

میراگرهای اصطکاکی دورانی جزء سیستم‌های غیرفعال هستند. این میراگرها هنگام زلزله شدید تحت بار لغزش از پیش تعیین شده انرژی زلزله را با اصطکاک مستهلک می‌کنند با

مشخص شدن معایب روش‌های طراحی که بر پایه مقاومت بودند پژوهشگران روش‌های طراحی بر اساس عملکرد را توسعه داده‌اند و ضوابط جدیدی را به طراحی سازه‌ها افزوده‌اند. قاب‌های ساختمانی را می‌توان به دو گروه تقسیم کرد. گروه اول سختی جانبی بالایی دارند و به سادگی ضوابط جابه‌جایی را ارضا می‌کنند ولی دارای شکل‌پذیری پایینی هستند و توانایی مستهلک کردن انرژی زلزله به میزان مناسب را ندارند. گروه دوم سازهایی هستند که شکل‌پذیری مناسبی دارند اما به دلیل سختی جانبی کمی که دارند ضوابط مربوط به جابه‌جایی را ارضا نمی‌کنند. برای ارضا ضوابط آیین‌نامه قاب با شکل‌پذیری بالا طراحی می‌شود و برای تامین سختی جانبی و مستهلک کردن انرژی باد و زلزله از مهاربند به همراه میراگر استفاده می‌شود. زهرایی و بیات در پژوهش‌های خود نشان دادند که میراگرهای اصطکاکی می‌توانند انرژی زلزله را به خوبی مستهلک نموده و تغییر مکان‌های سازه را کنترل نماید.

یک راه حل مناسب برای رفع مشکل عدم توازن بین شکل‌پذیری و سختی در قاب‌های معمول استفاده از میراگرها است [2].

میراگرها را به سه گروه فعال، نیمه‌فعال و غیرفعال می‌توان تقسیم بندی نمود. سیستم‌های غیرفعال نیز بیشتر در دو گروه تقسیم‌بندی می‌شوند:

- ۱- مستهلک کننده‌های وابسته به سرعت حرکت مانند میراگرهای ویسکوز
- ۲- مستهلک کننده‌های وابسته به تغییر مکان مانند میراگرهای اصطکاکی [3].

قابلیت جایگزین شدن را داراست. [12] Loan, Stratan. مطالعه روی تیر پیوند قابل تعویض انجام دادند و به نتایج قابل قبولی دست یافتند. [13] Feng, Wang از یک نوع میراگر فنی در بال پایینی تیر در محل اتصال به ستون استفاده کردند. [14] Di, Piluso از نوعی میراگر اصطکاکی در محل اتصال بال پایینی تیر به ستون استفاده نمودند. [15] Jia, Dong برای بهبود پاسخ سازه در برابر زلزله از بادبند با دو نوع فولاد متفاوت استفاده کرده و با نتایج عددی نشان دادن که این سیستم می تواند تا حد قابل قبولی مفید باشد Kariniotakis [16], Karavasilis با استفاده از نرم افزار OpenSees به بررسی نتایج حاصل از طراحی سازه ۱۰ و ۲۰ طبقه با و بدون میراگر مطابق با Eurocode 8 پرداختند. [17] Piluso, Paciello از میراگر در محل اتصال بال پایینی ستون به پل و بادبند chevron استفاده نموده و به بررسی نتایج بارگذاری چرخه ای پرداختند. [18] Qiu, Zhang به بررسی آزمایشگاهی نوع جدیدی از میراگر در ابعاد واقعی تحت بار چرخه ای پرداختند. [19] Sepahvand, Kusunoki به بررسی طراحی پلاستیک قاب خمشی با جلوگیری و کنترل سازوکارهای خرابی نامطلوب پرداختند. [20] Taiyari, Bagheri یک سیستم مهاربند جدید که از عناصر U شکل تشکیل شده است را معرفی نمودند. که قطعات U شکل بعد از زلزله به راحتی قابل تعویض هستند و هزینه کمی برای اصلاح نیاز دارند. [21] Mualla, Mousavi رفتار قاب های فولادی با میراگرهای اصطکاکی دورانی با روش زمان دوام را مورد بررسی قرار دادند و کاربرد روش ET را در تحلیل لرزه ای غیرخطی قاب های فولادی را مورد بررسی قرار دادند و دقت روش ET در پیش بینی پاسخ سازه در تحلیل غیر خطی بررسی شده است. [22] Taiyari, Mazzolani طراحی بهینه میراگرهای اصطکاکی در قاب های فولادی چند طبقه مهاربندی شده با بادبند شون را مورد مطالعه قرار دادند. [23] Zhang, Li به بررسی عملکرد قاب فولادی با ستون های میانی دارای میراگر اصطکاکی پرداختند. این سیستم دارای ظرفیت اتلاف انرژی مطلوبی است.

لطف الله یقین و خالقی [4] بهسازی لرزه ای ساختمان های با قاب خمشی فولادی معمولی توسط میراگرهای ویسکوزمایع را مورد مطالعه قرار دادند. و نتیجه گرفتند، ساختمان های مورد مطالعه و بررسی که توسط ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده بودند، جوابگوی سطح عملکرد ایمنی جانی دستورالعمل بهسازی لرزه ای نیستند ولی با افزودن میراگرهای ویسکوزمایع همه آنها جوابگوی این سطح عملکرد خواهند بود.

میرباقری و آقاچوک [5] بررسی تفاوت عملکرد میراگرهای اصطکاکی دورانی در قاب های خمشی و قاب های ساده فولادی را مورد مطالعه قرار داده و نتیجه گرفتند که با افزودن میراگر به قاب های ساده مهاربندی شده، تغییر مکان کلیه طبقات افزوده شده است. این درحالی است که در قاب های خمشی با افزودن میراگر به سازه، تغییر مکان کلیه طبقات کاهش یافته. و افزایش میراگر به قاب خمشی نسبت به قاب ساده دارای صرفه اقتصادی بوده و باعث افزایش میرایی سازه می شود.

مقدم و حسینی گله کلائی [6] یک روش موثر برای توزیع بهینه مقاطع در قاب های خمشی فولادی تحت اثر زلزله را مورد مطالعه قرار دادند و نتیجه گرفتند که در همه حالات، با استفاده از روش پیشنهادی می توان درجهت بهبود عملکرد سازه و همچنین کاهش وزن سازه گام برداشت.

یاسمی و شایانفر [7] به بررسی عملکرد لرزه ای میراگرهای اصطکاکی دورانی تحت زلزله حوزه نزدیک پرداختند و نتیجه گرفتند که استفاده از میراگر اصطکاکی دورانی باعث کاهش سرعت طبقات می شود. همچنین با کاهش میزان جابه جایی باعث کاهش خسارت به اجزای سازه ای مانند تیر و ستون ها می شود. باقری و حدیدی [8] تعیین مشخصه بار لغزش میراگرهای اصطکاکی در طبقات مختلف قاب های ساختمانی بر اساس شکل پذیری هدف را مورد مطالعه قرار دادند.

Huan, Lin [9] یک اتصال جدید تیر به ستون را معرفی کردند. [10] Qu, Qiu یک میراگر U شکل را مورد آزمایش و مطالعه قرار دادند که بعد از وقوع زلزله قابل تعویض است. Guo, Shahrooz [11] مطالعه و بررسی، روی میراگرهایی در چهار طرف ستون روی صفحه ستون انجام دادند که بعد از وقوع زلزله

جدول ۲. ویژگی‌های مکانیکی مصالح فولاد

$\rho(\text{Kg/ m}^3)$	7850
E(GPa)	196.133
ν	0.30
f (MPa)	393 ~ 479
Plastic Strain	0.015

Table 2. Material and mechanical properties for Steel

۳- درستی آزمایشی

برای درستی آزمایشی کار انجام شده در نرم‌افزار ABAQUS از مطالعات آزمایشگاهی Nielsen Mualla, [24] مربوط به نمونه‌های بکار رفته در ساختمانی به ارتفاع ۳۰۰ متر در شهر Osaka ژاپن استفاده شده است.

۱. مقایسه منحنی‌های هیستریزس آزمایشگاهی و اجزاء محدود

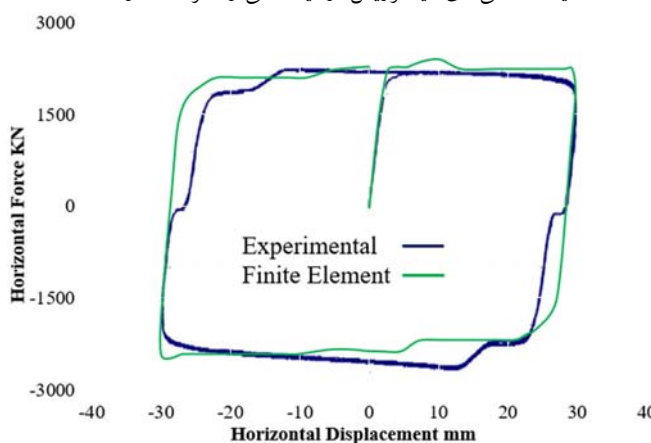


Fig. 1. Comparison of experimental and Finite Element

نتایج تحلیل اجزاء محدود با نتایج ارائه شده برای نمونه آزمایشگاهی که در شکل (۱) نشان داده شده است سازگاری داشت.

۴- معرفی مدل مورد بررسی در نرم‌افزار ETABS

ابتدا سازه به ابعاد ۱۱/۵×۲۲/۵ متر و ارتفاع ۱۶ متر با سه دهانه در جهت عرض و پنج دهانه در جهت طول و در چهار طبقه (سازه با پنج سقف) به صورت قاب خمشی مدل سازی و بارگذاری شده است. سازه براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تحلیل و طراحی شده است.

در این مقاله نتایج حاصل از تاثیر مهاربند همراه با میراگر اصطکاکی دورانی بر سازه فولادی مهاربندی شده با ستون‌های CFT تحت اثر رکوردهای یازده زلزله که بزرگای آن‌ها بین ۶/۴ تا ۷/۴ که در نزدیک گسل (حوزه نزدیک) و در خاک نوع ۳ اتفاق افتاده‌اند و در جدول شماره ۳ اسامی آن‌ها ذکر شده، نسبت به حالتی که مهاربند فاقد میراگر اصطکاکی دورانی است در نرم‌افزار ETABS بررسی شده و برای اینکه نتایج تحلیل در میراگر اصطکاکی نیز مشخص باشد یک قاب یک دهانه یک طبقه از همان سازه مدل سازی شده را در نرم‌افزار ABAQUS مدل سازی و با توجه به دستورالعمل استفاده از میراگرها در طراحی و مقاوم سازی ساختمان‌ها، سازه تحت اثر بارهای قائم روی تیر و ستون‌ها و بار چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- مشخصات مصالح مصرفی

با توجه به پژوهش‌های گذشته، در جدول (۱) ویژگی‌های مکانیکی و مقاومتی بتن برای شرایط استاتیکی و دینامیکی ارائه شده است. همچنین با توجه به تحقیقات گذشته، در جدول (۲) ویژگی‌های مکانیکی و مقاومتی فولاد ارائه شده است.

