

Comparison of the Seismic Performance of Braced Steel Frames with Suspended Zipper Element and CBF with the possibility of Rocking Motion

Ali Parvari *

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Khomein Branch, Islamic Azad University, Khomein, Iran

Behnam Fallah

M.Sc., Department of Civil Engineering, Khomein Branch, Islamic Azad University, Khomein, Iran

ali.parvari@iau.ac.ir

DOI: 10.30495/CIVIL.2023.699161

Keywords:

Zipper Bracing,
Behavior
Coefficient,
Nonlinear
Dynamic
Analysis,
SAP2000,
Rocking
Motion.

Abstract

Zipper bracing system is one of these types of braces. The zipper bracing members transfer the unbalanced tensile forces created in a floor to its upper floor, and this process continues until there is an increase in lateral load and causes the braces of the higher floors to buckle. In this article, the dynamic behavior of the braced structure with zipper under the influence of earthquake records with rocking component and without rocking movement has been studied. SAP2000 software was used for modeling. Seven accelerometer pairs have been utilized for nonlinear dynamic analysis. The studied frames are 6-, 9- and 12- floors with a floor height of 3 meters. In all the studied models, the joint in the bracing part has been damaged. In this part, most of the damages have been at the level of continuous usability, and in the 9- and 12-story structures, the damage is a little wider and at the level of life safety performance. In the structures where rocking movement has been applied in the foundation part, it has caused the movement and shearing of the foundation of the structure to be reduced by 20 to 35 percent because it absorbs some of the earthquake force. Examining the results related to the displacement of the roof of the structure, it has been observed that the displacement of the roof in the structure with CBF bracing was about 10 to 25% less than the structure with zipper bracing.



This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license:

(<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

بررسی و مقایسه عملکرد لرزه ای قابهای فولادی مهاربندی شده با المان زیبر معلق و CBF با امکان حرکت گهواره ای

علی پروری*

استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، واحد خمین، دانشگاه آزاد اسلامی، خمین، ایران

بهنام فلاح

کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، واحد خمین، دانشگاه آزاد اسلامی، خمین، ایران

ali.parvari@iau.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۲۵ آذر ۱۴۰۱

تاریخ دریافت: ۰۱ شهریور ۱۴۰۱

چکیده

سیستم مهاربند زیبر یکی از این انواع مهاربندها می باشد. اعضای مهاربندی زیبر نیروهای کششی که در یک طبقه ایجاد می شوند را به طبقه بالاتر انتقال می دهند و این روند تا زمانی که افزایش بار جانبی وجود داشته باشد و موجب کماتش مهاربندهای طبقه های بالاتر شود، ادامه می یابد. در این مقاله بر روی رفتار دینامیکی سازه مهاربندی شده با مهاربند زیبر تحت اثر رکوردهای زلزله همراه مولفه گهواره ای و بدون حرکت گهواره ای مطالعه و تحقیق شده است. ۷ زوج شتاب نگاشت جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. قاب های مورد مطالعه ۶، ۹ و ۱۲ طبقه با ارتفاع طبقات به میزان ۳ متر انتخاب شده است. در تمامی مدل های مورد مطالعه مفصل در قسمت مهاربند دچار خرابی و آسیب شده است. در این قسمت اکثر خرابی ها در حد قابلیت استفاده بی وقفه بوده است و در سازه های ۹ و ۱۲ طبقه خرابی کمی گسترده تر و در حد عملکرد ایمنی جانی قرار داشته است. در سازه هایی که در پی آنها حرکت گهواره ای اعمال شده است، موجب شده تا به خاطر اینکه تا حدی از نیروی زلزله را جذب می کند، جابجایی و برش پایه سازه نزدیک ۲۰ تا ۳۵ درصد کاهش داشته باشد. با بررسی نتایج مربوط به تغییر مکان بام سازه مشاهده شده است که تغییر مکان بام در سازه با مهاربند CBF نزدیک به ۱۰ تا ۲۵ درصد کمتر از سازه با مهاربند زیبر بوده است.

کلید واژگان: مهاربند زیبر، ضریب رفتار، تحلیل دینامیکی غیرخطی، SAP2000، حرکت گهواره ای

۱- مقدمه

ایران دهمین کشور زلزله خیز در دنیا است که به دلیل عدم رعایت قوانین ساخت و ساز دارای سطح ایمن و کیفیت پایین می باشد و از این رو تلفات و خسارات جانی و مالی زیادی را به علت این امر متحمل شده است. با توجه به تاریخچه وقوع زلزله های گذشته می توان دریافت که هیچ منطقه ای از کشور ایران مصون از امواج لرزه نبوده است.

هدف اصلی طراحی لرزه ای فراهم آوردن سختی، مقاومت و شکل پذیری می باشد که برای طراحی یک سازه تحت بارهای لرزه ای ضروری است. طراحی سازه برای آن که در زلزله های شدید الاستیک باقی بماند به دلیل محدودیت های اقتصادی نامناسب است. میرایی ذاتی عناصر سازه ای تسلیم شوند، می تواند به طور مناسبی برای کاهش مقاومت مورد نیاز به کار برده شود و منجر به طراحی مقرون به صرفه تر گردد. این تسلیم شوندگی، شکل پذیری سازه را در برابر شکست ترد ناگهانی سازه فراهم می کند [۱].

در قاب های مهاربندی شده شورون هنگامی که بار جانبی زیاد شود، مهاربند های تحت اثر فشار قرار می گیرد و در نتیجه کماتش رخ می دهد در این صورت از ظرفیت محوری آن ها کاسته می شود، از این رو تا زمانی که نیرو های مهاربند های کششی افزایش می یابد تا تسلیم شود، در این حالت محل اتصال مهاربند ها به تیر ها نیروی قائم نامتعادل کننده زیادی ایجاد می شود، که این امر می تواند باعث تغییر شکل های بزرگی در تیر شود. تاثیر این نیروی قائم نامتعادل کننده را می توان با افزودن المان های زیر در بین نقاط اتصال مهاربند ها به تیر ها از بین برد. علاوه بر این در قاب های مهاربندی ضربدری، انتهای بادبند های قطری به جای اتصال به محل تقاطع تیر و ستون به یک المان مایل (زانویی) که به تیر و ستون وصل شده، متصل می شود. در این سیستم المان های زانویی در زلزله های کوچک به صورت الاستیک باقی می ماند و در زلزله های بزرگ قبل از تسلیم اعضای اصلی سازه به نقطه تسلیم می رسند و این امر باعث مستهلک شدن انرژی بدون اینکه مقاومت جانبی کاهش یابد، می شود. این سیستم ها خسارت های ناشی از بار جانبی در المان های زانویی که جزء اعضای اصلی سازه نمی باشند و بعد از نیروی جانبی قابل تعویض و ترمیم اند، متمرکز می شوند.

قاب با مهاربندی متمرکز معمولاً دارای سختی و مقاومت مشخصه عالی هستند. با این حال، پاسخ گسیختگی انرژی ناپیوسته آنها به دلیل کماتش احتمالی در اعضای قطری در فشار به طور قابل توجه ضعیف است [۲]. در طرف دیگر شکل پذیری قاب های لنگر مقاوم، در حالی که داشتن سطوح بالایی از ظرفیت های تخریب انرژی با تشکیل مفاصل پلاستیکی در انتهای ستون، اغلب با انعطاف پذیری بیش از حد مشخص می شود. ترکیب مهاربند های جانبی با افزایش ظرفیت شکل پذیری در قاب های لنگر مقاوم که ثابت شده است که یک رویکرد اقتصادی در هر دو ساختمان های کوتاه و بلند است. تکنیک های ترکیبی بالقوه برای دستیابی به تعادل در مورد الزامات مربوط به سختی، قدرت،

ظرفیت تخلیه انرژی و هزینه ها (هزینه های اولیه و تعمیر) است. یک روش ترکیبی که محبوب در ساختمان های فولادی شده است.

