



سیزدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد  
۳ تا ۶ دی ماه سال ۱۴۰۳  
هتل المپیک - تهران



خرابی پیشرونده لرزه ای قاب خمشی فولادی ویژه بلند مرتبه مهاربندی شده در برابر زلزله نزدیک گسل

نوید سیاه پلو<sup>۱</sup>، امین حسین پور کهواز<sup>۲</sup>

چکیده

این مقاله به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی بلندمرتبه با ابر مهاربند (MB) و مهاربند همگرا (XB) در شرایط خرابی پیشرونده لرزه‌ای (کاهش ۸۰٪ در مقاومت تسلیم ستون) در برابر ۲۱ زلزله نزدیک به گسل می‌پردازد. مدل ۵۰ طبقه با شش دهانه ۶ متری و ارتفاع ۱۷۵ متر انتخاب شده و موقعیت کاهش مقاومت ستون‌ها در طبقات همکف و یازدهم تعیین شده است. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده نشان می‌دهد که در مدل XB، کاهش مقاومت در ستون‌های میانی (C15 و C115) موجب افزایش قابل توجه IDRmax می‌شود، در حالی که این کاهش در ستون‌های کناری (C11 و C111) تنها موجب افزایش جزئی IDRmax می‌گردد. در مدل ابر مهاربند (MB) تغییرات IDRmax مختصرتر است. همچنین، استفاده از ابر مهاربند سبب می‌شود تا سازه در شتاب طیفی بالاتری به حالت حدی LS برسد، که نشان‌دهنده توانمندی ابر مهاربند در توزیع نیروهای جانبی در شرایط خرابی پیشرونده است.

واژگان کلیدی:

قاب‌های خمشی ویژه، خرابی پیشرونده لرزه‌ای، ابر مهاربند، تحلیل دینامیکی فزاینده، مهاربند همگرا

۱. استادیار گروه مهندسی عمران موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، [siahpolo@acecr.ac.ir](mailto:siahpolo@acecr.ac.ir) (نویسنده مسئول)

۲. دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان.



# سیزدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد ۳ تا ۶ دی ماه سال ۱۴۰۳ هتل المپیک - تهران



## مقدمه

خرابی پیشرونده به معنای گسترش خرابی یا آسیب‌دیدگی اولیه از یک عضو به عضو دیگر است، به طوری که منجر به خرابی کل سازه یا بخش بزرگی از آن شود (Byfield et al., 2014). خرابی پیشرونده به‌عنوان یک موضوع سازه‌های مهندسی، پس از خرابی ساختمان رونانپوینت در سال ۱۹۶۸ مورد توجه قرار گرفت. ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده در سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، زیرا وقوع خرابی پیش رونده می‌تواند منجر به خسارتهای جبران ناپذیری می‌گردد (Marjanishvili, 2004). خرابی پیش‌رونده یک سناریو زنجیروار از شکست و آسیب موضعی در یک المان و در پی آن اعضای مجاور بوده و در نهایت منجر به تخریب کل یا قسمتی از سازه خواهد شد، هنگامی که عضوی از سازه در اثر یکی از عوامل خرابی از جمله زلزله قرار می‌گیرد، سازه نیازمند مسیر جایگزین برای انتقال بارهای حمل شده توسط عضو حذف شده می‌باشد (Razavi and Mohebi, 2014). لذا توجه به پایداری سازه و بررسی لرزه‌ای آن در اثر سناریو حذف عضو بسیار حائز اهمیت می‌باشد. هرچند تاکنون سیستم‌های مختلف سازه‌ای جهت این مهم مورد ارزیابی قرار گرفتند اما جهت به دست آوردن نکات قابل توجه این موضوع نیازمند تحقیق و واریسی بیشتر می‌باشد (Ellingwood and Leyendecker, 1978). وقوع حوادثی همچون تخریب برج های دوقلو ایالات متحده آمریکا بر اثر برخورد هواپیما، فروریزش ساختمان پلاسکو تهران (۱۳۹۵) بدلیل آتش سوزی و خرابی پیشرونده ساختمان متروپل آبادان (۱۴۰۱) با حذف ناگهانی ستون باعث شده است مبحث خرابی پیشرونده همچنان یک ضرورت باشد. لیکن موضوع خرابی پیشرونده و حذف ناگهانی ستون بر اثر عوامل لرزه ای در ساختمان های بلند مرتبه کمتر مورد توجه محققان قبلی بوده است. از آنجایی که یکی از مهمترین شاخص های خرابی پیشرونده حذف ناگهانی ستون در سازه است، به نظر می‌رسد واکاوی و بررسی اثر این رخداد در سازه های بلند مرتبه از جمله سازه های فولادی حائز اهمیت تر است. با در نظر گرفتن بسیاری از سازه های بلند مرتبه در ایران و با در نظر گرفتن پیش بینی زلزله احتمالی کلانشهرها این مهم نیز از اهمیت دوچندانی برخوردار می‌گردد.