جدول ۱. ویژگی‌های مکانیکی مصالح بتن

Label	Static	Dynamic
E (GPa)	27	27*1.15
$\rho(\text{Kg/ m}^3)$	2400	2400
ν	0.20	0.14
f_t (MPa)	3.9	3.9*1.5
f_c (MPa)	13~15	13~15
Dilation Angle	38	38
Eccentricity	0.1	0.1
Fb0/fc0	1.12	1.12
K	0.666	0.666
Viscosity Parameter	0.0001	0.0001

Table 1. Material and mechanical properties for concrete

مشخصات مدل سازه به صورت زیر است:

سازه مورد نظر در منطقه‌ای با خطر نسبی زیاد (مطابق پهنه‌بندی زلزله آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران) قرار گرفته است. خاک محل سازه از نوع تیپ سه مطابق دسته‌بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر است. سازه در هر دو جهت دارای سیستم قاب خمشی با ستون‌های CFT و با شکل پذیری متوسط است. سقف طبقات تیرچه و دیافراگم کف هر طبقه صلب فرض شده است. محل اتصال ستون به فندانیون گیردار فرض شده است. مقطع ستون‌ها به شکل قوطی پر شده با بتن و تیرها از IPE بوده و از رکود یازده زلزله که مشخصات آن‌ها در جدول (۳) ارائه شده، برای انجام تحلیل سازه در این مطالعه استفاده شده است.

جدول ۳. مشخصات رکورد زلزله‌های اعمالی برای تحلیل سازه

Earthquake	Country	station	Year
Imperial Valley	USA	El Centro	1940
Imperial Valley	USA	Brawley Airport	1979
Northridge	USA	Beverly Hills	1994
San Fernando	USA	Hollywood Stor	1971
Tabas	IRAN	Boshrooyeh	1978
Duzce	Turkey	Bolu	1999
Duzce	Turkey	Lamont	1999
KOBE	Japan	Amagasaki	1995
KOBE	Japan	Kakogawa	1995
Landers	USA	Desert Hot Springs	1992
Landers	USA	Yermo Fire Station	1992

Table 3. Specification of earthquake records used for analysis

بعد از تحلیل، طراحی و کنترل جابه‌جایی سازه و پذیرش نتایج طراحی سازه در گام اول برای ادامه کار و طراحی سازه در گام دوم ۲۵ درصد نیروی زلزله (با کاهش ۲۵ درصدی ضریب زلزله معرفی شده به نرم‌افزار) کاهش داده شده است. سازه گام اول را برای نیروی جدید زلزله (براساس ۷۵ درصد نیروی زلزله سازه گام اول) دوباره تحلیل و طراحی شده است. در گام سوم برای طراحی سازه با مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی، به سازه گام دوم مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی اضافه شده و نیروی زلزله را برابر نیروی زلزله (با اعمال ضریب زلزله، برابر ضریب زلزله سازه در گام اول) اعمال شده به سازه گام اول در نظر گرفته شده است.

در گام سوم چون میراگرهای اصطکاکی جزئی از مهاربند هستند در هنگام بارگذاری اولیه که میراگر اصطکاکی هنوز دچار لغزش نشده است سختی کل مهاربند و میراگر اصطکاکی برابر سختی عضو مهاربندی خواهد بود. با فرض خطی بودن شکل مُد اول، سختی مورد نیاز برای تغییر مکان هدف محاسبه شده است. با داشتن سختی موجود و سختی لازم در طبقات می‌توان سختی مهاربند را تعیین نمود.

مقدار نیروی لغزش میراگر اصطکاکی دورانی باید به اندازه‌ای باشد که میراگر قبل از کمانش مهاربند دچار لغزش شود. و از نیرویی که در اثر باد در سازه ایجاد می‌شود باید بیشتر باشد. با استفاده از نتایج و خروجی‌های ETABS در این مرحله سختی و سطح مقطع مهاربند مورد نیاز محاسبه شده است. مقدار سختی جانبی طبقات برای سازه در گام اول که توسط نرم‌افزار ETABS محاسبه شده در جدول (۴) نشان داده شده است.

جدول ۴. سختی سازه

Story	Stiffness X KN/cm	Stiffness Y KN/cm
Roof	312.99	0
Story 4	570.28	0
Story 3	785.25	0
Story 2	1050.59	0
Story 1	1923.57	0
Roof	0	309.49
Story 4	0	552.7
Story 3	0	756.47
Story 2	0	998.16
Story 1	0	1820.1

Table 4. Stiffness of structure

بعد از گرفتن خروجی سختی جانبی طبقات از نرم‌افزار ETABS باید سختی معادل طبقه را از فرمول ۱ (لطف الهی [25]) محاسبه نمود.

$$k_i' = \frac{\sum_{q=i}^n m_q \phi_q^*}{\Delta \phi_q^*} \quad (1)$$

با فرض خطی بودن مد اول

$$\phi = \{0.2 \text{ و } 0.4 \text{ و } 0.6 \text{ و } 0.8 \text{ و } 1\}$$

$$[T_s][k'] [T][T]^{-1} \{\phi^*\} = [T_s][M] \{\phi^*\} \quad (2)$$

برای محاسبه سختی کل طبقات از فرمول ۴ استفاده شده است. که نتایج در جدول (۸) محاسبه شده است.

$$k_{total} = \omega^2 k_i' \quad (4)$$

جدول ۸. سختی جانبی سازه گام دوم و سختی معادل کل

K0.75(story)	K'	ω	K(total)
kN/mm	kN-s ² /mm	Rad/s	kN/mm
23.42355	1.64	7.3	87.13554
41.31029	3.07	7.3	163.6199
53.13606	4.16	7.3	221.5322
65.14879	4.89	7.3	260.4736
117.6212	5.26	7.3	280.1179

Table 8. Structural stiffness is the second step and stiffness is equivalent total

در جدول (۹) سختی و سطح مقطع مهاربند محاسبه شده است.

جدول ۹. سختی میراگر

K (total)	K0.75(story)	K4 damper	angle	K1 damper
kN/mm	kN/mm	kN /mm	Cos(B)	kN /mm
87.13	23.42	63.71	0.815	19.54
163.62	41.31	122.31	0.815	37.51
221.53	53.14	168.39	0.815	51.64
260.47	65.15	195.33	0.815	59.90
280.12	117.62	162.49	0.815	49.83

Table 9. Stiffness dampers

با ترکیب رابطه ۵ و ۶ رابطه ۷ بدست می‌آید.

$$K = \frac{AE}{L} \rightarrow A = \frac{KL}{E} \quad (5)$$

$$f = \frac{P}{A} \rightarrow P = fA \quad (6)$$

$$P = \frac{fKL}{E} \rightarrow P_{slip} = \frac{0.8f_{cr}KL}{E} \quad (7)$$

با در نظر گرفتن نیروی لغزش میراگر به مقدار ۰/۸ نیروی کماتشی، نیروی لغزش میراگر به دست آمد است.

در جدول (۱۰) سطح مقطع مهاربند و نیروی لغزش میراگر محاسبه شده است.

جدول ۱۰. سطح مقطع و نیروی لغزش میراگر

A(cm ²)	KL/r	Fe	Fc	Pc	Pslip(KN)
5.50	100	0.193	0.170	83.932	67.146
10.56	100	0.193	0.170	161.127	128.902
14.53	100	0.193	0.170	221.840	177.472
16.86	100	0.193	0.170	257.315	205.852
14.02	100	0.193	0.170	214.068	171.255

Table 10. Area section and slip force of the damper

جرم طبقات و مرکز جرم طبقات برای سازه گام اول که توسط نرم‌افزار ETABS محاسبه شده در جدول (۵) نشان داده شده است.

جدول ۵. جرم و مرکز جرم طبقات سازه

Story	Mass X KNs ² /cm	Mass X KNs ² /cm	XCM cm	YCM cm
Roof	3.27	3.27	1084.6	734.7
Story 4	3.588	3.588	1095.4	748.3
Story 3	3.622	3.622	1098.7	752.5
Story 2	3.653	3.653	1098.5	752.4
Story 1	3.686	3.686	1098	752

Table 5. The mass and center of mass of the structure classes

سختی جانبی معادل طبقات در جدول (۶) محاسبه شده است.

جدول ۶. جرم طبقات و سختی معادل برای سازه گام اول

story	Mass(KN)	q	m*q	Σ	Δ -q	K'(KN)
5	3.270	1.0	0.33	0.33	0.2	1.64
4	3.589	0.8	0.29	0.61	0.2	3.07
3	3.6224	0.6	0.22	0.83	0.2	4.16
2	3.6537	0.4	0.15	0.98	0.2	489
1	3.863	0.2	0.07	1.05	0.2	5.26

Table . 6. Floor mass and equivalent Stiffness for the first step structure

سرعت زاویه‌ای از فرمول ۳، و سختی سازه گام دوم با استفاده از نرم‌افزار ETABS محاسبه شده است که در جدول (۷) آمده است.

$$\omega^2 = \frac{\phi_{roof}^* C_0 S_a}{d_{max,roof}} \quad C_0 = 1.4 \quad (3)$$

جدول ۷. سختی سازه

Story	Stiffness X KN/cm	Stiffness Y KN/cm
Roof	23.98	0
Story 4	41.23	0
Story 3	54.3	0
Story 2	66.27	0
Story 1	119.33	0
Roof	0	23.43
Story 4	0	41.32
Story 3	0	53.13
Story 2	0	65.18
Story 1	0	117.77

Table 7. Stiffness of structure

شکل ۳. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت طولی تحت زلزله SANFERNANDO 1971

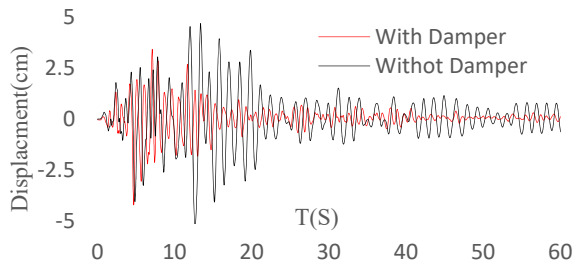


Fig .3. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake SANFERNANDO 1971

شکل ۴. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت عرضی تحت زلزله IMPERIAL VALLEY 1940- EL centro