در دهه های اخیر سیستم های لرزه ای مانند قاب خمشی و قاب های مهاربندی شده هم محور، مورد استفاده قرار گرفته اند. سختی و شکل پذیری از عوامل بسیار تاثیر گذار در رفتار لرزه ای سازه می باشد. قاب های با بادبند های همگرا سختی زیاد اما دارای شکل پذیری کم می باشد و قاب های خمشی برعکس، سختی پایین و شکل پذیری بالایی دارند [۲]. سیستم قاب مهاربندی شده واگرا و قاب مهاربندی زانویی به ترتیب توسط پوپوف و رویدر [۲] و آریستیزابل و اوچوا [۳] پیشنهاد شد. در قاب دارای مهاربند واگرا تیر پیوند و در قاب دارای مهاربندی زانویی المان زانویی نقش فیوز را ایفا می کند و شکل پذیری سیستم با تسلیم در برش و خمش، وظیفه اتلاف انرژی را دارد.

اوکازاکی و همکارانش در سال ۲۰۰۴، [۴] آزمایشاتی را برای عملکرد تیر های پیوند سازه هایی با مهاربند واگرا انجام دادند. نتایج نشان از عملکرد خوب مهاربند واگرای فولادی تحت اثر بار گذاری واگرا می باشد.

ریچارد و یانگ در سال ۲۰۰۵، [۵] در مقاله ای تاثیر نسبت عرض به ضخامت بال در عملکرد تیر های پیوند را مطالعه کردند. ریچارد و همکاران در سال ۲۰۰۶، [۶] پروتکل اصلاح شده ای را پیشنهاد دادند تا بتوان عملکرد تیر پیوند را واقعی تر تخمین زد. خسروی و مفید در سال ۲۰۰۰، [۷] نشان دادند که رفتار غیرخطی مهاربند زانویی تحت بارهای جانبی در مود های تسلیم خمشی و برشی به پیکربندی آن وابسته است. حسینی ها شمی و عالمی در سال ۱۳۷۳، [۸] رفتار قاب های مهاربندی شده زانویی را با مهاربند های هم مرکز مقایسه کردند. نتایج نشان می دهد که سختی مهاربند هم مرکز سختی و مقاومت بیشتری نسبت به مهاربند زانویی دارد. زهرایی و جلالی در سال ۲۰۱۴، [۹] تحلیل و آزمایش هایی را جهت بررسی روی رفتار غیرخطی قاب های مهاربندی زانویی انجام دادند. ایشان با بررسی نمونه آزمایشگاهی، میزان میرایی معادل برای قاب مهاربندی زانویی را ۲۳ درصد تعیین نمودند.

حسینی ها شمی و همکاران در سال ۲۰۱۶، [۱۰] نشان دادند که سیستم جدیدی از ترکیب قاب با مهاربند زانویی و واگرا، در زلزله های متوسط (تغییر مکان های جانبی کم) ابتدا عضو زانویی وارد ناحیه غیر ارتجاعی می شود.

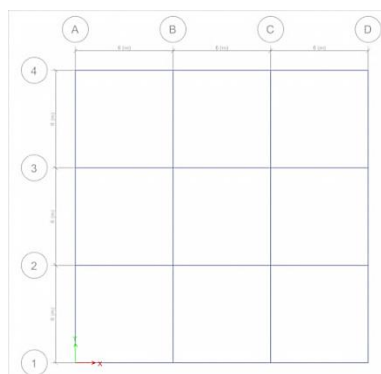
سیستم های مهاربندی هم محور (Centrically Braced Frames) از متداول ترین سیستم های مهاربندی است، با وجود داشتن سختی زیاد، معایبی در رابطه با معماری و همچنین شکل پذیری دارند. در سال ۱۹۷۸ میلادی سیستم های قاب مهاربندی واگرا (Eccentrically Braced Frames) توسط Popov و Roeder پیشنهاد گردید [۱۱]. این سیستم دارای شکل پذیری زیاد، سختی کافی و همچنین به لحاظ ایجاد باز شو در قاب و نمای معماری مناسب و علاوه بر این در اکثر آیین نامه ها مورد قبول و پذیرفته بود، دارای معایبی نیز بود. از جمله معایب و ضعف های آن این بود که استهلاک انرژی در

گهواره‌ای نیز مدل‌سازی شده است. جهت تحلیل قاب‌ها و مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح، از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. برای این منظور ۷ رکورد شتاب‌نگاشت انتخاب شده است و پس از هم پایه نمودن به سازه اعمال شده است. در این قسمت مشخصات مدل، مشخصات شتاب‌نگاشت، سطوح عملکردی و در نهایت ضریب رفتار بحث خواهد شد. از جمله پارامترهای اصلی این تحقیق حرکت گهواره‌ای، مهاربند زیر و مهاربند CBF می‌باشد. هدف از این مقاله بررسی رفتار این دو سیستم (زیر و زانویی) توسط تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی روی ۳ سازه با تعداد طبقات ۶، ۹ و ۱۲ می‌باشد.

۲- شرح روند انجام پژوهش

۲-۱- شرح مدل‌سازی

پلان سازه مورد مطالعه در شکل ۱ نمایش داده شده است. پلان مدل‌ها ابتدا به صورت سه بعدی مدل‌سازی شده است. قاب در دو جهت مورد مطالعه به صورت متقارن در نظر گرفته شده است. ابعاد قاب در هر دو جهت متقارن در نظر گرفته شده است. اندازه هر دهانه ۶ متر و در هر سمت سه دهانه و ارتفاع طبقات ۳ متر در نظر گرفته شده است. طراحی براساس استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان انجام شده است. سازه مورد مطالعه در شهر بجنورد واقع شده است. کاربری سازه مسکونی می‌باشد. بعد از طراحی برای اینکه بتوان تاثیر مهاربندهای مورد مطالعه در سازه را بررسی نمود یکی از قاب‌های سازه که قاب کناری بوده است، انتخاب شده است. این امر به این جهت می‌باشد که نتایج سازه سه بعدی پیچیده بوده است و نتیجه‌گیری حاصل از تحلیل گسترده بوده و عوامل مختلف دخیل خواهد شد، از این رو به جهت اینکه تسلط بیشتری بر روی نتایج داشته و بتوانیم نتایج را تفسیر نماییم از قاب دو بعدی استفاده شده است.



شکل ۱- پلان سازه مورد مطالعه

شرایط تکیه گاهی مفصل برای تکیه‌گاه‌های انتخاب شده است. بارگذاری نیز به صورت تاریخچه زمانی با استفاده از اعمال رکوردهای شتاب‌نگاشت به سازه می‌باشد. رکوردهای انتخابی ۷ زوج بوده است که از سایت دانشگاه برکلی انتخاب شده است و سپس بر اساس خاک نوع

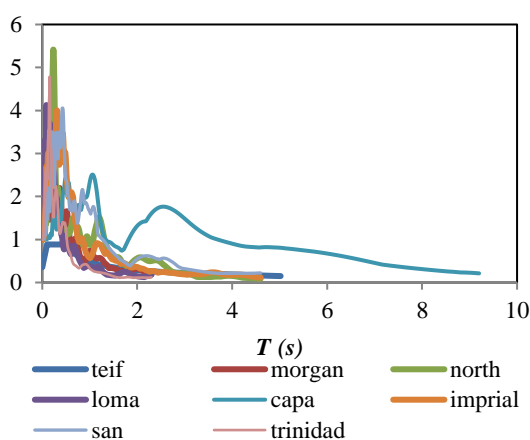
قاب‌های برون محور در اثر تسلیم در بخشی از اعضای اصلی سازه صورت می‌گیرد و این امر باعث مشکلاتی به لحاظ تعویض و استفاده مجدد از سازه ایجاد می‌کند. برای رفع این مشکلات در سیستم‌های EBF در سال ۱۹۸۶، سیستم مهاربند زانویی کمانش‌پذیر (DKB) توسط آقای Aristizabal Ochoa پیشنهاد گردید [۳]. اوچوا مطرح نمود که عضو قطری به گونه‌ای طراحی شود که فقط کشش را تحمل کند و سختی و شکل‌پذیری هر دو توسط عضو زانویی تامین شود. در این سیستم عضو زانویی مانند یک فیوز شکل‌پذیر برای جلوگیری از ریزش سازه تحت بار زلزله‌های شدید با جذب انرژی عمل می‌نماید. ضعف اصلی این سیستم پیشنهادی اوچوا، لاغری المان قطری است که در فشار خیلی سریع کمانش می‌کند و برای طراحی لرزه‌ای مناسب نمی‌باشد. در سال ۲۰۰۶، Yang بر روی سیستم‌های قاب و مهاربند زانویی اصلاح شده مطالعه انجام داد [۱۲]. این سیستم از یک المان قطری به جهت جلوگیری از کمانش المان زانویی استفاده می‌شود. در سیستم مهاربند زانویی، شکل‌پذیری و در کنار آن استهلاک انرژی توسط المان زانویی به وجود خواهد آمد. از سویی دیگر در این سیستم، ناحیه غیرخطی محدود به یک عضو کوتاه می‌باشد، می‌توان رفتار لرزه‌ای کنترل شده‌تری را فراهم کرد [۱۳]. قرار دادن یک مهاربند قطری با حداقل یک عضو زانویی که متصل به انتهای آن می‌باشد، بیشتر سختی خطی جانبی را افزایش می‌دهد. در این سیستم، مهاربند قطری برای فشار طراحی نشده و کمانش در آن رخ می‌دهد. در نتیجه رفتار چرخه‌ای این سازه با پدیده فشار در حلقه‌های هیستریزس روبرو است که عملکرد جذب انرژی مناسبی نخواهد داشت.

