نشریه علمی - پژوهشی مهندسی سازه و ساخت، دوره ۵، شماره ویژه ۳، سال ۱۳۹۷، صفحه ۱۲۰ تا ۱۳۸

ویژه نامه نشریه مهندسی سازه و ساخت
(علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

مطالعه موردی و ارزیابی دو سازه مهاربندی فولادی در زلزله بم و روش‌های مقاوم‌سازی

سید مسعود میرطاهری[1*]، ندا فرهودی[2]، میثم ناظریان[3]

۱-دانشیار، دانشکده عمران، صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران
۲-کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران
۳-کارشناسی ارشد، دانشکده عمران صنعتی شریف، تهران، ایران

چکیده

در کشورهای با لرزه‌خیزی بالا مانند ایران، سازه‌های بسیاری وجود دارند که در سالهای گذشته طراحی و اجرا شده اند که به دلیل عدم تطابق با ضوابط آئین نامه، اغلب فاقد ایمنی کافی در مقابل اثرات زلزله میباشند. شناسایی و مقاوم‌سازی چنین سازههایی مقوله بسیار مهمی است که عدم توجه به آن صدمات جبران‌ناپذیری را ایجاد می‌کند. در این مقاله دو ساختمان آسیب دیده از شهر بم در زمان زلزله، انتخاب که در سه حالت ؛ الف) بر اساس شرایط واقعی موجود ب) تقویت دو سازه در سه حالت (تقویت فقط مهاربند، تقویت فقط ستون‌ها و تقویت ستون و مهاربند) ج) طراحی سازه موجود بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، تحلیل و طراحی و سپس آنالیز استاتیکی غیرخطی بر روی آنها انجام گرفت. همچنین سازه‌ها با استفاده از ورق تقویتی و میراگر ویسکوز تقویت شده که نتایج آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می دهد ساختمان‌های بهسازی شده با میراگر ویسکوز مایع در مقایسه با ساختمان‌های بهسازی شده با ورق تقویتی از عملکرد اتلاف انرژی نسبتاً بالاتری برخوردار می باشد. همچنین در حالت اجرای سازه با تمام ملاک‌های آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌توان ادعا کرد که سازه در برابر زلزله رفتار منطقی‌تری خواهد داشت و با تقویت ساختمان موجود هرچه ساختمان به حالت ایده آل (طراحی بر اساس آیین‌نامه) حرکت می‌کند، قابلیت تحمل نیروهای بزرگ‌تر را خواهد داشت و روند تشکیل مفاصل پلاستیک به صورت ایده‌آل انجام می‌پذیرد.

کلمات کلیدی: سازه‌های فولادی ، بهسازی، میراگر ویسکوز، آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی، آنالیز استاتیکی غیرخطی.

سابقه مقاله:					شناسه دیجیتال:
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	10.22065/jsce.2017.88069.1220
۱۳۹۶/۰۳/۲۰	۱۳۹۶/۰۷/۱۹	۱۳۹۶/۰۸/۰۲	۱۳۹۶/۰۸/۰۲	۱۳۹۷/۰۸/۳۰	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.88069.1220

*نویسنده مسئول: سید مسعود میرطاهری

پست الکترونیکی: mmirtaheri@kntu.ac.ir

Case study and Evaluation of two steel bracing systems in the Bam earthquake and methods of retrofitting

Masoud Mirtaheri[1*], Neda Farhoodi[2], Meissam Nazeryan[3]

1- Associate Professor, Department of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology,Tehran, Iran
2- M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology,Tehran, Iran
3- M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

In the seismically active countries such as Iran, there are many structures that have been designed and constructed in recent years that do not conform to the terms and provisions of the design codes. On 26 December 2003 at 1:57 GMT, the historical city of Bam, located in the south-eastern region of Kerman province in Iran, was shaken by a relatively strong and destructive earthquake. This earthquake clearly demonstrated that combination of relatively rigid load-bearing external brick walls and flexible internal steel columns, existing similarly in most other regions of the country, is quite hazardous. Also the use of steel beams and columns in buildings without observing proper seismic provisions showed no improvement over non-engineering designed buildings. In this research, two steel frame buildings which had been damaged in the bam earthquake were studied. The first building has bracing system in both directions and in the second building the bracing system only exist in one direction fallowed by infilled panel with saddlebag type connection(semi-rigid Khorjini connection) in opposite direction. In both buildings all the standard of criteria 2800 and Seismic provisions are considered. Nonlinear static analysis (Pushovers) and nonlinear time-history analysis are implemented on both structures. After determining the vulnerability of structures, using steel plates and viscous damper, the results show that retrofitted buildings with fluid viscous damper dissipate higher energy in comparison with the buildings retrofitted by the steel plate. Strengthening the existing buildings were investigated and compared with each others through three different methods: 1. replacing relatively strong bracing system with the relatively weaker bracing 2. Strengthening the columns by adding cover steel plates to the columns of building and 3. Global Strengthening bracing and columns system of buildings.

ARTICLE INFO

Received: 12/06/2017
Revised: 31/07/2017
Accepted: 23/08/2017

Keywords:
Steel structures
Retrofitting
Viscous damper
Nonlinear time history analysis
Nonlinear static analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.88069.1220

*Corresponding author: Seyed Masoud Mirtaheri.
Email address: mmirtaheri@kntu.ac.ir

۱- مقدمه

ایران، به‌عنوان یکی از لرزه‌خیزترین کشورهای جهان است. نتایج آماری نشان می‌دهد که آسیب‌پذیری ساختمان‌های مسکونی در ایران در برابر زمین‌لرزه بالاست، متأسفانه در زلزله¬های ایران مانند منجیل و رودبار (۱۹۹۰) و زلزله بم (۲۰۰۳) برخلاف انتظار، شدیداً ساختمان‌های فلزی آسیب دیده و خسارات جبران‌ناپذیری را به بار آوردند . اتصالات تیر به ستون در اغلب سازه های فولادی در زلزله بم از نوع اتصالات خورجینی و ساده با نبشی فوقانی و تحتانی بودند. به دلیل مودهای گسیختگی متنوعی که در اتصالات سازه های فولادی در زلزله بم اتفاق افتاد می توان نتیجه گرفت فروریزش سازه ها عمدتا از گسیختگی اتصالات ناشی می شود. مودهای گسیختگی که در سازه های فولادی در زلزله بم رخ داد در اکثر زلزله های دیگر نیز گزارش شده است[۹-۱]. در سالهای اخیر نیز مطالعات گسترده‌ای بر روی مشخصات رکورد زلزله بم، شبیه سازی سه‌مولفه‌ای رکورد نزدیک به گسل زلزله بم، بررسی زلزله بم از دیدگاه مهندسی و غیره انجام گرفته است [۱۸-۱۰].

بررسی سازه‌های آسیب‌دیده در زلزله نقش اساسی در تغییر استانداردهای طراحی ساختمان ایفا می‌کنند. زلزله‌های منجیل و بم نقطه عطفی برای جامعه مهندسی ایران است. یکی از اعضای سازه ای بسیار مهم و پرکاربرد در ساختمانهای کشور، ستون مرکب با بست افقی است. در بسیاری از ساختمانهای فولادی ساخته شده در گذشته، از این ستون ها استفاده شده است. بررسی و مطالعه خسارت ساختمانهای دارای ستونهای مرکب در زلزله های گذشته نشان دهنده ضعف های رفتاری قابل ملاحظه و شکست های زیاد در این ستون ها است[۲۰-۱۹]. در این مقاله دو ساختمان از شهر بم در زمان زلزله بم مورد بررسی قرار گرفته است. ساختمان‌ها در سه حالت ؛ الف) سازه بر اساس شرایط واقعی موجود ب) تقویت دو سازه در سه حالت (۱. تقویت فقط مهاربند ۲. تقویت فقط ستون‌ها ۳ . تقویت ستون و مهاربند) ج) طراحی سازه موجود بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، تحلیل و طراحی و سپس آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش آور) بر روی آنها انجام گرفت.

در بحث مقاوم‌سازی سازه‌ها، مهاربندهای قوی‌تر (دوبل ناودانی) جایگزین مهاربندهای ضعیف (نبشی، میلگرد) و همچنین ستون‌ها نیز با ورق، تقویت گردیده است. علاوه بر مقاوم‌سازی با ورق، از میراگر ویسکوز نیز جهت تقویت ساختمان‌ها استفاده گردید. درواقع خارجی‌ترین قاب دو ساختمان در نرم افزار Opensees مدلسازی و تحت آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی در دو حالت با و بدون میراگر ویسکوز مورد بررسی قرار گرفتند.

شهر بم (عرض جغرافیایE o 58.3، طول جغرافیای N o 29) درجنوب شرقی ایران واقع شده است. در روز جمعه، ۲۶ دسامبر ۲۰۰۳ در ساعت ۱:۵۶:۵۶ (به‌وقت محلی ۵:۲۶:۵۶) یک زلزله قدرتمند در منطقه جنوب شرقی ایران رخ داد، بزرگی این زلزله ۶٫۶ ریشتر و به مدت ۲۰ ثانیه به طول انجامید. از طرفی کانون زلزله حدود ۵ کیلومتری جنوب شرقی شهر بم قرار داشت و گفته می‌شود در نزدیکی شهر یک گسل بزرگ در موقعیت شمال غرب به جنوب شرقی شهر بم به مختصات N 298/58E۲۹/۹۹۸ واقع شده است. چشمه زمین‌لرزه در محدوده شهر بم واقع‌شده و عمق کانونی زلزله بم ۸ کیلومتر برآورد شده است[۷-۱]. اثرات نزدیکی به گسل، باعث ایجاد حرکات قائم و همچنین لرزش شدید در جهت قائم و عمود بر جهت شرقی- غربی را در پی داشت. حسینی هاشمی و حسن زاده مطالعه‌ای را بروی یک سازه فولادی نیمه صلب با اتصالات خورجینی و سیستم مهاربندی ضربدری با میانقاب های پرکننده در دو جهت که در زلزله بم دچار آسیب شده بود، انجام دادند. در این مطالعه رفتار کلی و الگوی خرابی سازه واقعی با نتایج بدست آمده از آنالیز تاریخچه زمانی رکورد زلزله بم مقایسه گردید. نتایج این تحقیق نشان دهنده تطابق خسارات واقعی و نتایج از آنالیز تاریخچه زمانی بوده، همچنین طبق نتایج بدست آمده مقادیر بالای جذب انرژی در این سازه توسط میانقاب ها صورت گرفته که در حقیقت نقشی حیاتی در کنترل فروریزش سازه مذکور داشته است [۲۲-۲۰]. گالواو و همکاران مطالعه ای را بر روی ارتعاش آزاد و هارمونیک در قاب با ستون های لاغر و دارای اتصالات خورجینی انجام دادند. مطالعاتی نیز در زمینه رفتار اتصالات خورجینی در شرایط آتش‌سوزی و بهسازی لرزه‌ای قابهای دارای این نوع از اتصالات انجام گرفته است[۲۳].