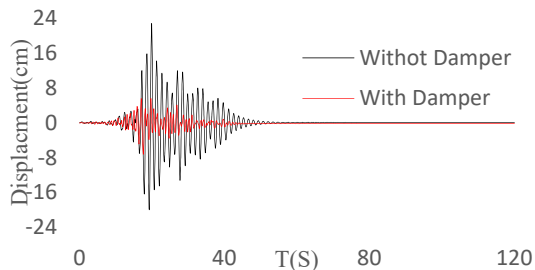


Fig .4. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake IMPERIAL VALLEY 1940- EL centro

شکل ۵. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت طولی تحت زلزله IMPERIAL VALLEY 1940- EL centro

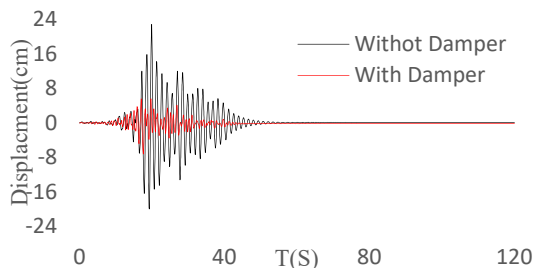


Fig .5. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake IMPERIAL VALLEY 1940 - EL centro

شکل ۶. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت عرضی تحت زلزله IMPERIAL VALLEY Brawley Airport

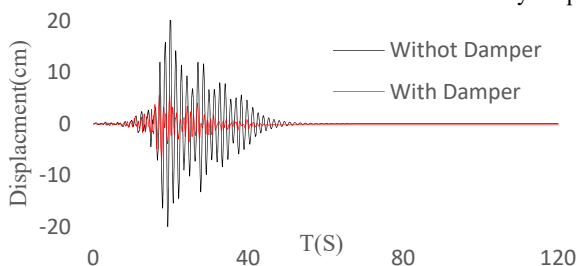


Fig .6. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake IMPERIAL VALLEY Brawley Airport

مقادیر سختی و سطح مقطع مهاربند را برای طراحی سازه با مهاربند و میراگر در نرم‌افزار ETABS وارد نموده است و در دهانه‌هایی از سازه که مورد نظر بوده است در دو جهت طولی و عرضی سازه، مهاربند با میراگر دورانی اصطکاکی به سازه اضافه شده است. و ضریب زلزله سازه، معادل ضریب زلزله سازه گام اول در نظر گرفته شده است. (مهاربندها باید نیروی جانبی ایجاد شده تحت ۲۵ درصد مازاد بر ۷۵ درصد نیروی جانبی زلزله را تحمل نمایند). سازه مجدداً تحلیل و طراحی شده است. (با توجه به اینکه در مرحله قبل سازه تحلیل و طراحی شده بود و مقادیر جابه‌جایی سازه کنترل شده بود) ابعاد تیر و ستون‌ها در این طراحی تغییر نکرده است و با توجه به اضافه شدن مهاربند و میراگرهای اصطکاکی دورانی نتایج جابه‌جایی طبقات، کنترل شده است که در محدوده قابل قبول بوده است.

۵- نتایج تحلیل نرم‌افزار ETABS

نمودار مقایسه جابه‌جایی مرکز جرم بام برای سازه (با مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی) با سازه اولیه (بدون مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی) در شکل‌های (۲ الی ۲۳) نشان داده شده است.

شکل ۲. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت عرضی تحت زلزله

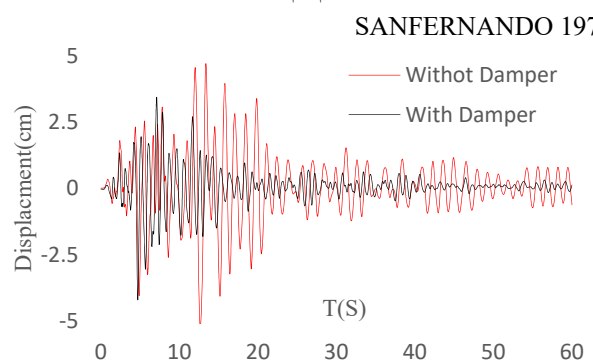


Fig. 2. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake SANFERNANDO 1971

شکل ۱۱. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت طولی تحت زلزله Tabas

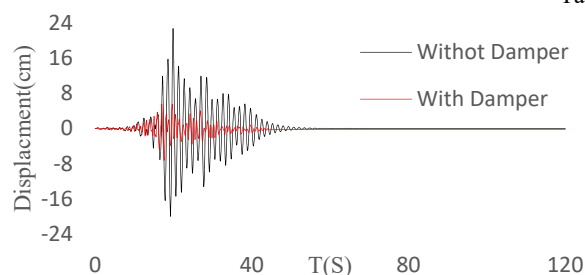


Fig .11. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake Tabas

شکل ۷. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت طولی تحت زلزله IMPERIAL VALLEY Brawley Airport

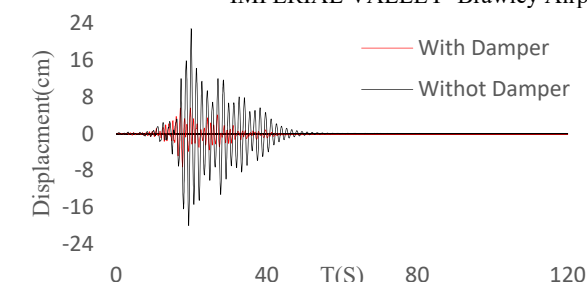


Fig .7. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake IMPERIAL VALLEY Brawley Airport

شکل ۱۲. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت عرضی تحت زلزله Duzce Turkey Bolu

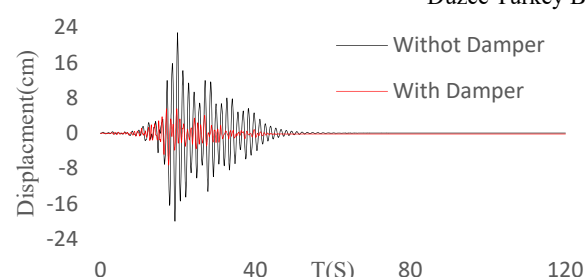


Fig .12. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake Duzce Turkey Bolu

شکل ۸. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت عرضی تحت زلزله NORTHTRIDGE 1994

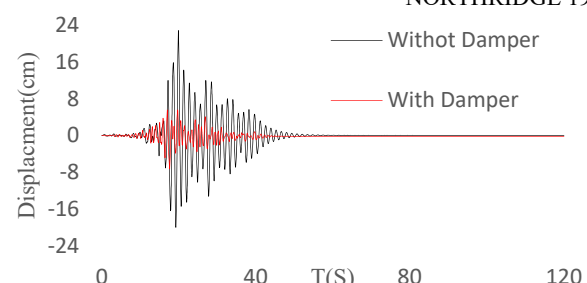


Fig .8. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake NORTHTRIDGE 1994

شکل ۱۳. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت طولی تحت زلزله Duzce Turkey Bolu

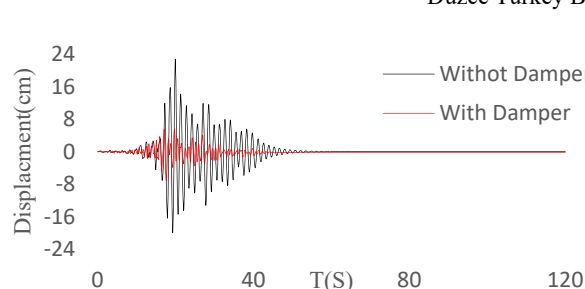


Fig .13. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake Duzce Turkey Bolu

شکل ۹. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت طولی تحت زلزله NORTHTRIDGE 1994

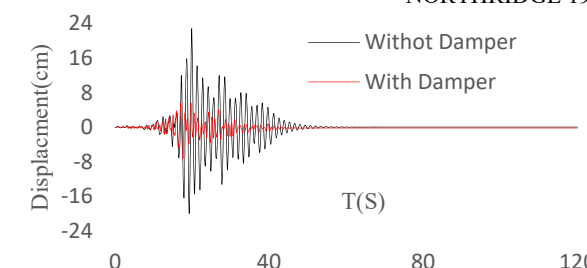


Fig .9. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake NORTHTRIDGE 1994

شکل ۱۴. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت عرضی تحت زلزله Duzce Turkey Lamont

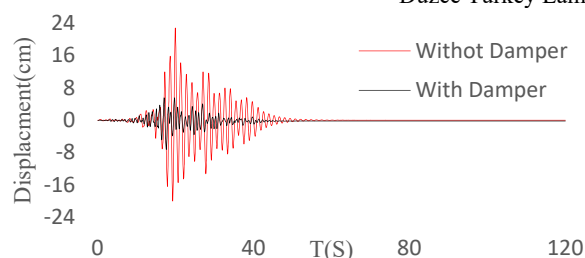


Fig .14. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake Duzce Turkey Lamont

شکل ۱۰. نمودار جابه‌جایی مرکز جرم بام در جهت عرضی تحت زلزله Tabas

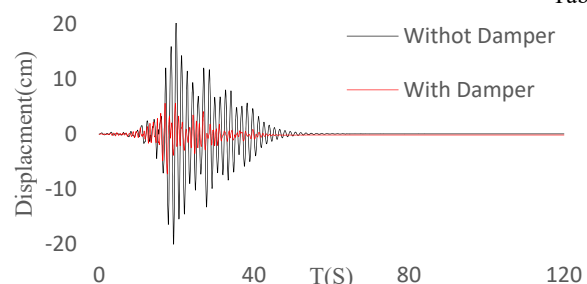


Fig .10. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake Tabas

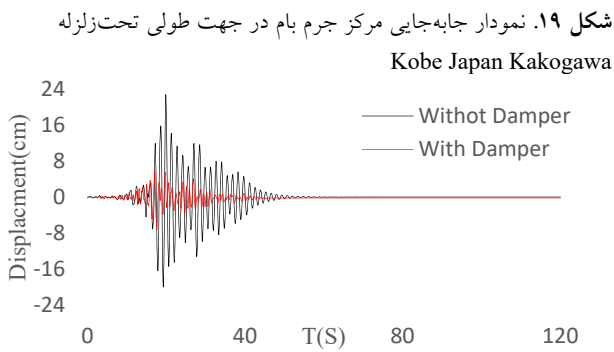


Fig .19. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake Kobe Japan Kakogawa