**سیاه پلو و همکاران** (۱۴۰۲) به تاثیر آرایش مهاربندی EBF و CBF بر عملکرد قاب های خمشی فولادی متاثر از خرابی پیشرونده پرداختند. نتایج نشان داد، که میزان جابجایی قائم گره فوقانی ستون حذف شده در قاب های با مهاربند هم محور ویژه نوع-X یکطبقه و -X دوطبقه در مقایسه با سایر قاب های خمشی ویژه با انواع دیگر مهاربند هم محور ویژه و یا برون محور کم تر است. همچنین **سیاه پلو و همکاران** (۱۴۰۲)، اثر خرابی پیشرونده لرزه‌ای بر ظرفیت قاب‌های فولادی دارای مهاربندی واگرای ویژه با رویکرد زلزله مبنای طراحی (DBE) و حداکثر زلزله محتمل (MCE) را ارزیابی نمودند. نتایج نشان داد در دو زلزله DBE و MCE، قاب‌های خمشی ویژه با مهاربندی واگرا ویژه در زلزله DBE از نظر تقاضای زاویه دررفت، چرخش تیر پیوند و زاویه دررفت ماندگار در اکثر مقادیر در محدوده مجاز آیین نامه‌ای است اما در زلزله MCE تقاضای زاویه چرخش تیر پیوند بیش از مقادیر مشخص گردیده محدوده مجاز می‌باشد. در تحقیق دیگری همین نویسندگان ظرفیت قاب‌های فولادی دارای مهاربندی واگرای ویژه متاثر از خرابی پیشرونده لرزه ای را بررسی نمودند. نتیجه این پژوهش نشان داد بهترین عملکرد تیر پیوند، به ترتیب مربوط به تیر پیوند با عملکرد برشی، برشی-خمشی و در نهایت خمشی می‌باشد. **Mazloun and Golipour** (۲۰۱۷) به بررسی پاسخ لرزه ای سازه های بلند مجهز به ابرمهاربند کمانش تاب پرداختند. نتایج نشان داد، سیستم ابرمهاربند (MSB)، دارای برتری قابل توجهی نسبت به نوع معمولی است. علاوه بر این ابرمهاربند کمانش تاب، رفتار لرزه ای بهتری در پارامترهای فوق نشان می‌دهد. **Zuohua** و همکاران (۲۰۱۸) عملکرد لرزه ای و مکانیزم خرابی سازه های مجهز به ابرمهاربند و هسته لوله ای با حالت های مختلف مهاربندی



را بررسی کردند. نتایج حاکی از این بود، تسلیم ابرمهاریها، موده‌های تغییرشکل ستون‌های مجاور آنها و توزیع پلاستیک شدگی بخش‌های مجاور سازه‌ای را نیز تغییر خواهد داد. تقویت ابرمهاریها، سیستم لوله‌ای خارجی را بهبود می‌بخشد و باعث افزایش ظرفیت در برابر نیروهای جانبی، کاهش نرخ کاهش سختی سیستم و بهبود سیستم ارتجاعی سازه‌ای می‌شود. **Rahnvard** و همکاران (۲۰۱۸) تحلیل غیرخطی ساختمان‌های فولادی بلند تحت خرابی پیشرونده پرداختند. بررسی‌ها نشان داد، حذف ستون کناری در هر دو سیستم قاب خمشی و قاب خمشی با مهاربند همگرا، بحرانی‌تر از حذف ستون گوشه می‌باشد. همچنین مشخص شد که لنگرهای خمشی غیر معمول ایجاد شده در ستون‌های پلان منظم نسبت به پلان نامنظم زودتر به تعادل می‌رسد. **Behnam** و همکاران (۲۰۱۹) به آنالیز خرابی پیشرونده لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی بلند تحت سناریوی حذف تیر پرداختند. یک سازه فولادی ۱۰ طبقه با قاب خمشی برای تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی طراحی شد و تحت سناریوهای مختلف حذف تیر در اثر زلزله قرار گرفت. نتایج نشان داد چنین سناریو‌هایی در طبقات بالا، بسیار آسیب‌پذیرتر از طبقات پایین هستند. **Qian** و همکاران (۲۰۲۰)، به ارزیابی آسیب‌پذیری خرابی پیشرونده در ساختمان‌های نامنظم در پلان واقع در مناطق لرزه خیز را مورد بحث قرار دادند. نتایج نشان داد، اتصالات گیردار که تأمین‌کننده سختی سازه هستند، مهمترین اجزای بحرانی سازه می‌باشند. در مطالعه دیگری، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح چند طبقه با دیوارهای پر شده را با استفاده از رویکرد عددی دو مرحله‌ای بررسی شد. در این تحقیق اثر همزمان استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن و حذف ستون مد نظر قرار گرفت. یافته‌ها نشان داد که دیوارهای پرکننده به طور قابل توجهی عملکرد لرزه‌ای را افزایش می‌دهند، به طوری که قاب سه طبقه کاهش ۹۸.۹ درصدی رانش پلاستیک را تجربه می‌کند. این مطالعه همچنین نشان داد که P.P. دیوارهای تقویت‌شده با الیاف می‌توانند به طور موثری تأثیر برداشتن ستون‌ها را کاهش دهند و در برخی موارد نیروی برشی پایه را تا ۱۱ درصد کاهش دهند (**El-ghareeb et al. 2024**). در تحقیق دیگری، تأثیر حذف ستون را بر تاب‌آوری سازه‌ای ساختمان‌های قاب خمشی فولادی با بی‌نظمی پس‌رفت<sup>۳</sup> پس از تجربه زلزله‌های با شدت‌های مختلف (کم، متوسط و زیاد) ارزیابی شد. یافته‌ها حاکی از آن است که زلزله خطر فروپاشی پیشرونده را افزایش می‌دهد. جالب توجه است که سازه‌هایی با بی‌نظمی پس‌رفت تا ۱۳/۳۳ درصد، تا ۲۱٪ باعث کاهش پاسخ سازه‌ها شده‌اند. با این حال، فراتر از این حد از پس‌رفتگی، پاسخ‌ها به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. این مطالعه پیشنهاد می‌کند که محدودیت‌هایی برای بی‌نظمی‌ها و تنظیم پارامترهای طراحی، از جمله برش پایه و محدودیت‌های دوره، برای کاهش خطر فروپاشی پیشرونده تعیین شود (**Saedi et al. 2024**).