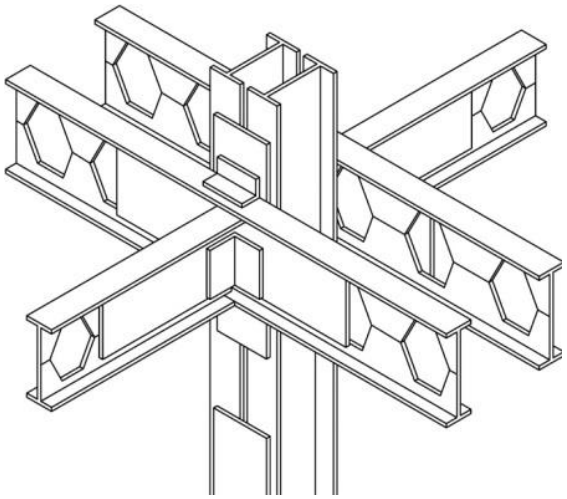
۲- مشخصات ساختمان بررسی شده

در این مقاله دو ساختمان قاب فولادی آسیب‌دیده در زلزله بم با سیستم مهاربند ضربدری که ساختمان اول در هر دو جهت مهاربندی شده و ساختمان دوم نیز در یک‌جهت مهاربندی و جهت دیگر پانل پرکننده با اتصال خورجینی است؛ مورد بررسی قرار گرفت.

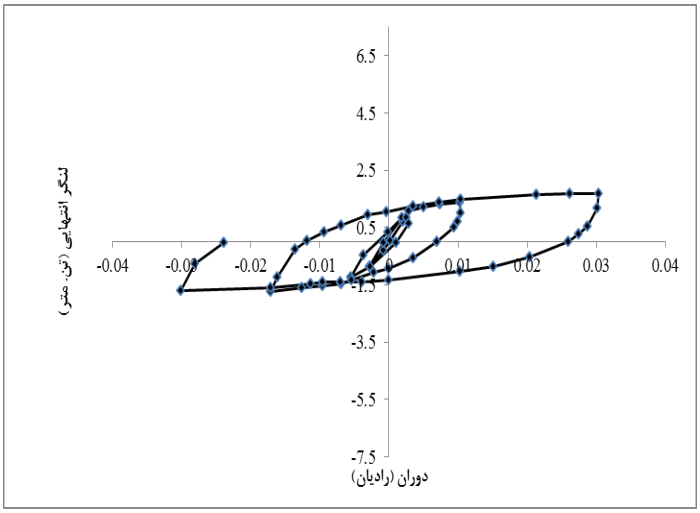
۳- مشخصات ساختمان دو جهت مهاربندی شده

ساختمان مورد بررسی ساختمانی ۴ طبقه است که در سال ۸۲ ۱۳ احداث و در۱/۲ کیلومتری جنوب شرقی ایستگاه ثبت جنبش زمین که متعلق به فرمانداری بم است، قرارگرفته است. سیستم باربر جانبی این ساختمان در تمامی جهات مهاربند هم‌محور می‌باشد. ارتفاع کلیه طبقات ۳ متر بوده است و سقف از نوع طاق ضربی است. اکثر ستون‌های این ساختمان از دو پروفیل IPE 160 به هم چسبیده تشکیل‌شده‌اند و تنها در تعداد محدودی از ستون‌های طبقه همکف، علاوه بر پروفیل‌های فوق از ورق تقویتی سرتاسری به ابعاد ۱ × ۱۵ سانتی‌متر استفاده‌شده است.

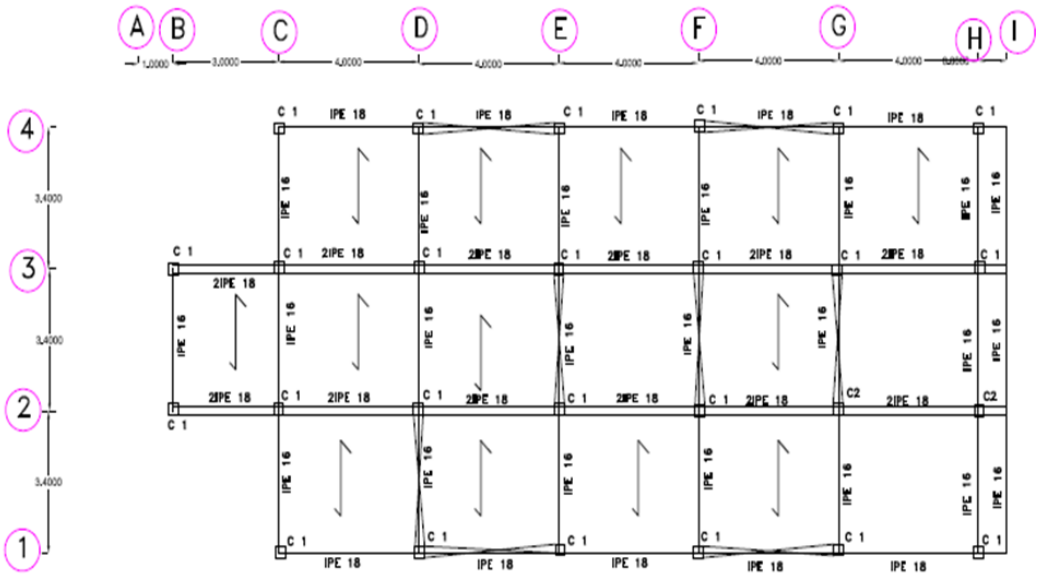
تیرهای این ساختمان در راستای شمالی – جنوبی به‌صورت خورجینی و با استفاده از IPE 180 و در راستای شرقی - غربی به‌صورت مفصلی و با استفاده از IPE 160 اجراشده‌اند. در اتصال خورجینی، بار از تیر به ستون توسط دو نبشی در قسمت فوقانی و تحتانی اتصال، منتقل می شود. در ساختمان مذکور سقف نیز از نوع طاق ضربی است. نمونه اتصال خورجینی در شکل ۱ نمایش داده شده است. در اتصالات خورجینی این ساختمان از نبشیL60 در قسمت فوقانی و از نبشی L80 در قسمت تحتانی اتصال استفاده شده است. طول هریک از این نبشی‌ها ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد و از سخت‌کننده‌ها در آن‌ها استفاده شده است. علی مزروعی و حسین مصطفایی [۲۴] با استفاده از نتایج تجربی منحنی لنگر- دوران اتصال خورجینی برای نبشی به طول ۲۰ سانتی‌متر با سخت‌کننده را ترسیم نموده‌اند شکل ۲. مقطع کلیه مهاربندهای این ساختمان از پروفیل IPE 140 تشکیل‌شده است. میان قاب‌ها از جنس آجر سفال بوده که ضخامت آنها در کلیه طبقات ۲۰ سانتی‌متر و ضخامت میان قاب‌های داخلی نیز ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد. پلان و مقاطع مورد استفاده در طبقه همکف ساختمان دو جهت مهاربندی شده آسیب دیده در زلزله بم نیز در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل۱: نمونه شماتیک اتصال خورجینی



شکل۲: منحنی لنگر- دوران اتصال خورجینی برای نبشی به طول ۲۰ سانتی‌متر با سخت‌کننده



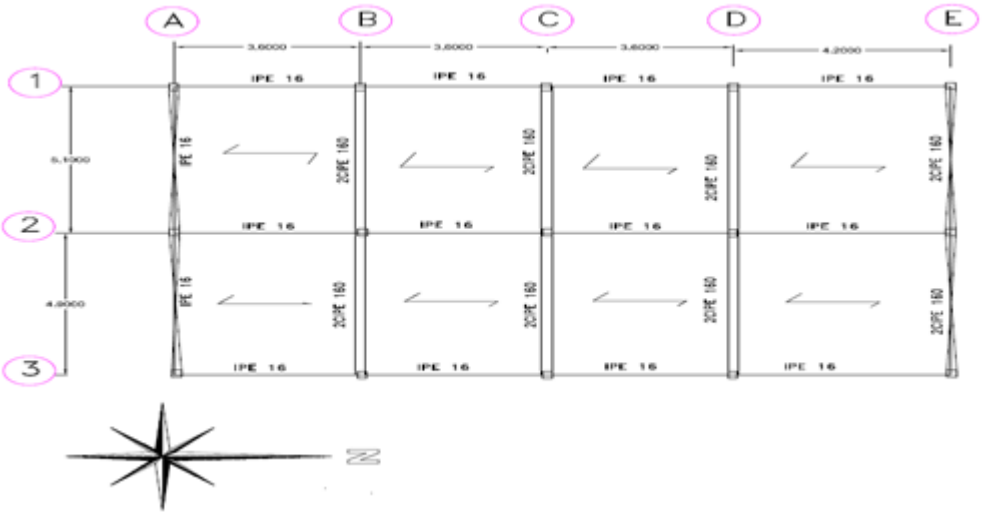
شکل۳ : پلان طبقه همکف ساختمان دو جهت مهاربندی شده آسیب دیده در زلزله بم

۴- مشخصات ساختمان یک جهت مهاربندی شده

ساختمان ۴ طبقه فوق در سال ۸۲ احداث و در ۷۰۰ متری شمال غربی ایستگاه ثبت جنبش زمین که متعلق به فرمانداری بم است قرارگرفته است. ارتفاع طبقه همکف ۴،۸۵ متر و میان طبقه ۲،۵ متر و ارتفاع سایر طبقات نیز ۲،۸ متر می‌باشد. سقف این ساختمان از نوع طاق ضربی می‌باشد. سیستم باربر جانبی این ساختمان در جهت شرقی - غربی مهاربند هم‌محور با تیرهای خورجینی و در جهت شمالی - جنوبی میان قاب می‌باشد. کلیه ستون‌های این ساختمان مشبک بوده و از دو پروفیل IPE160 تشکیل‌شده‌اند و بست‌ها نیز ابعادی برابر سانتی‌متر داشته که در فواصل ۴۰ سانتیمتری اجرا شده‌اند.

