

Evaluation and Comparison of Divergent and Convergent Bracing Performance in Strengthening of Reinforced Concrete Frames

Mohamadali Kafi^{1*}, Ali Kheyroddin², Robabeh Omrani³

1- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

2- Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

3 -Ph.D. Candidate, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

ABSTRACT

The steel bracing system is one of the appropriate methods for the strengthening of concrete moment frames against lateral forces. The article purpose is the evaluation of the new strengthening method of reinforced concrete moment frame with convergent bracing and interchangeable link beams that is embedded in the steel frame and installed in the concrete frame spans. This new method is easy to execute, economical and ductile with appropriate performance because of the existence of ductile fuse in its accession section. Therefore, this method is introduced and compared to other strengthening methods by steel bracing. In this article six concrete frame strengthening methods investigated include x-convergent bracing, reverse chevron bracing, divergent bracing with concrete link beam, divergent bracing with steel link beam connected to steel columns in the steel frame, divergent bracing with steel link beam connected to the steel frame with steel columns between those two, divergent bracing with steel link beam connected to the steel frame. All strengthening models attached to concrete frames by a steel frame surrounding them. The linear dynamic analysis results showed a decrease in relative lateral displacement and stress ratio of concrete frame members in all strengthened frames compared to the nonstrengthened frame. Also in the strengthened frame by divergent bracing and steel link beam, the results revealed a 38% steel consumption decrease and an 18% base shear decrease compared to strengthened frame by x-convergent bracing. Nonlinear static and dynamic analysis of models were done by PERFORM-3D software. The nonlinear behavior results of the strengthened concrete frame by divergent bracing with steel link beam connected to the steel frame showed more stiffness, ductility, behavior coefficient and energy dissipation than other models. Also, in this model, an appropriate performance of the structural fuse was shown by the plastic hinge formation of the link beam.

ARTICLE INFO

Receive Date: 10 December 2019

Revise Date: 05 May 2020

Accept Date: 08 May 2020

Keywords:

Strengthening
Concrete Moment Frame
Convergent Bracing
Divergent Bracing
Structural Fuse

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.211332.2021>

*Corresponding author: Mohamadali Kafi
Email address: mkafi@semnan.ac.ir

ارزیابی و مقایسه عملکرد مهاربندهای واگرا و همگرا در مقاومسازی قاب‌های خمشی

بتن آرمه

محمدعلی کافی^{۱*}، علی خیرالدین^۲، ربابه عمرانی^۳

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

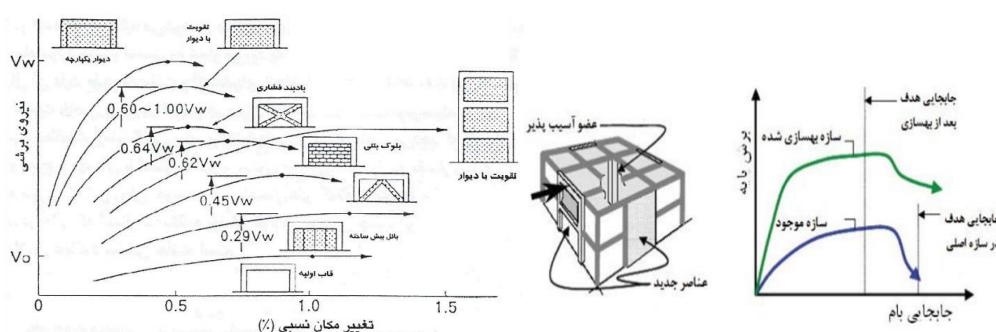
استفاده از مهاربند فولادی یکی از روش‌های مقاومسازی قاب خمشی بتن آرمه در برابر بار جانبی است. هدف از این مقاله ارزیابی روش جدید مقاومسازی قاب بتنی با قاب فولادی دارای مهاربند واگرا و تیرپیوند تعویض پذیر، و تعبیه آن با کلاف فولادی در دهانه‌هایی از قاب بتنی است. از مزایای این روش اجرای آسان، صرفه اقتصادی و شکل پذیری مناسب، به دلیل وجود فیوز شکل پذیر در بخش الحاقی است. لذا ضمن معرفی این روش، عملکرد آن با روش‌های متداول مقاومسازی قاب بتنی با مهاربند همگرا مقایسه شده است. در این مقاله ۶ روش مقاومسازی قاب بتنی، شامل مهاربند ضربدری، مهاربند به شکل ۸، مهاربند واگرا با تیر پیوند بتنی، مهاربند واگرا با تیر پیوند فولادی، متصل به دو ستون فولادی در کلاف، مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف، با دو ستون فولادی بین کلاف و تیر فولادی، و مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف مورد مطالعه قرار گرفته است. همه مدل‌ها دارای کلاف فولادی محاط کننده‌ی مهاربند و متصل به قاب بتنی است. نتایج تحلیل دینامیکی خطی در همه قاب‌های مقاومسازی شده، کاهش تغییرمکان جانبی نسبی و کاهش نسبت نیرو به ظرفیت در اعضای قاب بتنی، نسبت به قاب بتنی بدون تقویت را نشان داده است. در روش‌های جدید مقاومسازی قاب بتنی با مهاربند واگرا و تیرپیوند فولادی کاهش میزان مصرف فولاد تا ۳۸ درصد و کاهش برش پایه تا ۱۸ درصد نسبت به روش مقاومسازی قاب بتنی با مهاربند همگرای ضربدری مشاهده شده است. تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی مدل‌ها با نرم افزار PERFORM-3D انجام شده است. از بررسی رفتار غیرخطی مدل‌ها، مدل مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف از سختی، شکل پذیری، ضریب رفتار و قابلیت استهلاک انرژی بیشتری نسبت به سایر مدل‌ها برخوردار بوده است و تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیر پیوند این مدل، بیانگر عملکرد مناسب تیر پیوند به عنوان فیوز سازه‌ای است.

کلمات کلیدی: مقاوم سازی، قاب خمشی بتن آرمه، مهاربند واگرا، مهاربند همگرا، فیوز سازه‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.211332.2021	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.211332.2021	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۰۲/۱۹	۱۳۹۹/۰۲/۱۹	۱۳۹۹/۰۲/۱۶	۱۳۹۸/۰۹/۱۹
محمدعلی کافی mkafi@semnan.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

در زلزله‌های شدید پاسخ سازه و تغییرشکل‌های اعضا، فراتر از محدوده خطی است و سازه دچار تغییرشکل‌های پلاستیک و کاهش سطح عملکرد شده و برای تامین سطح عملکرد لازم، نیازمند مقاوم‌سازی است. سازه‌های بتن‌آرمه باید دارای مقاومت، سختی و شکل‌پذیری کافی در برابر زلزله‌های شدید باشند. لذا با ارزیابی‌هایی، ضعف‌های موجود در سازه شناسایی شده و جهت اصلاح آن‌ها و مقاوم‌سازی سازه از روش‌های مناسب استفاده می‌گردد. محدودیت‌های موجود در ساختمان، تأثیر عمده‌ای بر انتخاب روش مقاوم‌سازی آن خواهد داشت، به همین دلیل برای انجام مقاوم‌سازی ضرورت دارد با توجه به شرایط موجود و نیاز سازه، روش مناسب مقاوم‌سازی و بهسازی در نظر گرفته شود. روش بهسازی، جهت بهبود عملکرد سازه‌ای در برابر زلزله و یا کاهش خطر زلزله تا دستیابی به تراز معین و قابل قبول از عملکرد و نیاز سازه به طور همزمان می‌باشد. روش‌های مقاوم‌سازی، از نوع فنی (افزایش مقاومت سازه، اصلاح موضعی اعضا، افزایش سختی سازه، حذف یا کاهش نامنظمی در ساختمان، کاهش نیاز سازه) و مدیریتی (تغییر کاربری ساختمان، بهسازی تدریجی، تخریب ساختمان و احداث ساختمان جدید) می‌باشند که می‌توان به طور مجزا و یا همزمان از آنها استفاده نمود. در ارزیابی لرزه‌ای سازه، مقاومت، سختی و ظرفیت تغییرشکل از ویژگی‌های مهم بوده و در مقاوم‌سازی سازه کاهش نیاز یا افزایش ظرفیت دو هدف اصلی است. هنگامی که سازه دارای ضعف‌های کلی در باربری بوده و در اغلب اعضای آن نسبت نیاز سازه‌ای به ظرفیت موجود و یا تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ باشد، لازم است برای کل سازه، سیستم باربری جانبی به منظور تأمین ظرفیت و مقاومت لازم، اصلاح و یا ایجاد گردد. لذا می‌توان از انواع قاب‌های مهاربندی شده، قاب‌های خمشی و انواع دیوارها شامل دیوارهای برشی بتنی، فولادی و یا مرکب، دیوارهای پرکننده، میانقاب‌های با مصالح بنایی و یا بتن آرمه و دیوارهای پشت بندار استفاده نمود. با توجه به عملکرد متفاوت هر کدام از این روش‌ها لازم است مقایسه فنی بین آنها انجام پذیرد. در مقایسه روش‌های مقاوم‌سازی با دیوار برشی و مهاربندهای فولادی، بدلیل ضعف دیوارهای برشی بتنی در ظرفیت استهلاک انرژی، استفاده از روش مقاوم‌سازی با مهاربند فولادی به دلیل قابلیت اجرایی بالا، وزن کم، افزایش سختی سازه و کاهش تغییرمکان جانبی، مناسب‌تر است. هدف از روش‌های مقاوم‌سازی اطمینان از پایین‌تر بودن نیاز تغییرمکانی از ظرفیت تغییرمکان و تامین شکل پذیری سازه می‌باشد که این امر نیاز به وجود سازه‌ای با سختی بالا به منظور کنترل تغییرمکان جانبی، و قابلیت جذب و استهلاک انرژی مناسب جهت تامین شکل‌پذیری دارد. شکل ۱ تأثیر افزایش مقاومت و سختی در عملکرد لرزه‌ای سازه را نشان می‌دهد [۱].



شکل ۱: تأثیر افزایش سختی بر عملکرد لرزه‌ای سازه [۱].

در رفتار غیرخطی، انرژی ناشی از بار جانبی با ورود سازه به محدوده پلاستیک مستهلک می‌گردد. در این حالت تغییرشکل‌های ماندگار که از آن‌ها به عنوان آسیب در اعضا سازه یاد می‌شود، وابسته به گستردگی اعضا باربر در سازه و شدت بار جانبی خواهد بود. این آسیب‌ها پس از زلزله به صورت تغییرشکل‌های نسبی طبقه و یا تغییرشکل‌های عضو به صورت ماندگار در سازه باقی خواهد ماند. تعمیر این آسیب‌ها بسته به وسعت پراکندگی آن زمان‌بر، پرهزینه و در بعضی مواقع غیرممکن بوده، و سبب متوقف شدن خدمت‌رسانی ساختمان خواهد شد. لذا محدود کردن این آسیب‌ها و یا متمرکز ساختن آن‌ها در یک ناحیه و یا اعضا خاص، هدف مطلوب در طرح لرزه‌ای سازه خواهد بود. استفاده از سازه‌های دارای فیوز شکل پذیر با قابلیت اجرایی مناسب و بدون تغییر در قاب بتنی موجود یکی از راهکارهای

رسیدن به این هدف است. در این سازه‌ها، اعضاء فیوز پیش از دیگر اعضاء وارد رفتار پلاستیک شده و سبب افزایش استهلاک انرژی زلزله می‌شود. حالت ایده‌آل آن‌ها، فیوزهای سازه‌ای قابل تعویض هستند، که بتوان آن‌ها را پس از رخداد زلزله و آسیب، به راحتی تعویض کرد. با تعویض فیوزهای آسیب دیده در صورتی که اعضاء اصلی سازه در حد ارتجاعی باقی مانده باشند، ساختمان به حالت اولیه خود بازگشته و تغییر شکل‌های ماندگار طبقه نیز از بین خواهد رفت. در این حالت زمان و هزینه تعمیر ساختمان پایین بوده و ساختمان در کم‌ترین مدت به خدمت رسانی خود باز می‌گردد [۲].

در این مقاله روش نوین قاب فولادی مهاربندی شده با مهاربند واگرا جهت مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه موجود، با هدف بازگشت سریع ساختمان به خدمت رسانی با حداقل تغییر در قاب بتنی موجود، معرفی شده است. این روش مقاوم‌سازی لرزه‌ای، با رفتار شکل‌پذیر تیر پیوند به عنوان فیوز برشی، در سطوح مختلف خطر سبب کاهش و یا عدم آسیب در دیگر اعضاء سازه خواهد شد. محدود شدن آسیب به فیوزهای برشی قابل تعویض، سبب کاهش زمان و هزینه‌های تعمیر سازه و بازگشت سریع ساختمان به خدمت رسانی می‌شود. با توجه به مطالعات گسترده سال‌های اخیر بر روش‌های مختلف مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه با مهاربندهای همگرا و واگرا، در این مقاله ارزیابی و مقایسه عملکرد این روش‌ها و روش نوین مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه با قاب فولادی مهاربندی شده با مهاربند واگرا الزامی است.