بررسی تاریخیچه مطالعات قبل نشان می‌دهد که تا کنون مطالعه مدونی درباره ارزیابی خرابی پیشرونده لرزه‌ای در سازه‌های بلند مرتبه فولادی انجام نشده است بخصوص اینکه این ارزیابی بکمک تحلیل‌های پیشرفته مانند IDA باشد. بنابراین سؤال اصلی این تحقیق عبارت است از اینکه «از دیدگاه خرابی پیشرونده لرزه‌ای، کاهش مقاومت ستون میانی نسبت به ستون کناری چه وضعیتی ایجاد خواهد کرد، آیا بحرانی‌تر خواهد بود؟». برای پاسخگویی به این مهم یک قاب خمشی فولادی ویژه ۵۰ طبقه مجهز به ابرمهاریها و مهاربند همگرا با رعایت کلیه ضوابط طراحی لرزه‌ای طراحی و انتخاب شدند. قاب‌های مورد نظر دارای ۶ دهانه یکسان به طول هر دهانه ۶ متر است. سپس با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و در برابر سناریوی کاهش مقاومت ستون کناری

<sup>3</sup> Setback Irregularities



# سیزدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد ۳ تا ۶ دی ماه سال ۱۴۰۳ هتل المپیک - تهران



و میانی، کلیه مدل ها تحلیل شدند. سپس منحنی های IDA هریک از مدل های ترسیم و شتاب طیفی متناظر با هریک از حالت های حدی بررسی و مقایسه شده اند.

## روش تحقیق

در این مقاله از یک قاب دو بعدی ۵۰ طبقه منظم با ارتفاع طبقات برابر ۳/۵ متر (ارتفاع کل ۱۷۵ متر) استفاده شده است. قاب دارای ۶ دهانه و عرض دهانه ها ۶ متر فرض شده است. سامانه باربر ثقلی و جانبی، قاب فولادی خمشی ویژه در دو حالت ابرمهاربند<sup>۴</sup> (MB) و همگرای ضربدری<sup>۵</sup> (XB) انتخاب شد. طراحی سازه بکمک ETABS و بر اساس ضوابط طراحی لرزه ای مندرج در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان و به روش LRFD و با رعایت کلیه جزئیات طراحی لرزه ای انجام شده است. در مدلسازی از اندرکنش خاک و سازه صرفه نظر شده و با توجه به ارتفاع سازه نیروهای داخلی ناشی از اثرات زلزله با استفاده از تحلیل دینامیکی طیفی (با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ محاسبه شد. اتصال ستون به فونداسیون گیردار و ستون ها در تمامی طبقات به شکل پیوسته مدل سازی شده اند. جنس فولاد کلیه المان ها از نوع فولاد پرمقاومت ST52 در نظر گرفته شده است. تیرها از مقطع IPE و تیرورق تک و ستون ها از مقطع جعبه ای با رعایت ضوابط فشردگی لرزه ای ویژه انتخاب شدند. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ درجه لرزه خیزی خیلی زیاد و نوع خاک III و کاربری سازه مسکونی در نظر گرفته شده است. بارگذاری بکمک مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان انجام شده است. جدول ۱ و شکل ۱ نام گذاری و نمای شماتیک قاب ها را نشان می دهد

جدول ۱. جزئیات نامگذاری قابها

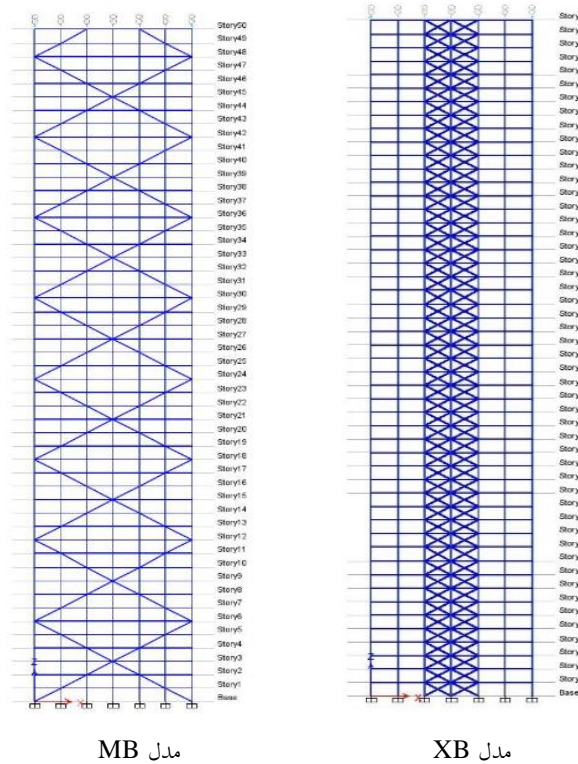
نام مدل	زمان تناوب مود اول	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی
XB	۳/۳۸	قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربند همگرای ویژه فولادی ضربدری
MB	۵/۲۲	قاب خمشی فولادی ویژه + ابرمهاربند همگرای ویژه فولادی

<sup>۴</sup> Mega Brace (MB)

<sup>۵</sup> Concentric Braced Frame (X-Brace)



سیزدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد  
۳ تا ۶ دی ماه سال ۱۴۰۳  
هتل المپیک - تهران