تیرهای این ساختمان در راستای شرقی - غربی به‌صورت خورجینی و با استفاده از CIPE 160 و در راستای شمالی - جنوبی به‌صورت مفصلی و با استفاده از پروفیل IPE 160 اجراشده‌اند. در اتصالات خورجینی از نبشی L60 در قسمت فوقانی و از نبشی در L80 در

قسمت تحتانی اتصال استفاده‌شده است. طول هریک از این نبشی‌ها ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد. مقطع اکثر مهاربندهای این ساختمان از پروفیل نبشی L60 تشکیل‌شده است. در طبقه همکف مقطع اکثر مهاربندها از میلگرد بوده و در مدل‌سازی منظور نگردیده است. میانقاب‌های این ساختمان از نوع آجر فشاری می‌باشد. ضخامت میان قاب‌های پیرامونی این ساختمان متغیر بوده و از ضخامت ۳۵، ۲۰ و ۱۰ سانتی‌متر تشکیل‌شده است. ضخامت میان قاب‌های داخلی نیز ۱۰ سانتی‌متر باشد (شکل ۴).



شکل۴ : پلان طبقات ساختمان یک جهت مهاربند شده آسیب دیده در زلزله بم

۵- خسارت وارد شده به ساختمان‌های مورد بررسی در اثر زلزله بم

بیشترین آسیب این ساختمان در برابر زلزله در طبقه همکف روی داده و پدیده طبقه نرم در این طبقه مشاهده شده است. در جهت طولی ساختمان (شمالی - جنوبی)، چهار دهانه کناری دارای مهاربند هم‌محور است، تعداد میانقاب‌ها نیز نسبتاً زیاد و مؤلفه زلزله در این جهت دارای شدت کمتری نسبت به جهت شرقی- غربی است. با توجه به موارد ذکرشده، آسیب‌ها در این جهت بسیار کمتر از جهت دیگر است. در جهت عرضی (شرقی- غربی) در مجموع سه دهانه دارای مهاربند می‌باشد و یکی از مهاربندها از نوع مهاربند برون محور و مابقی از نوع هم‌محور است. با توجه به سختی و مقاومت کمتر ساختمان در جهت شرقی - غربی و شدت بیشتر مؤلفه زلزله در این جهت، آسیب‌ها در این جهت بسیار بیشتر بوده و تغییر مکان ماندگار در حدود ۳۰ سانتی‌متر در طبقه همکف روی داده است. کلیه مهاربندها در طبقه همکف دچار کمانش و آسیب شدید شده است. در برخی از موارد نیز ورق اتصال مهاربند به تیر و ستون یا جوش‌های مهاربند در این ناحیه از کفایت لازم برخوردار نبوده و قبل از رسیدن به ظرفیت نهایی مهاربند از محل اتصال جدا شده‌اند. آسیب‌دیدگی در ستون‌ها بسیار شدید بود و دچار کمانش شده‌اند به‌گونه‌ای که باربری ثقلی ساختمان پس از زلزله به مخاطره افتاده و ساختمان در آستانه فروریزش است. از آنجا که میانقاب‌ها از جنس آجر سفال بوده و نسبت به آجر فشاری سختی و مقاومت کمتری دارد، کلیه میانقاب‌ها در طبقه همکف دچار فروریزش شده‌اند. همچنین میانقاب‌های داخلی در طبقه اول و برخی از میانقاب‌های پیرامونی دچار فروریزش شده‌اند.

بیشتر آسیب‌های این ساختمان در برابر زلزله در طبقه همکف روی داده و پدیده طبقه نرم در این طبقه مشاهده‌شده است. در جهت طولی ساختمان (شمالی - جنوبی) سیستم مناسب برای مقابله با نیروهای لرزه‌ای وجود ندارد و تنها وجود میانقاب می‌باشد. در سمت دیگر ساختمان که میانقاب‌ها قرار ندارند ایجاد مفصل خمیری ستون‌ها و تغییر مکان نسبی زیاد در طبقه همکف که سختی کمتری نسبت به سایر طبقات دارد مشاهده‌شده است. در برخی از طبقات نیز مهاربندها اجرا نشده است و در برخی از دهانه‌ها نیز پیوستگی آن‌ها در ارتفاعات رعایت نگردیده و مسیر بار کامل نمی‌باشد. همچنین وجود میان طبقه در طبقه همکف سبب گردیده که نیروی برشی زیادی به وسط

ستون‌های واقع در این طبقه وارد شود. مهاربندهای طبقه همکف در نمای شمالی از محل خود جدا شده‌اند و تشکیل مفاصل خمیری در ستون‌ها مشهود است. شکل۵ ، برخی آسیب های وارد شده به ساختمانهای مذکور در زلزله بم را نشان می دهد.

الف) آسیب ایجاد شده در ستون ناشی از میان طبقه ساختمان یک‌جهت مهاربندی در زلزله بم

ب) کمانش ستون ساختمان یک‌جهت مهاربندی در زلزله بم

ج) جدا شدن مهاربند از محل اتصال ساختمان یک‌جهت مهاربندی در زلزله بم

شکل۵ : برخی آسیب های وارد شده به ساختمانهای مذکور در زلزله بم

۶- مدل‌سازی

در ابتدا هر کدام از ساختمان‌های مذکور در سه حالت زیر مورد تحلیل و طراحی در نرم افزار v9.7 Etabs قرار گرفتند[۲۵]:

۱. ساختمان موجود با همان شرایط ساخته شده در زمان زلزله بم

۲. ساختمان موجود تقویت شده در سه حالت:

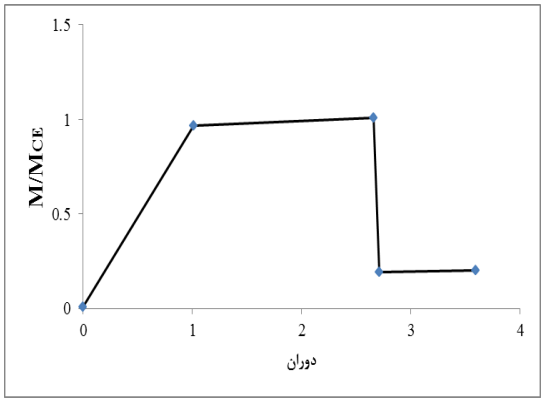
الف. تعویض مهاربند ضعیف با مهاربند قوی.

ب. اضافه کردن ورق تقویتی به ستون‌های موجود در ساختمان.

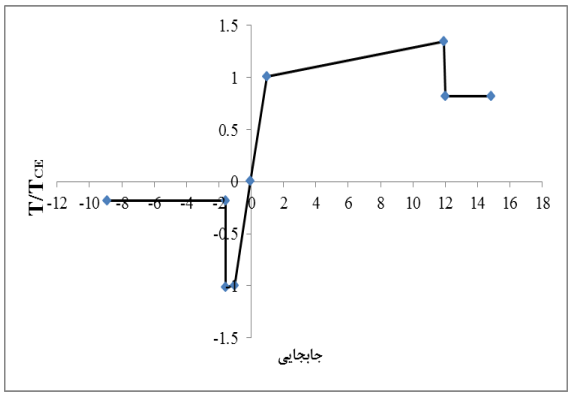
ج. تقویت مهاربندها و ستون‌های ساختمان

۳. ساختمان طراحی شده طبق ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران، مبحث ۶ و ۱۰ آئین نامه ایران [۲۸-۲۶].

سپس به منظور پیش‌بینی آسیب ساختمان، مدل غیرخطی سازه های مدلسازی شده در حالت های مذکور تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش آور) قرار گرفتند. مدل‌سازی اعضا با توجه به نشریه FEMA-356 انجام شد[۲۹] . اتصالات خورجینی به صورت اتصال نیمه صلب مدل‌سازی گردید. همچنین ستون تحت تعامل نیروی فشاری محوری و خمش می‌باشد. به‌منظور تعیین پارامترهای منحنی لنگر – دوران و معیارهای پذیرش، از دستورالعمل FEMA-365 استفاده‌شده است. برای تعیین سطح تنش تسلیم از روش فرمول‌بندی شده دیرلین و تاویل استفاده گردید[۳۰]. در شکل ۶ منحنی لنگر- دوران و معیارهای پذیرش نشان داده شده است.



شکل۶ : منحنی لنگر – دوران ستون ساختمان دو جهت مهاربندی‌شده



شکل۷ : منحنی نیرو- تغییرمکان مهاربند ساختمان دو جهت مهاربندی‌شده موجود طبق زلزله بم

منحنی نیرو- تغییرمکان و معیارهای پذیرش مهاربند نیز از دستورالعمل FEMA-365 یا دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) استخراج که در شکل ۷ نشان داده شده است.