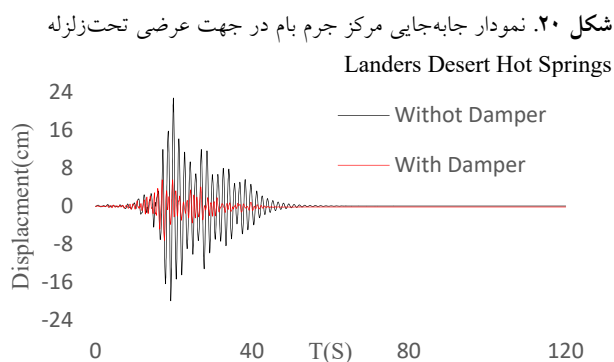


Fig .20. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake Landers Desert Hot Springs

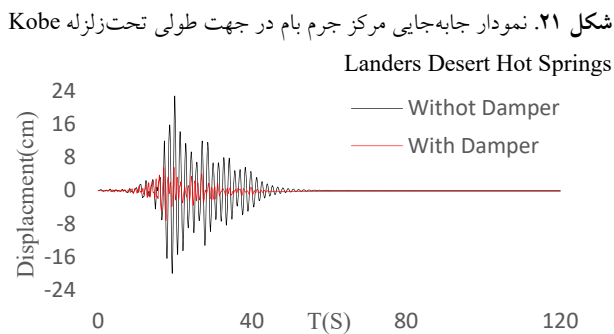


Fig .21. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake Landers Desert Hot Springs

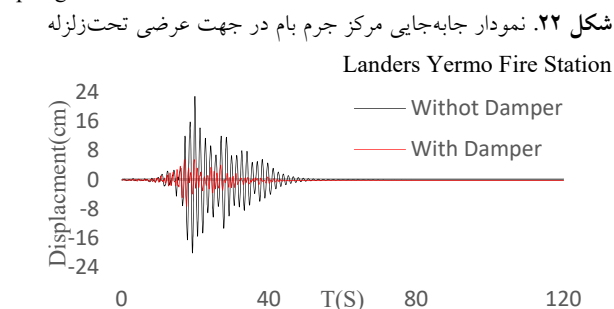


Fig .22. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake Landers Yermo Fire Station

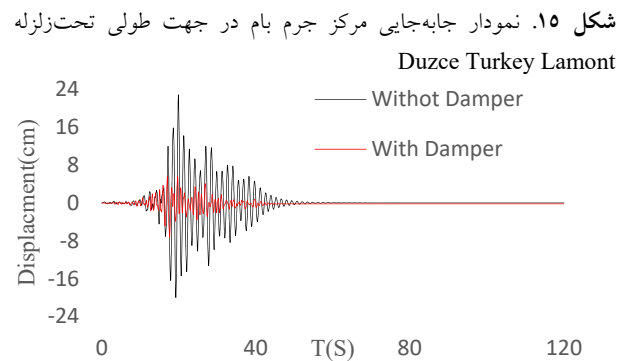


Fig .15. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake Duzce Turkey Lamont

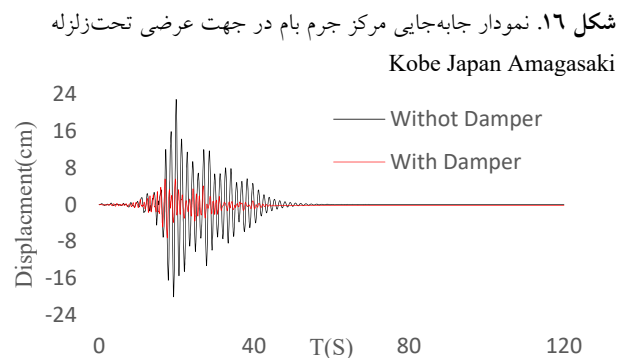


Fig .16. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake Kobe Japan Amagasaki

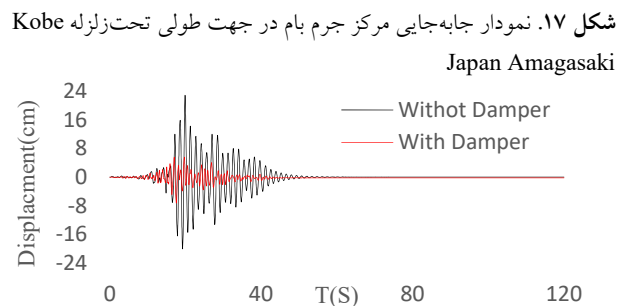


Fig .17. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake Kobe Japan Amagasaki

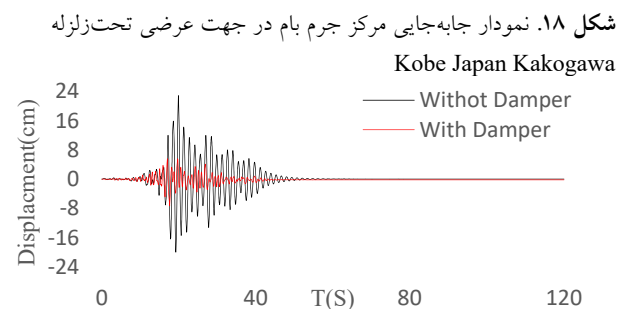


Fig .18. Displacement of Roof mass diagram in transverse direction under earthquake Kobe Japan Kakogawa

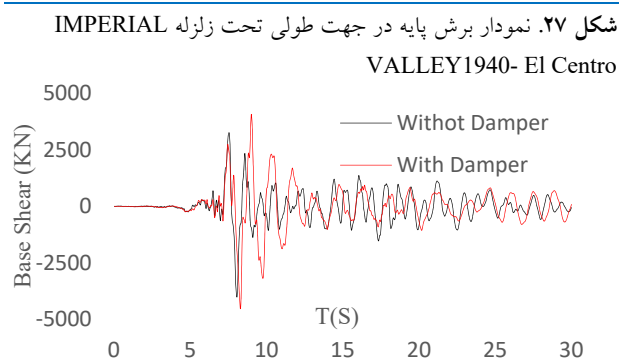


Fig .27. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake IMPERIAL VALLEY1940- El Centro

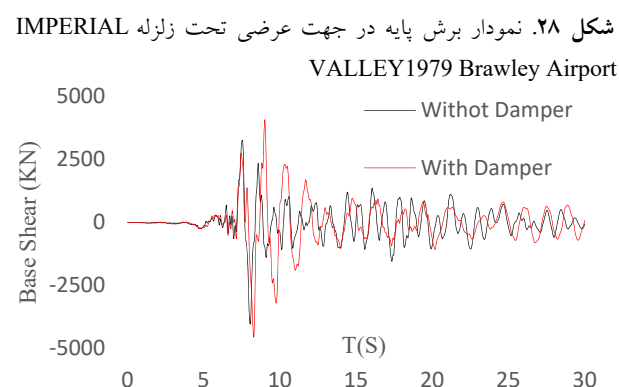


Fig .28. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake IMPERIAL VALLEY1979 Brawley Airport

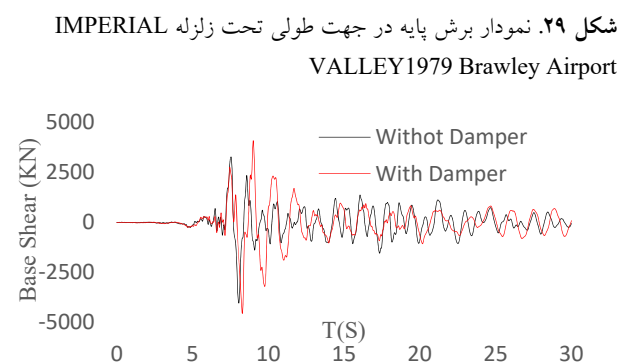


Fig .29. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake IMPERIAL VALLEY1979 Brawley Airport

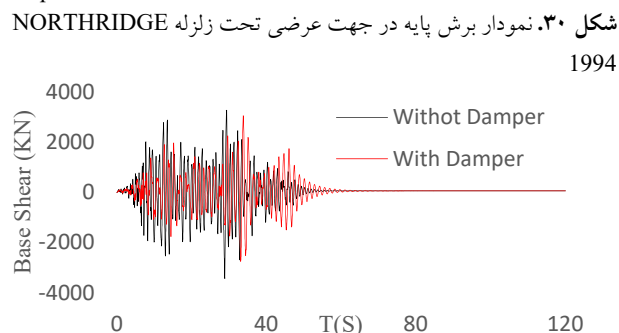


Fig .30. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake NORTHTRIDGE 1994

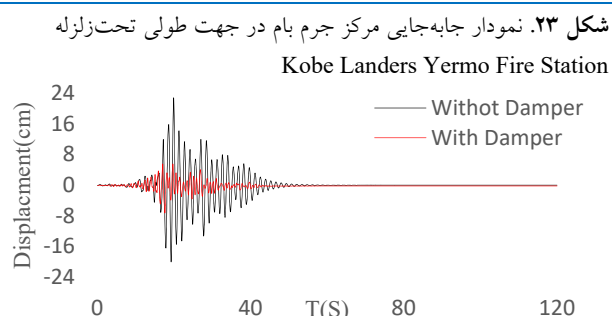


Fig .23. Displacement of Roof mass diagram in longitudinal direction under earthquake Landers Yermo Fire Station

نمودارهای مقایسه برش پایه برای سازه (با مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی) با سازه اولیه (بدون مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی) تحت اثر رکود زلزله‌های معرفی شده در جدول ۳ در شکل‌های ۲۴ الی ۴۵ نشان داده شده است.