خسروی و مفید در سال ۲۰۰۰ به بررسی رفتار الاستیک سیستم مهاربند زانویی با آرایش و زوایای متفاوت پرداخته‌اند. آنها بر روی رفتار غیرالاستیک مهاربندهای زانویی تحقیقات گسترده‌ای انجام داده‌اند. یک سیستم قاب با مهاربند زانویی متشکل از تیر، ستون‌ها، مهاربندهای زانویی و قطری است. تحقیقات آنها نشان داده که چنانچه المان زانویی و مهاربند مایل، موازی با قطر قاب باشند، سازه می‌تواند ماکزیمم مقاومت لرزه‌ای را داشته باشد. یکی از سیستم‌های فراهم کننده این رفتار، مهاربندهای زانویی (Knee Braced Frames-KBF) هستند که در این نوع مهاربندی حداقل یک انتهای مهاربند به جای اتصال به گره محل برخورد تیر و ستون به عضو زانویی متصل می‌شود. بهترین هندسه مهاربند زانویی، زمانی است که عضو زانویی و مهاربند قطری موازی قطر قاب باشند و نسبت $h/H=b/B$ برقرار باشد. در این حالت سازه بیشترین مقاومت لرزه‌ای‌اش را دارد [۷].

در این مقاله به منظور بررسی رفتار گهواره‌ای دو سازه قاب خمشی فولادی متوسط با مهاربند همگرا و مهاربند زیر مطالعه و تحقیق شده است. علاوه بر این به جهت مقایسه رفتار و اثر حرکت گهواره‌ای در محل اتصال سازه به زمین از فنر استفاده شده است. در گام بعدی به جهت اینکه بتوان اثر حرکت گهواره‌ای را مقایسه و ارزیابی کرد، قاب خمشی فولادی متوسط و مهاربند هشتی و زیر بدون حرکت

II هم پایه شده‌اند.

هفت زوج رکورد با شتاب به صورت زیر در نظر گرفته شده است: کپه مندوسینا، ایمپر یال ویلی، لوماپریتا، مورگان هیل، نورتریج، سانفرناندو و ترینداد کالیفرنیا. در شکل ۲ طیف حال از رکورد نرمال شده طیف های ذکر شده در بالا رسم شده است. برای سازه مورد مطالعه بار زنده ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر و بار مرده ۳۰۰۰ کیلوگرم بر متر بر روی تیرها پخش شده است. دهانه عمود بر راستای قاب ۶ متر در هر طرف فرض شده است.



شکل ۲- نمودار طیف رکوردهای مورد مطالعه

از پلان شکل ۱ قاب دو بعدی استخراج و مورد مطالعه قرار گرفته است. در جدول ۱ مشخصات رکورد زلزله اعمال شده است.

جدول ۱- مشخصات رکورد زلزله

نام رکورد	PGA	time step	distance (km)
کپه مندوسینا	0.45	0.02	19.95
ایمپر یال ویلی	0.452	0.01	26.2
لوماپریتا	0.126	0.05	43
مورگان هیل	0.036	0.05	30.3
نورتریج	0.271	0.01	14.6
سانفرناندو	0.11	0.01	37.1
ترینداد	0.163	0.05	71.9

در این قسمت اعمال به صورت تاریخیچه زمانی و به صورت رکورد شتاب می‌باشد از این رو از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. زمان انجام تحلیل را برابر با مدت زمان گام‌ها رکوردهای اعمالی در نظر گرفته‌ایم.

جهت مدلسازی حرکت گهواره‌ای، در پای ستون‌ها از ترکیب المان‌های فنر خطی، میراگرویسکوز و گپ به صورت موازی استفاده شده است. فنر به صورت خطی در نظر گرفته شده است. المان گپ یا فاصله دهنده به کمک دو پارامتر سختی و فاصله اولیه تعریف شده است. در المان گپ فقط نیروی فشاری ایجاد می‌شود، از این رو المان به صورت غیرخطی در پای ستون‌ها استفاده شده است. در این مطالعه پس از آزاد کردن پای ستون در راستای قائم دوره تناوب سازه افزایش یافته و جابجایی افزایش می‌یابد. برای کنترل جابجایی سازه از میراگر استفاده شده است. افزایش میرایی در میراگر باعث کنترل تغییر مکان سازه می‌شود.

۲-۲- معرفی مدل‌های مورد مطالعه

تیر و ستون بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و براساس آیین‌نامه آمریکا طراحی شده است. در ادامه نتایج طراحی تیر و ستون به صورت زیر می‌باشد. برای ستون از مقطع IPB و تیر از IPE استفاده شده است. برای مصالح تیر و ستون از فولاد ST37 استفاده شده است. خاک نوع II و منطقه لرزه خیز بجنورد می‌باشد. سازه به صورت سه بعدی طراحی و سپس قاب میانی قاب در نظر گرفته شده است. برای سازه مورد مطالعه بار زنده ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر و بار مرده ۳۰۰۰ کیلوگرم بر متر بر روی تیرها پخش شده است. دهانه عمود بر راستای قاب ۶ متر در هر طرف فرض شده است. سازه‌های مورد مطالعه به صورت ۶، ۹ و ۱۲ طبقه در نظر گرفته شده است. مقاطع استفاده شده برای این سازه‌ها ۶، ۹ و ۱۲ طبقه در جدول ۲ الی ۴ نمایش داده شده است.

جدول ۲- مقاطع استفاده شده برای سازه ۶ طبقه

مهاربند	ستون	تیر	طبقه
BOX100X100X12	IPB240	IPE240	اول
BOX100X100X12	IPB240	IPE240	دوم
BOX100X100X10	IPB220	IPE240	سوم
BOX100X100X10	IPB220	IPE240	چهارم
BOX100X100X10	IPB200	IPE240	پنجم
BOX80X80X8	IPB180	IPE240	ششم

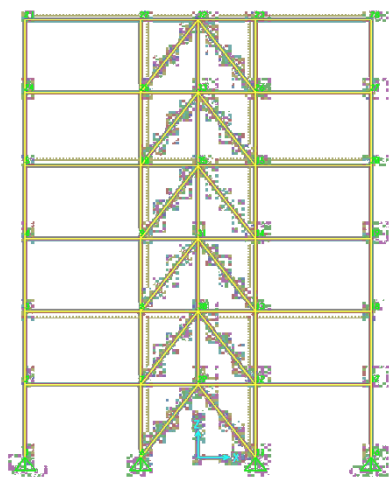
جدول ۳- مقاطع استفاده شده برای سازه ۹ طبقه