در جدول ۱و ۲ خلاصه‌ای از بارهای زنده و مرده ذکر گردیده است. دیوارهای پیرامونی با عرض ۲۰ سانتی‌متر و دیوارهای داخلی با عرض ۱۰ سانتی‌مترمی باشد. علاوه بر این در جدول ۳ جرم طبقات نیز آورده شده است. سازه های موجود در سه حالت تقویت گردیده است:

۱) تعویض مهاربند ضعیف با مهاربند قوی:

مقطع کلیه مهاربندهای ساختمان دو جهت مهاربندی از پروفیل IPE 140 تشکیل‌شده است؛ که مهاربندهای لاغر با مهاربندهای دوبل ناودانی ۸۰ یا ۱۰۰ یا ۱۲۰ تعویض شدند. در همه قاب‌هایی که مهاربندی شده بود مهاربند طبقه اول با دوبل ناودانی ۱۲۰، طبقه دوم

دوبل ناودانی ۱۰۰ و طبقه سوم و چهارم با دوبل ناودانی ۸۰ تعویض گردید. در ساختمان یک جهت مهاربندی شده نیز مقطع کلیه مهاربندها این ساختمان از نبشی L60 تشکیل‌که مهاربندهای لاغر با مهاربندهای دوبل ناودانی ۸۰ یا ۱۰۰ یا۱۲۰ تعویض گردید. در همه قاب‌های که مهاربندی شده بود مهاربند طبقه اول با دوبل ناودانی ۱۲۰، طبقه دوم دوبل ناودانی۰ ۱۰، طبقه سوم و چهارم با دوبل ناودانی ۸۰ تعویض گردید.

۲) اضافه کردن ورق تقویتی به ستون‌های موجود در ساختمان:

اکثر ستون‌های ساختمان دو جهت مهاربندی از دو پروفیل IPE 160 به هم چسبیده تشکیل‌شده‌اند که برای تقویت آن‌ها از ورق استفاده گردیده است. پروفیل ستون‌ها در جدول ۴ آورده شده است. در ساختمان یک جهت مهاربندی شده نیز اکثر ستون‌ها از دو پروفیل IPE 160 به هم چسبیده تشکیل‌شده‌اند که برای تقویت آن‌ها از ورق استفاده گردیده است.

۳) تقویت مهاربندها و ستون‌های ساختمان:

در این حالت مهاربند و ستون با مقاطع ضعیف با مقاطع قویتر تعویض گردید.

ساختمان های مذکور با همان بارهای موجود، طبق ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران نیز مدلسازی گردید. مقاطع ستون‌ها در طبقه سوم و چهارم از پروفیل IPE 180 به هم چسبیده و ستون طبقه اول و دوم IP180PL22*122 است. مقاطع مهاربند طبقه اول با دوبل ناودانی ۱۲۰، طبقه دوم دوبل ناودانی ۱۰۰ و طبقه سوم و چهارم با دوبل ناودانی ۸۰ مدلسازی گردیده است.

جدول۱: بارهای استاتیکی ساختمان دو جهت مهاربندی‌شده

بار گسترده	Kg/m^2	بار خطی	Kg/m
بار مرده کف	۵۶۰	بار دیوار پیرامونی	۹۲۰
بار زنده طبقات	۲۰۰	بار دیوار داخلی	۵۱۰
بار زنده بام	۱۵۰		

جدول۲: بارهای ساختمان یک‌جهت مهاربندی

بار گسترده	Kg/m^2	بار خطی	Kg/m
بار مرده کف	۵۶۰	بار دیوار (۳۵ سانتی‌متر)	۶۲۰
بار زنده طبقات	۲۰۰	بار دیوار (۲۰ سانتی‌متر)	۳۷۰
بار زنده بام	۱۵۰	بار دیوار (۱۰ سانتی‌متر)	۲۰۰

جدول۳: جرم ساختمان دو و یک جهت مهاربندی شده

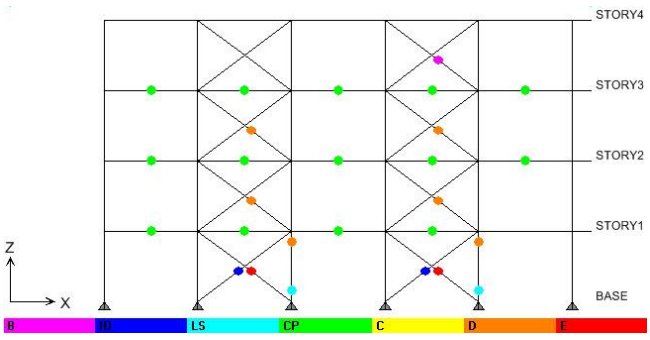
طبقه	جرم
طبقه همکف	۱۸۵ تن
طبقه اول	۲۱۴ تن
طبقه دوم	۲۱۴ تن
طبقه سوم	۱۶۵ تن

جدول۴: مقاطع ستون های ساختمان تقویت‌شده در زلزله بم

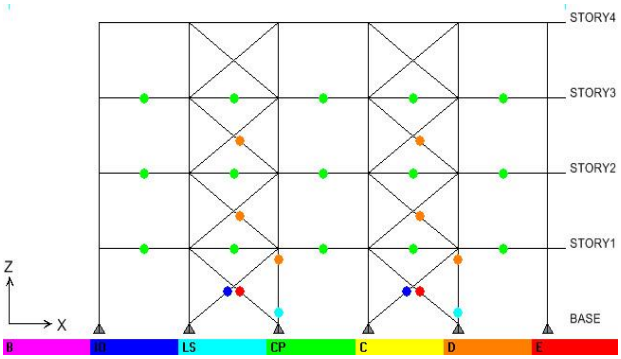
نام در نقشه پلان‌هاست	مقاطع ستون تقویت‌شده(یک جهت مهاربندی)	مقاطع ستون تقویت‌شده(دو جهت مهاربندی)
C1	2IPE160PL20*0.8	2IPE160
C2	2IPE160PL30X15	2IPE160PL180*10
C3	2IPE160PL32X2.5	2IPE160PL220X20
C4		2IPE160PL150X10

۷- صحت سنجی نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش آور):

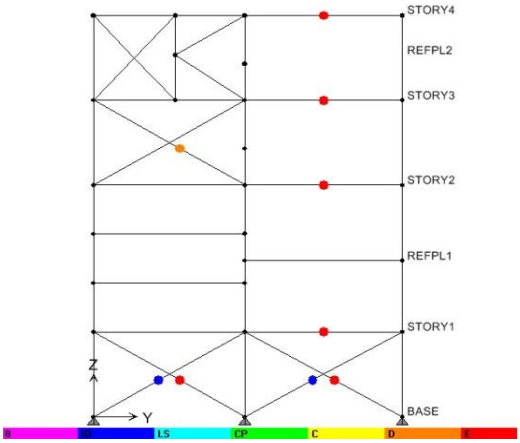
با توجه به بررسی در قاب ۱ و قاب ۴ از ساختمان دو جهت مهاربندی (شکل ۸ و ۹) ساختمان موجود در زلزله بم ، کاملاً مشخص است که در گام ۱۰ (کمترین زمان بارگذاری) رفتار غیر شکل‌پذیری از خود نشان داده و علت آن مکانیزم زود هنگام سازه و روند نامناسب تشکیل مفاصل پلاستیک در مهاربندها و ستون‌ها مجاور آن می‌باشد. با بررسی و مقایسه روند تشکیل مفاصل پلاستیک در مهاربندها مشاهده می گردد که همانند سازه واقعی نشان داده شده در شکل ۵، تسلیم اعضا با یک روال منطقی صورت نگرفته است و سازه قبل از اینکه تغییر شکل قابل‌ملاحظه‌ای داشته باشد مکانیزم می‌گردد. در سازه یک جهت مهاربندی شده نیز در جهتY در گام ۲۰ بارگذاری، مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب A در شکل ۱۰ نمایش داده شده است. در شکل ۱۱ نیز مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب۱ در جهت X از سازه یک جهت مهاربندی شده نمایش داده شده است.



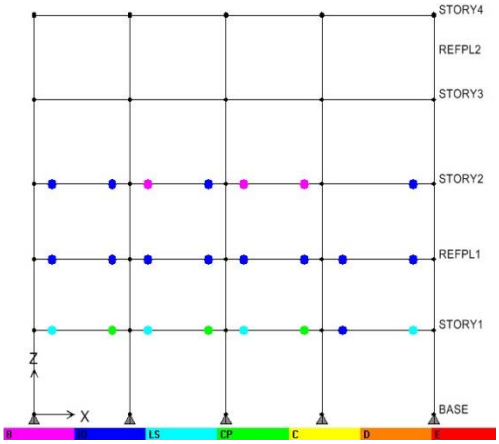
شکل۸ : آنالیز پوش آور محور ۱ ساختمان دو جهت مهاربندی