Fig .24. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake SANFERNANDO 1971

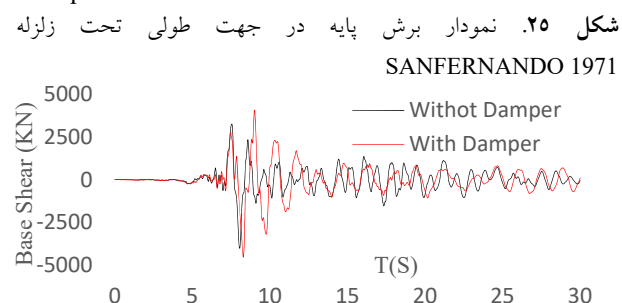


Fig .25. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake SANFERNANDO 1971

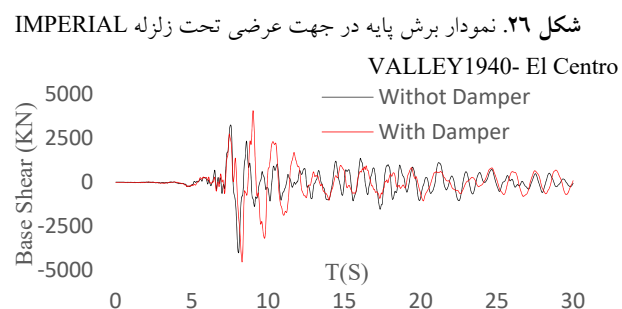


Fig .26. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake IMPERIAL VALLEY1940- El Centro

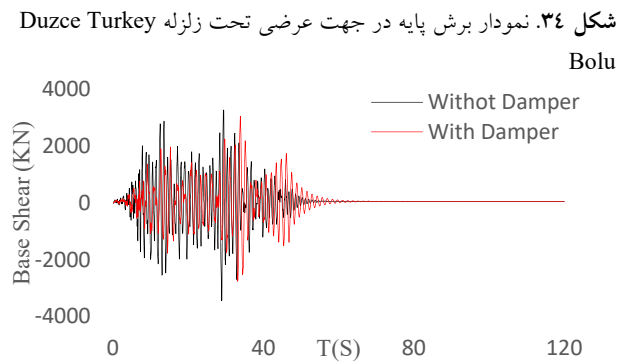


Fig .34. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake Duzce Turkey Bolu

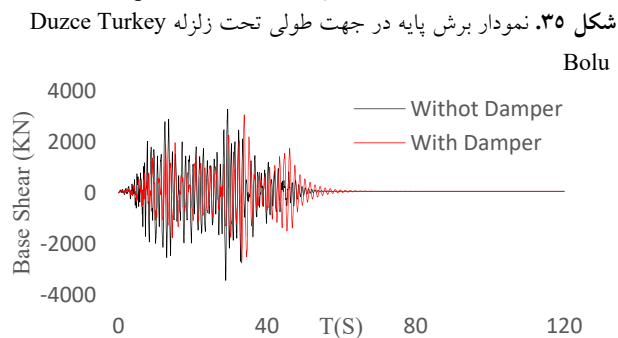


Fig .35. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake Duzce Turkey Bolu

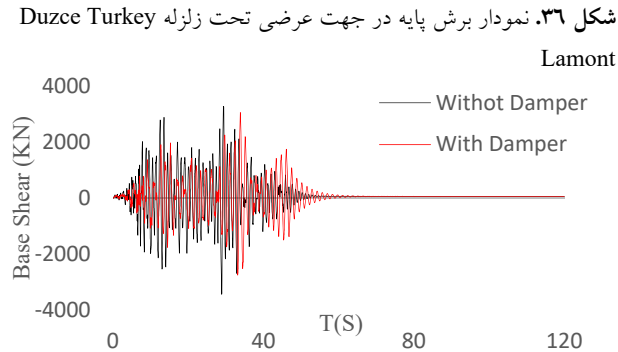


Fig .36. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake Duzce Turkey Lamont

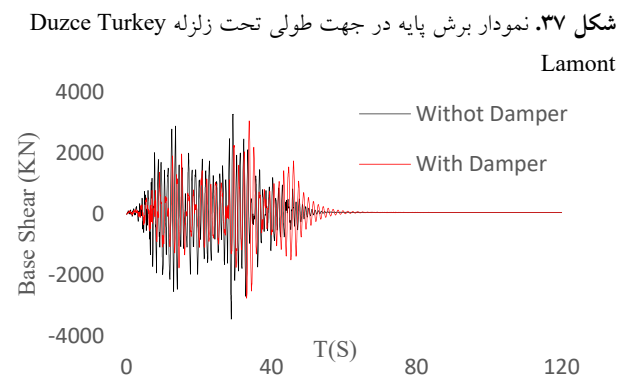


Fig .37. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake Duzce Turkey Lamont

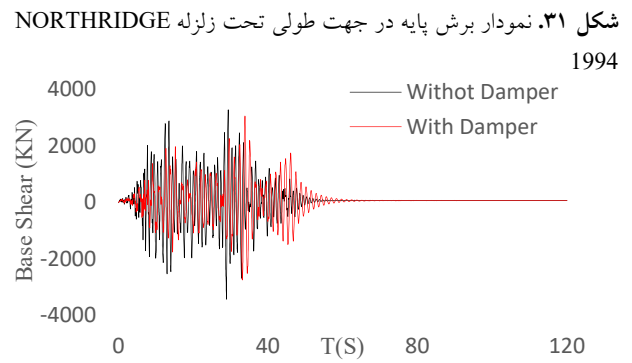


Fig .31. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake NORTHTRIDGE 1994

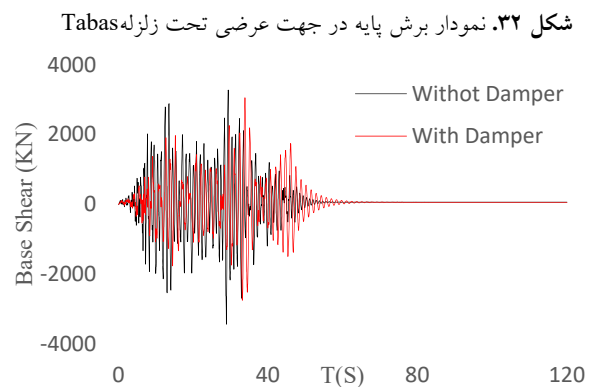


Fig .32. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake Tabas

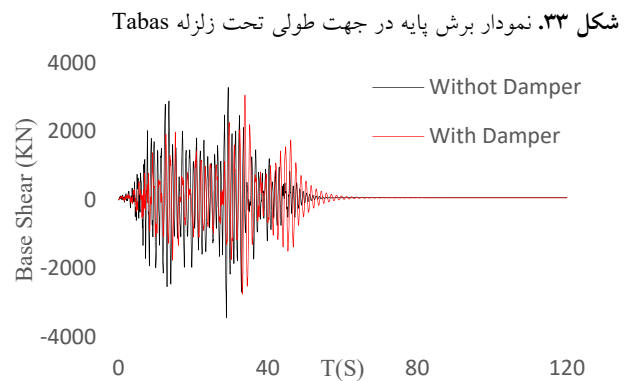


Fig .33. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake Tabas

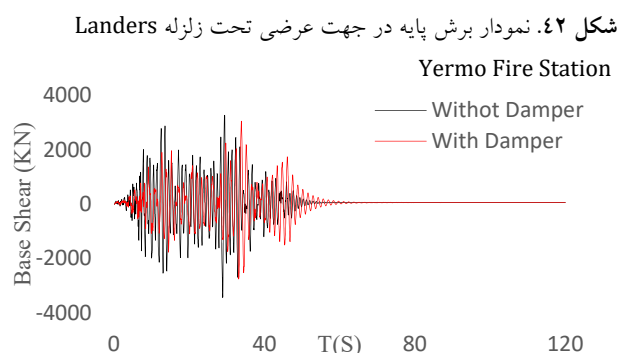


Fig .42. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake Landers Yermo Fire Station

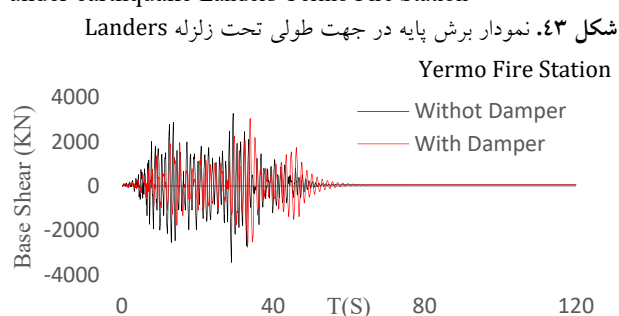


Fig .43. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake Landers Yermo Fire Station

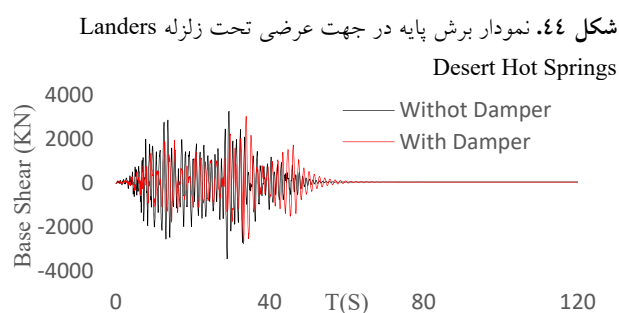


Fig .44. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake Landers Desert Hot Springs

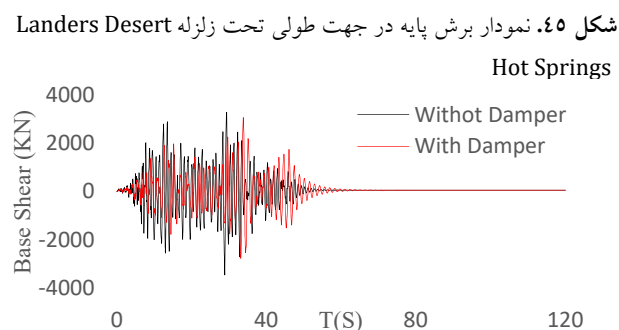


Fig .45. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake Landers Desert Hot Springs

شکل ۳۸. نمودار برش پایه در جهت عرضی تحت زلزله Kobe Japan Amagasaki

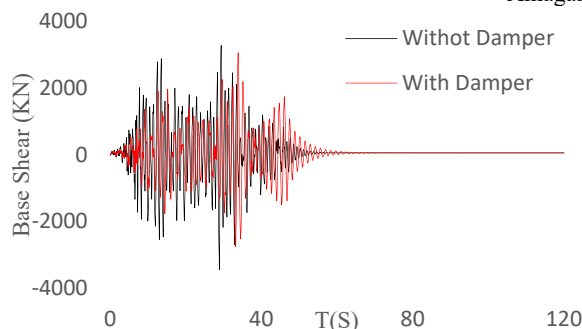


Fig .38. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake Kobe Japan Amagasaki

شکل ۳۹. نمودار برش پایه در جهت طولی تحت زلزله Kobe Japan Amagasaki

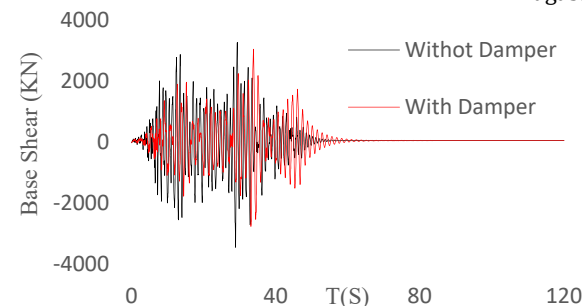


Fig .39. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake Kobe Japan Amagasaki