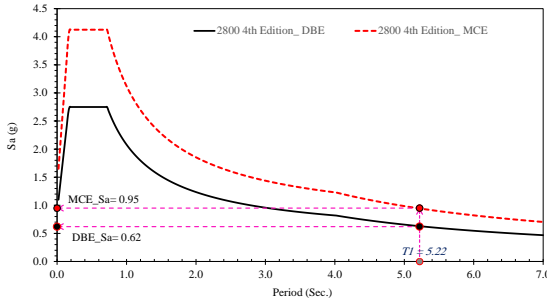


شکل ۱. نمای دو بعدی قاب ۵۰ طبقه

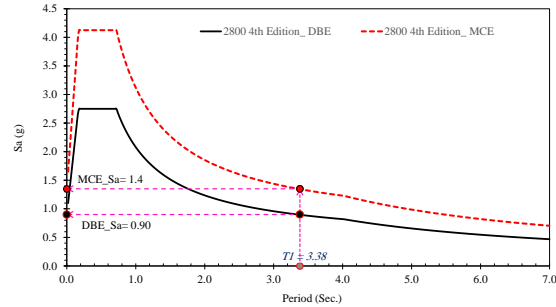
یکی از مهم ترین بخش هایی که تأثیر مستقیمی در نتایج و در معیار ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها در تحلیل های دینامیکی افزایشی دارد، انتخاب رکوردهای زمین لرزه است. در روش ارزیابی عملکرد FEMA P695 دو دسته رکورد مختلف برای انجام روند ارزیابی عملکرد سازه ها ارائه شده است که عبارتند از: دسته رکورد حوزه دور و دسته رکورد حوزه نزدیک. تعداد رکورد های مورد نظر FEMA P695 که به منظور انجام تحلیل دینامیکی در این مقاله استفاده شده است ۲۱ رکورد زلزله نزدیک گسل دارای پالس است. نام و مشخصات رکورد ها در [جدول ۲](#) ارائه شده است. در انتخاب شتاب نگاشت ها، معیارهای پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ رعایت شده است. با توجه به اینکه جهت تحلیل IDA از شاخص شدت شتاب طیفی مود اول یا  $S_a$  استفاده شده است، جهت محاسبه ضرایب مربوطه از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده که در نمودارهای [شکل ۲](#) نشان داده شده است. در این شکل مقادیر شتاب طیفی متناظر با سطوح خطر DBE و MCE طیف ۲۸۰۰ برای زمان تناوب مود اول قاب ۵۰ طبقه نشان داده شده است.



# سیزدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد ۳ تا ۶ دی ماه سال ۱۴۰۳ هتل المپیک - تهران



ب : X Brace



الف : M Brace

شکل ۲. شتاب طیفی متناظر با سطوح DBE و MCE طیف ۲۸۰۰ برای زمان تناوب مود اول قاب ۵۰ طبقه

جدول ۲. مشخصات شتابنگاشت ها

مجموعه رکوردهای زلزله های حوزه نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش رونده مؤلفه عمود بر گسل ( )							
شماره	PGA	زلزله	سال	نام ایستگاه	Mag	Rjb(km)	Rrup(km)
۱	۰.۳۱	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	EC County Center FF	۶.۵۳	۷.۳۱	۱۹۲.۰۵
۲	۰.۳۱۷	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro - Meloland Geot. Array	۶.۵۳	۰.۰۷	۲۶۴.۵۷
۳	۰.۴۸۳	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #4	۶.۵۳	۴.۹	۲۰۸.۹۱
۴	۰.۵۲۸	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #5	۶.۵۳	۱.۷۶	۲۰۵.۶۳
۵	۰.۴۴۷	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #6	۶.۵۳	۰	۲۰۳.۲۲
۶	۰.۳۴	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #7	۶.۵۳	۰.۵۶	۲۱۰.۵۱
۷	۰.۶۱	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #8	۶.۵۳	۳.۸۶	۲۰۶.۰۸
۸	۰.۳۵۲	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Differential Array	۶.۵۳	۵.۰۹	۲۰۲.۲۶
۹	۰.۷۱۳	Morgan Hill	۱۹۸۴	Coyote Lake Dam - Southwest Abutment	۶.۱۹	۰.۱۸	۵۶۱.۴۳
۱۰	۰.۴۳۱	Superstition Hills-02	۱۹۸۷	Parachute Test Site	۶.۵۴	۰.۹۵	۳۴۸.۶۹
۱۱	۰.۳۶۹	Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Array #2	۶.۹۳	۱۰.۳۸	۲۷۰.۸۴
۱۲	۰.۵۱۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	Saratoga - Aloha Ave	۶.۹۳	۷.۵۸	۳۸۰.۸۹
۱۳	۰.۴۹۶	Erzican, Turkey	۱۹۹۲	Erzincan	۶.۶۹	۰	۳۵۲.۰۵
۱۴	۰.۵۹	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	۷.۰۱	۰	۴۲۲.۱۷
۱۵	۰.۲۴۴	Landers	۱۹۹۲	Yermo Fire Station	۷.۲۸	۲۳.۶۲	۳۵۳.۶۳
۱۶	۰.۸۷۴	Northridge-01	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۶.۶۹	۰	۲۸۲.۲۵
۱۷	۰.۶	Northridge-01	۱۹۹۴	Sylmar - Olive View Med FF	۶.۶۹	۱.۷۴	۴۴۰.۵۴
۱۸	۰.۶۹۷	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Takarazuka	۶.۹	۰	۳۱۲
۱۹	۰.۶۱۷	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Takatori	۶.۹	۱.۴۶	۲۵۶
۲۰	۰.۷۸۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU065	۷.۶۲	۰.۵۷	۳۰۵.۸۵
۲۱	۰.۴	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	Duzce	۷.۱۴	۰	۲۸۱.۸۶

جهت ارزیابی خرابی پیشرونده لرزه ای استفاده از روش کاهش مقاومت ستون بجای حذف ناگهانی ستون پیشنهاد شده است (Tavakoli and Hasani 2017). موقعیت کاهش مقاومت ستون در طبقه همکف و طبقه ۱۱ و برای ستون کناری و میانی بطور مجزا انتخاب شده است. پس از انجام فرآیند تحلیل دینامیکی فزاینده در نرم افزار OpenSEES و ثبت خروجی های مورد نیاز، منحنی های IDA استخراج و ترسیم منحنی شکنندگی برای ۳ حالت عملکردی LS، CP و GI در نظر گرفته شده است. ضمناً زاویه رانش بین طبقه ای<sup>۷</sup> متناظر با سطوح عملکرد کلی مذکور به ترتیب ۰/۱۸، ۰/۰۵ و نقطه نظیر کاهش شیب منحنی به ۲۰٪

<sup>6</sup> Global Instability

<sup>7</sup> Inter-story Drift Ratio (IDR)



## سیزدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد ۳ تا ۶ دی ماه سال ۱۴۰۳ هتل المپیک - تهران



ناحیه ارتجاعی انتخاب شده اند. در نام گذاری مدل ها در هر مدل، ۴ تیب کاهش مقاومت ستون در نظر گرفته شده است به شرح جدول ۳ است.