۲- تاریخچه تحقیقات

سازه‌های بسیاری در سال‌های گذشته طراحی و اجرا شده‌اند که به دلیل عدم تطابق با ضوابط آئین نامه، اغلب فاقد ایمنی کافی در مقابل اثرات زلزله می‌باشند. شناسایی و مقاوم‌سازی چنین سازه‌هایی دارای اهمیت زیادی است، زیرا عدم توجه به آن موجب صدمات جبران‌ناپذیری می‌شود. در طراحی و اجرای سازه بر اساس ضوابط آیین‌نامه زلزله، سازه در برابر زلزله رفتار مناسبی خواهد داشت [۳].

بر اساس مطالعات انجام شده یک ساختمان بتن‌آرمه باید مقاومت، سختی و شکل‌پذیری لازم را برای عملکرد مناسب در برابر زلزله داشته باشد. با توجه به گسترش استفاده از آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای در ارزیابی سطح عملکرد ساختمان‌های موجود در سراسر جهان و با توجه به استفاده از تحلیل‌های غیرخطی در طراحی سازه‌های جدید در ویرایش‌های جدید آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای برخی از کشورها، مقایسه این ضوابط و آیین‌نامه‌ها با یکدیگر از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. نتایج حاصل از بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان فولادی نشان می‌دهد که به طور کلی نشریه ۳۶۰ نسبت به آیین‌نامه‌های مرسوم طراحی سازه‌های فولادی مانند مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، برای سازه ساختمان‌های جدید منجر به مقاطع سبک‌تری شده و آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای نسبت به آیین‌نامه‌های بهسازی دارای ضوابط سختگیرانه‌تری می‌باشند [۴]. شکل‌پذیری سازه‌های بتن‌آرمه به طور قابل ملاحظه‌ای به جزئیات اجزای آن و محل تشکیل مفصل پلاستیک، بستگی دارد. در بررسی بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بتنی با استفاده از مهاربندهای همگرا و واگرا، تشکیل مفصل پلاستیک از تیر و ستون بتنی در قاب بتنی موجود به مهاربند و تیر پیوند فولادی منتقل شده و تشکیل مفصل پلاستیک و شکست ستون با تاخیر انجام شده است [۵]. همچنین در بررسی عملکرد سازه با جانمایی‌های متفاوت مهاربند با ۱۶ مدل مختلف، بهبود عملکرد قاب مهاربندی شده در مقایسه با قاب بدون مهاربند مشاهده شده و جانمایی‌های متفاوت مهاربند تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان نشان داده است [۶].

بررسی اثرات استفاده از مهاربند فولادی در سازه قاب بتن‌آرمه موجود در سازه ده طبقه با نسبت‌های متفاوت طول به عرض سازه تحت تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی، کاهش تغییرمکان جانبی و بهبود ظرفیت استهلاک انرژی را نشان داده است. با افزایش نسبت‌های طول به عرض سازه نیروی برشی و ممان خمشی در ستون‌های طبقه اول افزایش یافت [۷]. بررسی قابلیت اطمینان لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تقویت شده با مهاربند با استفاده از مدل‌های احتمالاتی، سازه‌های ۳ و ۹ طبقه قاب خمشی فولادی بر اساس معیارهای مقاومتی آیین‌نامه ایران طراحی شده و سپس بر اساس کنترل معیارهای تغییرمکان، با مهاربند ضربدری، بهسازی گردید. با مقایسه

منحنی‌های احتمال فراگذشت پاسخ سازه‌ای برای سازه‌های مورد مطالعه قبل و بعد از بهسازی، علاوه بر کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌های بهسازی شده، قابلیت اطمینان آنها نیز ارتقا یافت [۸]. نتایج بررسی رفتار ساختمان‌های بتن‌آرمه تقویت شده با مهاربندهای فولادی خارجی، رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ۴، ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه که توسط مهاربند داخلی و خارجی تقویت شدند، نشان داد که ساختمان‌های بتن‌آرمه مقاوم سازی شده با مهاربندهای خارجی نسبت به ساختمان‌های بتن‌آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند داخلی جذب نیروی جانبی بیش‌تری دارند و نیروی زلزله بیش‌تری تحمل می‌کنند و تغییر مکان نسبی کم‌تری دارند [۹]. همچنین سازه‌های بتن‌آرمه مقاوم سازی شده با مهاربندهای بزرگ مقیاس به روش خارجی عملکرد مناسب‌تری نسبت به مهاربندهای داخلی و خارجی نشان دادند [۱۰].

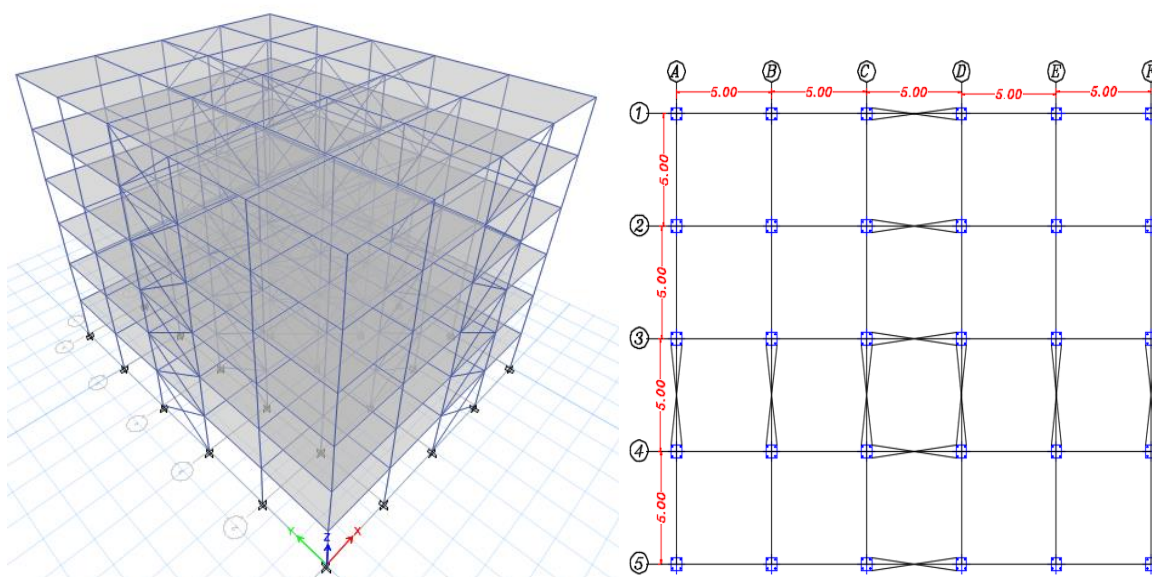
در بررسی بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود، نحوه مدل‌سازی یک سازه با نرم‌افزار کامپیوتری و تعیین مقاومت لرزه‌ای آن با روش‌های تحلیل خطی نشان داده شد و مدل مقاوم‌سازی قاب با مهاربند همگرا جهت افزایش ظرفیت تغییر مکان جانبی نسبی پیشنهاد گردیده است. به جهت تخمین مقاومت لرزه‌ای سازه مقاوم‌سازی شده و ارزیابی خسارت به سازه از تحلیل غیرخطی پوش‌اور استفاده شده است. و در نتیجه بهبود مقاومت لرزه‌ای سازه و جلوگیری از ریسک خرابی سازه‌ای تحت بار طراحی با ضریب اطمینان بالا بدست آمده است [۱۱]. همچنین در بررسی و مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند واگرا با تیرهای پیوند قائم و زانویی در مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه مشاهده شد که سیستم‌های مهاربندی شده با تیر پیوند زانویی موثرتر از تیر پیوند قائم در افزایش سختی، کنترل تغییر مکان جانبی و کاهش نسبت نیرو به ظرفیت در اعضای سازه قاب بتن‌آرمه موجود است، اما به شدت شکل‌پذیری را کاهش می‌دهد [۱۲]. براساس نتایج آزمایش‌های انجام شده، تیرهای پیوند کوتاه دارای مقاومت بالاتر از حد آیین نامه بوده‌اند. بررسی آسیب لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه با مهاربند فولادی ضربداری و شورش انجام شد. نتایج نشان داد که مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی با مهاربندهای فولادی می‌تواند امکان آسیب را کاهش دهد و این کاهش در سیستم مهاربندی شورش بزرگتر بوده است [۱۳].

بهسازی قاب‌های بتن‌آرمه با قاب‌های فولادی مهاربندی شده با استفاده از روش اتصال دوگانه مورد مطالعه قرار گرفت. مدل‌های پیشنهادی دو نقش مهم سازه‌ای شامل ایجاد ارتباط بین قاب بتن‌آرمه موجود و قاب مهاربندی شده فولادی و افزایش مقاومت برشی و ظرفیت فشاری محوری ستون‌های بتن‌آرمه کناری قاب‌های بهسازی شده دارند. اتصالات دوگانه شامل ورق‌های فولادی، بولت‌ها و گروت‌های با مقاومت بالا هستند. بررسی‌های آزمایشگاهی مدل‌ها نشان داد که اتصالات دوگانه پیشنهاد شده، نیروهای برشی مستقیم بالایی را بین قاب‌های بتن‌آرمه و قاب‌های مهاربندی شده فولادی برای رسیدن به ظرفیت جانبی مهاربندهای فولادی انتقال داده است. همچنین اتصالات دوگانه پیشنهاد شده از امکان شکست برشی ستون‌های بتن‌آرمه کناری به کمک ورق‌های فولادی به کار برده شده جلوگیری نموده است [۱۴].

۳- معرفی مدل‌های مورد مطالعه

در این مقاله مدل‌های قاب خمشی بتن‌آرمه با عنوان قاب بتنی، به صورت سه‌بعدی با پلانی مطابق شکل ۲ در ۶ طبقه با ارتفاع هر طبقه برابر ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. شکل ۲ پلان و نمای سه‌بعدی مدل‌ها و دهانه‌های مهاربندی شده را نشان می‌دهد. تعداد و موقعیت مهاربندها در پلان به نحوی در نظر گرفته شده است که عملکرد قاب‌ها مشابه باشد. با توجه به ابعاد پلان و ارتفاع سازه، مدل‌های سازه‌ای جزء ساختمان‌های کوتاه مرتبه است. در جدول ۱ مدل‌های مورد مطالعه در این مقاله شرح داده شده است. در این جدول نام مدل، نوع مهاربند و نحوه اتصال اعضای مقاوم‌سازی به یکدیگر و قاب بتنی ارائه شده است. همچنین در شکل ۳ تصویر مدل‌های قاب بتنی مقاوم‌سازی شده نشان داده شده است. در این شکل خطوط سیاه پررنگ روش مقاوم‌سازی و ناحیه هاشور زده کلاف فولادی محاط شده در قاب بتنی را نشان می‌دهد. کلاف‌های فولادی از پروفیل ناودانی و جهت اتصال اعضای روش مقاوم‌سازی به قاب بتنی، به منظور جلوگیری از ایجاد تمرکز تنش در نواحی اتصال سیستم مقاوم‌سازی به قاب بتنی در نظر گرفته شده است. ابعاد پروفیل‌های ناودانی در

کلاف فولادی با توجه به شرایط اجرا و متناسب با ابعاد مهاربند، انتخاب شده است. طراحی و انتخاب مقطع مدل‌ها بر اساس ضوابط آیین-نامه طراحی سازه‌های بتنی و آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی ایران در نظر گرفته شده است [۱۶، ۱۵].



شکل ۲: پلان و نمای سه بعدی مدل‌های مورد مطالعه.