شکل۹ : آنالیز پوش آور محور ۴ ساختمان دو جهت مهاربندی شده

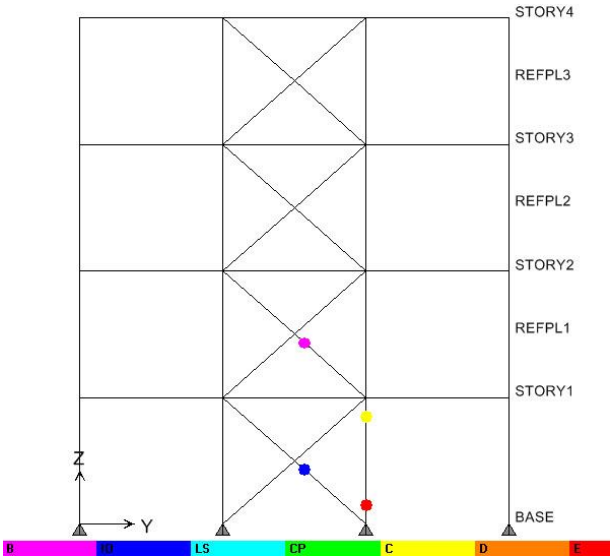


شکل۱۰ : آنالیز پوش‌آور قاب A در جهت Y ساختمان یک جهت مهاربندی شده

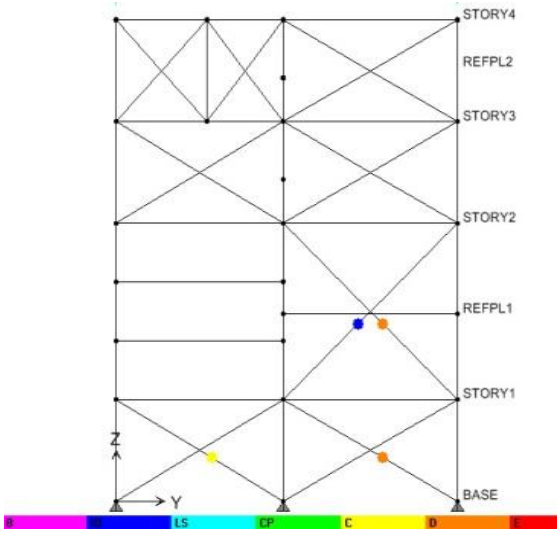


شکل ۱۱: آنالیز پوش قاب ۱ در جهت X ساختمان یک جهت مهاربندی شده

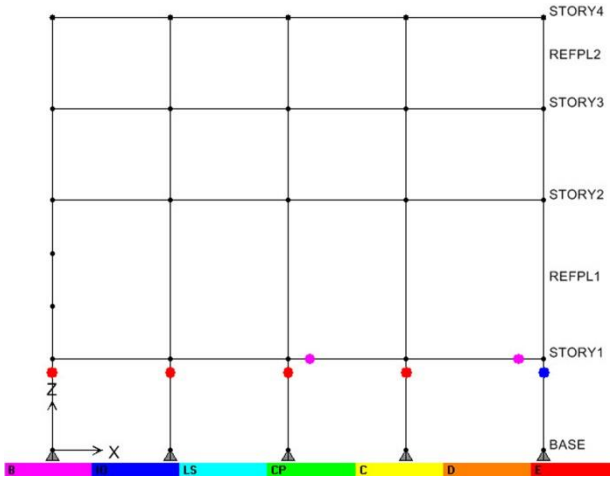
گام بعدی تقویت سازه موجود در زلزله بم می‌باشد؛ در حالت اول تنها مقاطع مهاربندها تقویت شده اند که با قرار دادن دوبل ناودانی به‌جای مهاربندهای موجود و انجام آنالیز پوش آور نتیجه گرفته می شود قبل از پلاستیک شدن مهاربندها، مفاصل پلاستیک در پای ستون‌ها ایجاد شده است. به‌عنوان نمونه یکی از قاب‌های ساختمان دوجهت مهاربندی شده در شکل ۱۲ نمایش داده‌شده است. در سازه یک جهت مهاربندی شده نیز در جهت y سازه که دارای مهاربند است، فقط در قاب‌های مهاربندی، ابتدا مهاربندها در طبقات پایین دچار کمانش می‌شوند سپس در ستون‌ها مفصل پلاستیک ایجاد می‌گردد. در قاب‌های دیگر (مانند قاب A) هیچ مفصلی در ستون‌ها ایجاد نمی‌گردد (شکل ۱۳).



شکل ۱۲: تقویت مهاربندها و تسلیم ستون مجاور مهاربند (دوجهت مهاربندی)



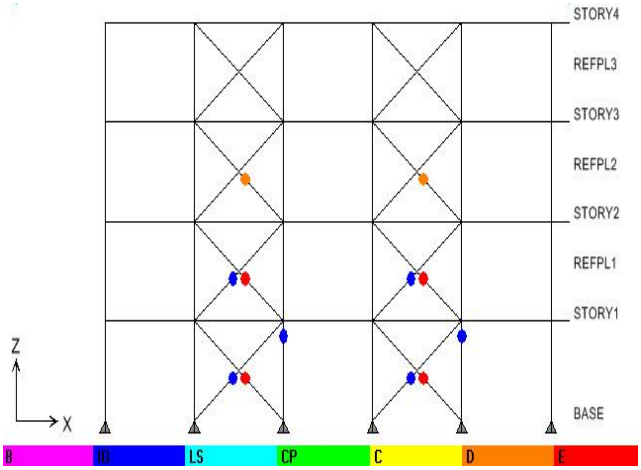
شکل ۱۳ : تشکیل مفاصل در مهاربندهای قاب تقویت‌شده یا مهاربند (قاب A سازه یک‌جهت مهاربندی)



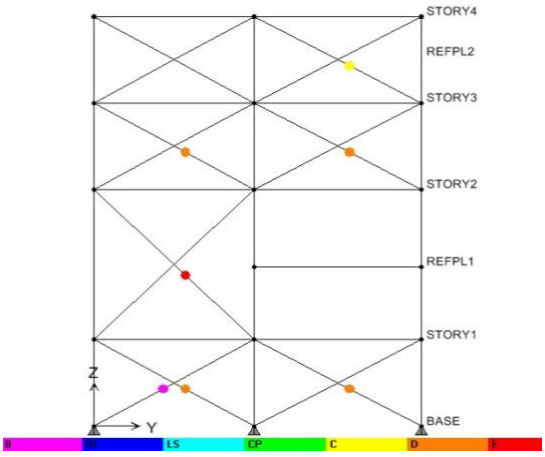
شکل ۱۴ : تشکیل مفصل پلاستیک در ستون قاب ۱ بدون مهاربند در حالت تقویت فقط مهاربند (یک‌جهت مهاربندی)

در جهت X سازه، قاب‌های سازه بدون مهاربند می‌باشند که قبل از پلاستیک شدن مهاربندها، مفاصل پلاستیک در ستون‌های طبقه اول ایجاد می‌گردد که نشان‌دهنده طبقه نرم در سازه می باشد. به‌عنوان نمونه یکی از قاب‌های ساختمان یک جهت مهاربندی در شکل ۱۴ نمایش داده‌شده است. در حالت دوم ستون‌ها تقویت شده و مهاربندها با همان مقاطع در زلزله، تحت آنالیز پوش آور قرار داده شد. در این حالت منحنی پوش آور وضعیت مناسبتری داشت و قبل از تشکیل مفصل در ستون طبقه اول مهاربندها دچار کمانش شده‌اند که به عنوان نمونه قاب ۱ از سازه دو جهت مهاربندی و یک جهت مهاربندی به ترتیب در شکل های ۱۵ و ۱۶ نشان داده‌شده است.

ابتدا مهاربندهای پایینی سپس مهاربندهای بالایی تسلیم شده و قبل اینکه سازه تغییر شکل ملاحظه‌ای داشته باشد مکانیزم می‌گردد؛ درنهایت ستون‌های طبقه همکف منتهی به مهاربند نیز تسلیم می‌شود و این موضوع موجب ناپایداری کلی می گردد.



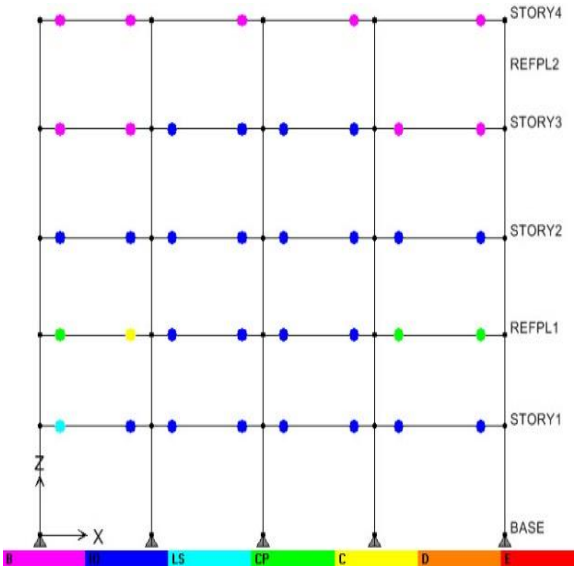
شکل ۱۵: تقویت ستون و مکانیزم شدن مهاربندها قبل از ستون(دو جهت مهاربندی)



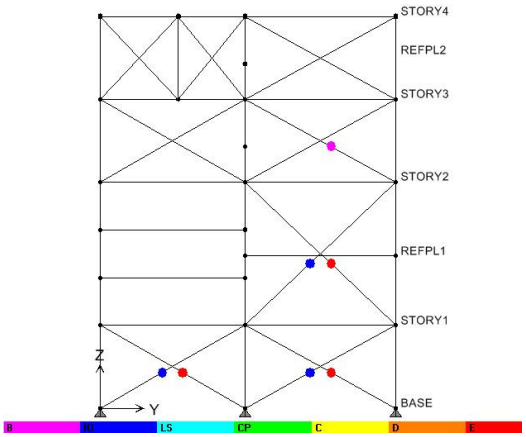
شکل۱۶ : تقویت ستون و مکانیزم شدن مهاربندها قبل از ستون(یک جهت مهاربندی)

از بررسی‌های موجود می‌توان نتیجه گرفت برای تقویت سازه‌ها ابتدا ستون‌های کنار مهاربند در طبقه همکف می بایست تقویت گردد، سازه‌های فولادی با مهاربند هم‌محور به دلیل سختی زیاد سیستم در پای ستون دچار ضعف می‌باشند.

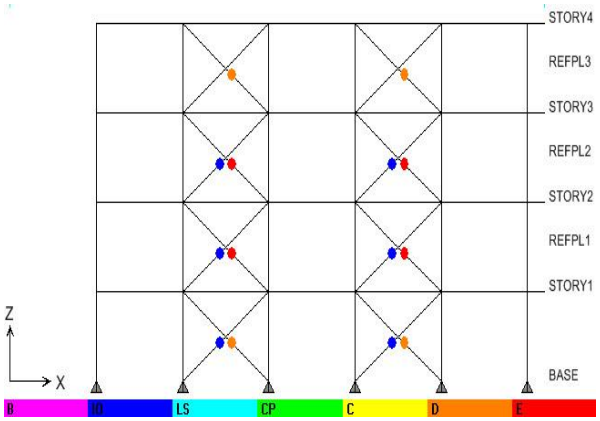
در حالت سوم نیز ستون‌ها و مهاربندها به صورت همزمان تقویت‌شده‌اند. منحنی پوش آور حاصل دارای اختلاف اندکی در تمامی ترکیب بارها با ساختمان طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران می باشدکه نشان‌دهنده این است که سازه پس از اصلاح روند تشکیل مفاصل مسیر درست خود را طی می‌کند. در اشکال ۱۷ تا ۱۹ روند تشکیل مفاصل پلاستیک در گام های مختلف نمایش داده شده است.