طبقه	تیر	ستون	مهاربند
اول	IPE270	IPB240	BOX150X150X12.5
دوم	IPE270	IPB240	BOX150X150X12.5
سوم	IPE270	IPB220	BOX150X150X12.5
چهارم	IPE270	IPB220	BOX120X120X12.5
پنجم	IPE270	IPB220	BOX120X120X12.5
ششم	IPE270	IPB220	BOX120X120X12.5
هفتم	IPE270	IPB200	BOX100X100X10
هشتم	IPE270	IPB200	BOX100X100X10
نهم	IPE270	IPB180	BOX100X100X10

جدول ۴- مقاطع استفاده شده برای سازه ۱۲ طبقه

طبقه	تیر	ستون	مهاربند
اول	IPE330	IPB500	BOX150X150X12.5
دوم	IPE330	IPB450	BOX150X150X12.5
سوم	IPE330	IPB450	BOX100X100X12.5
چهارم	IPE330	IPB450	BOX100X100X12.5
پنجم	IPE330	IPB400	BOX100X100X12.5
ششم	IPE330	IPB400	BOX80X80X12.5
هفتم	IPE330	IPB360	BOX80X80X12.5
هشتم	IPE330	IPB360	BOX80X80X12.5
نهم	IPE330	IPB320	BOX80X80X10
دهم	IPE330	IPB320	BOX80X80X10
یازدهم	IPE330	IPE280	BOX80X80X8
دوازدهم	IPE330	IPE280	BOX80X80X8

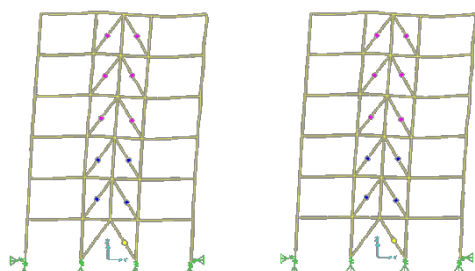
برای مدلسازی مهاربند زیر از مقطعی معادل 2UNP که همان مقطع باکس می باشد، استفاده شده است. رفتار این المان به صورت خمشی و با استفاده از مفصل خمشی مدلسازی شده است. سایر مفاصل تعریف شده برای سازه به این شرح می باشد. برای ستون از مفصل اندرکنشی فشاری و لنگر خمشی استفاده شده است، یعنی به ستون مفصل PM2M3 اختصاص داده شده است. برای تیرها نیز از مفصل خمشی استفاده شده است. برای مهاربند از مفصل کنترل شونده توسط نیرو استفاده شده است. در شکل ۳ مدل سازه زیر نمایش داده شده است.



شکل ۳- سازه ۶ طبقه مهاربندی با مهاربند زیر

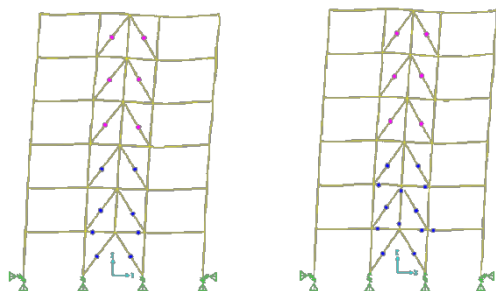
۳- یافته‌ها

در ابتدا نتایج گرافیکی مربوط به قاب‌های مورد مطالعه قرار می‌گیرد. این نتایج با توجه به رکوردهای اعمالی به شرح زیر می‌باشد. در شکل ۴ و ۵ تغییر شکل قاب‌های با مهاربند زیر تحت اثر رکوردهای مختلف زلزله نمایش داده شده است.



زلزله ایمپریال ویلی

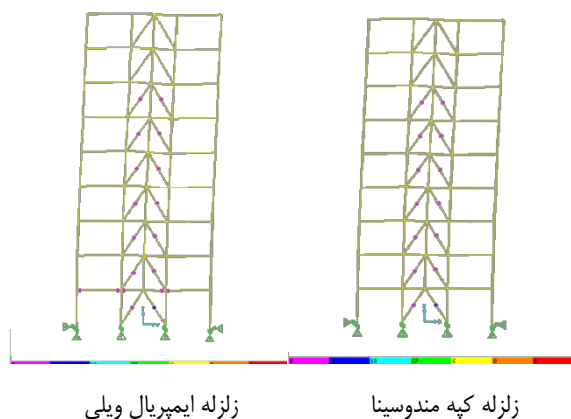
زلزله کپه مندوسینا



زلزله لوماپریتا

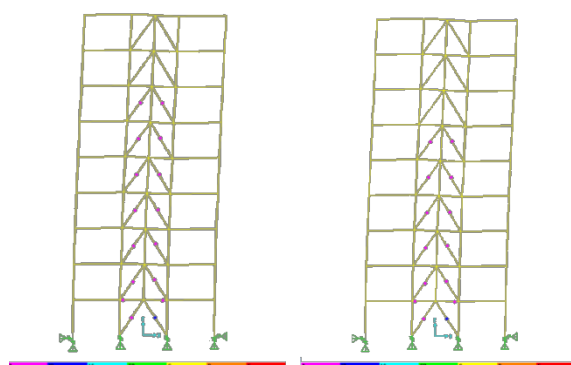
زلزله مورگان هیل

شکل ۴- مفاصل در لحظه نهایی سازه مهاربند زیر



زلزله ایمبریال ویلی

زلزله کپه مندوسینا



زلزله لوماپریتا

زلزله مورگان هیل

شکل ۶- مفاصل در لحظه نهایی سازه مهاربند زیر



زلزله ایمبریال ویلی

زلزله کپه مندوسینا



زلزله لوماپریتا

زلزله مورگان هیل

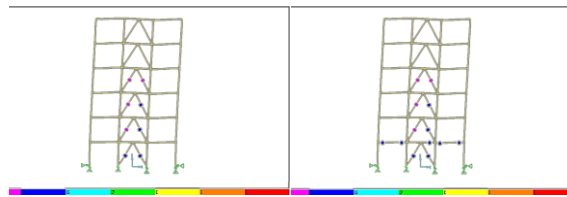
شکل ۷- مفاصل در لحظه نهایی سازه مهاربند CBF

در شکل ۷ و ۸ مفاصل تشکیل شده در گام نهایی رکورد زلزله کپه مندوسینا نمایش داده شده است. در شکل ۷ مشاهده می شود که در سازه ۹ طبقه مانند سازه ۶ طبقه بسیار مناسب عملکرد کرده است و



زلزله ایمبریال ویلی

زلزله کپه مندوسینا



زلزله لوماپریتا

زلزله مورگان هیل

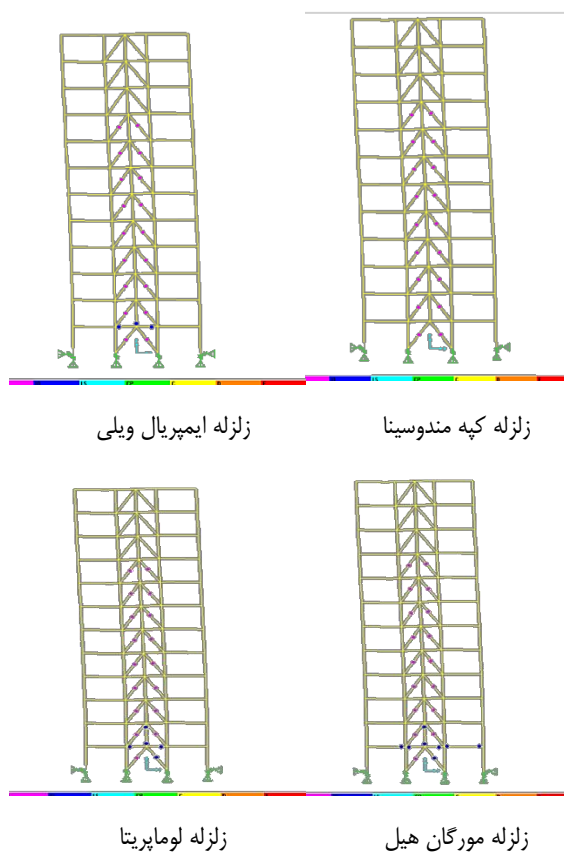
شکل ۵- مفاصل در لحظه نهایی سازه مهاربند CBF