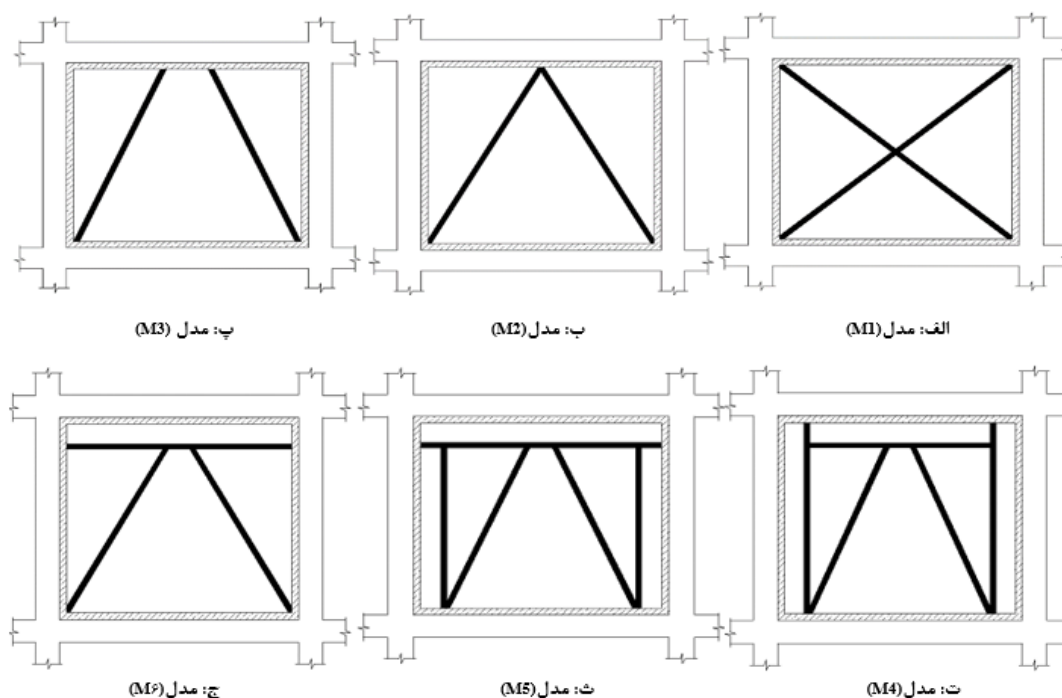
جدول ۱: شرح مدل‌های مورد مطالعه.

ردیف	نام مدل	نوع مهاربند	روش اتصال
۱	M0	---	---
۲	M1	ضربدری	مهاربند ضربدری متصل به کلاف
۳	M2	به شکل ۸	مهاربند به شکل ۸ متصل به کلاف
۴	M3	واگرا با تیر پیوند بتنی	مهاربند واگرا متصل به کلاف
۵	M4	واگرا با تیر پیوند فولادی	مهاربند واگرا با تیر پیوند فولادی، متصل به دو ستون فولادی در کلاف
۶	M5	واگرا با تیر پیوند فولادی	مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف، با دو ستون فولادی بین کلاف و تیر فولادی
۷	M6	واگرا با تیر پیوند فولادی	مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف

بارگذاری مدل‌ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، با فرض کاربری مسکونی با بار زنده ۲۰۰۰ نیوتن بر مترمربع، بار دیوارهای داخلی ۱۰۰۰ نیوتن بر مترمربع، سقف تیرچه بلوک با بار مرده ۴۰۰۰ نیوتن بر مترمربع و مقاومت مصالح بتن آرمه و فولاد بترتیب برابر با ۲۴ و ۴۰۰ مگاپاسکال در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد زلزله در نظر گرفته شده است [۱۷]. تحلیل خطی و طراحی مدل‌ها با نرم افزار ETABS انجام شده است. تحلیل دینامیکی طیفی خطی مدل‌ها از طیف طرح ایران بر اساس زمین نوع ۲ از آیین‌نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله، انجام شده است. قاب بتنی تقویت نشده قادر به تحمل ۴۰ درصد بار جانبی محاسبه شده از آیین‌نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله بوده و ۶۰ درصد ضعف قاب بتنی در برابر بار جانبی وجود دارد. قاب بتنی بر اساس ضوابط آیین‌نامه بتن امریکا^۲ طراحی شده است. در طراحی تیرها و ستون‌های قاب فولادی از پروفیل IPE و در طراحی مهاربندها از دابل ناودانی استفاده شده است. بررسی رفتار غیرخطی مدل‌ها با تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی و توسط نرم افزار PERFORM-3D انجام شده و نتایج مورد بررسی قرار گرفته است [۱۹، ۱۸].

¹ Etabs 2016.1.0

² American Concrete Institute



شکل ۳: مدل‌های قاب بتنی مقاوم سازی شده.

در مدل‌های مورد مطالعه تیرهای پیوند و تیرهای خمشی از تحلیل دینامیکی خطی، بر اساس ضوابط طراحی تیرهای پیوند در قاب‌های مهاربندی شده و اگر با تیر پیوند میانی، انجام شده است. عملکرد و نوع تسلیم تیر پیوند با توجه به طول تیر پیوند و مشخصات هندسی و مقاومت مصالح آن بر اساس جدول ۲ در نظر گرفته شده است. همچنین ظرفیت خمشی پلاستیک تیر و ظرفیت برشی پلاستیک تیر بر اساس رابطه (۱) تعیین شده است. در جدول ۳ معرفی پارامترهای موجود در روابط ارائه شده است.

جدول ۲: رفتار تیر پیوند بر اساس طول تیر پیوند [۵].

طول تیر پیوند	رفتار تیر پیوند
$1.6 \frac{M_p}{V_p} \geq e$	تسلیم در برش
$e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$	تسلیم در خمش
$1.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2.6 \frac{M_p}{V_p}$	رفتار ترکیبی از تسلیم خمشی و برشی

$$M_p = F_y Z_p \quad \text{و} \quad V_p = 0.6 F_y (d - 2t_f) t_w \quad (1)$$

در عملکرد برشی تیر پیوند، به دلیل اینکه ورق جان تیر پیوند تسلیم می‌شود، ضمن افزایش جذب انرژی، امکان تغییر شکل فرا ارتجاعی بیشتری برای قاب فراهم شده و شکل‌پذیری قاب افزایش می‌یابد. در عملکرد خمشی تغییر شکل‌های پلاستیک به دو انتهای تیر پیوند محدود شده و شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. رفتار حد فاصل این دو بازه عملکرد برشی و خمشی خواهد داشت. در این مقاله ارتباط هندسی اعضای تیر پیوند با یکدیگر جهت ایجاد فیوز برشی در مدل‌های جدید مقاوم سازی، با مقادیر ظرفیت خمشی پلاستیک تیر و ظرفیت برشی پلاستیک تیر در نظر گرفته شده است. با توجه به محدودیت طول تیر پیوند در تسلیم برشی بر اساس جدول ۲ و جاگذاری مقادیر ظرفیت خمشی پلاستیک تیر و ظرفیت برشی پلاستیک تیر از رابطه (۱)، رابطه (۲) بدست آمده است:

$$e \leq 2.7 \frac{t_f b_f (h - t_f) + \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2 t_w}{(h - 2t_f) t_w} \quad (2)$$

برش ایجاد شده در تیر پیوند از تحلیل سازه مطابق با رابطه (۳) در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه تیر پیوند بر اساس ظرفیت برشی پلاستیک مقطع آن طراحی گردیده، لذا برش ایجاد شده در تیر پیوند از تحلیل سازه برابر با ظرفیت برشی پلاستیک تیر از رابطه (۱) در نظر گرفته شده است. همچنین با اعمال نیرو یا لنگر پیچشی بر عضو، اثر آن بر مصالح به طور تدریجی از صفر تا مقدار نهایی ایجاد می‌گردد. بر اساس اصل بقای انرژی، کار خارجی برابر با حاصل ضرب نصف نیروی کل در تغییر مکان امتداد آن، و مساوی انرژی کرنشی داخلی می‌باشد. لذا بر اساس اصل بقای انرژی رابطه (۴) را خواهیم داشت:

$$V = \frac{P}{2} \tan \theta \left(\frac{e}{L} - 1 \right) \quad (3)$$

$$P \cdot \Delta = \int \frac{M^2 dx}{EI} = \frac{P^2 e^2 (L-e)^2 (\tan \theta)^2}{48EI} \quad (4)$$

با توجه به اینکه طراحی تیر پیوند بر اساس ظرفیت برشی پلاستیک مقطع آن انجام شده است، برش ایجاد شده در تیر پیوند از تحلیل سازه برابر با ظرفیت برشی پلاستیک تیر از رابطه (۱) در نظر گرفته شد و نهایتاً مقدار Δ ، تغییر مکان جانبی سازه با جاگذاری مقدار P در رابطه (۴)، مطابق با رابطه (۵) نتیجه شده است:

$$\Delta = \frac{1.2(d-2tf)twF_y(e-L)e^2 \tan \theta}{48EI} \quad (5)$$

بر اساس آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، تغییر مکان جانبی سازه بیشتر از ۵ طبقه، به مقدار $\frac{0.02H}{C_d}$ محدود شده است که در این رابطه H، ارتفاع طبقه و برابر ۳۵۰ سانتیمتر و C_d برابر ۴/۵ در نظر گرفته شده است. لذا ارتفاع تیر پیوند بر اساس محدودیت آیین‌نامه و با هدف تامین رفتار برشی تیر پیوند از رابطه (۶) در نظر گرفته شده است. در طراحی تیر پیوند مدل‌ها، جهت تامین رفتار برشی تیر پیوند محدودیت‌های رابطه (۲) و رابطه (۶) در ابعاد تیر پیوند در نظر گرفته شده و طراحی مهاربندها و ستون‌ها بر اساس ظرفیت تیرهای پیوند انجام شده است.

$$h > \frac{t_w e^2 (L-e) \tan \theta}{27000 b_f t_f} \quad (6)$$

جدول ۳: معرفی پارامترهای موجود در روابط.

عنوان	علائم	عنوان	علائم	عنوان	علائم
ارتفاع طبقه	H	عرض بال تیر	b_f	تیرهای پیوند	e
زاویه مهاربند با افق	θ	ارتفاع تیر پیوند	h	ظرفیت برشی پلاستیک تیر	V_p
طول دهانه تیر	L	ضخامت جان تیر پیوند	t_w	ظرفیت خمشی پلاستیک تیر	M_p
سطح مقطع برشی	A_s	نیروی جانبی وارد بر تیر فولادی	P	مدول الاستیسیته	E
مدول برشی	G	تغییر مکان جانبی طبقه	Δ	مدول پلاستیک تیر	Z_p
ممان اینرسی تیر	I	ممان خمشی وارد بر تیر	M	ارتفاع تیر پیوند	d
برش وارد بر تیر	V	ضخامت بال تیر	t_f		

۴- بررسی نتایج تحلیل خطی مدل‌های مورد مطالعه

با توجه به اینکه هدف از این مقاله بررسی رفتار مدل‌های مقاوم‌سازی قاب بتنی است، لذا مطالعات اولیه بر نقاط ضعف قاب بتنی بدون تقویت، جهت انتخاب راه حل مناسب مقاوم‌سازی، با توجه به شرایط موجود و نوع ضعف سازه الزامی است. بررسی رفتار قاب بتنی بدون تقویت نشان داد که در حالت کلی نیروهای ثقلی، نیروهای جانبی و یا تغییر مکان‌های جانبی، عوامل مهمی در ضعف قاب‌های بتنی هستند. لذا با تعیین علت ضعف سازه، روش مقاوم‌سازی متناسب با آن ارائه می‌گردد. قاب‌های بتنی با درصدهای متفاوت ضعف سازه در برابر نیروی جانبی مورد بررسی قرار گرفتند و نتایج نشان داد در صورتی که ضعف سازه ناشی از بار جانبی و تغییر مکان جانبی باشد، با استفاده از مدل‌های متفاوت مهاربندی، سازه مورد نظر مقاوم‌سازی می‌شود، اما اگر ضعف سازه بدلیل نیروهای ثقلی باشد با استفاده از مهاربند، ضعف سازه موجود کاملاً جبران نمی‌گردد، و سازه نیاز به مقاوم‌سازی برای بارهای ثقلی نیز دارد. لذا گام اول در ارائه مدل مقاوم‌سازی با