شکل۱۷ : آنالیز پوش قاب ۱ در جهت X ساختمان یک جهت مهاربندی شده تقویت شده(گام ۲۰)

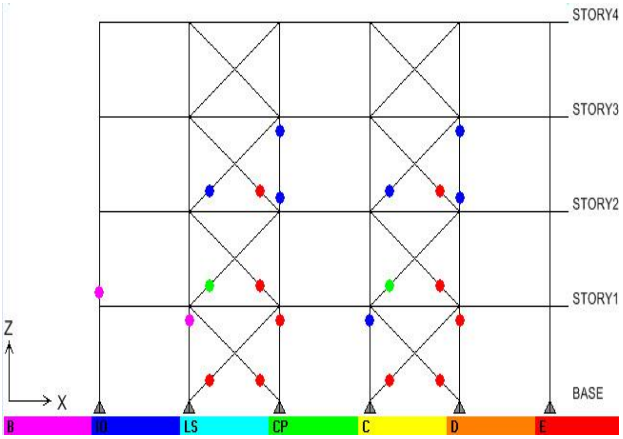


شکل۱۸ : آنالیز پوش قاب A در جهت Y ساختمان یک جهت مهاربندی شده تقویت شده(گام ۳۰)

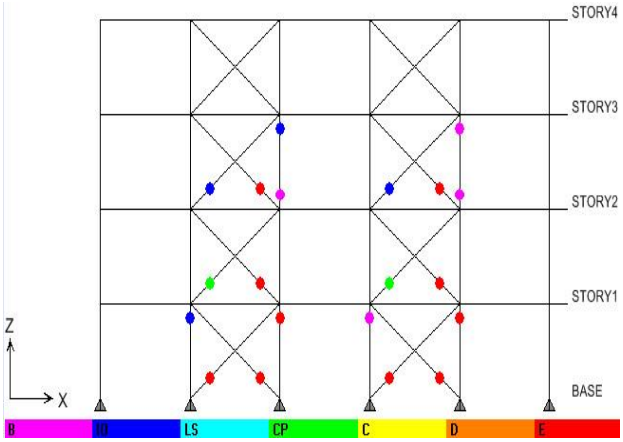


شکل ۱۹ : آنالیز پوش قاب ۱ ساختمان دوجهت مهاربندی تقویت شده(گام ۲۰)

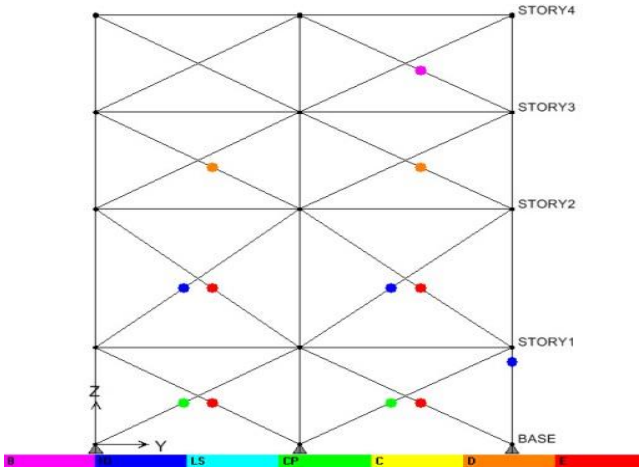
در تحلیل سازه طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم به دلیل استفاده از مقاطع مناسب، روند تشکیل مفاصل در اعضا منطقی می‌باشد. در این حالت در گام‌های بالاتری مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. به عنوان نمونه مفاصل پلاستیک تشکیل شده در ساختمانهای طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در شکل های ۲۰ تا ۲۳ نمایش داده شده است.



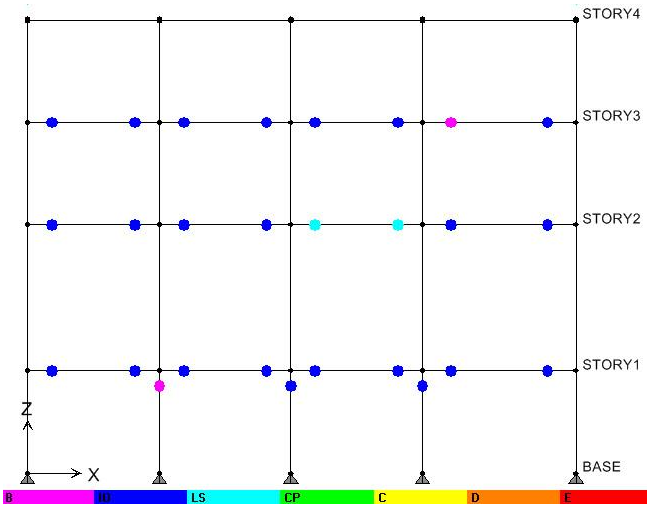
شکل ۲۰ : آنالیز پوش قاب ۱ ساختمان دوجهت مهاربندی شده طبق ویرایش ۴ آیین‌نامه۲۸۰۰ (گام ۵۳)



شکل ۲۱: آنالیز پوش قاب ۴ ساختمان دوجهت مهاربندی شده طبق ویرایش ۴ آیین‌نامه۲۸۰۰ (گام ۵۳)

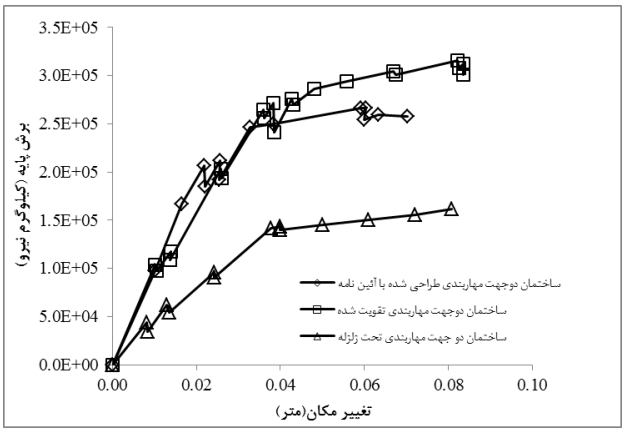


شکل ۲۲: آنالیز پوش قاب A در جهت Y ساختمان یک جهت مهاربندی شده براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۴(گام ۴۹)شده

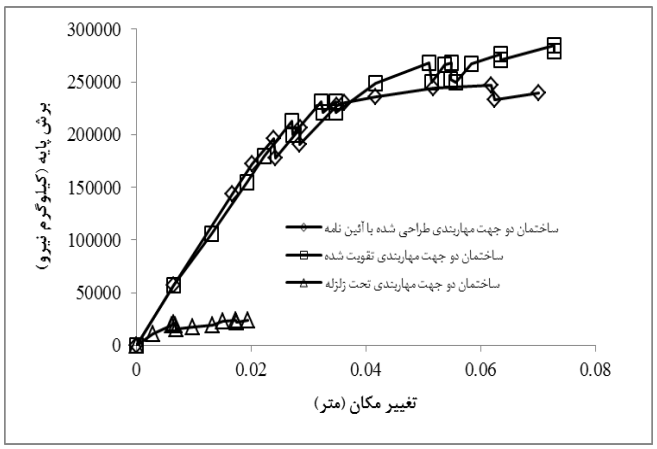


شکل ۲۳ : آنالیز پوش قاب ۱ در جهت X ساختمان یک جهت مهاربندی شده براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۴(گام ۳۳)

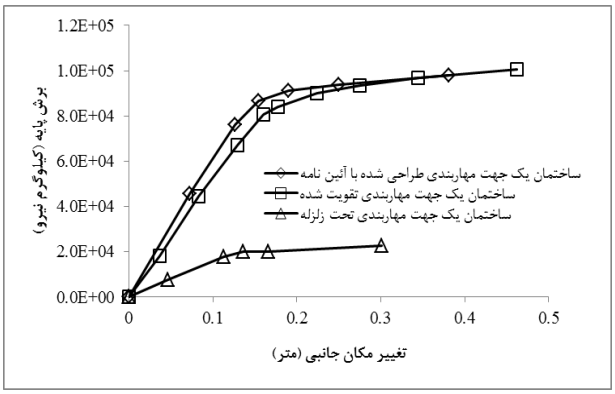
در نمودارهای ۱ و ۲ منحنی‌های پوش آور سازه دو جهت مهابندی و در نمودارهای ۳ و ۴ منحنی‌های پوش آور سازه یک جهت مهابندی در جهتx و y، در سه حالت سازه موجود در زلزله بم، سازه با حالت تقویت با ورق، سازه طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ با یکدیگر مقایسه گردیدند، همان‌طور که در نمودارها مشخص است به دلیل ضعیف بودن ساختمان موجود در زلزله بم منحنی پوش آور رفتار خوبی از خود نشان نمی‌دهد، اما با تقویت سازه موجود عملکرد سازه مانند حالتی است که با آیین‌نامه ۲۸۰۰طراحی شده است.