جدول ۳. نامگذاری اختصاری و موقعیت کاهش مقاومت ستون

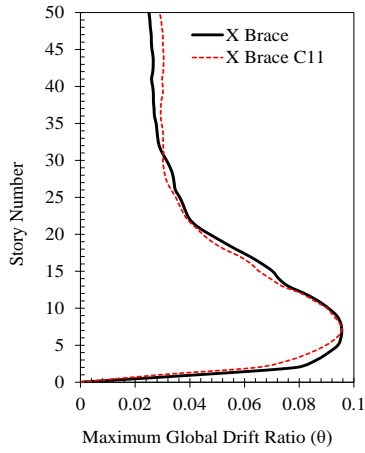
نام اختصاری سناریو	محل حذف ستون
MBC11	ستون کناری (محور ۱ در طبقه همکف)
XBC11	
MBC111	ستون کناری (محور ۱ در طبقه یازدهم)
XBC111	
MBC15	ستون میانی (محور ۵ در طبقه همکف)
XBC15	
MBC115	ستون میانی (محور ۵ در طبقه یازدهم)
XBC115	

برای ایجاد مدل غیرخطی از نرم افزار OpenSEES استفاده شده است. برای انجام تحلیل NTHA در کلیه تحلیل های انجام گرفته از میرایی متناسب رابلی با ضریب استهلاک ۰.۵٪ در کلیه مودها استفاده شده است. برای حل معدلات از روش نیومارک بتا که معادل ۰.۲۵٪ است استفاده شد. اثرات P-Delta در تحلیل NTHA به روش انتگرال گیری مستقیم لحاظ شد. برای تحلیل IDA از شاخص  $S_a$  استفاده شده است. اعمال موضوع خرابی پیشرونده بر اساس کاهش مقاومت ستون (کاهش مقاومت  $F_y$ ) به صورت اعمال ضریب ۰/۲ در مقدار مقاومت تنش تسلیم فولاد در نظر گرفته شد. در واقع فرض بر این است که ۸۰ درصد مقاومت ستون از بین رفته است و تنها ۲۰ درصد از مقاومت ستون باقی مانده است، فرض شده است.

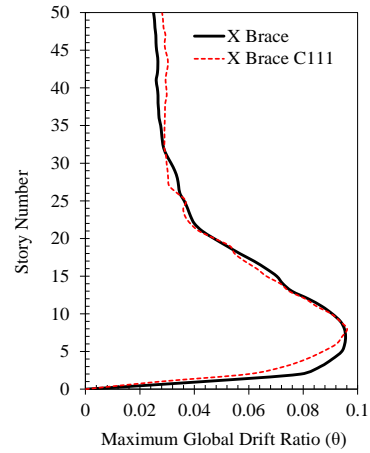
### یافته ها و نتایج

#### پروفیل IDR و تاثیر سناریوهای مختلف کاهش مقاومت ستون

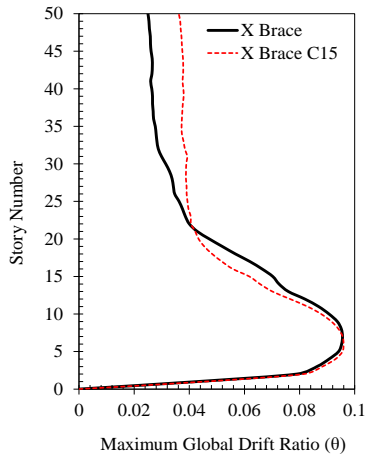
شکل ۳، نمودارهای IDR مدل XB و تاثیر کاهش مقاومت ستون کناری (محور ۱) و ستون میانی (محور ۵)، در طبقات اول و یازدهم را نشان داده است. این تصاویر متناظر با حالت حدی GI برداشت شده است. مطابق این شکل، در اثر کاهش مقاومت ستون میانی در طبقات اول و یازدهم، اختلاف نتایج ناچیز است و تاثیر چندانی بر روی  $IDR_{max}$  نداشته است. ولی برای حالت کاهش مقاومت ستون کناری در طبقات اول و یازدهم (حالت های C15 و C115)، افزایش  $IDR_{max}$  بویژه در طبقات فوقانی مشاهده شد. بشکل مشابه، شکل ۴، نمودارهای IDR مدل MB و تاثیر کاهش مقاومت ستون کناری و میانی (محور ۱ و ۵) در طبقات اول و یازدهم را نشان می دهد. همانطور که مشخص است نتایج بسیار نزدیک به هم می باشد و به دلیل عملکرد سیستم سازه ای ابر مهاربند و توزیع یکنواخت تر نیرو بین ستون های طبقات و دهانه های مختلف، تغییرات در  $IDR_{max}$  ایجاد شده بسیار جزئیست. در واقع پس از کاهش مقاومت ستون، اعضای قطری (مهاربند) به صورت کاملاً فشاری همانند ستون ها رفتار می کنند و با یک عملکرد خرابایی، مانع از تغییر  $IDR_{max}$  می شوند.