شکل ۴۰. نمودار برش پایه در جهت عرضی تحت زلزله Kobe Japan Kakogawa

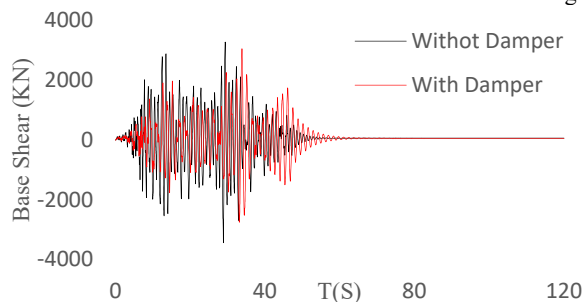


Fig .40. Base Shear diagram in transverse direction under earthquake Kobe Japan Kakogawa

شکل ۴۱. نمودار برش پایه در جهت طولی تحت زلزله Kobe Japan Kakogawa

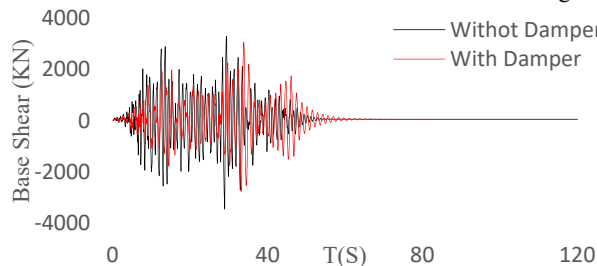


Fig .41. Base Shear diagram in longitudinal direction under earthquake Kobe Japan Kakogawa

قرار گرفته‌اند. که بادبندها در صفحه بادبند به راحتی نسبت به هم می‌توانستند جابه‌جا شوند.

شکل ۴۶. قاب فولادی مهاربندی شده با ستون‌های CFT و میراگرهای اصطکاکی دورانی



Fig. 46. Steel frame bracing with columns CFT and rotary friction dampers

میراگرهای اصطکاکی دورانی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ABAQUS در شکل (۴۶) نشان داده شده است.

شکل ۴۷. میراگر اصطکاکی دورانی



Fig. 47. Rotary friction damper

۸- بارگذاری در نرم افزار ABAQUS

با توجه به دستورالعمل استفاده از میراگرها در طراحی و مقاوم‌سازی ساختمان‌ها ضابطه شماره ۷۶۶ سازمان برنامه و بودجه کشور [26] که در سال ۱۳۹۷ منتشر شده است. هر میراگر باید تحت اثر بار ثقلی با شرایط نصب قرار گیرد. بارگذاری انجام شده روی تیر و ستون‌ها همان بار معرفی شده، و یا خروجی گرفته شده از نرم‌افزار ETABS بوده است.

۸-۱- بارگذاری روی تیر

بار روی تیر برابر $1/8$ تن بر متر طول، و تیر دارای تکیه‌گاه جانبی کافی بوده است.

۸-۲- بارگذاری روی ستون

بار روی ستون سمت چپ برابر $97/136$ تن و بار روی ستون سمت راست برابر $96/421$ تن است.

۶- مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS

برای بررسی عملکرد قاب مهاربندی شده با میراگرهای اصطکاکی دورانی، و قاب بدون مهاربند از نرم‌افزار ABAQUS استفاده شده است. (مقاطع مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ABAQUS همان نتایج طراحی نرم‌افزار ETABS هستند).

ستون‌های CFT با مقطع قوطی مربع شکل با ابعاد 24×24 سانتی‌متر و ضخامت $1/8$ سانتی‌متر، تیر فولادی IPE300 و بادبند با مقطع قوطی به ابعاد 12×12 سانتی‌متر و ضخامت $0/5$ سانتی‌متر. ستون‌های CFT به همراه تیر و بادبند و سایر اجزا تشکیل‌دهنده قاب به صورت Solid مدل‌سازی شده است. میراگرهای اصطکاکی دورانی از ورق فولادی (ورق بلند به طول‌های 48 سانتی‌متر و عرض 15 سانتی‌متر و ورق کوتاه به طول 33 سانتی‌متر با عرض 15 سانتی‌متر و ضخامت یک سانتی‌متر) ساخته شده‌اند. برای مدل‌سازی تمامی لبه‌های جوش شده سازه به یکدیگر از قید Tie و برای تعریف صفحات دارای تماس با یکدیگر از قید Contact به صورت سطح به سطح در نرم‌افزار استفاده شد است.

۷- مشخصات مصالح مصرفی در ABAQUS

مشخصات مصالح مصرفی همان مصالح معرفی شده به نرم‌افزار ETABS است. که به نرم‌افزار ABAQUS معرفی شده است. در تعریف مشخصات بتن، رفتار بتن در فشار و کشش به طور کامل معرفی شده است و برای این کار از روش Concrete damage plasticity استفاده شده است. و برای معرفی رابطه تنش کرنش فشاری تک محوره بتن به نرم‌افزار از رابطه Hognestad اصلاح شده استفاده شده است.

قاب CFT همراه با مهاربند و میراگرهای اصطکاکی دورانی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ABAQUS در شکل شماره (۴۶) نشان داده شده است. اتصال تیر به ستون و اتصال پای ستون، گیردار بوده است. اتصال بادبند به میراگر و میراگر به ستون به صورت مفصلی تعریف شده بود. بادبندها به هم متصل نبوده و پلیت‌های اتصال بادبندها در وسط بادبند در طرفین عضو بادبندی

جدول ۱۱. مشخصات قاب‌ها و اثر زلزله اعمال شده

Earthquake effect applied	CFT frame type
NORTHRIDGE1994	With braces and dampers
SANFERNANDO1971	With braces and dampers
IMPERIALVALLEY1979	With braces and dampers
NORTHRIDGE1994	No braces and damper
SANFERNANDO1971	No braces and damper
IMPERIALVALLEY1979	No braces and damper
Loading protocol ATC 40	With braces and no damper

Table .11. Frame specifications and earthquake effect applied

بعد از تحلیل سازه دارای مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی در نرم‌افزار ABAQUS در مرحله بعد مهاربند و میراگر از قاب حذف شده و قاب CFT بدون مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی دوباره تحلیل شده است. برش پایه قاب CFT برای دو مرحله تحلیل انجام شده در شکل‌های (۴۹ الی ۵۱) نشان داده شده است.

برای مقایسه، یک قاب CFT با مهاربند و بدون میراگر نیز مدل سازی و تحلیل شده است. بار گذاری قائم مانند مدل‌های قبلی بوده و بار جانبی بر اساس ATC-24 مانند شکل (۵۲) است.

شکل ۴۹. نمودار برش پایه قاب CFT در اثر بار قائم و بار جانبی ناشی از زلزله SANFERNANDO 1971

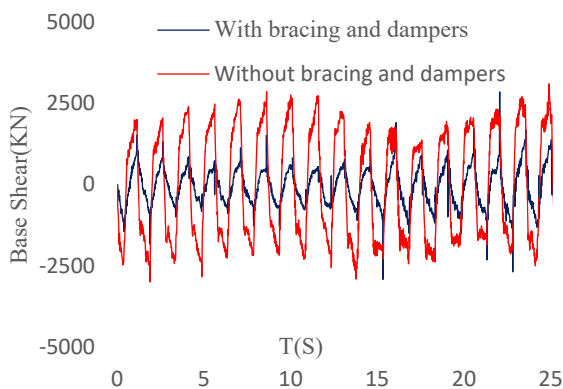


Fig. 49. Base Shear diagram of CFT frame in longitudinal direction earthquake SANFERNANDO 1971

۸-۳- بارگذاری جانبی ستون‌ها در تراز تیر

بارگذاری جانبی اعمال شده به ستون‌ها براساس دستورالعمل استفاده از میراگرها در طراحی و مقاوم سازی ساختمان‌ها برای جابه‌جایی ایجاد شده در اثر رکورد سه زلزله معرفی شده در نرم‌افزار ETABS بوده است. که سیکل‌های بارگذاری با فرکانس معادل 1.15T بارگذاری شده است.

الف- ده سیکل سینوسی کامل با جابه‌جایی دستگاه میراگر متناظر با ۰/۳۳ برابر جابه‌جایی دستگاه تحت زلزله مورد انتظار.

ب- پنج سیکل سینوسی کامل با جابه‌جایی دستگاه میراگر متناظر با ۰/۶۷ برابر جابه‌جایی دستگاه تحت زلزله مورد انتظار.

پ- سه سیکل سینوسی کامل با جابه‌جایی دستگاه میراگر متناظر با ۱/۰ برابر جابه‌جایی دستگاه تحت زلزله مورد انتظار که پروتکل بارگذاری آن در شکل (۴۸) نشان داده شده است.

شکل ۴۸. پروتکل بارگذاری جانبی در اثر زلزله

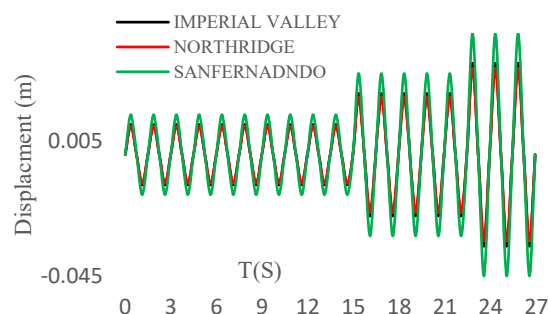


Fig. 48. Protocol loading horizontal effect Earthquake

۹- تعداد قاب‌های بارگذاری و تحلیل شده

تعداد ۷ قاب CFT یکسان از نظر ابعاد و بار قائم که مشخصات آن‌ها در جدول (۱۱) آمده است، در سه حالت با مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی، با مهاربند و بدون میراگر اصطکاکی دورانی و بدون مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی و تحت اثر پروتکل بارگذاری به صورت بار چرخه‌ای جانبی، بارگذاری و تحلیل شده‌اند.