مهاربند، اطمینان از مقاومت ثقلی اعضاء و ضعف سازه در برابر بار جانبی است. در این مقاله با اطمینان از ضعف قاب بتنی موجود در برابر بارهای جانبی، مدل‌های مختلف مقاوم‌سازی با مهاربند و مدل‌های نوین پیشنهادی مورد بررسی قرار گرفت. در قاب بتنی موجود در این مقاله ۶۰ درصد ضعف سازه در برابر نیروی جانبی زلزله وجود داشته است، که با مدل‌های M1 تا M6 مقاوم‌سازی شده است. جدول ۴ مقایسه برش پایه و وزن فولاد مصرفی مدل‌های قاب بتنی مقاوم سازی شده را نسبت به مدل M1 نشان داده است. در این جدول در ستون‌های مربوط به درصد تغییرات برش پایه و وزن فولاد مصرفی، علامت مثبت نشانه افزایش و علامت منفی نشانه کاهش پارامتر مورد نظر در هر یک از مدل‌ها نسبت به مدل M1 است. نتایج بررسی مدل‌های قاب بتنی مقاوم‌سازی شده M1 تا M6، بدلیل افزایش قابل ملاحظه سختی سازه نسبت به قاب بتنی بدون تقویت، افزایش برش پایه را نشان داده است. در مقایسه نتایج تحلیل خطی مدل‌های قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با یکدیگر و مقایسه با مدل M1، مدل‌های M4، M5 و M6 به ترتیب ۱۸، ۱۵ و ۱۰ درصد کاهش برش پایه را نشان داده‌اند. همچنین نتایج بررسی وزن مصالح فولاد مصرفی در سازه، در مدل‌های M2، M3 و M6 کاهش مصرف فولاد را نسبت به مدل M1 نشان داده است، به طوریکه حداکثر این کاهش در مدل M6 با ۳۸ درصد کاهش فولاد مصرفی نسبت به مدل M1 نتیجه‌ای قابل ملاحظه بوده است. مدل‌های M4 و M5 به دلیل وجود تیر و ستون فولادی در قاب فولادی دارای مهاربند واگرا و ابعاد اعضای کلاف فولادی متناسب با روش مقاوم‌سازی، نسبت به مدل M1 افزایش وزن نشان داده‌اند. متوسط مقادیر نسبت نیرو به ظرفیت تیرها و ستون‌های اعضای قاب بتنی در مدل‌های قاب بتنی مقاوم سازی شده، در جدول‌های ۵ و ۶ نشان داده شده است. نسبت نیرو به ظرفیت اعضای قاب بتنی در تمام مدل‌های مقاوم سازی شده، نسبت به مقدار متناظر آن در اعضای قاب بتنی تقویت نشده، کاهش یافته است. همان‌طور که جدول ۵ نشان می‌دهد، نسبت نیرو به ظرفیت در ستون‌های قاب بتنی در مدل‌های M1 تا M6، به طور متوسط ۲۰ درصد کاهش در طبقات پایین و ۵۰ درصد کاهش در طبقات بالا را در مقایسه با نسبت متناظر آن در قاب تقویت نشده نشان می‌دهد. همچنین براساس جدول ۶ نسبت نیرو به ظرفیت تیرهای قاب بتنی در مدل‌های مقاوم‌سازی شده بطور متوسط، با ۵۰ درصد کاهش در طبقات پایین و ۲۵ درصد کاهش در طبقات بالا، نسبت به مقدار متناظر آن در تیرهای قاب تقویت نشده نتیجه شده است.

جدول ۴: مقایسه برش پایه و وزن فولاد مصرفی مدل‌های قاب بتنی مقاوم‌سازی شده نسبت به مدل M1.

نام مدل	برش پایه جهت X (kN)	درصد تغییرات برش پایه		فولاد مصرفی (ton)	درصد تغییرات فولاد مصرفی نسبت به مدل M1
		نسبت به مدل M1 - جهت X	نسبت به مدل M1 - جهت Y		
M1	۲۹۶۷	۰	۲۸۱۱	۱۱۹	۰
M2	۳۰۵۱	۳	۲۸۸۳	۱۱۲	-۶
M3	۲۵۸۴	-۴	۲۷۰۱	۱۱۱	-۶
M4	۲۴۴۷	-۱۸	۲۳۳۰	۱۴۴	۲۱
M5	۲۵۱۳	-۱۵	۲۳۸۴	۱۳۹	۱۷
M6	۲۶۷۳	-۱۰	۲۵۴۲	۷۴	-۳۸

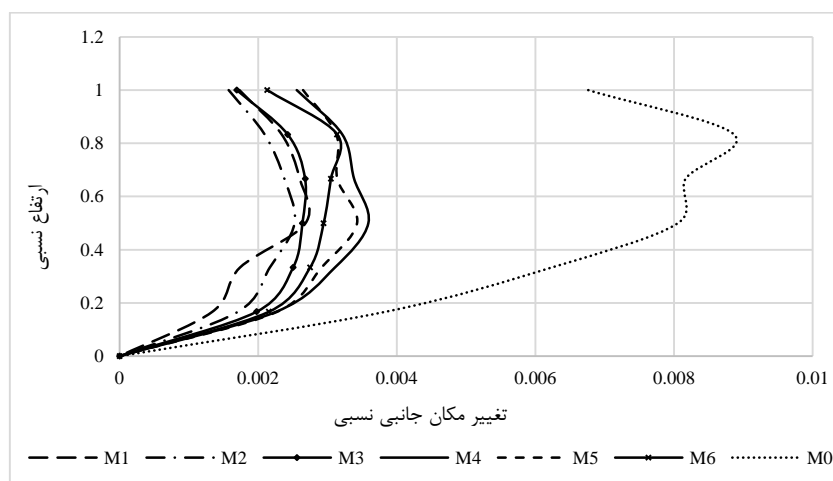
جدول ۵: متوسط مقادیر نسبت نیرو به ظرفیت ستون‌های قاب بتنی در مدل‌های مورد مطالعه.

طبقه	مدل M0	مدل M1	مدل M2	مدل M3	مدل M4	مدل M5	مدل M6
۱	۱/۱۵۹	۰/۸۵۸	۰/۸۹۱	۰/۹۰۹	۰/۹۱۹	۱/۰۴۰	۰/۹۱۲
۲	۰/۹۸۹	۰/۶۷۸	۰/۶۸۹	۰/۹۶۸	۰/۶۷۸	۰/۷۳۵	۰/۶۷۹
۳	۱/۲۶۹	۰/۸۱۹	۰/۷۴۹	۰/۷۱۵	۰/۷۱۶	۰/۸۱۰	۰/۷۹۶
۴	۱/۰۰۹	۰/۶۲۷	۰/۶۰۱	۰/۶۰۵	۰/۵۹۳	۰/۶۲۱	۰/۶۱۸
۵	۱/۱۳۳	۰/۵۵۲	۰/۵۲۲	۰/۵۲۶	۰/۶۱۸	۰/۵۶۶	۰/۵۸۲
۶	۰/۸۷۸	۰/۴۵۲	۰/۴۴۴	۰/۴۵۱	۰/۴۸۳	۰/۴۹۳	۰/۵۰۳

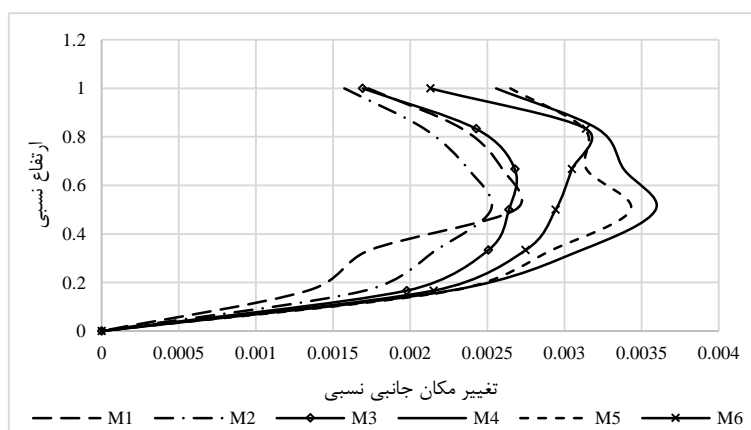
جدول ۶: متوسط مقادیر نسبت نیرو به ظرفیت تیرهای قاب بتنی در مدل‌های مورد مطالعه.

طبقه	مدل M0	مدل M1	مدل M2	مدل M3	مدل M4	مدل M5	مدل M6
۱	۰/۸۴۷	۰/۴۰۷	۰/۴۳۰	۰/۴۹۰	۰/۵۰۹	۰/۵۱۷	۰/۴۹۵
۲	۰/۹۳۲	۰/۴۲۵	۰/۴۲۰	۰/۴۷۷	۰/۴۹۰	۰/۵۱۱	۰/۵۰۱
۳	۰/۹۹۱	۰/۵۴۵	۰/۵۱۹	۰/۵۶۳	۰/۶۰۵	۰/۵۶۵	۰/۵۴۵
۴	۰/۹۲۱	۰/۵۳۸	۰/۵۱۸	۰/۵۵۰	۰/۵۸۹	۰/۵۵۸	۰/۵۴۰
۵	۱/۰۱۱	۰/۷۰۹	۰/۵۷۶	۰/۷۹۳	۰/۸۰۵	۰/۸۰۰	۰/۵۴۱
۶	۰/۶۵۸	۰/۴۸۷	۰/۴۷۴	۰/۴۹۰	۰/۵۴۶	۰/۴۹۸	۰/۴۲۲

در شکل‌های ۴ و ۵ منحنی‌های ارتفاع نسبی- تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌ها نشان داده شده است. منظور از ارتفاع نسبی، نسبت ارتفاع هر طبقه به ارتفاع کل سازه است و تغییر مکان جانبی نسبی، تفاضل تغییر مکان جانبی هر طبقه با طبقه پایین، تقسیم بر ارتفاع آن طبقه است.



شکل ۴: مقایسه منحنی تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌های مورد مطالعه.

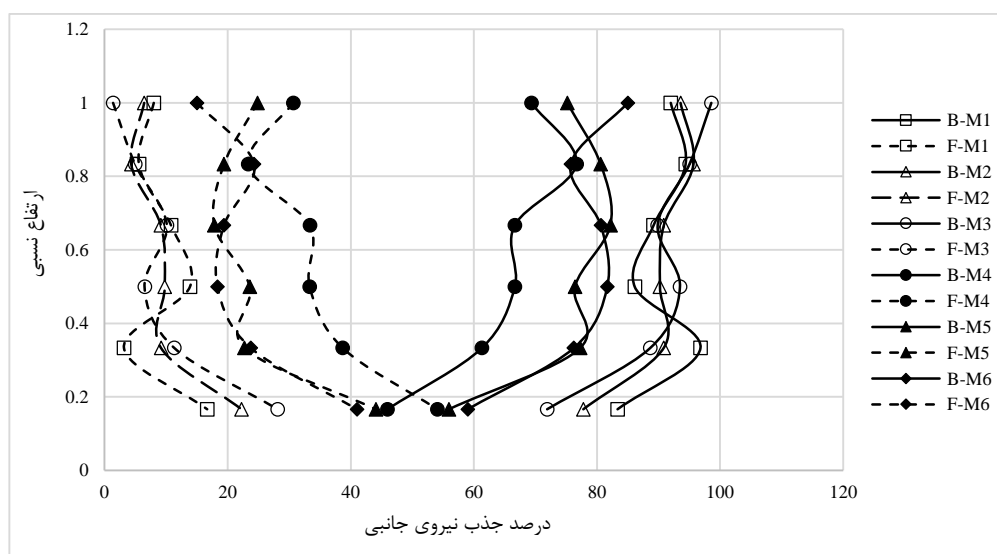


شکل ۵: منحنی مقایسه تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌های قاب بتن آرمه مقاوم‌سازی شده.

نتایج بررسی منحنی‌های شکل ۴ کاهش قابل ملاحظه‌ای مقدار تغییر مکان جانبی نسبی در مدل‌های M1 تا M6 نسبت به مدل قاب بتنی تقویت نشده را نشان داده و تغییر مکان جانبی نسبی سازه را تا حد مجاز آیین نامه که برای قاب بتن آرمه ۰/۰۰۴۴ می‌باشد، کاهش داده است. در شکل ۵ منحنی‌های تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌های قاب بتنی مقاوم‌سازی شده نشان داده شده است. بر اساس نتایج

مدل‌های M1 تا M6، منحنی‌های تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌های M1، M2 و M3 اختلاف ناچیزی با یکدیگر داشته و نتایج تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌های M4، M5 و M6 نیز به یکدیگر نزدیک است. در بین مدل‌های M4 تا M6 که مدل‌های نوین پیشنهادی مقاومت‌سازی قاب بتنی با قاب فولادی و مهاربند و اگر می‌باشد، مدل M6 کاهش تغییر مکان جانبی نسبی بیشتری داشته است. نسبت اختلاف حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌های M4 و M6 به مقدار متناظر مدل M6، ۱۴ درصد می‌باشد. همچنین مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در مدل M6 حدود ۱۷ درصد بیشتر از مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی مدل M1 بوده است.