در شکل ۴ مفصل تشکیل شده در گام نهایی رکورد زلزله ایمبریال ویلی نمایش داده شده است. همان طور که از روی شکل ۴ مشاهده می شود در این رکورد زلزله سازه وارد محدوده غیرخطی شده است و سازه در طبقه اول دچار خرابی موضعی و مفصل پلاستیک شده است که ناشی از خرابی موضعی این بخش می باشد. مفاصل تشکیل شده بیشتر بنفش و آبی می باشند که نشان از قابلیت استفاده بی وقفه می باشد و در طبقه اول مفصل آبی پررنگ و در محدوده ایمنی جانی می باشد. همان طور که از روی شکل ۴ مشاهده می شود در این رکورد زلزله سازه وارد محدوده غیرخطی شده است و سازه در دهانه مهاربند دچار خرابی موضعی و مفصل پلاستیک شده است. مفاصل تشکیل شده بیشتر آبی و بنفش بوده است که نشان از ایمنی جانی است و البته مفاصل در مهاربند تشکیل شده است. قسمت المان مورب مهاربندها هم همان طور که مشاهده می شود به صورت فیوز عمل کرده است و دچار مفصل خمشی شده است. مفصل در قسمت مهاربند اتفاق افتاده است و در اکثر زلزله های مورد مطالعه مفصل به رنگ بنفش و یا آبی پررنگ می باشد، که این نشان از ایمنی جانی در هنگام زلزله دارد و سازه از لحاظ عملکردی مناسب بوده و مهاربند مانند فیوز عمل نموده است. از این رو در این سازه و قاب مفصل در محل مناسبی تشکیل شده است و خرابی هم در محدوده ایمنی جانی استاندارد ۲۸۰۰ واقع شده است. این نتیجه در تمامی مدل ها مشاهده شده است و تنها در یکی از زلزله ها مقدار خرابی بیشتر بوده است.

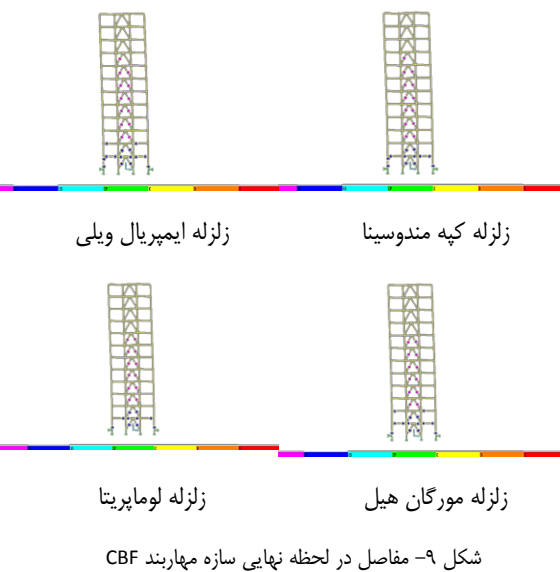
سازه با قاب ۹ طبقه با مهاربند زیر و CBF در این قسمت مورد مطالعه قرار می گیرد. این نتایج با توجه به رکوردهای اعمالی به شرح زیر می باشد. در شکل ۶ و ۷ مفصل تشکیل شده در گام نهایی رکورد زلزله کپه مندوسینا نمایش داده شده است.

انرژی ناشی از زلزله را توسط مهاربند جذب شده است. همان طور که از روی شکل فوق مشاهده می‌شود مفصل مهاربند که از نوع نیروی تعریف شده است، در حد آبی و بنفش تشکیل شده است، که نشان از گذشتن نیروی فشاری در مهاربند از حد مجاز آن می‌باشد. مفصل تشکیل شده بنفش و آبی رنگ می‌باشد. مشاهده می‌شود که در سازه ۹ طبقه مانند سازه ۶ طبقه مهاربند بسیار مناسب عملکرد کرده است. در این سازه هم نتایج مانند قسمت فوق تکرار شده است. از این رو در این سازه و قاب مفصل در محل مناسبی تشکیل شده است و خرابی هم در محدوده ایمنی جانی استاندارد ۲۸۰۰ واقع شده است. این نتیجه در تمامی مدل‌ها مشاهده شده است.

در ابتدا نتایج مربوط به قاب ۱۲ طبقه با مهاربند زیر مورد مطالعه قرار می‌گیرد. این نتایج با توجه به رکوردهای اعمالی به شرح زیر می‌باشد. در شکل ۸ و ۹ مفصل تشکیل شده در گام نهایی نمایش داده شده است.



شکل ۸- مفصل در لحظه نهایی سازه مهاربند زیر



شکل ۹- مفصل در لحظه نهایی سازه مهاربند CBF

در شکل ۸ و ۹ مفصل تشکیل شده در گام نهایی رکورد زلزله ایمپریال ویلی نمایش داده شده است. در شکل ۸ نشان می‌دهد که نتایج نشان می‌دهد که رفتار این سازه مانند سازه ۹ طبقه بوده است و مفصل بر روی مهاربند تشکیل شده است. تیرها طبقه اول نیز مفصل شده است و این مفصل در محدوده ایمنی جانی قرار دارد. مهاربند طراحی شده در این سازه به خوبی عمل نموده‌اند و باعث شده است که مفصل بر روی مهاربند باشد. در تیرهای طبقه اول نیز مفصل آبی تشکیل شده است، که این نشان از محدود عملکرد ایمنی جانی می‌باشد. محدوده عملکرد قرارگیری مفصل در این تیرها در محدوده ایمنی جانی استاندارد ۲۸۰۰ واقع شده است. مفصل دیگر نیز در قسمت المان مورب مهاربند و بر روی خود مهاربند تشکیل شده است اکثر مفصل در محدود قابلیت استفاده بی‌وقفه واقع شده است.

۴- نمودارهای حاصل از تحلیل

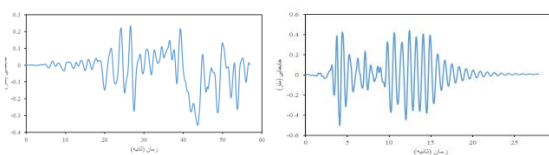
در این قسمت نمودار هیستریزیس ایجاد شده در مدل‌ها بر اساس بار اعمالی نمایش داده می‌شود. در شکل‌های ۱۰ تا ۱۱ نمودار جابجایی بام رسم شده است. با مشاهده خروجی ناشی از جابجایی و برش پایه قاب‌ها به این نتیجه می‌رسیم که در سازه ۶ طبقه با مهاربند زیر، نمودار هیستریزیس هم مقاومت مناسبی داشته است، در این مدل نیز مشاهده می‌شود که با افت مقاومت مهاربند نمودار هیستریزیس نیز دچار افت شده و دوباره افزایش مقاومت داشته است. در نمودارهای هیستریزیس مشاهده می‌شود که در اکثر رکوردهای زلزله نیرو و جابجایی بیشتری در سازه‌ای که تحت اثر رکورد زلزله همراه مولفه گهواره‌ای قرار گرفته است، نسبت به سازه‌ای که تحت رکورد زلزله تنها قرار گرفته ایجاد شده است.