شکل ۵۳. نمودار برش پایه قاب CFT با مهاربند و بدون میراگر تحت بارگذاری ATC-24

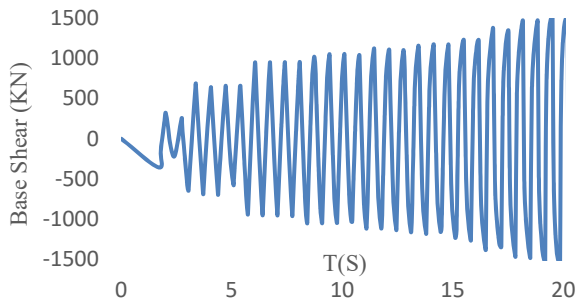


Fig .53. Base Shear diagram in longitudinal direction effect loading ATC-24

شکل ۵۴. نمودار جابه‌جایی قاب CFT

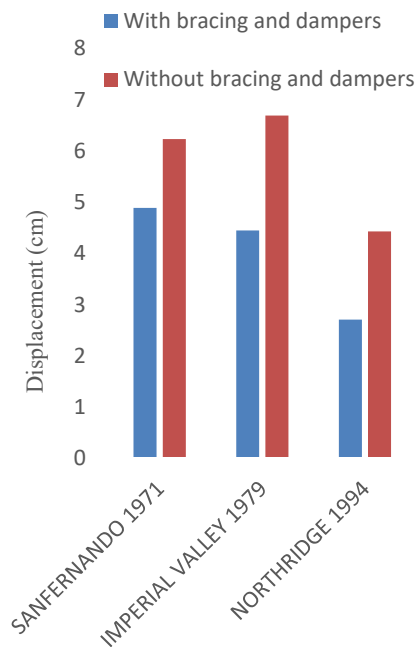


Fig .54. Diagram of displacement for CFT frame

شکل ۵۰. نمودار برش پایه قاب CFT در اثر بارقائم و بار جانبی ناشی از زلزله IMPERIAL VALLEY 1979

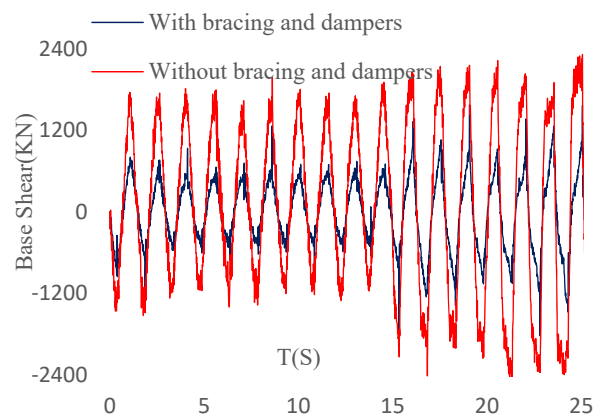


Fig.50. Base Shear diagram of CFT frame in longitudinal direction earthquake IMPERIAL VALLEY 1979

شکل ۵۱. نمودار برش پایه قاب CFT در اثر بارقائم و بار جانبی ناشی از زلزله NORTHBRIDGE 1994

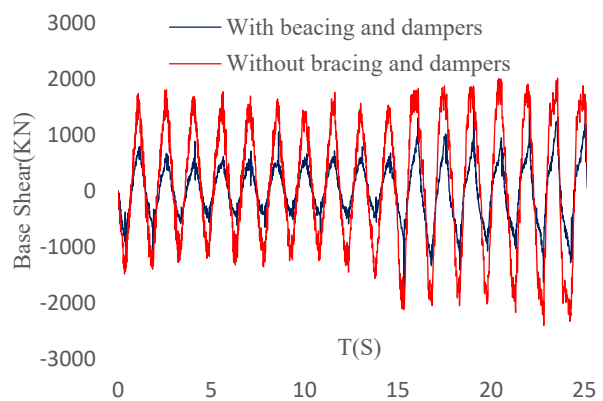


Fig .51. Base Shear diagram of CFT frame in longitudinal direction earthquake NORTHBRIDGE 1994

شکل ۵۲. پروتکل بارگذاری جانبی بر اساس ATC-24

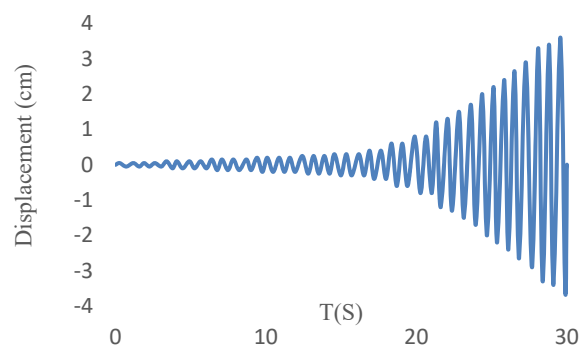


Fig .52. Based on the loading protocol ATC-24

شکل ۵۷. نمودار هیستریزیس قاب CFT با مهاربند و بدون میراگر در اثر بارگذاری ATC -24

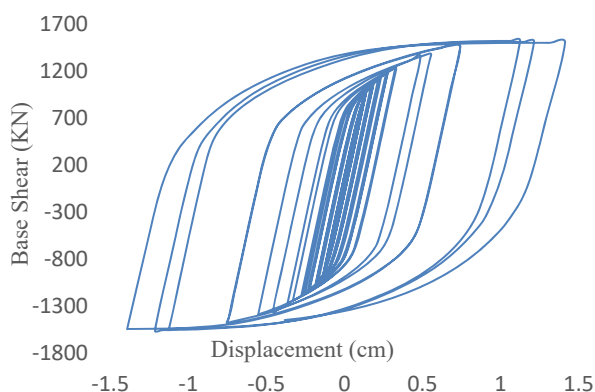


Fig .57. Hysteresis diagram of CFT frame with brace and without dampers under loading ATC -24

شکل ۵۸. نمودار هیستریزیس قاب CFT تحت زلزله

SANFERNANDO 1971

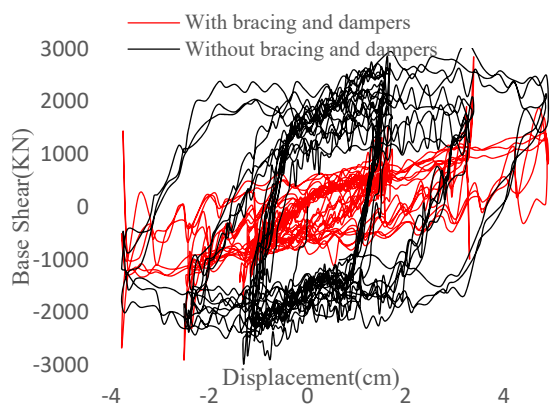


Fig .58. Hysteresis diagram of CFT frame without brace and dampers under earthquake SANFERNANDO 1971

شکل ۵۹. نمودار هیستریزیس قاب CFT تحت زلزله

VALLEY 1979

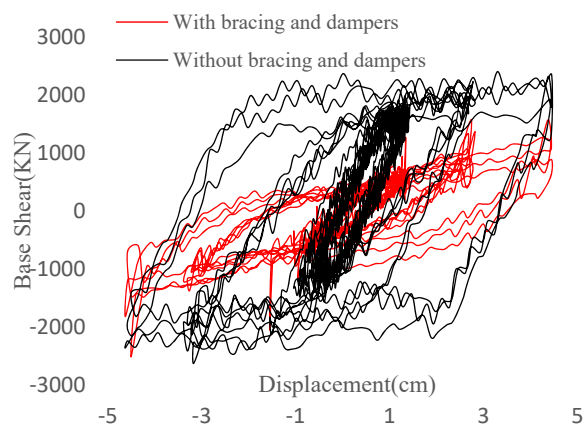


Fig .59. Hysteresis diagram of CFT frame without brace and dampers under earthquake IMPERIAL VALLEY 1979

شکل ۵۵. نمودار برش پایه قاب CFT

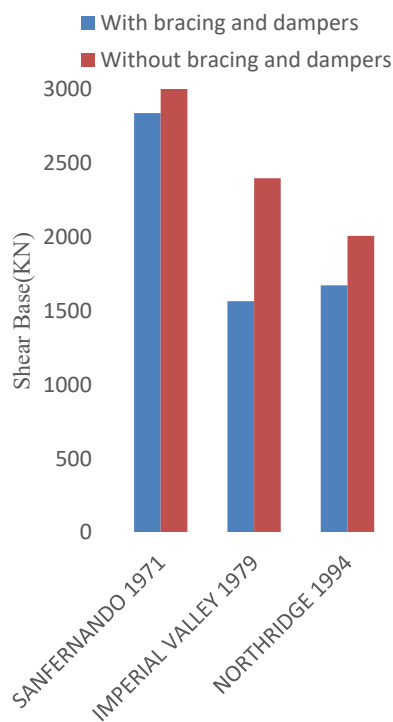


Fig .55. Diagram of Base Shear for CFT frame

در شکل (۵۶) درصد کاهش برش پایه برای قاب CFT با مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی نسبت به قاب CFT بدون مهاربند و میراگر تحت اثر سه رکورد زلزله نشان داده شده است.

شکل ۵۶. نمودار کاهش برش پایه قاب CFT

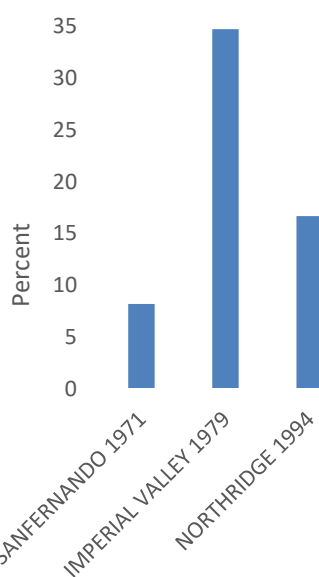


Fig .56. Diagram of Base Shear decreasing for CFT frame

۱۶ الی ۳۴ درصد متغیر بوده است. استفاده از مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی در نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS تحت اثر رکوردهای اعمال شده باعث کاهش برش پایه شده است. مقدار کاهش از ۸ تا ۳۴/۷ درصد متغیر بوده است. کاهش برش پایه در شکل های ۵۸ الی ۶۰ (نمودار هیستریزیس) بطور واضح نشان داده شده است.