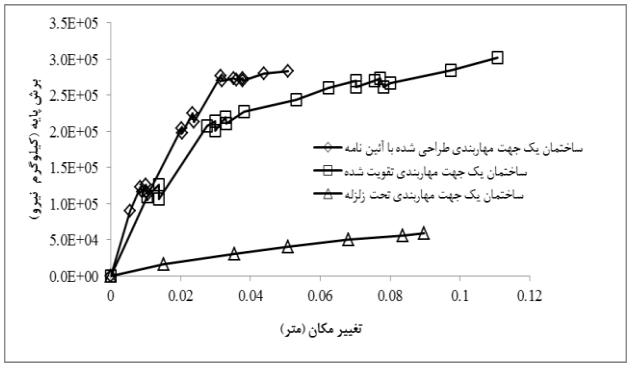
نمودار ۱ : مقایسه منحنی پوش جهت xساختمان دو جهت مهاربندی شده در سه حالت



نمودار۲ : مقایسه منحنی پوش جهت yساختمان دو جهت مهاربندی شده در سه حالت



نمودار۳ : مقایسه منحنی پوش جهت xساختمان یک جهت مهاربندی شده در سه حالت



نمودار ۴ : مقایسه منحنی پوش جهت yساختمان یک جهت مهاربندی شده در سه حالت

۸- تقویت سازه به وسیله میراگر ویسکوز در opeensees

در این قسمت ساختمان های مذکور در دو حالت، پایه گیردار و جداگر در نرم افزارopensees مدلسازی و آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی سازه ها اعمال شده است.

پارامترهای سختی kd، ضریب میرایی cd و درصد میرایی ζ برای تعریف میراگر بر اساس مقادیر استاندارد ارائه شده از آزمایش‌های تجربی kesai et al انتخاب شده است(جدول۵). برای انجام آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی نیاز به اعمال رکورد زلزله می‌باشد که رکورد اعمالی، رکورد زلزله بم برای ایستگاه بم به شماره رکورد ۳۱۶۸/۰۲ می‌باشد (جدول ۶).

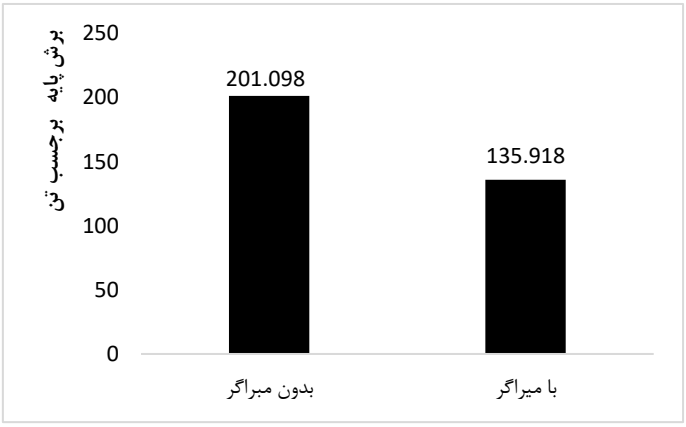
جدول ۵: مشخصات میراگر انتخاب شده

درصد میرایی ζ	سختی میراگر KN/cm	α	ضریب میرایی KN.cm/ sec
٪۲۰	۱۹۲۶/۳۸	۱	۸۵/۵

پس از انجام آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی سه پارامتر جابه‌جایی بیشینه بام، برش پایه و جابه‌جایی نسبی درون طبقه‌ای به عنوان فاکتورهای آسیب‌پذیری سازه مورد مطالعه قرارگرفته‌اند. با توجه به نمودار ۵ می‌توان نتیجه گرفت که حضور میراگرها باعث کاهش برش پایه تا۳۴ درصد می‌گردد. در سازه یک جهت مهاربندی شده نیز با توجه به شکل ۲۴ می‌توان نتیجه گرفت که حضور میراگرها باعث کاهش برش پایه به میزان ۳۱ درصد می‌گردد (نمودار ۶). در این مطالعه قاب مذکور ساختمان ۴ طبقه یک جهت مهاربندی‌شده در دو حالت، حالت اول پایه گیردار حالت دوم با جداگر در opensees مدل گردد و آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی انجام گردید. رکورد اعمالی رکورد زلزله بم به مشخصات ذکر شده در جدول ۶ می‌با شد. زلزله بم یک زلزله حوزه نزدیک می‌با شد، زلزله حوزه نزدیک با توجه به شکل پالس مانند در رکوردهای سرعت و جابه‌جایی و همچنین محتوای فرکانس بالا، انرژی زیادی را به سازه وارد کرده و باعث بروز خسارت‌های زیادی هم به سازه‌های سخت و هم به انعطاف‌پذیر می‌شود.

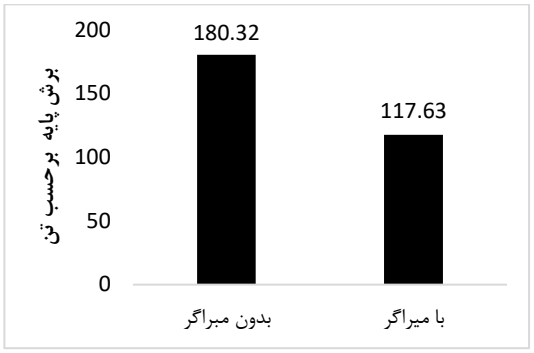
جدول۶: مشخصات رکورد زلزله بم

بزرگی	تاریخ	شماره رکورد	استان	ایستگاه	زلزله
۶,۷ MS	۲۰۰۳/۱۲/۲۶	۳۱۶۸/۰۲	کرمان	بم	بم

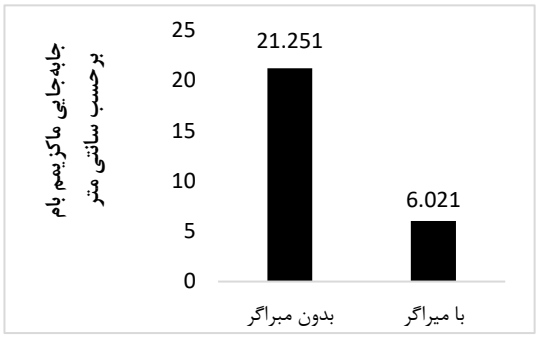


نمودار ۵ : برش پایه سازه در حالت با و بدون میراگر قاب محور ۴ ساختمان دو جهت مهاربندی شده

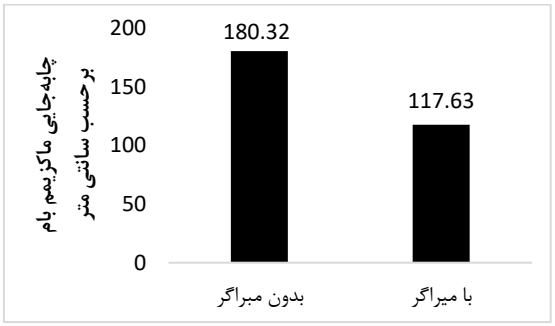
در نمودارهای ۷ و ۸ نیز میزان تأثیر میراگرها در کاهش جابه‌جایی بام نشان داده شده است. همان‌طور که در نمودار ها نیز قابل مشاهده است، میراگر در کاهش جابه‌جایی نسبی اثرقابل ملاحظه ای دارد طوری که استفاده از میراگر، جابه‌جایی ماکزیمم بام را تا ۶۵ درصد برای سازه دو جهت مهاربندی و تا ۵۷ درصد برای سازه یک جهت مهاربندی کاهش می‌دهد.



نمودار ۶ : برش پایه سازه در حالت با و بدون میراگر قاب محور ۱ ساختمان یک جهت مهاربندی شده

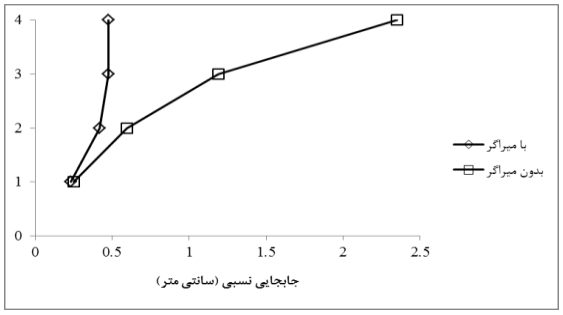


نمودار ۷ : جابه‌جایی ماکزیمم بام در حالت با و بدون میراگر

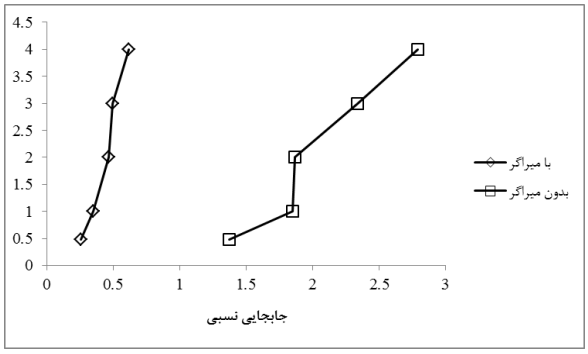


نمودار ۸: جابه‌جایی ماکزیمم بام در حالت با و بدون میراگر

در نمودار (۹) جابه‌جایی نسبی در حالت با و بدون میراگر نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل نیز قابل مشاهده است ، میراگر در کاهش جابه‌جایی نسبی اثرقابل ملاحظه ای دارد.