جدول ۵- برش پایه و جابجایی بام برای سازه ۶ طبقه مهاربند CBF

نام رکورد	با حرکت گهواره ای		بدون حرکت گهواره ای	
	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)
Cap Mendocino	33695.3	0.22	42670.71	0.28
Imperial Valley	48402	0.18	57326.75	0.21
Loma Prieta	77682.22	0.16	1202860.66	0.25
Morgan Hill	66441.91	0.15	83212.8625	0.26
Northridge	73885.18	0.19	80310.186	0.26
San Fernando	172702.1	0.14	145338.611	0.27
Trinidad	66570.29	0.26	121029.157	0.30

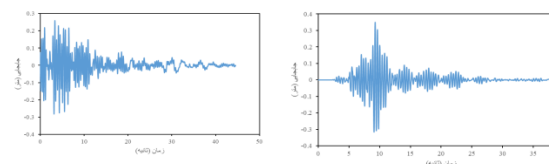
جدول ۶- برش پایه و جابجایی بام برای سازه ۹ طبقه مهاربند CBF

نام رکورد	بدون حرکت گهواره ای		با حرکت گهواره ای	
	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)
Cap Mendocino	974617.91	0.16	1005930.78	0.19
Imperial Valley	1596558.40	0.32	1869256.00	0.45
Loma Prieta	2318910.30	0.43	2728086.80	0.48
Morgan Hill	2632257.60	0.22	2868675.00	0.18
Northridge	2703446.40	0.16	3452183.31	0.16
San Fernando	2299367.20	0.23	3170849.81	0.26
Trinidad	2172784.32	0.19	2978195.10	0.25



زلزله امپریال ویلی

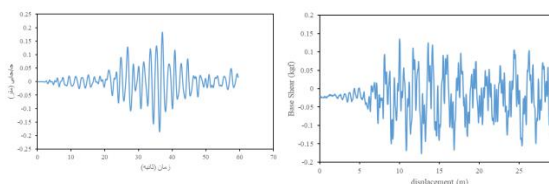
زلزله کپه مندوسینا



زلزله مورگان هیل

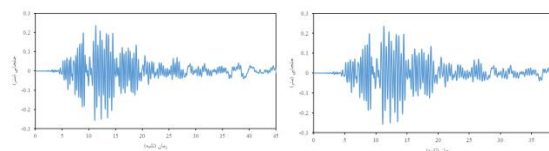
زلزله لوماپریتا

شکل ۱۰- نمودار جابجایی مدل‌ها مهاربند زیر سازه ۶ طبقه



زلزله امپریال ویلی

زلزله کپه مندوسینا



زلزله مورگان هیل

زلزله لوماپریتا

شکل ۱۱- نمودار هیستریزس مدل‌ها مهاربند CBF سازه ۶ طبقه

با بررسی نمودارهای هیستریزس سازه مشاهده می‌شود، بیشتر میزان جذب انرژی از طریق مقاومت بوده است و شکل‌پذیری سازه کم می‌باشد، از این رو در اکثر زلزله‌ها به دلیل اینکه سازه مهاربندی بوده، مقاومت حاکم بوده است و سازه از طریق مقاومت جذب انرژی داشته است. در زلزله‌های امپریال ویلی، ترینداد، سانفرناندو، نورتریج و مورگان‌هیل نمودار تا حدودی خطی بوده است و شکل نمودار متمایل به خط بوده است. از این رو سازه‌های مهاربندی مورد مطالعه نیروی جانبی زلزله را از طریق مقاومت جذب نموده تا از طریق شکل‌پذیری. بنابراین این سازه از لحاظ سختی جانبی بسیار سخت بوده است و تغییر مکان کمی داشته است. در نمودارها گاهی افت مقاومت ناگهانی مشاهده می‌شود که ناشی از کماتش یکی از مهاربندها می‌باشد. در ابتدا مقدار ماکزیمم بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه در جداول ۵ تا ۱۰ ارائه شده است.

جدول ۹- برش پایه و جابجایی بام برای سازه ۹ طبقه مهاربند زیر

نام رکورد	با حرکت گهواره ای		بدون حرکت گهواره ای	
	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)
Cap Mendocino	1041624.5	0.23	1264089.6	0.27
Imperial Valley	1836042.1	0.36	2535686.4	0.38
Loma Prieta	2517674.0	0.48	3187901.4	0.55
Morgan Hill	2851612.4	0.23	3761592.0	0.27
Northridge	3108963.3	0.16	4424844.6	0.21
San Fernando	2586788.1	0.24	3996030.0	0.28
Trinidad	2379716.1	0.20	3160224.0	0.25

جدول ۱۰- برش پایه و جابجایی بام برای سازه ۱۲ طبقه مهاربند زیر

نام رکورد	با حرکت گهواره ای		بدون حرکت گهواره ای	
	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)
Cap Mendocino	4077420.7	0.53	5937030.00	0.55
Imperial Valley	2315009.6	0.43	3250880.00	0.52
Loma Prieta	2848946.9	0.58	3575113.75	0.72
Morgan Hill	3158709.1	0.52	3667552.20	0.38
Northridge	3717238.8	0.47	4532113.56	0.57
San Fernando	3334082.4	0.55	4662035.00	0.67
Trinidad	3793030.7	0.58	4213632.00	0.61

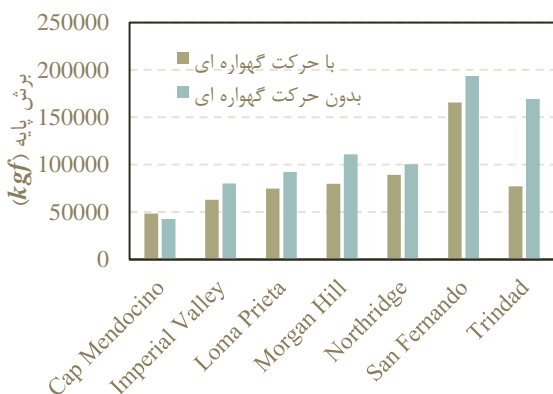
در شکل ۱۲ تا ۱۶ نمودار مقایسه برش پایه، جابجایی بام برای سازه‌های مورد مطالعه رسم شده است.

جدول ۷- برش پایه و جابجایی بام برای سازه ۱۲ طبقه مهاربند CBF

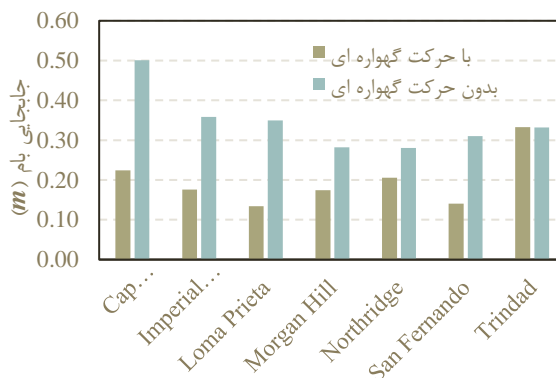
نام رکورد	با حرکت گهواره ای		بدون حرکت گهواره ای	
	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)
Cap Mendocino	69717.12	0.38	80434.94	0.44
Imperial Valley	82820.02	0.40	93778.11	0.46
Loma Prieta	76507.86	0.49	98527.43	0.57
Morgan Hill	58068.44	0.32	79719.3	0.37
Northridge	75323.76	0.29	91810.74	0.33
San Fernando	78888.63	0.35	91377.97	0.41
Trinidad	63131.33	0.22	87927.05	0.25

جدول ۸- برش پایه و جابجایی بام برای سازه ۶ طبقه مهاربند زیر

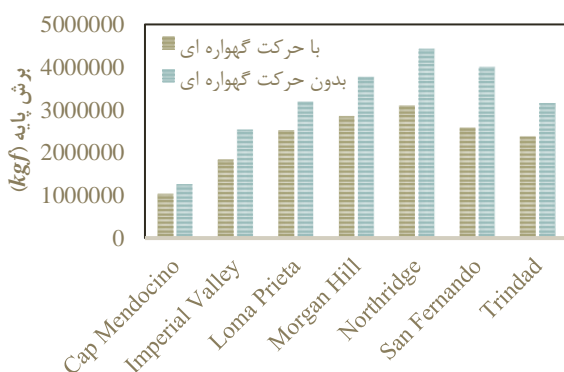
نام رکورد	با حرکت گهواره ای		بدون حرکت گهواره ای	
	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)	برش پایه (kgf)	تغییر مکان بام (متر)
Cap Mendocino	48402	0.22	42670.71	0.50
Imperial Valley	63077.3	0.18	80257.45	0.36
Loma Prieta	74805.09	0.13	92527.743	0.35
Morgan Hill	79730.29	0.17	110950.48	0.28
Northridge	100387.7	0.21	100387.73	0.28
San Fernando	120892.5	0.14	193784.81	0.31
Trinidad	77004	0.33	169440.82	0.33