در شکل ۶، نتایج اندرکنش قاب بتنی و سیستم مهاربندی از تحلیل دینامیکی خطی، برای مدل‌های قاب بتنی مقاومت‌سازی شده M1 تا M6 نشان داده شده است. در این شکل منحنی‌های با حرف F درصد برش قاب بتن‌آرمه و منحنی‌های با حرف B درصد برش مهاربند در ارتفاع را نشان می‌دهد. منحنی‌های شکل ۶ نشان می‌دهد که در همه مدل‌ها سهم مشارکت مهاربندها در باربری جانبی از سهم مشارکت قاب در باربری جانبی بیشتر است. در مدل‌های M1 تا M3 مشارکت قاب بتنی در باربری جانبی کمتر از مدل‌های پیشنهادی M4 تا M6 است. بیش از ۸۵ درصد از بار جانبی در مدل‌های M1 تا M3 توسط مهاربند تحمل شده است و بطور متوسط ۱۵ درصد از بار جانبی توسط قاب بتنی تحمل می‌شود. شایان ذکر است که قاب بتنی تقویت نشده ظرفیت تحمل ۴۰ درصد از بار جانبی را داشته و مدل‌های M1 تا M3 شرایط استفاده از تنها ۱۵ درصد این ظرفیت را فراهم کرده است. بدون تردید، ستون‌ها و شالوده‌های مربوط به دهانه‌های مهاربند شده، مستلزم تقویت است، ولی مشارکت ۸۵ درصدی مهاربندها در بار جانبی میزان مقاومت‌سازی آنها را پرهزینه نموده و این در حالی است، که از ظرفیت دیگر اعضاء قاب بتنی و ستون‌ها به خوبی استفاده نشده است. همانطور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، در مدل‌های M4، M5 و M6 مشارکت قاب در تحمل بار جانبی بین ۲۰ تا ۴۰ درصد است و سهم مهاربندها بین ۶۰ تا ۸۰ درصد می‌باشد. بنابراین مدل‌های M4، M5 و M6 توزیع متوازن‌تری نسبت به مدل‌های M1 تا M3، بین مهاربند و قاب ایجاد کرده‌اند و در نتیجه از ظرفیت بالقوه قاب بتنی بیشتر استفاده شده است.

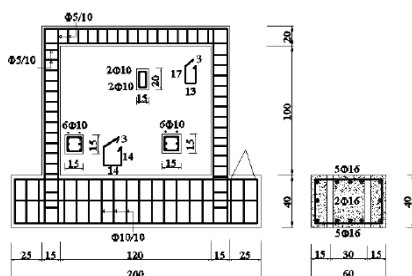


شکل ۶: منحنی مقایسه اندرکنش قاب بتن‌آرمه و مهاربند در مدل‌های قاب بتن‌آرمه مقاومت‌سازی شده.

۵- صحت‌سنجی مدل‌های مورد مطالعه

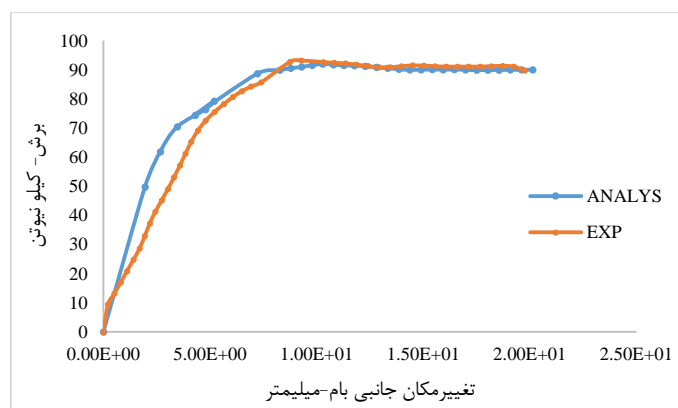
با توجه به اینکه مهاربندی فولادی به طور معمول به منظور افزایش مقاومت برشی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه ضعیف مورد استفاده قرار می‌گیرد، مطالعات آزمایشگاهی متعددی بر قاب‌های بتنی با مهاربند فولادی انجام شده است. در این مقاله به منظور صحت‌سنجی

مدل‌های مورد نظر از مطالعه آزمایشگاهی اینس و همکاران^۳ بر مقاوم‌سازی قاب یک دهانه و یک طبقه بتنی با مقیاس ۱/۳ استفاده شده و منحنی‌های ظرفیت باربری جانبی مدل‌ها مقایسه شده است. در این مطالعه آزمایشگاهی، مطابق شکل ۷ یک تیر پیوند قائم در محل اتصال مهاربند به شکل ۸ به تیر قاب بتنی متصل شده، تحت بار جانبی چرخه‌ای قرار گرفته و ظرفیت باربری جانبی آن تعیین شده است. در شکل ۷ برپایی قاب خمشی بتن آرمه و مهاربند در آزمایشگاه نشان داده شده است. طول تیر پیوند ۵۰ میلی‌متر و مهاربندها از پروفیل IPE100 و از فولاد St37 می‌باشد. مقاومت فشاری بتن در قاب بتنی، ۲۸ نیوتن بر میلی‌متر مربع است. نمونه آزمایشگاهی در نرم افزار PERFORM-3D مدل‌سازی و تحلیل شده است. در مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون بتنی از المان FEMA356 استفاده شده و پارامترهای مفصل پلاستیک در تیر، ستون و اعضای مهاربند بر اساس نشریه ۳۶۰ در نظر گرفته شده است [۲۰]. تیرها و ستون‌ها در این فرایند توسط المان‌های FEMA356 مدل شده است که این المان قابلیت تعریف مشخصات هندسی (سطح مقطع)، مشخصات مصالح مصرفی (تنش تسلیم، برش تسلیم و مدول الاستیسیته) و مشخصات مفصل پلاستیک را داراست. جهت مدل‌سازی تیر در نرم افزار PERFORM-3D از المان FEMA BEAM و مطابق با ضوابط نشریه FEMA356 استفاده شده است. در مدل‌سازی تیر، منحنی لنگر- دوران و ضرایب مربوط به مدل‌سازی براساس ضوابط FEMA356 و مطابق با پارامترهای نشریه ۳۶۰ در نظر گرفته شده است. همچنین مدل‌سازی ستون‌ها با المان FEMA COLUMN انجام شده است. این المان همانند المان FEMA BEAM دارای دو مفصل پلاستیک از پیش تعریف شده در دو انتهای می‌باشد. تفاوت FEMA COLUMN و FEMA BEAM در ارتباط با نیروی محوری و اندرکنش آن با لنگر خمشی است. از آنجا که در سازه واقعی محل تلاقی تیر و ستون دارای سختی محوری و خمشی بیشتر نسبت به تیر و ستون مجاور است، لذا لازم است مشخصات محل تلاقی آنها که ناحیه انتهایی نامیده می‌شود در مدل‌سازی لحاظ گردد. در نرم افزار PERFORM-3D امکان مدل‌سازی این ناحیه با المانی الاستیک و سختی زیاد وجود دارد. طول این المان هم به صورت خودکار و هم به صورت دستی قابل تعیین است و معمولاً برابر با نصف عمق مقطع تیر یا ستون مجاور در نظر گرفته می‌شود. [۲۳، ۲۲، ۲۱]. در شکل ۸ منحنی تغییر مکان-برش پایه، مدل آزمایشگاهی و نرم افزار PERFORM-3D نشان داده شده است. تطبیق دو منحنی در ناحیه غیرخطی بیشتر از انطباق انتهای ناحیه خطی است و در مجموع قابل پذیرش است.



شکل ۷: جزئیات قاب بتن آرمه و پیکربندی آزمایشگاهی [۲۰].

³ G. Ince, H.H. Ince and C. Ocal.



شکل ۸: مقایسه منحنی برش پایه - تغییر مکان قاب خمشی بتن آرمه مقاوم سازی شده.

۶- تئوری تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌های مورد مطالعه

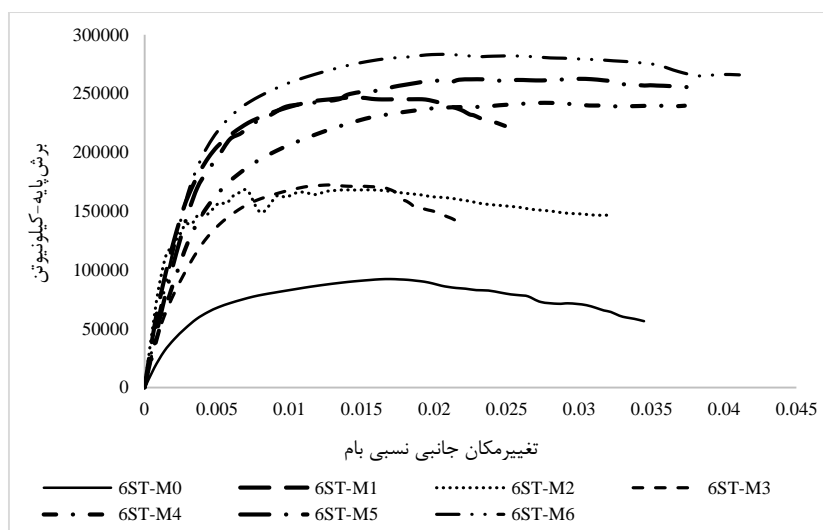
در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، بار جانبی به تدریج افزایش داده می‌شود تا آنجا که تغییر مکان به حد مورد نظر برسد. تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی در هنگام افزایش بار جانبی بطور مداوم ثبت می‌گردد. بر اساس دستورالعمل بهسازی، نقطه کنترل در هر یک از مدل‌های مورد مطالعه، مرکز جرم طبقه آخر در نظر گرفته می‌شود. همچنین براساس FEMA356 و ضوابط بهسازی برای مدل‌های مورد مطالعه در تحلیل استاتیکی غیرخطی، توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه، متناسب با روش استاتیکی خطی در آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله در نظر گرفته شده است. این توزیع بار جانبی طبق برش پایه و وزن طبقات برای الگوی بارگذاری مثلی برای تحلیل استاتیکی خطی در رابطه (۷) نشان داده شده است.

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (7)$$

در این رابطه F_i نیروی جانبی وارد بر هر طبقه، W_i وزن هر طبقه، h_i ارتفاع هر طبقه، k ضریبی که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه تعیین می‌گردد و V برش پایه سازه است. رفتار غیرخطی مدل‌های سازه‌های قاب‌های مورد مطالعه بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود در نرم افزار PERFORM-3D مدل‌سازی شد.

۷- بررسی نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه

در شکل ۹ منحنی‌های حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) مدل‌های قاب بتنی مقاوم‌سازی شده ($M1$ تا $M6$) و مقایسه آن‌ها با مدل قاب بتنی تقویت نشده ($M0$) نشان داده شده است. مقایسه سختی مدل‌ها در ناحیه خطی نشان می‌دهد که سختی مدل‌های $M1$ ، $M2$ ، $M5$ و $M6$ حدود $2/5$ برابر و سختی مدل‌های $M3$ و $M4$ حدود $1/5$ برابر سختی قاب تقویت نشده، $M0$ ، افزایش یافته است. از بررسی بخش غیرخطی و مساحت زیر منحنی‌های پوش اور مشاهده گردید که همه مدل‌های مقاوم‌سازی شده رفتار غیرخطی قاب بتنی تقویت نشده را بهبود بخشیده و جذب و استهلاک انرژی آن را افزایش داده است. مدل $M6$ در مقایسه با سایر مدل‌ها، جذب و استهلاک انرژی بیشتری را نشان داده است.

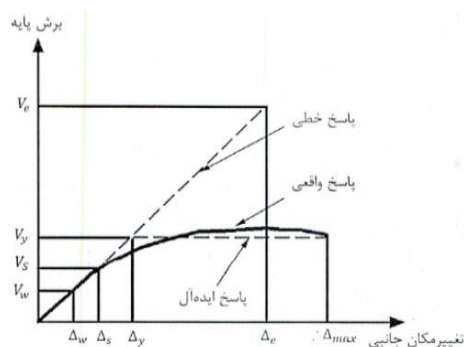


شکل ۹: منحنی مقایسه پوش اور مدل های قاب های مقاوم سازی شده.