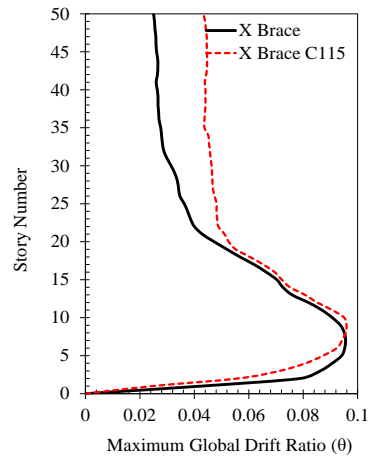
ب) C11



الف) C111

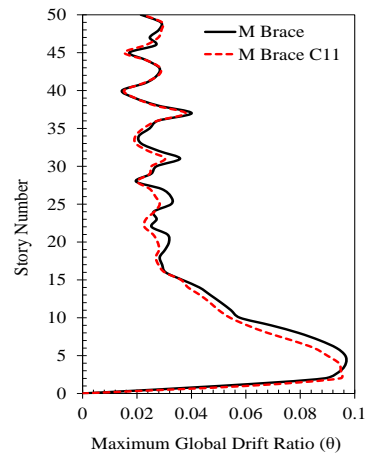


ت) C15

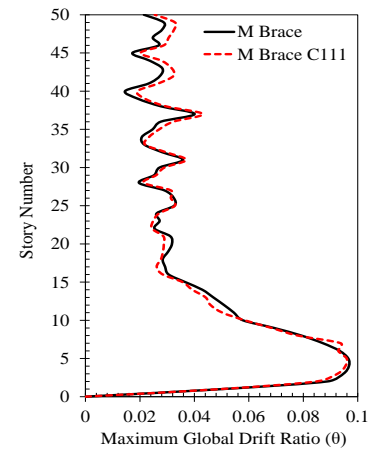


پ) C115

شکل ۳. مقایسه نمودارهای  $IDR_{max}$  قاب ۵۰ طبقه مدل XB در حالت بدون حذف ستون و با حذف ستون



ب) C11

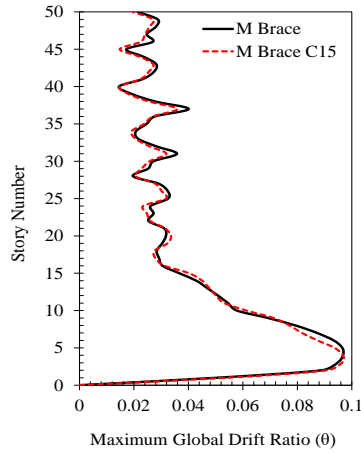


الف) C111

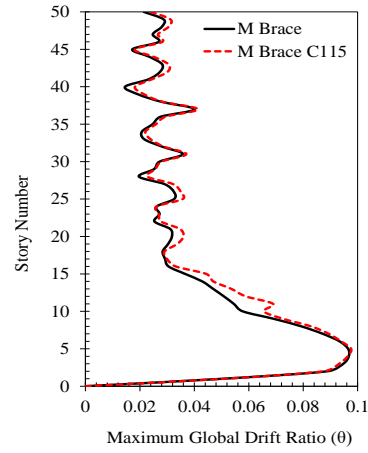




# سیزدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد ۳ تا ۶ دی ماه سال ۱۴۰۳ هتل المپیک - تهران



ت) C15

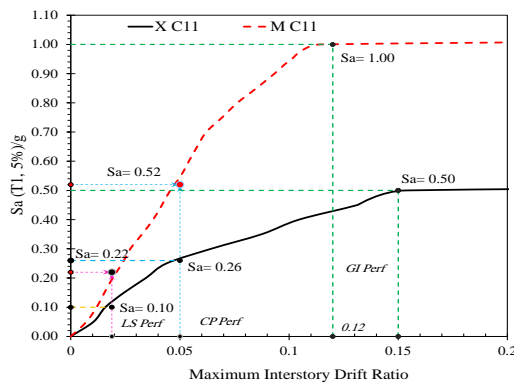


پ) C115

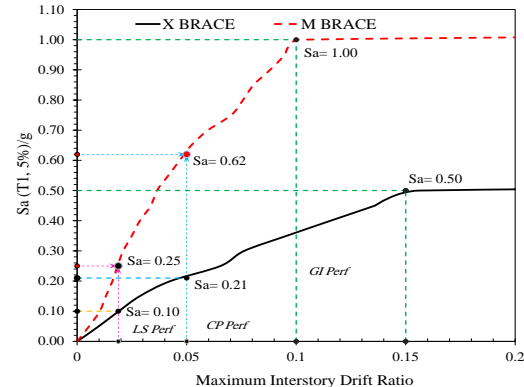
شکل ۴: مقایسه نمودارهای  $IDR_{max}$  قاب ۵۰ طبقه مدل MB در حالت بدون حذف ستون و با حذف ستون

## تأثیر سناریوی کاهش مقاومت ستون بر شتاب طیفی متناظر با حالت های حدی مختلف

شکل ۵، مقادیر شتاب طیفی متناظر با حالت های حدی LS، CP، GI و XB برای مدل های MB و XB در سناریوهای مختلف کاهش مقاومت ستون را نشان می دهد. ارزیابی کلی تصاویر نشان می دهد که در همه حالت ها شتاب طیفی متناظر با کلیه حالت های حدی قاب دارای ابر مهاربند (MB) بیشتر از XB بدست آمده است. ضمن آنکه بعضاً قاب ابرمهاربندی در  $IDR$  کوچکتری به حالت حدی GI رسیده اند. شتاب طیفی متناظر با حالت های حدی مختلف در سناریوی کاهش مقاومت ستون کناری در سازه MB کمتر از سناریوی کاهش مقاومت ستون میانی بدست آمده که نشان می دهد رفتار سازه به موقعیت کاهش مقاومت ستون کناری حساس تر است. اما بررسی نمودارهای مربوط به قاب XB تفاوت چندانی با هم نداشته و در نتیجه می توان نتیجه گرفت در صورت استفاده از چیدمان مهاربند همگرای متداول، کاهش مقاومت ستون چندان تأثیری روی شتاب طیفی متناظر با حالت های حدی مختلف نمی گذارد اما همواره نسبت به مدل های MB ضعیف تر هستند.