نمودار ۹ : جابه‌جایی نسبی در حالت با و بدون میراگر(سازه دو جهت مهاربندی)



نمودار۱۰ : جابه‌جایی نسبی در حالت با و بدون میراگر(سازه یک جهت مهاربندی)

۹- نتیجه گیری

در این تحقیق دو ساختمان آسیب دیده از شهر بم در زمان زلزله در سه حالت شرایط واقعی موجود، تقویت دو سازه در سه حالت (تقویت فقط مهاربند، تقویت فقط ستون‌ها و تقویت ستون و مهاربند) و طراحی سازه موجود بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، تحلیل و

طراحی و سپس آنالیز استاتیکی غیرخطی بر روی آنها انجام گرفت. در پایان نیز سازه‌ها با استفاده از ورق تقویتی و میراگر ویسکوز تقویت که نتایج آنالیز حاصل از تحلیل و طراحی در دو نرم افزار Etabs v9 و opensees به طور خلاصه در ذیل آورده شده اند:

- نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی (تقویت با ورق در Etabs v9)

با مقایسه منحنی‌های پوش در هر سه حالت ذکر شده، مشخص گردید که ساختمان موجود در زلزله بم رفتار کاملاً غیر شکل‌پذیری از خود نشان داده است. علت مکانیزم زود هنگام سازه روند نامناسب تشکیل مفاصل پلاستیک در مهاربندها و ستون‌ها مجاور آن می‌باشد. در گام بعد سازه مذکور با ورق تقویتی تقویت گردید که در این حالت منحنی پوش وضعیت بهتری داشت و همین‌طور قبل از تشکیل مفصل در ستون طبقه اول، مهاربندها دچار کمانش شده‌اند. در انتها کل سازه تقویت گردید که منحنی پوش آور حاصل دارای اختلاف اندکی در تمامی ترکیب بارها با ساختمان طراحی شده با آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران داشت؛ که نشان داد سازه پس از اصلاح روند تشکیل مفاصل، مسیر درست خود را طی می‌کند.

- نتایج آنالیز تاریخچه‌زمانی غیرخطی (تقویت با میراگر opensees)

در این بخش در دو سازه موجود، بیرونی‌ترین قاب هر دو سازه انتخاب و در دو حالت با میراگر ویسکوز و بدون میراگر ویسکوز در نرم‌افزار OPENSEES مدل‌سازی و آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی تحت رکورد زلزله بم مورد ارزیابی قرار گرفت. در هر دو سازه مدل‌سازی شده قاب‌ها در شرایط تقویت شده با میراگر ویسکوز برش پایه و دریفت طبقات و تغییر مکان طبقات به صورت محسوس کاهش پیدا می‌کند که نشان دهنده کاهش سطح خطر سازه‌ها می باشد.

بنابراین به عنوان جمع بندی و با توجه به نتایج مدل‌سازی و آنالیزهای انجام شده در مطالعه حاضر می‌توان دریافت:

- استفاده از میراگر ویسکوز مایع باعث می‌شود درصد زیادی از اتلاف انرژی غیرخطی در این سیستم‌ها اتفاق بیفتد و سهم سایر اعضای اصلی سازه به طور چشم‌گیری کاهش پیدا کند و سازه در سطح عملکرد بهتری قرار گیرد، البته با مشاهده نتایج این دو سیستم مشاهده می‌شود که در مجموع، ساختمان‌های بهسازی شده با میراگر ویسکوز مایع در مقایسه با ساختمان‌های بهسازی شده با ورق تقویتی از عملکرد نسبتاً بالاتری نیز برخوردار باشد.

- در حالت اجرای سازه با تمام ملاک‌های آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌توان ادعا کرد که سازه در برابر زلزله رفتار منطقی‌تری خواهد داشت و با تقویت ساختمان موجود، هرچه ساختمان به حالت ایده آل (طراحی بر اساس آیین‌نامه) حرکت می‌کند، قابلیت تحمل نیروهای بزرگ‌تر را خواهد داشت و روند تشکیل مفاصل پلاستیک به صورت ایده‌آل انجام می‌پذیرد.

- توزیع نامناسب سختی در سازه به علت چینش اشتباه و استفاده از مقاطع خیلی ضعیف یا نادرست، شکل‌پذیری سازه را بسیار کاهش می‌دهد.

- در سازه‌های فولادی با مهاربند هم‌محور نه‌تنها مهاربندها بلکه ستون‌ها نیز تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای در شکل‌پذیری سازه دارند. به‌خصوص ستون‌های کنار مهاربند در شکل‌پذیری سازه نقش مهمی را ایفا می کند.

- سازه‌های فولادی با مهاربند هم‌محور که به دلیل سختی زیاد سیستم خصوصاً در نقاط پای ستون دچار ضعف می‌باشد شکل‌پذیری قابل‌ملاحظه‌ای ندارند که این مورد بایست در طراحی لحاظ گردد.

پیشنهاد می شود در تحقیقات آتی، تعداد سازه های بیشتری مورد بحث و آنالیز قرار گیرد و در آنها اثر میانقاب ها نیز در روند تحلیل و طراحی به دقت لحاظ گردد تا تاثیر آنها در مقایسه با نحوه برخورد آیین نامه با مسئله مذکور بیشتر به بحث گذاشته شود.

مراجع

[1] Wang, C.H. and Wen, Y.K. "Seismic Response of 3-D Steel Buildings with Connection Fractures", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 814. Auckland, New Zealand (2000).
[2] Minami, K., Sakai, J., and Matsui, C. "Analysis of Damage of Stell Reinforced Concrete Building Frames by 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1127. Auckland, New Zealand (2000).
[3] Mahin, S., Malley, J., Hamburger, R., and Mahoney, M. (2000). "Overview of a Program for Reduction of Earthquake Hazards in Steel Frame Structures", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 2541. Auckland, New Zealand (2000).
[4] Hamburger, R., Fouth D., and Cornell, C. "Performance Basis of Guidelines for Evaluation, Upgrade and Design of Moment-Resisting Steel Frames", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 2543. Auckland, New Zealand (2000).
[5] Malley, J. and Frank, K. "Materials and Fracture Investigations in the FEMA/SAC Phase2 Steel Project", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 2544. Auckland, New Zealand (2000).
[6] Krawinkler, H. "System Performance of Steel Moment Resisting Frame Structures", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 2545. Auckland, New Zealand (2000).
[7] Roeder, C. "Performance of MomentResisting Connections", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 2546. Auckland, New Zealand (2000).
[8] Mehrabian, A. and Haldar, A. "Some lessons learned from post-earthquake damage survey of structures in Bam, Iran earthquake of 2003", *Structural Survey*, 23(3), pp. 180-192 (2005).
[9] Eshghi S, Zar´e M. *Bam earthquake of 26 December 2003, Mw6.5: A Preliminary Reconnaissance report (2003)*. http://www.iiees.ac.ir/english/bank/Bam/bam report english recc.html.
[10] Saedi Daryan, A., Bahrampoor, A. "Behavior of Khorjini connections in fire." *Fire Safety Journal*, 44(4), PP. 659-664(2009).
http://dx.doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.01.002.
[11] Shakib, H., Dardaei, S., Joghan, Pirizadeh, M., Moghaddasi Musavi, A., "Seismic rehabilitation of semi-rigid steel framed buildings—A case study." *Journal of Constructional Steel Research*, 67(6), PP. 1042-1049 (2011).
http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.01.002.
[12] Parsizadeh,F., Ibrion,M., Mokhtari, M., Lein, M., Nadim, M., "Bam 2003 earthquake disaster: On the earthquake risk perception, resilience and earthquake culture – Cultural beliefs and cultural landscape of Qanats, gardens of Khorma trees and Argh-e Bam." *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 14(Part 4),pp. 457-469 (2015).
[13] Ibrion, M., Parsizadeh, F., Pakdaman Naeini, M., Mokhtari, M., Nadim, F., "Handling of dead people after two large earthquake disasters in Iran: Tabas 1978 and Bam 2003 – Survivors' perspectives, beliefs, funerary rituals, resilience and risk." *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 11, pp. 60-77(2015). http://dx.doi.org/10.1016/j.ijdrr.2014.11.006.
[14] Farhoudian, A., Hajebi, A., Bahramnejad, A., Katz, C., "*The Perspective of Psychosocial Support a Decade after Bam Earthquake: Achievements and Challenges.*" Psychiatric Clinics of North America, 36(3),pp. 385-402 (2013). http://dx.doi.org/10.1016/j.psc.2013.05.003.
[15] Sadeghi, H., Manoochehri, M.F., Hosseini, K., Nakamura, T., Suzuki, S. "*S-wave anisotropy in the aftershock region of the 2003 Bam, Iran, earthquake (Mw 6.5).*" Tectonophysics, 594, pp. 128-136 (2013).
http://dx.doi.org/10.1016/j.tecto.2013.03.024.
[16] Hosseini, M.A., de la Fuente, A., Pons, O. "Multi-criteria decision-making method for assessing the sustainability of post-disaster temporary housing units technologies: A case study in Bam, 2003." *Sustainable Cities and Society*, 20, pp. 38-51 (2016). http://dx.doi.org/10.1016/j.scs.2015.09.012.
[17] Nicknam, A., Eslamian, Y. "A hybrid method for simulating near-source, broadband seismograms: Application to the 2003 Bam earthquake (Mw 6.5)." *Tectonophysics*, 487(1-4), pp. 46-58 (2010). http://dx.doi.org/10.1016/j.tecto.2010.03.007.
[18] Ramazi, H., Soltani Jigheh, H. "The Bam (Iran) Earthquake of December 26, 2003: From an engineering and seismological point of view." *Journal of Asian Earth Sciences*, 27(5), pp. 576-584 (2006).
http://dx.doi.org/10.1016/j.jseaes.2005.05.009.
[19] Hosseini Hashemi, B. and Jafari S.M. "Performance of Batten Columns in Steel Buildings During the Bam Earthquake of 26 December", *JSEE: Special issue on Bam earthquake*, pp. 101-109 (2003).
[20] Hosseini Hashemi B. and jafari S.M. "Experimental Evaluation of Cyclic Behavior of Batten Column", *Journal of Constructional Steel Research*, 78, pp. 88-96 (2012).
[21] Hosseini Hashemi, B. Ghafory Ashtiany, M. "*Semi-rigid steel frame with "Khorjini" connections*". World Housing Encyclopedia report. Report ID 26 (2002).
[22] Hosseini Hashemi, B., Hassanzadeh, M. "Study of a semi-rigid steel braced building damaged in the Bam earthquake", *Journal of Constructional Steel Research*, 64(6), pp. 704-721(2008).

[23] Galvo, A.S., Silva, A.R.D., Silveira, R.A.M. “Nonlinear dynamic behavior and instability of slender frames with semi-rigid connections.” *International Journal of Mechanical Sciences*, 52, pp. 1547-1562 (2010).