با توجه به اینکه مدل های مقاوم سازی پیشنهادی، مدل هایی نوین بوده که در آیین نامه های طراحی لرزه ای ضوابط و پارامترهای مقاومتی مربوط به آنها وجود ندارد، لذا لازم است بررسی هایی در خصوص تعیین پارامترهای مهم رفتاری این سازه ها جهت استفاده از آنها در طراحی سازه صورت پذیرد. در این مقاله پارامترهای ضریب رفتار R ، ضریب اضافه مقاومت Ω_0 و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان C_d بررسی شده است. مهمترین روش محاسبه ضریب رفتار، روش تئوری شکل پذیری، روش انرژی، روش طیف ظرفیت و روش ضریب شکل پذیری می باشد. در این مقاله از روش شکل پذیری یوانگ^۴ جهت تعیین ضریب رفتار استفاده شده است. در سال ۱۹۹۴، فرمول بندی جدیدی برای ضریب رفتار ارائه گردید که به روش یوانگ معروف است. در شکل ۱۰ رفتار واقعی سازه به صورت یک رفتار دو خطی الاستیک-پلاستیک مدل شده است که در آن V_e برش پایه نظیر رفتار ارتجاعی کامل، V_y برش پایه نظیر تسلیم، V_s برش پایه نظیر اولین تسلیم و V_w برش پایه طراحی می باشد. ضریب رفتار مطابق با رابطه (۸) به صورت حاصلضرب سه عامل زیر تعریف می گردد:

$$R = R_R \cdot R_{\mu} \cdot \Omega_0 \quad (8)$$

که در آن R_R ضریب درجه نامعینی یا ضریب کاهش ناشی از نامعینی سازه است. در مدل های قاب بتنی مقاوم سازی شده در این مقاله به دلیل درجه نامعینی بالا این مقدار برابر ماکزیمم، یعنی ۱ در نظر گرفته شده است.



شکل ۱۰: رفتار واقعی منحنی پوش اور و منحنی دو خطی سازه [۲۴].

با ایده آل نمودن منحنی رفتار واقعی سازه به منحنی الاستیک-پلاستیک کامل ضریب شکل پذیری کلی سازه (μ) از تقسیم تغییر مکان نسبی حداکثر (Δ_{max}) به تغییر مکان نسبی تسلیم (Δ_y) بدست آمده است. به دلیل وجود شکل پذیری سازه مقدار قابل توجهی از

⁴ C. M. Uang.

انرژی زلزله با رفتار هیستریزیس مستهلک می‌شود، که مقدار این استهلاک وابسته به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه است. با توجه به این ظرفیت استهلاک انرژی، می‌توان نیروی طراحی الاستیک (V_e)، را به تراز مقاومت تسلیم (V_y)، کاهش داد. بنابراین ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_μ) از تقسیم نیروی نهایی وارد بر سازه (V_e)، به نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه (V_y) به هنگام تشکیل مکانسیم خرابی به دست می‌آید. هنگامی که مفصل پلاستیک در یکی از اعضای سازه تشکیل شود، از دیدگاه طراحی در حالت بهره‌برداری مقاومت سازه به پایان می‌رسد. اما این پدیده به عنوان پایان مقاومت نهایی سازه نیست. زیرا عضو مورد نظر با تغییر شکل پلاستیک همچنان می‌تواند انرژی ورودی را جذب نماید تا به مرحله انهدام و گسیختگی برسد. با کاهش درجه نامعینی استاتیکی به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک، به تدریج سختی سازه کاهش می‌یابد، ولی سازه همچنان پایدار است و در مقابل نیروهای خارجی خود مقاومت نشان می‌دهد. روند تشکیل مفاصل پلاستیک با افزایش نیروی خارجی ادامه یافته و مفاصل بیشتری در سازه ایجاد می‌شود. بنابراین مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک (V_s) تا مرحله مکانسیم (V_y) از خود بروز می‌دهد، طبق تعریف مقاومت افزون نامیده شده و از رابطه (۹) محاسبه می‌شود. با اعمال ضریب افزایش تغییر مکان (C_d)، می‌توان جابجایی جانبی غیرخطی ناشی از زلزله در طراحی لرزه‌ای را به جابجایی‌هایی حاصل از تحلیل خطی سازه تحت اثر بارهای جانبی آیین‌نامه‌ای تبدیل نمود. به عبارت دیگر با ضرب تغییر مکان الاستیک در یک ضریب افزایشی (C_d)، تغییر مکان غیرالاستیک مورد انتظار به دست می‌آید. این ضریب از رابطه (۱۰) تعیین می‌گردد [۲۵، ۲۴].

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (9)$$

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu \Omega_0 \quad (10)$$

نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌های مقاوم‌سازی شده نشان داد که در زمان ناپایداری و شکست سازه، تغییر مکان قابل‌ملاحظه‌ای در سازه ایجاد شده است. از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، ضریب اضافه مقاومت، ضریب تشدیدکننده جابجایی و ضریب رفتار مدل‌های مورد بررسی در جدول ۷ نتیجه شده است. در این جدول مقادیر Δ_s ، Δ_y ، Δ_{max} ، V_s ، V_y ، V_e ، R_μ ، μ ، Ω_0 ، زمان تناوب اصلی نوسان (TD)، ضریب رفتار (R) و سختی الاستیک (K_y) مدل‌های M1 تا M6 ارائه شده است.

جدول ۷: محاسبه ضرایب شکل‌پذیری، اضافه مقاومت، تشدید کننده جابجایی و ضریب رفتار.

مدل	TD (Sec)	Δ_s	Δ_y	Δ_{max}	V_s (kN)	V_y (kN)	V_e (kN)	V_w (kN)	μ	R_μ	Ω_0	C_d	R	K_y (kN/mm)
M6	۰/۷۶	۰/۰۰۲۱	۰/۰۰۵۱	۰/۰۴۱	۱۶۰۳۰۰	۲۷۵۰۰۰	۱۱۰۱۳۰۳۰	۲۲۱۰۰۲	۸/۰۴	۴/۰۰	۲/۴۳	۱۹/۵۲	۹/۷۳	۲۵۶۸
M5	۰/۸۴	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۴۹	۰/۰۳۷	۱۶۵۷۰۰	۲۴۴۸۰۰	۱۱۰۴۰۴۵	۲۱۵۰۵۸	۷/۵۵	۴/۵۱	۱/۹۶	۱۴/۸۰	۸/۸۴	۲۳۷۹
M4	۰/۸۶	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۵۰	۰/۰۳۷	۲۱۶۲۰۰	۲۱۷۵۰۰	۱۱۰۸۱۴۸	۲۰۳۷۲۶	۷/۴۰	۵/۱۴	۱/۶۷	۱۲/۳۳	۸/۵۶	۲۰۷۱
M3	۰/۶۷	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۵۰	۰/۰۲۰	۹۹۲۳۰	۱۸۲۰۰۰	۱۰۹۷۳۴۱	۲۴۲۰۳۰	۴/۰۰	۶/۰۳	۱/۴۳	۵/۷۱	۸/۶۱	۱۷۳۳
M2	۰/۶۵	۰/۰۰۲۲	۰/۰۰۲۰	۰/۰۳۰	۸۰۷۵۰	۱۶۷۷۰۰	۱۰۹۷۷۴۸	۲۶۴۴۷۳	۵/۰۰	۶/۵۵	۱/۳۳	۲۰/۰۰	۸/۷۳	۳۹۹۳
M1	۰/۶۸	۰/۰۰۲۶	۰/۰۰۴۴	۰/۰۲۵	۷۱۵۰۰	۲۴۷۰۰۰	۱۰۹۷۳۴۱	۲۷۷۶۱۱	۵/۶۸	۴/۴۴	۱/۶۹	۹/۶۲	۷/۵۲	۲۶۷۳

نتایج جدول ۷ در مدل‌های M6، M5، M2 و M1 سختی الاستیک بیشتری نسبت به مدل‌های M3 و M4 نشان داده است و حداکثر ضریب رفتار بدست آمده مربوط به مدل M6 است. براساس نتایج این جدول، نسبت نیروی متناظر با حد تسلیم سازه (V_y) به برش‌پایه طراحی (V_w) در مدل‌های مقاوم‌سازی بررسی شده است. در مدل M6 نسبت نیروی حد تسلیم به برش‌پایه طراحی برابر ۱/۲۵ نتیجه شد، درحالی‌که در مدل M5 این نسبت برابر ۱/۱۱ و در مدل‌های مقاوم‌سازی دیگر کاهش این نسبت مشاهده شد و حداقل آن برابر با ۰/۷۶ در مدل M2 نتیجه شده است. همچنین در بررسی رفتار غیرخطی مدل‌های قاب بتنی مقاوم‌سازی شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، در مدل قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف، عملکرد مناسب‌تری نسبت به سایر مدل-

ها نتیجه شده و مفصل پلاستیک در اعضای سازه‌ای این مدل در تیر پیوند فولادی، و سپس در تیر و ستون قاب بتن‌آرمه تشکیل شده است. همچنین در این مدل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، با استهلاک ۲ برابری نیروی جانبی نسبت به قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند همگرا بهبود یافته است و نقطه تسلیم سازه در مدل قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف، با ۱۰٪ نیروی جانبی بیشتر از مدل قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند همگرا مشاهده شده است.

۸- بررسی نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌های مورد مطالعه

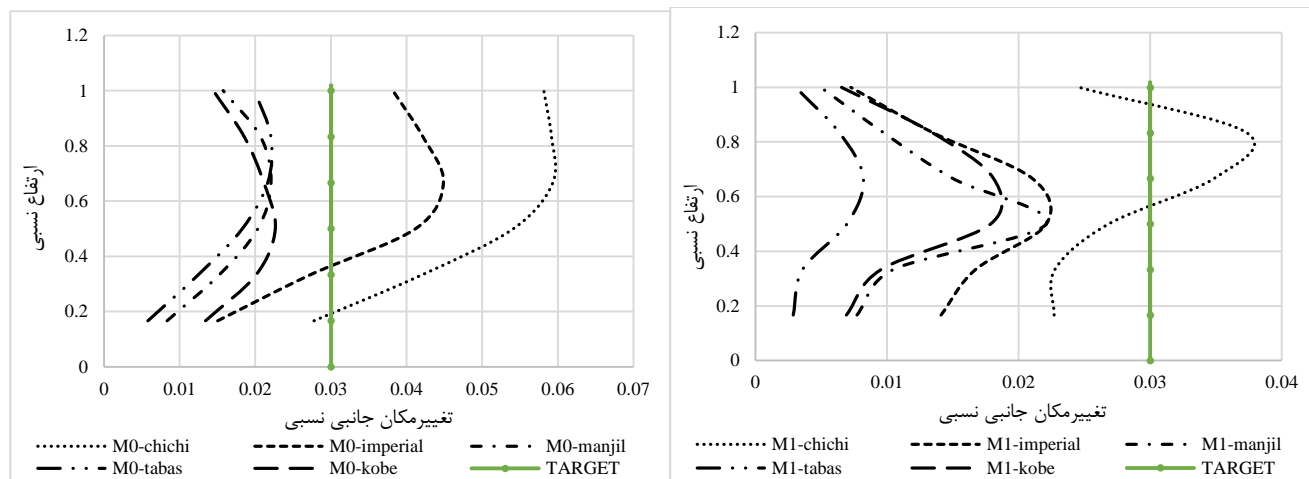
در تحلیل دینامیکی غیرخطی، به منظور ارزیابی رفتار مدل‌های مقاوم سازی شده از یک دسته رکورد قوی دور از گسل استفاده شده است که این رکوردها از FEMA-P695 استخراج و در جدول ۸ نشان داده شده است.

جدول ۸: رکوردهای استفاده شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی.

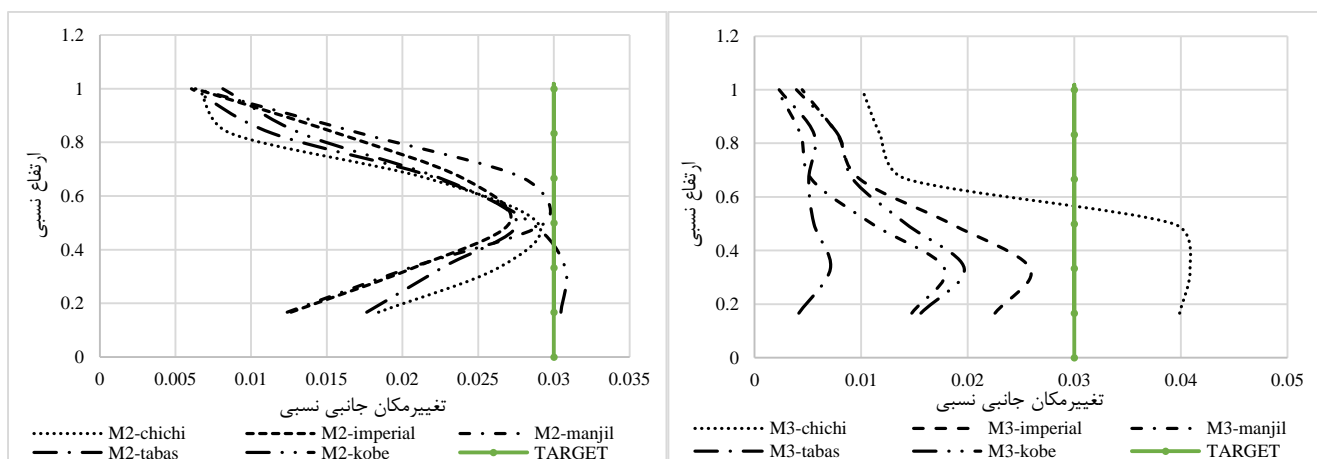
شماره رکورد	سال رکورد	نام رکورد
۱	۱۹۹۹	CHI-CHI, Taiwan
۲	۱۹۷۹	Imperial Valley
۳	۱۹۹۰	Manjil, IRAN
۴	۱۹۷۸	Tabas, IRAN
۵	۱۹۹۵	Kobe, JAPAN

تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌ها توسط نرم افزار PERFORM-3D انجام شده است. در شکل‌های ۱۱ تا ۱۷ منحنی‌های تغییرمکان جانبی نسبی از تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌ها، برای رکوردهای ذکر شده در جدول ۸ نشان داده شده است. در این شکل‌ها تغییرمکان جانبی نسبی مدل‌ها با تغییر مکان هدف، که برابر ۳ درصد برای سیستم‌های مقاوم جانبی دوگانه در نظر گرفته شده، مقایسه شده است.