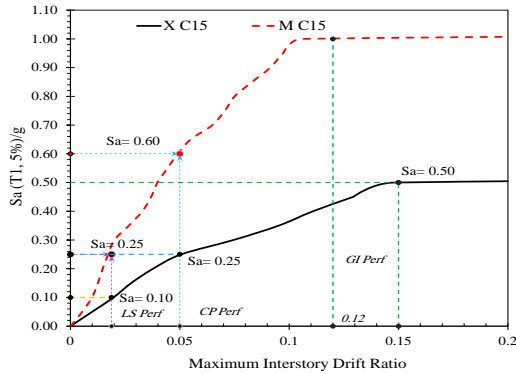
ب) مقایسه MBC11 و XBC11



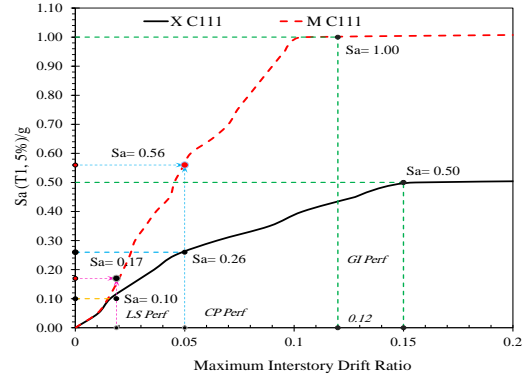
الف) مقایسه MB و XB



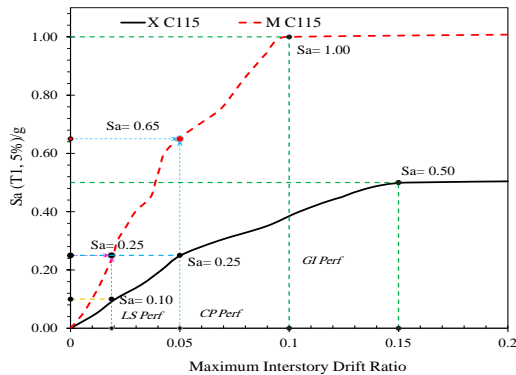
سیزدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد  
۳ تا ۶ دی ماه سال ۱۴۰۳  
هتل المپیک - تهران



ت) مقایسه MBC15 و XBC15



ب) مقایسه MBC111 و XBC111



ج) مقایسه MBC115 و XBC115

شکل ۵. مقایسه عملکرد لرزه ای در حالت های حدی LS, CP, GI با برازش میانه ۵۰ درصد بر روی منحنی های IDA برای مدل ۵۰ طبقه مدل XB و MB با سناریوهای مختلف کاهش مقاومت ستون در طبقات تحت اثر زلزله های نزدیک گسل

در جدول ۴ نسبت شتاب طیفی مدل ابرمهاربند به مدل با مهاربند متداول در حالت های حدی LS, CP, GI برای مدل ۵۰ طبقه نشان داده شده است. با توجه به نتایج این جدول، مقادیر شتاب طیفی بدست آمده برای مدل های ابرمهاربندی بین ۲/۰ تا ۳ برابر شتاب طیفی مدل های مهاربند همگرا می باشد که این نتیجه، عملکرد مطلوب سیستم ابرمهاربندی را نشان می دهد. این نسبت برای کاهش مقاومت ستون کناری در طبقه ۱۱ و حالت حدی LS کمترین مقدار (۱/۷۰) و برای حالت حدی CP بدون کاهش مقاومت بیشترین (۲/۹۵) را به خود اختصاص داده است.

جدول ۴. نسبت شتاب طیفی میانه منحنی IDA مدل ابرمهاربند به مهاربند ضربدری حالت های حدی LS, CP, GI

$S_a$ ratio	LS	CP	GI
$S_a^{MB} / S_a^{XB}$	۲/۵۰	۲/۹۵	۲/۰۰
$S_a^{MBC11} / S_a^{XBC11}$	۲/۲۰	۲/۰۰	۲/۰۰
$S_a^{MBC15} / S_a^{XBC15}$	۲/۵۰	۲/۴۰	۲/۰۰
$S_a^{MBC111} / S_a^{XBC111}$	۱/۷۰	۲/۱۵	۲/۰۰
$S_a^{MBC115} / S_a^{XBC115}$	۲/۵۰	۲/۶۰	۲/۰۰



## بحث و نتیجه گیری

در این مقاله عملکرد لرزه ای قاب های خمشی ویژه فولادی بلند مرتبه مجهز به ابر مهاربند (MB) با قاب های خمشی ویژه فولادی بلند مرتبه مجهز به مهاربند همگرا (XB) در اثر خرابی پیشرونده لرزه ای (کاهش ۸۰٪ در مقاومت تسلیم ستون) در برابر ۲۱ زلزله حوزه نزدیک گسل پالسونگونه ارزیابی شد. قاب ۵۰ طبقه دارای ۶ دهانه ۶ متری و ارتفاع کل ۱۷۵ انتخاب گردید. موقعیت کاهش مقاومت ستون در طبقه همکف و ۱۱ و برای ستون کناری و میانی بطور مجزا (C11, C15, C111 و C115) در نظر گرفته شده است. مدلها بر روش تحلیل دینامیکی فزاینده و با شاخص شدت  $S_a(T_1)$  تحلیل شدند. نتایج این مقاله نشان داد، در مدل XB و در حالت حدی GI (ناپایداری دینامیکی بدلیل فروریزش) کاهش مقاومت ستون میانی در طبقه اول و یازدهم (C15 و C115) افزایش مقدار  $IDR_{max}$  را به همراه دارد در حالیکه کاهش مقاومت ستون کناری در طبقه اول و یازدهم (C11 و C111) باعث افزایش جزئی  $IDR_{max}$  طبقات شده است. این در حالیست که برای مدل دارای ابر مهاربند (MB) و در همین حالت حدی، کاهش مقاومت ستون های کناری و میانی در طبقه اول و یازدهم باعث تغییرات جزئی  $IDR_{max}$  شده است. از حیث نسبت شتاب طیفی متناظر با حالت حدی LS همواره نسبت بدست آمده بین ۲ تا ۳ در تغییر است بنحوی که استفاده از مدل ابرمهاربندی باعث شده تا چه برای سناریوی کاهش مقاومت ستون میانی و چه کناری، این سازه در شتاب طیفی بزرگتری به حالت حدی انتخابی برسد که این نشان از توانمندی ابرمهاربند در توزیع نیروهای جانبی در اثر پدیده خرابی پیشرونده لرزه ای است.