۱۱- مراجع

- [1] 1-Mualla I. & Belev B, editors. Overview of Recent Projects Implementing Rotational Friction Dampers. 16th World Conference on Earthquake Engineering Santiago, Chile; 2017.
- [2] 2-Zahrai S, Mahdi. & Bayat M. 2019 Impact of Friction Dampers on Improving Seismic Performance of Rigid and Semi-Rigid Steel Frames. *Iranian Society of Steel Structures*, 19.
- [3] 3-Ezzati R., Monir H. & Amiri G, R. 1395 Experimental Studies of New Hybrid Inertia Rotational Friction Damper and the Compare of It's Performance with Inertia Rotational Viscous Damper. *Iranian Society of Steel Structures* 20.
- [4] 4-Lotfollahi Iaqin MA. & Khaleghi R. Seismic refurbishment of buildings with conventional steel bending frames by viscous dampers. 1389.
- [5] 5-Mirzabagheri S. & Aqakochak A. Investigation of the difference of performance of rotational friction dampers in bending and plain frames *Steel*. 1390.
- [6] 6-Moghaddam H. & Hosseinigolekolai S. Optimal seismic design of steel bending frames. 7th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering 1394.
- [7] 7-Yasami S., Shayanfar M., Zabihi Smani M. & Sobhani D. Investigation of seismic performance of circular friction damper under earthquake *Close*. 2018.
- [8] 8-Bagheri S., Hadidi A. & Bastami N. 2015 Determination of Slip Load of Friction Dampers Based on Target Ductility in Different Stories of Building Frames. *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 45(2).
- [9] 9-Huang J., Lin H., Huang P. & Wang Z. 2019 Experimental Study on Innovative II-Shaped

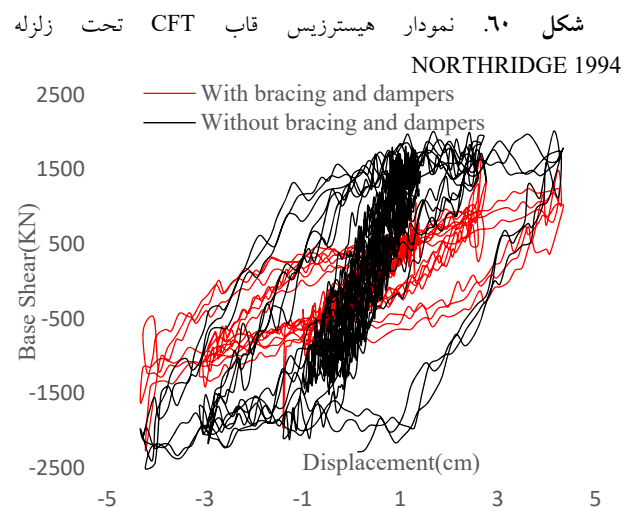


Fig .60. Hysteresis diagram of CFT frame without brace and dampers under earthquake NORTHBRIDGE 1994

۱۰- نتایج

بعد از مدل سازی و انجام تحلیل های صورت گرفته در نرم افزارهای اجزاء محدود ETABS و ABAQUS نتایج زیر حاصل شد.

استفاده از مهاربند به همراه میراگر اصطکاکی دورانی، جابه جایی مرکز جرم بام سازه را تحت اثر هریک از رکوردهای مورد بحث در نرم افزار اجزاء محدود ETABS نسبت به سازه بدون مهاربند و میراگر به صورت یکسان کاهش نداده و در مواردی باعث افزایش جابه جایی نیز شده است. برای ۹ رکورد کاهش بین ۱۳ تا ۴۹ درصد و برای ۲ رکورد افزایش بین ۲ تا ۱۷ درصد داشته است.

استفاده از مهاربند به همراه میراگر اصطکاکی دورانی، برش پایه سازه را تحت اثر هریک از رکوردهای مورد بحث در نرم افزار اجزاء محدود ETABS به صورت یکسان کاهش نداده و در مواردی باعث افزایش برش پایه نیز شده است. برای ۸ رکورد کاهش بین ۱۱ تا ۳۷ درصد و برای ۳ رکورد افزایشی بین ۳ تا ۲۶ درصد داشته است.

استفاده از مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی در نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS تحت اثر رکوردهای اعمال شده جابه جایی سازه را نسبت به سازه بدون مهاربند و میراگر اصطکاکی دورانی کاهش داده است. مقدار این کاهش بین

- [23] 18-Qiu C., Zhang Y., Qu B., Dai C., Hou H. & Li H. 2019 Cyclic testing of seismic dampers consisting of multiple energy absorbing steel plate clusters. *Engineering Structures*,183,255-64.
- [24] 19-Sepahvand MF., Akbari J. & Kusunoki K. 2019 Plastic design of moment resisting frames using mechanism control. *Journal of Constructional Steel Research*,153,275-85.
- [25] 20-Taiyari F., Mazzolani FM. & Bagheri S. 2019 A proposal for energy dissipative braces with U-shaped steel strips. *Journal of Constructional Steel Research*,154,110-22.
- [26] 21-Shirkhani A., Mualla IH., Shabakhty N. & Mousavi SR. 2015 Behavior of steel frames with rotational friction dampers by endurance time method. *Journal of Constructional Steel Research*,107,211-22.
- [27] 22-Taiyari F., Mazzolani FM. & Bagheri S. 2019 Damage-based optimal design of friction dampers in multistory chevron braced steel frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,119,11-20.
- [28] 23-Zhang A., Zhang Y., Liu A., Shao D. & Li Q. 2019 Performance study of self-centering steel frame with intermediate columns containing friction dampers. *Engineering Structures*,186,382-98.
- [29] 24- Mualla W I.H., Nielsen L. O., Sugisawa M. & Suzuki Y. 2012 Large Capacity Dampers for Buildings and Structures. 15th World Conference on Earthquake Engineering.
- [30] 25-Lotfollahi Iaqin MA. Structural Dynamics Booklet Civil Engineering, University of Tabriz.
- [31] 26- Manual for Structural Damping Systems in Design and Retrofitting of Buildings Manual for Structural Damping Systems in Design and Retrofitting of Buildings, 2018, Islamic Republic of Iran Plan and Budget Organization.
- [14] Beam-to-Column Connections under Cyclic Loading. *J Struct Eng*,145.
- [15] 10-Qu B., Dai C., Qiu J., Hou H. & Qiu C. 2019 Testing of seismic dampers with replaceable U-shaped steel plates. *Engineering Structures*,179,625-39.
- [16] 11-Liu Y., Guo Z., Liu X., Chicchi R. & Shahrooz B. 2019 An innovative resilient rocking column with replaceable steel slit dampers: Experimental program on seismic performance. *Engineering Structures*,183,830-40.
- [17] 12-Ioan A., Stratan A., Dubina D., Poljansek M., Molina FJ., Taucer F., Pegon P. & Sabau G. 2016 Experimental validation of re-centring capability of eccentrically braced frames with removable links. *Engineering Structures*,113,335-46.
- [18] 13-Feng W., Fang C. & Wang W. 2019 Behavior and design of top flange-rotated self-centering steel connections equipped with SMA ring spring dampers. *Journal of Constructional Steel Research*,159,315-29.
- [19] 14-Di Lauro F., Montuori R., Nastri E. & Piluso V. 2019 Partial safety factors and overstrength coefficient evaluation for the design of connections equipped with friction dampers. *Engineering Structures*,178,645-55.
- [20] 15-Jia L-J., Li R-W., Xiang P., Zhou D-Y. & Dong Y. 2018 Resilient steel frames installed with self-centering dual-steel buckling-restrained brace. *Journal of Constructional Steel Research*,149,95-104.
- [21] 16-Kariniotakis K. & Karavasilis TL. 2019 Limits for the interstorey drift sensitivity coefficient θ of steel MRFs with viscous dampers designed according to Eurocode 8. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,117,203-15.
- [22] 17-Piluso V., Montuori R., Nastri E. & Paciello A. 2019 Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections. *Journal of Constructional Steel Research*,154,263-77.

Investigation of the behavior of steel frames with concrete-filled columns (CFT) in two modes of braced structures with rotational friction dampers and structures without bracing and rotational friction dampers

Ali Sattari¹, Aahmad Maleki², Mohammad Ali Lotfollahi-Yaghin³

- 1- Ph.D. student of structural engineering, Earthquake, of Civil Engineering, Islamic Azad University Maragheh branch, Maragheh, Iran
- 2- Assistant Professor, of Civil Engineering, Islamic Azad University Maragheh branch, Maragheh, Iran
- 3- Professor of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

*A.maleki@iau-maragheh.ac.ir

Abstract

Rotational friction dampers are a specific type of friction dampers which have several advantages. Dampers are used to improve the cyclic behavior of structures against forces caused by wind and earthquake. These types of dampers will cause energy dissipation by its rotating and rerotating. However, complete and comprehensive researches have not been performed on the effect of rotational friction dampers and their effect on the bearing capacity of steel frames. In this research, the behavior of concrete-filled steel tube (CFT) in two cases frame braced with rotational friction dampers and frame braced without rotational friction dampers is investigated. For verification, the results obtained from finite element method software, ABAQUS, were compared with that of experimental studies for test samples used in a building with a height of 300m in Osaka, Japan. The hysteresis curves of the modeled samples are in good agreement with the experimental results.

In order to investigate the performance of steel composite frame (with CFTs) braced with rotational friction dampers towards to steel composite frame (with CFTs) braced without rotational friction dampers under the effect of three earthquake Far-field records, the structure was modeled, designed and analyzed in ETABS software. The use of bracing with rotational friction dampers has caused a decrease in the displacement of the roof's center of mass for each record mentioned above which modeled in ETABS software. It decreased by 13 to 49 % for 9 records and increased by 2 to 17 % for 2 records. The use of bracing along with rotational friction damper modeled in ABAQUS software under the effect of each record has caused a decrease in base shear. The extent of these reductions was different for each record mentioned above. In each record modeled in ETABS software, the base shear of the structure has not reduced similarly; however, in some cases, the base shear has increased. It had a decrease of 11 to 37% for 7 records and an increase of 3 to 26% for 4 records.

Then a Single-storey frame with single-span With the same materials and specifications introduced in ETABS software in ABAQUS software Has been modeled. For lateral loading of columns, the lateral loading protocol based on ATC-24 and the instructions for using dampers in the design and reinforcement of buildings have been used.

According to Regulation No. 766 of the Program and Budget Organization, the loading cycles introduced in ETABS software with a frequency of 1.15T have been used in the ABAQUS Limited Components Software to move. The use of rotary braces and crankshafts in the ABAQUS limited component software under the influence of each of the discussed records has reduced the displacement of the structure relative to the structure without braces and without rotational friction dampers of the structure mentioned above was exerted under the record effect of the same earthquake in ABAQUS software The use of bracing along with rotational friction damper modeled in ABAQUS software under the effect of each record has caused a decrease in base shear. The amount of energy reduction for records understudy was not equal and varied from 8% to 34.7%. The hysteresis curves of base shear of braced structures with and without dampers are well presented.

Keywords : Composite steel bending frames, Energy damping, Stiffness, Circular damping, Hysteresis curve