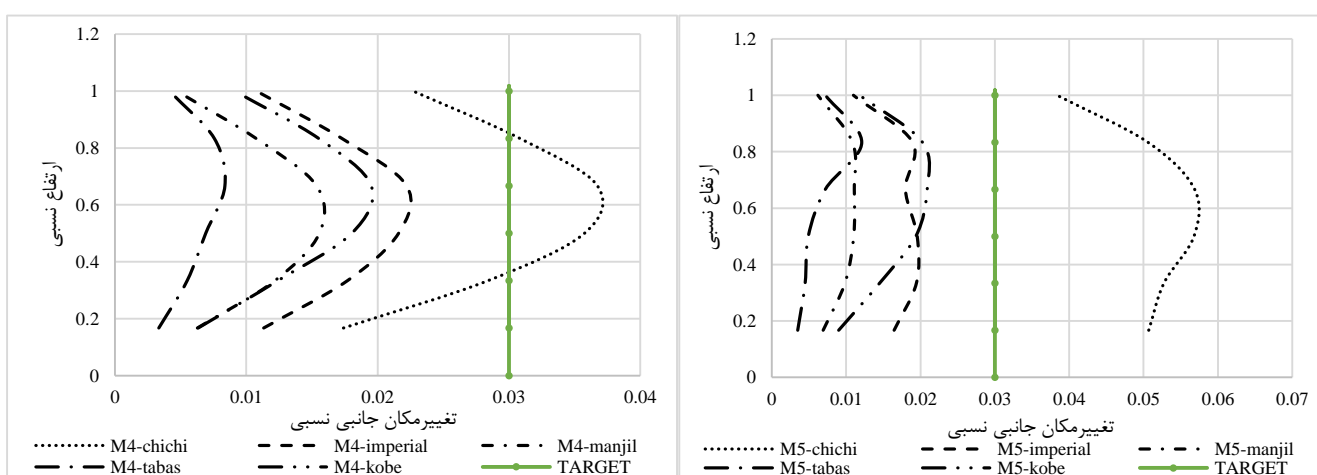
بر اساس شکل ۱۱، نتایج تغییرمکان جانبی نسبی قاب بتن‌آرمه تقویت نشده، حداکثر مقدار تغییرمکان جانبی نسبی را در طبقه پنجم و بطور متوسط برابر با ۰/۰۳۵ نشان داده است. در شکل ۱۲ کاهش تغییرمکان جانبی نسبی در مدل M1 نسبت به مدل M0 در همه طبقات مشاهده شده است. به طوری که حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در این مدل در طبقات میانی و به طور متوسط برابر ۰/۰۲۱ نتیجه شد. نتایج شکل ۱۳ حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی را در مدل M2 به طور متوسط برابر ۰/۰۲۷ و در طبقات میانی نشان داده است و در شکل ۱۴ برای مدل M3 حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی به طور متوسط برابر ۰/۰۲۲ و در طبقه دوم سازه نتیجه شده است. نتایج بررسی شکل ۱۵ در مدل قاب مقاوم‌سازی شده M4، مقدار حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی را به طور متوسط برابر ۰/۰۲۰ و در طبقه چهارم نشان داده است. در شکل ۱۶ از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل M5 حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در این مدل به طور متوسط برابر ۰/۰۲۳ بوده و تغییرمکان جانبی نسبی در طبقات نتایج مشابه‌ای را نشان داده است. شکل ۱۷ منحنی تغییرمکان جانبی نسبی مدل M6 را از تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان داد، که حداکثر مقدار تغییرمکان جانبی نسبی به طور متوسط برابر ۰/۰۱۵ و در طبقات میانی مشاهده شد. در حالت کلی مدل M6 به طور قابل ملاحظه‌ای تغییرمکان جانبی نسبی قاب بتنی تقویت نشده را در مقایسه با سایر مدل‌های قاب بتنی مقاوم سازی شده کاهش داد.



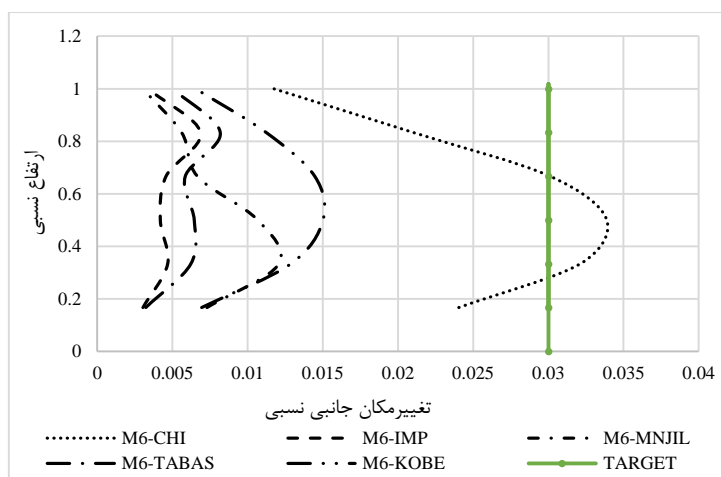
شکل ۱۱: تغییر مکان جانبی نسبی مدل M0 از تحلیل دینامیکی غیرخطی. شکل ۱۲: تغییر مکان جانبی نسبی مدل M1 از تحلیل دینامیکی غیرخطی.



شکل ۱۳: تغییر مکان جانبی نسبی مدل M2 از تحلیل دینامیکی غیرخطی. شکل ۱۴: تغییر مکان جانبی نسبی مدل M3 از تحلیل دینامیکی غیرخطی.

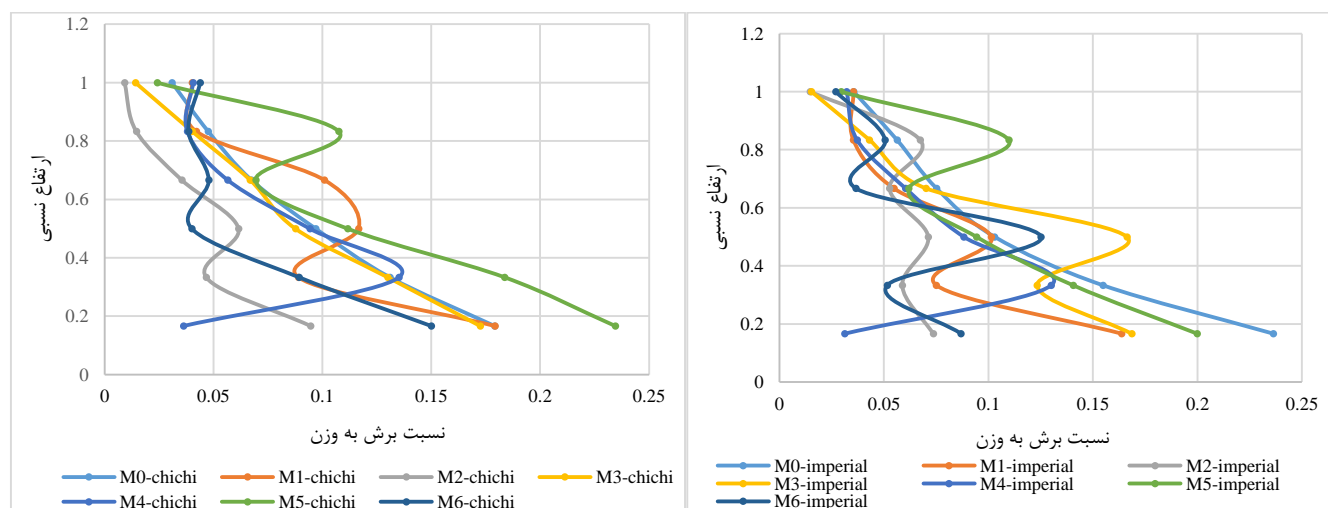


شکل ۱۵: تغییر مکان جانبی نسبی مدل M4 از تحلیل دینامیکی غیرخطی. شکل ۱۶: تغییر مکان جانبی نسبی مدل M5 از تحلیل دینامیکی غیرخطی.



شکل ۱۷: تغییر مکان جانبی نسبی مدل M6 از تحلیل دینامیکی غیرخطی.

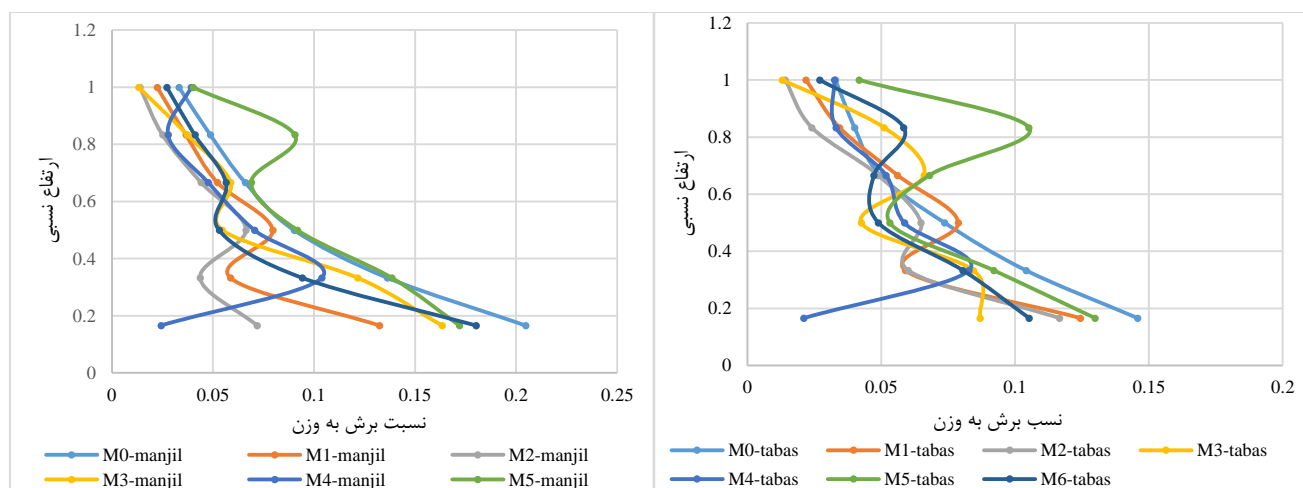
شکل‌های ۱۸ تا ۲۲ منحنی‌های نسبت حداکثر برش ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی در طبقات را به وزن مدل‌ها بر اساس ارتفاع نسبی سازه نشان داده است.



شکل ۱۹: توزیع برش حداکثر در طبقات از تحلیل رکورد Imperial.

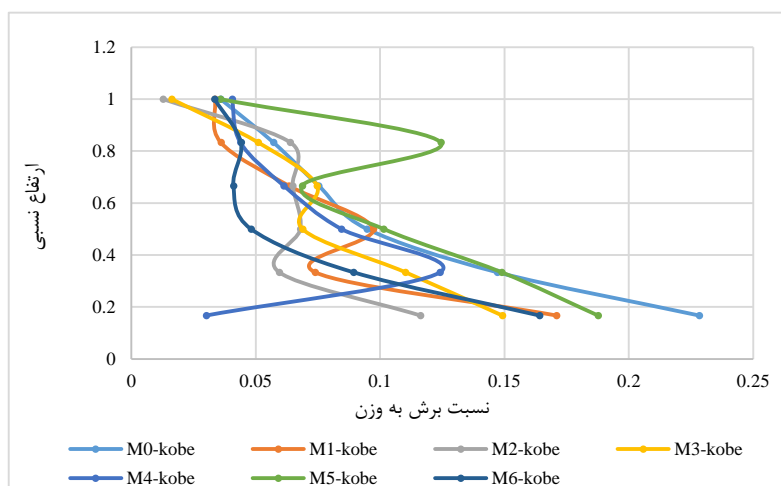
شکل ۱۸: توزیع برش حداکثر در طبقات از تحلیل رکورد Chi-Chi.