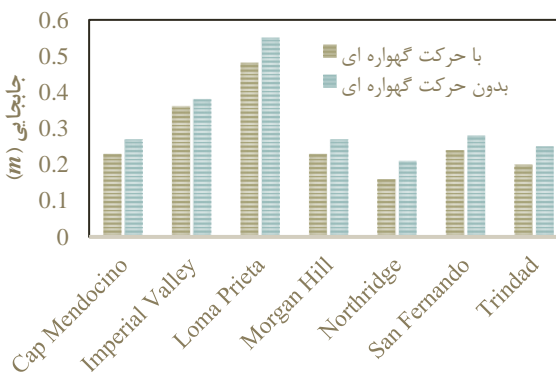
شکل ۱۵- نمودار مقایسه برش پایه سازه ۶ طبقه مهاربند CBF



شکل ۱۲- نمودار مقایسه جابجایی بام سازه ۶ طبقه مهاربند CBF



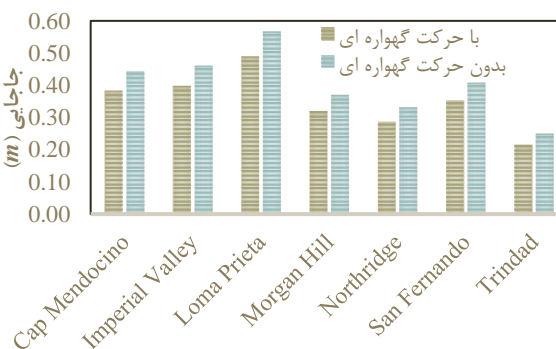
شکل ۱۶- نمودار مقایسه برش پایه سازه ۹ طبقه مهاربند CBF



شکل ۱۳- نمودار مقایسه جابجایی بام سازه ۹ طبقه مهاربند CBF

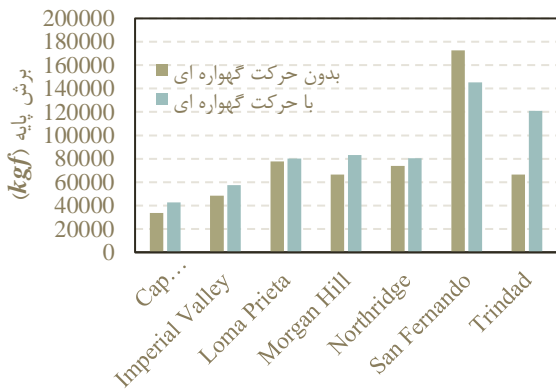


شکل ۱۷- نمودار مقایسه برش پایه سازه ۱۲ طبقه مهاربند CBF



شکل ۱۴- نمودار مقایسه جابجایی بام سازه ۱۲ طبقه مهاربند CBF

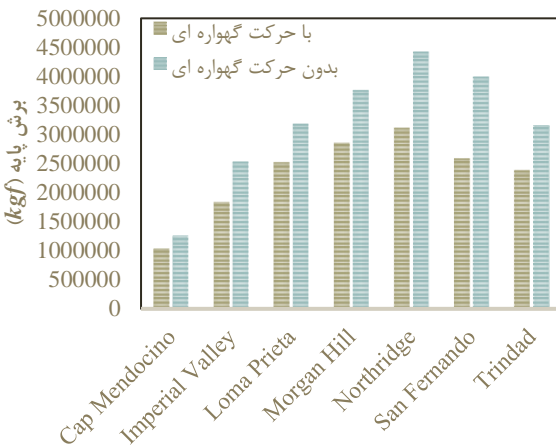
براساس نتایج بدست آمده از روی اشکال ۱۲ تا ۱۶ مشاهده می‌شود که در سازه‌هایی که تحت اثر رکورد زلزله همراه با مولفه گهواره‌ای قرار دارند، نیرو و جابجایی کمتری نسبت به سازه‌ای که تحت اثر رکورد زلزله تنها قرار گرفته است، دارند. مولفه گهواره‌ای نزدیک ۱۰ تا ۳۰ درصد در میزان کمتر نیرو و جابجایی سازه تاثیر داشته است.



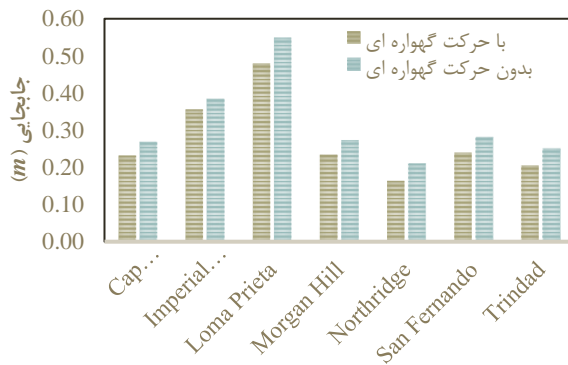
شکل ۲۱- نمودار مقایسه برش پایه سازه ۶ طبقه مهاربند زیر



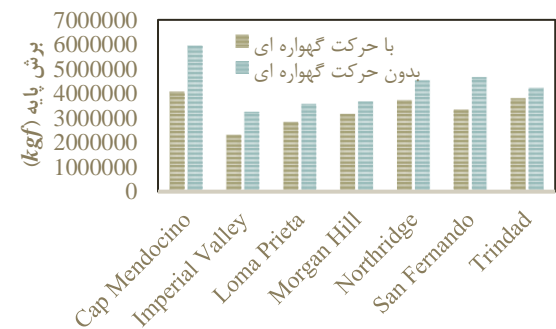
شکل ۱۸- نمودار مقایسه جابجایی بام سازه ۶ طبقه مهاربند زیر



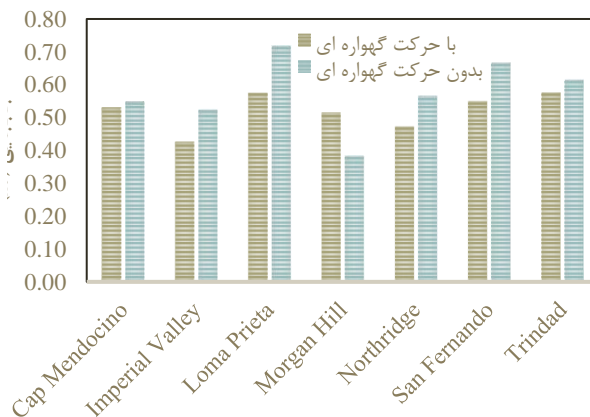
شکل ۲۲- نمودار مقایسه برش پایه سازه ۹ طبقه مهاربند زیر



شکل ۱۹- نمودار مقایسه جابجایی بام سازه ۹ طبقه مهاربند زیر

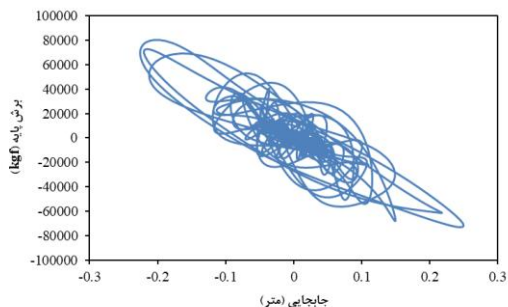


شکل ۲۳- نمودار مقایسه برش پایه سازه ۱۲ طبقه مهاربند زیر



شکل ۲۰- نمودار مقایسه جابجایی بام سازه ۱۲ طبقه مهاربند زیر

براساس نتایج بدست آمده از روی اشکال ۱۷ تا ۲۲ مشاهده می شود که در سازه هایی که تحت اثر رکورد زلزله همراه با مولفه گهواره ای قرار دارند، نیرو و جابجایی کمتری نسبت به سازه ای که تحت اثر رکورد زلزله تنها قرار گرفته است، دارند. مولفه گهواره ای نزدیک ۱۲ تا ۳۵ درصد در میزان کاهش نیرو و جابجایی سازه تاثیر داشته است.