## تشکر و قدردانی

نویسندگان این مقاله از آقای مهندس عباس نظری به جهت همکاری موثر در انجام تحلیل های غیرخطی و خانم مهندس نگار علیزاده بهبهانی به جهت تهیه پیش نویس اولیه مقاله مراتب تشکر و قدردانی خود را اعلام می دارد.

## منابع

۱. سیاه پلو، نوید. رضا شاه ولی کوه شکوری. و نگار علیزاده بهبهانی. ۱۴۰۲. «تاثیر آرایش مهاربندی EBF و CBF بر عملکرد قاب های خمشی فولادی متأثر از خرابی پیشرونده لرزه ای». اولین کنفرانس ملی رویکردهای نوین در رفع موانع صنعت ساخت و ساز کشور.
۲. سیاه پلو، نوید و رضوی، سیدعبدالنبی و جلیلی، مصطفی، ۱۴۰۱، اثر خرابی پیشرونده لرزه ای بر ظرفیت قاب های فولادی دارای مهاربندی واگرای ویژه با رویکرد زلزله مبنای طراحی و حداکثر زلزله محتمل، یازدهمین کنفرانس ملی و چهارمین کنفرانس بین المللی سازه و فولاد و دومین کنفرانس ملی قاب های سبک فولادی (LSF)، تهران، <https://civilica.com/doc/1601164>
۳. سیاه پلو، نوید و رضوی، سیدعبدالنبی و جلیلی، مصطفی، ۱۴۰۱، ظرفیت قاب های فولادی دارای مهاربندی واگرای ویژه متأثر از خرابی پیشرونده لرزه ای، یازدهمین کنفرانس ملی و چهارمین کنفرانس بین المللی سازه و فولاد و دومین کنفرانس ملی قاب های سبک فولادی (LSF)، تهران، <https://civilica.com/doc/1601163>



۴. وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان. ۱۴۰۱. طرح و اجرای ساختمان های فولادی (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان). تهران. توسعه نشر ایران.
۵. وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان. ۱۳۹۲. بارهای وارده بر ساختمان (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان).
6. Byfield, M., Mudalige W., Morison C., & Stoddart E. (2014). A review of progressive collapse research and regulations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, vol. 167, no. 8, pp. 447-456.
  7. Marjanishvili, S. (2004). Progressive analysis procedure for progressive collapse. *Journal of performance of constructed facilities*, vol. 18, no. 2, pp. 79-85.
  8. Razavi S. A. and Mohebi S. A., (2014). Evaluation of the Destruction Procedure of Eccentric Braced Frames against Progressive Collapse using APM method. vol. 22, ed: Citeseer, 2014, pp. 7-13.
  9. Ellingwood B. & Leyendecker, E. (1978). Approaches for design against progressive collapse. *Journal of the Structural Division*, vol. 104, no. 3, pp. 413-423.
  10. Behnam, B. Shojaei, F. Ronagh, H. 2019. "Seismic progressive-failure analysis of tall steel structures under beam-removal scenarios ". *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 13: 904.
  11. Golipour, M. Mazloom, M. 2018 . "Seismic response analysis of mega-scale buckling-restrained bracing systems in tall buildings". *Journal of Advances in Computational Design*, 3(1): 17-34.
  12. Kai Qian, M. ASCE, Xi Lan. Zhi Li, Feng Fu. 2021. "Effects of Steel Braces on Robustness of Steel Frames against Progressive Collapse". *Journal of Structural Engineering*, City University of London Institutional Repository.
  13. Rahnavard, R. Fathi Zadeh Fard, F. Hosseini, A. Suleiman, M. 2018. "Nonlinear analysis on progressive collapse of tall steel composite buildings". *Case Studies in Construction Materials*, 8-359:379.
  14. Zuohua, L. Pengyuan, L. Jun, T. Ying, W. 2018. "Seismic Performance and Failure Mechanism of Megabraced Frame-Core Tube Structures with Different Brace Patterns". *Advances in Civil Engineering*, 780:61-23.
  15. Tavakoli H. R. & Hasani, A. H. (2017) Effect of Earthquake characteristics on seismic progressive collapse potential in steel moment resisting frame. *Earthquake and Structures*, vol. 12, no. 5, pp. 529-541.
  16. FEMA, (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P695)*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency(FEMA).
  17. El-ghareeb, J. E. M., Abd-EL-Mottaleb, H. E., Elshamy, E. A., & Emara, M. (2024). Seismically resistant progressive collapse behavior of infilled frame structures under seismic loads and column loss: A numerical investigation. *Structures*, 66, 106913. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106913>
  18. Saeedi, K., Tehrani, P., & Behnam, B. (2024). Investigating post-earthquake progressive collapse resistance of irregular steel structures. *Structures*, 67, 107010. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107010>