بررسی نتایج حاصل از توزیع برش در طبقات نشان داده است، در همه رکوردهای زلزله، توزیع برش در مدل قاب بتن آرمه تقویت نشده و مدل‌های قاب بتنی مقاوم‌سازی شده M1 تا M6 تغییر قابل ملاحظه‌ای نداشته است. این منحنی‌ها نشان داده‌اند، نسبت حداکثر برش به وزن سازه در مدل‌های M4 تا M6 نسبت به بقیه مدل‌ها، در همه طبقات کمتر بوده است؛ لذا با استفاده از این روش‌های مقاوم‌سازی در قاب بتن آرمه با وجود افزایش سختی کلی سازه در تحلیل دینامیکی غیرخطی، کاهش برش در همه طبقات نسبت به قاب بتنی تقویت نشده ایجاد شده است. متعاقباً با کاهش نیروی جانبی در طبقات، کاهش نسبت نیرو به ظرفیت نیز در اعضای سازه‌ای قاب بتن آرمه و در نتیجه عملکرد مطلوب این روش‌های مقاوم‌سازی نتیجه خواهد شد.



شکل ۲۰: توزیع برش حداکثر در طبقات از تحلیل رکورد Tabas.

شکل ۲۱: توزیع برش حداکثر در طبقات از تحلیل رکورد Manjil.



شکل ۲۲: توزیع برش حداکثر در طبقات از تحلیل رکورد Kobe.

۹- نتیجه گیری

در این مقاله روش مقاوم سازی قاب بتن آرمه با مهاربند واگرا که توسط کلاف فولادی محاط و به قاب بتنی متصل شده است، به عنوان یک روش نوین مقاوم سازی، معرفی و عملکرد آن با سایر روش های مقاوم سازی قاب بتن آرمه با مهاربند، مقایسه شده است. دلیل استفاده از این روش، وجود فیوز سازه ای، صرفه اقتصادی و عملکرد مناسب آن بوده است. در این مقاله قاب بتن آرمه با ۶ روش مقاوم سازی شامل مهاربند ضربدری (M1)، مهاربند به شکل ۸ (M2)، مهاربند واگرا با تیر پیوند بتنی (M3)، مهاربند واگرا با تیر پیوند فولادی متصل به دو ستون فولادی در کلاف (M4)، مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف، با دو ستون فولادی بین کلاف و تیر فولادی (M5)، و مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف (M6) ارزیابی شده است. همه مدل ها دارای کلاف فولادی محاط کننده ی مهاربند و متصل به قاب بتنی است. نتایج این مطالعه به شرح زیر است:

۱- از بررسی نتایج تحلیل دینامیکی خطی در قاب های بتنی مقاوم سازی شده، افزایش سختی و برش پایه نسبت به قاب بتنی تقویت نشده مشاهده شده است. به طوریکه در قاب بتنی مقاوم سازی شده با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی، شامل مدل های M4، M5 و M6، به ترتیب ۱۸، ۱۵ و ۱۰ درصد برش پایه نسبت به مدل قاب بتنی مقاوم سازی شده با مهاربند همگرای ضربدری، کاهش یافته است. همچنین نتایج تحلیل دینامیکی خطی، میزان مصرف فولاد در قاب بتنی مقاوم سازی شده با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف را با ۳۸ درصد کاهش نسبت به قاب بتنی مقاوم سازی شده با مهاربند همگرای ضربدری نشان داده است.

در قاب‌های بتنی مقاوم سازی شده کاهش نسبت نیرو به ظرفیت در اعضای قاب بتنی نسبت به اعضاء متناظر آن در قاب بتنی تقویت نشده، تا ۵۰ درصد هم نتیجه شده است. این موضوع، به دلیل کاهش برش پایه در مدل‌های قاب بتنی با مهاربند واگرا نسبت به مدل قاب بتنی با مهاربند همگرای ضربدری بوده است که متعاقباً، کاهش مصرف مصالح و نسبت نیرو به ظرفیت در اعضای قاب بتنی را نیز به دنبال داشته است.

۲- بررسی نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی در قاب‌های بتنی مقاوم‌سازی شده M1، M2، M5 و M6 تقریباً ۲/۵ برابر و قاب‌های بتنی مقاوم‌سازی شده M3 و M4 تقریباً ۱/۵ برابر افزایش سختی سازه را در مقایسه با قاب بتنی تقویت نشده نشان داده است. مهاربندهای استفاده شده برای مقاوم‌سازی قاب بتنی، رفتار غیرخطی قاب را بهبود بخشیده و جذب و استهلاک انرژی را افزایش داده است، به طوری که مدل قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف در مقایسه با سایر مدل‌های مقاوم‌سازی، جذب و استهلاک انرژی بیشتری داشته است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف، اولین مفصل پلاستیک در تیر پیوند تشکیل شده و میزان استهلاک انرژی ۲ برابر میزان استهلاک انرژی قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند همگرای ضربدری بوده است. این نتایج دلیل روشنی از رفتار مناسب‌تر قاب بتنی با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف در مقایسه با قاب بتنی و مهاربند همگرای ضربدری است.

۳- نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌ها، کاهش قابل ملاحظه تغییر مکان جانبی نسبی از مقدار متوسط ۰/۰۳۵ در قاب بتنی تقویت نشده به مقدار ۰/۰۱۵ در مدل قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف را نشان داده است. همانگونه که انتظار می‌رفت، برش پایه در همه‌ی مدل‌های مقاوم‌سازی قاب بتنی با مهاربند همگرا و یا واگرا نسبت به مدل قاب بتنی تقویت نشده بیشتر بوده است، اما میزان آن در قاب‌های تقویت شده با مهاربند واگرا نسبت به مهاربند همگرا کمتر بوده است.

۴- بررسی ضریب رفتار مدل‌ها، افزایش ضریب رفتار سازه در مدل قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی متصل به کلاف، نسبت به مدل قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند همگرای ضربدری را نشان داده است. همچنین در این مدل نسبت نیروی حد تسلیم به برش پایه طراحی برابر ۱/۲۵ نتیجه شد، در حالیکه این نسبت در مدل قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند همگرای ضربدری برابر با ۰/۷۶ نتیجه شده است. این نتایج، شکل‌پذیری مناسب‌تر قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند واگرا و تیر پیوند فولادی را در مقایسه با قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند همگرای ضربدری نشان می‌دهد.

۵- به عنوان جمع بندی، می‌توان نتیجه گرفت که مدل‌های نوین مقاوم‌سازی قاب بتنی با مهاربند واگرا و تیر فولادی به دلیل اجرای آسان، صرفه اقتصادی و رفتار مناسب در تحلیل خطی و غیرخطی نسبت به مدل‌های قاب بتنی با مهاربند همگرا می‌تواند روش مناسبی برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی باشد.

مراجع

- [1] Seismology and Earthquake Engineering Investigation Center. (2010). *Guidance on Methods and Methods for Seismic Reconstruction of Existing Buildings and Executive Details*. Administration of Technical Affairs and Elaboration of Criteria of Organization.
- [2] Shoebi, Sh. Kafi, M.A. Gholhaki, M. (2017). New Performance-Based Seismic Design Method for Structures with Structural Fuse System. *Journal of Engineering Structures*, 132, pp. 745-760.
- [3] Najafgholipour, M.A. Hadianfard, M.A. Malekjamshidi, SH. Dehghan, M. (2017). Match Compliance of Conventional Design Codes with Instructions for Seismic Rehabilitation of Buildings in Performance Evaluation of Steel Moment Frames. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6, pp. 21-38.
- [4] Mirtaheri, M. Farhoudi, N. Nazeryan, M. (2018). Case Study and Evaluation of Two Steel Bracing Systems in the BAM Earthquake and Methods of Retrofitting. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5, pp. 120-138.
- [5] Ragheb, M. (2015). Improvement of the Seismic Performance of the Resistant Concrete Moment Frames against Earthquake with Use of the CBF and Inverted EBF Braces. *Bulletin of Environment, Pharmacology and Life Sciences*. ISSN 2277-1808, Journal's URL[:http://www.bepls.com].

- [6] Harshitha, M.K. Vasudev, M.V. (2018). Analysis of RC Framed Structure with Structural Steel Braced Using Etabs. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 05 (01), pp. 1542-1545.
- [7] Parasad, V. Philip, N. (2014). Effectiveness of Inclusion of Steel Bracing in Existing RC Framed Structure. *International Journal of Research in Engineering & Technology*, 2(9), pp. 81-88.
- [8] Naderpour, H. Gerami, M. Rezaei, F.(2017). Evaluation of Seismic Reliability of Steel Moment Resisting Frames Rehabilitated by Concentric Braces with Probabilistic Models. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4, pp.5-18.
- [9] Kheyroddin, A. Hamidi, J. (2013). Investigation the Behavior of Reinforced Concrete Structures Strengthened with External Steel Bracing. *Seventh National Civil Engineering Congress*, Nikbakht Engineering Faculty. Zahedan.
- [10] Kheyroddin, A. Gholhaki, M. Rouhi, H. (2017). Assessment and Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Building with Large-Scale Lateral Bracing External. *Journal of Civil and Environmental Researches*, 3, pp. 51-67.
- [11] Sahin, C. (2014). *Seismic Retrofitting of Existing Structures*. Master of Science in Civil and Environmental Engineering. Portland State University.
- [12] Saghafi, F. Seyedkazemi, A. Mehrabian, H. Hosseinali Beygi, M. (2016). Comparison of Seismic Behaviour of Eccentrically Braced Frames with Vertical and Knee Links in Retrofitting the Reinforced-Concrete Buildings with Intermediate Moment-Resisting Frame Systems. *Bulletin de la Société Royale des Sciences de Liège*, 85, pp. 540-552.
- [13] Akbari, R. Aboutalebi, M.H. Maheri, M.R. (2015). Seismic Fragility Assessment of Steel X-Braced and Chevron-Braced RC Frames. *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, 16(1), pp. 13-27.
- [14] Yamakawa, T. Javadi, P. (2013). Retrofitting of RC Frames by Steel Braced Frames Utilizing a Hybrid Connection Technique. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 11, pp. 88-107.
- [15] Ministry of Roads and Urbanization. (2013). *Design and Construction of Steel Structures*. Tehran: Office for the Development of National Building Regulations.
- [16] Ministry of Roads and Urbanization. (2013). *Design and Construction of Reinforced Concrete Structures*. Tehran: Office for the Development of National Building Regulations.
- [17] Ministry of Roads and Urbanization. (2013). *Loads on the Building*. Tehran: Office for the Development of National Building Regulations.
- [18] Ministry of Roads and Urbanization. (2014). *Regulations of Design of Building Against Earthquake(2800 Code)*. Tehran: Road and Housing and Urban Development Research Center.
- [19] ACI ITG, American Concrete Institute Innovation Task Group 5. (2009). *Requirements for Design of Special Unbonded Posttensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 (ACI ITG-5.2-09) and Commentary*. Farmington Hills, MI: ACI ITG -5.2-09.
- [20] Ince, G. Ince, H.H. Ocal, C. (2015). Seismic Behaviour of RC Frames Retrofitted by Eccentrically Braced Frames with Vertical Link. *International Journal of Advances in Mechanical and Civil Engineering*, 2(4), pp. 75-78.
- [21] FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary of the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C: The SEAOC, ATC and CUREE Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency. (FEMA Publication NO.356).
- [22] Perform 3D. (2006). *Manual Component and Element for Perform-3D and Perform Collapse*.
- [23] Journal Number 360. (2006). *Instructions of Seismic Reconstruction of Existing Buildings*. Office of Technical Affairs of President Secretary of Strategic Planning and Supervision, Compilation of Standards and Risk Reduction of Earthquake.
- [24] Uang, C.M. (1991). Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117(1), pp. 19-28.
- [25] Uange, C. M, Maarouf, A. (1994). Deflection Amplification Factor for Seismic Design Provisions. *Journal of Structural Engineering*, 120(8), pp. 2423-2463.