شکل ۲۷- نمودار هیستریزیس رکورد زلزله ایمپریال ویلی سازه ۶ طبقه با مهاربند CBF بدون اثر گهوارهای

۵- نتیجه گیری

در این بخش نتایج بدست آمده در این مقاله ارائه می‌شود:

- در تمامی مدل‌های مورد مطالعه مفصل در قسمت مورب مهاربند دچار خرابی و آسیب شده است. در این قسمت اکثر خرابی‌ها در حد قابلیت استفاده بی‌وقفه بوده است و در سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه خرابی کمی گسترده‌تر و در حد عملکرد ایمنی جانی قرار داشته است. در این مدل با افزایش ارتفاع، جابجایی و برش پایه افزایش داشته است. در سازه ۶ طبقه خرابی نسبت به سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه کمتر بوده است.

- سازه ۶، ۹ و ۱۲ طبقه با مهاربند زیر در رکوردهای تحت اثر حرکت گهوارهای نسبت به سازه‌هایی که تحت اثر رکورد بدون حرکت گهوارهای قرار گرفته‌اند، خرابی کمتری داشته است. این کاهش به طور متوسط در قسمت برش پایه و تغییر مکان ۱۰ تا ۳۰ درصد بوده که این امر موجب افزایش مقاومت در سازه‌هایی که در پی آن از المان مربوط به حرکت گهوارهای استفاده شده، گردیده است.

- در سازه‌هایی که از مهاربند زیر استفاده شده است، به دلیل سختی بالاتر و مقاومت بیشتر عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تری دیده شده است، از طرفی یکی دیگر از عوامل عملکرد خوب آن به علت تقارن مهاربند بوده است که در رفتار رفت و برگشت زلزله به صورت متقارن عمل نموده و اکثر خرابی و مفاصل در مهاربند رخ داده است.

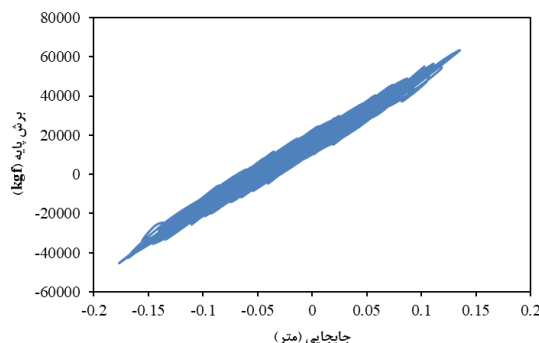
- با بررسی رفتار نمودارهای هیستریزیس مشاهده می‌شود که سازه با مهاربند زیر جذب انرژی بالاتری نسبت به سازه با مهاربند CBF داشته است.

- با بررسی نتایج مربوط به تغییر مکان بام سازه مشاهده شده است که تغییر مکان بام در سازه با مهاربند CBF نزدیک به ۱۰ تا ۲۵ درصد کمتر از سازه با مهاربند زیر بوده است.

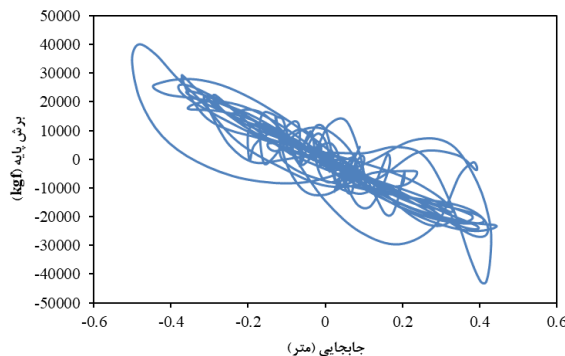
- با بررسی برش پایه در قاب‌ها مشاهده می‌شود که سازه مهاربندی شده با المان زیر برش پایه بیشتری را تحمل نموده است و از ظرفیت باربری بالاتری برخوردار می‌باشد.

- با بررسی ضریب رفتار نیز مشاهده شده است که ضریب رفتار سازه مهاربندی با مهاربند CBF نسبت به مهاربند زیر کمتر بوده است و در سازه کوتاه ۶ طبقه تقریباً نزدیک به هم بوده است.

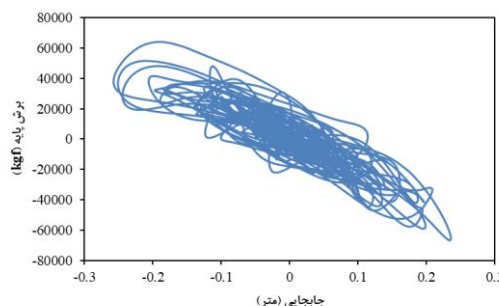
در ادامه به دلیل اینکه بتوان نمودار هیستریزیس را مشاهده نمود برای هر کدام از سازه‌ها یک مورد از نمودارهای هیستریزیس ارائه شده است. در شکل‌های ۲۳ تا ۲۵ نمودار هیستریزیس سازه ۶ طبقه به عنوان نمونه ارائه شده است.



شکل ۲۴- نمودار هیستریزیس رکورد زلزله ایمپریال ویلی سازه ۶ طبقه با مهاربند زیر با اثر گهوارهای



شکل ۲۵- نمودار هیستریزیس رکورد زلزله ایمپریال ویلی سازه ۶ طبقه با مهاربند زیر بدون اثر گهوارهای



شکل ۲۶- نمودار هیستریزیس رکورد زلزله ایمپریال ویلی سازه ۶ طبقه با مهاربند CBF با اثر گهوارهای

[10] Hosseini Hashemi B, Alirezaei M. Experimental investigation of a combined system in steel braced frames. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*. 2016; 17(3): 181-191.

[11] Roeder CW, Popov EP. Eccentrically braced steel frames for earthquakes. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*. 1978; 104: 391-412.

[12] Yang CH SH. Analytical and Experimental Study of Concentrically Braced Frames with Zipper Struts. PhD Thesis. Georgia Institute of Technology. 2006.

[13] Tehranizadeh M, Meshkatdini A. Non-linear response of high rise buildings to pulse type strong ground motions. The Conference of the Australian Earthquake Engineering Society, Wollongong, Australia. 2007.

• با توجه به سختی بالا در سازه از جمله پیشنهادات می‌توان به حذف مهاربند در طبقات بالا و کاهش مقطع اشاره کرد. در این مورد به نظر می‌رسد که کاهش مقطع از جمله راهکارها می‌باشد و سعی شود تا در طراحی از مقاطعی استفاده شود که بیش از ۸۰ درصد از ظرفیت باربری آن مورد استفاده قرار گیرد یا از همان مقطع بهینه استفاده گردد.

سپاسگزاری

نویسندگان این مقاله از همکاری و هم‌فکری تمام اعضای مجله علمی پژوهشی آنالیز سازه - زلزله دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه کمال سپاسگزاری و تشکر را دارند.

۶- منابع

[1] Engelhardt MD, Popov EP. On design of eccentrically braced frames. *Earthquake Spectra*. 1989; 5 (3): 495-511.

[2] Roeder CW, Popov EP. Eccentrically braced frames for earthquakes. *Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers*. 1978; 104 (ST3): 391-412.

[3] Aristizabal J, Ochoa D. Disposable Knee Bracing Improvement in Seismic Design of Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*. 1986; ASCE6 112(7): 1544-1552.

[4] Okazaki T, Arce G, Ryu G, Engelhardt MD. Recent research on link performance in steel eccentrically braced frames. 13th world conference on earthquake engineering, Canada. 2004; 302.

[5] Richards PW, Uang CM. Effect of flange width-thickness ratio on eccentrically braced frame link cyclic rotation capacity. *Structural Engineering*. 2005; 131 (10): 1546-1552.

[6] Richards PW, Uang CM. Testing protocol for short links in eccentrically braced frames. *Structural Engineering*. 2006; 132 (8): 1183-1191.

[7] Mofid M, Khosravi P. Non-linear analysis of disposable knee bracing. *Computers and Structures*. 2000; No. 75: 65-72.

[۸] عالمی ف، حسینی هاشمی ب. مقایسه قابهای مهاربندی شده زانویی با هم مرکز. مجله زلزله شناسی و مهندسی زلزله. ۱۳۷۳؛ سال سوم شماره اول: ۱۴-۸.

[9] Zahrai SM, Jalali M. Experimental and analytical investigations on seismic behavior of ductile steel knee braced frames. *Steel and Composite Structures*. 2014; Vol. 16, No. 1: 1-21.