

مقایسه عملکرد قاب خمشی و قاب خمشی با مهاربند هم محور در سازه های بلند فولادی در اثر خرابی پیشرونده

روح اله راه نورد^۱، نوید سیاه پلو^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی جندی شاپور دزفول، دزفول، ایران
 ۲- استادیار، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، خوزستان، ایران

چکیده

سازه های فولادی تقریباً نیمی از سازه های موجود در دنیا را تشکیل می دهند. سیستم قاب خمشی فولادی و قاب خمشی فولادی به همراه مهاربند همگرا دو نوع از سیستم های رایج و متداول فولادی هستند که بسیار مورد استفاده قرار می گیرند. اکثر آیین نامه های مربوط به این سازه ها ضوابط بسیاری را برای مقابله در برابر نیروی زلزله بیان کرده اند ولی اشاره ای به طراحی این سازه ها در برابر بارهای دینامیکی آنی همچون انفجار و یا برخورد ماشین به آنها نکرده اند. در صورتی که عوامل ذکر شده باعث خرابی یکی از عناصر کلیدی سازه همچون ستون گردند ممکن است خرابی کلی یا بخشی از سازه را فراهم آورد. از این رو بررسی این سازه در برابر خرابی پیشرونده ضروری به نظر می رسد. در این مطالعه با استفاده از روش اجزای محدود و با بکارگیری نرم افزار Abaqus ساختمان ۲۰ طبقه فولادی با دو نوع سیستم سازه ای و دو نوع سناریوی حذف ستون مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج عددی با استفاده از خروجی های آزمایشگاهی صحت سنجی گردید. نتایج این مطالعه نشان می دهد که سازه از نظر افزایش نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت حذف ستون کناری نسبت به ستون گوشه بحرانی تر است. همچنین مشاهده گردید که تفاوت چندانی بین پاسخ سیستم های جانبی مختلف در برابر خرابی پیشرونده وجود ندارد. بار ستون های مجاور بعد از حذف ستون تقریباً دو برابر می شود، بنابراین برای مقابله با خرابی پیشرونده پیشنهاد می گردد ستون های سازه برای نیروی دو برابر ناشی از بارهای سرویس نیز کنترل گردد.

کلمات کلیدی: خرابی پیشرونده، ساختمان بلند مرتبه، سناریوی حذف ستون.

*نویسنده مسئول: نوید سیاه پلو

پست الکترونیکی: n_siahpolo@yahoo.com

DOI: 10.22065/jsce.2017.77865.1084

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.77865.1084>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۱/۲۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۲/۲۳

۱- مقدمه

خرابی پیشرونده یک رویداد نسبتاً نادر است که به علت بارگذاری غیر عادی روی یک سازه که فاقد پیوستگی، شکل پذیری و نامعینی کافی است، به وجود می آید که باعث ایجاد خرابی موضعی در آن سازه و سپس گسترش آن به دیگر بخش های سازه می شود. توجه اولیه مهندسان به این موضوع با حادثه تخریب پیشرونده ساختمان Ronan Point در لندن در سال ۱۹۶۸ آغاز شد که به موجب آن مذاکرات زیادی میان انجمن های مهندسی برای یافتن راهی جهت مقابله با این نوع خرابی فاجعه آمیز صورت گرفت. در این سازه که از ورق های پیش ساخته و اتصالات از نوع اصطکاکی استفاده شده بود، در اثر انفجار گازی که در آشپزخانه آپارتمان در طبقه ۱۸ رخ داد، به دلیل عدم وجود مسیر جایگزین انتقال بار و همچنین عدم اجرای صحیح اتصالات پل ها با هم، موجب فروریزش زنجیری طبقات بالاتر تا طبقه هم کف شد و در اثر آن ۲۲ ستون گوشه آن سازه فروریخت. حادثه ۱۱ سپتامبر سال ۲۰۰۱ و فروریزش برج های دو قلو و ساختمان های مجاور آن یک شوک شدید را به محققین در جهت بررسی دقیق این موضوع وارد کرد و موجب شد که پژوهشگران متعددی در سایر نقاط جهان به بررسی نحوه ایجاد و شکل گیری تخریب پیشرونده در برج های تجارت جهانی بپردازند و در کنار بررسی رفتار این سازه ها در برابر ضربات و انفجار، مسئله با اهمیت تر تخریب پیشرونده را مورد توجه قرار دهند. شروع موج جدیدی از تحقیقات به موجب این حادثه باعث شد اولین راهنمای آنالیز و طراحی ساختمان برای خرابی پیشرونده GSA^۱ [۱] در سال ۲۰۰۳ انتشار یابد و گام مهمی در جهت کمک به مهندسان سازه در این مورد بردارد. پس از آن نیز در سال ۲۰۰۳ دپارتمان دفاع آمریکا اقدام به انتشار آیین نامه UFC4-023-03^۲ [۲] در خصوص طراحی ساختمان در برابر خرابی پیشرونده کرد. شروع موج جدید پژوهش در این رابطه پس از انتشار این استاندارد ایجاد شد که گستره علمی آن تمام جهان را فرا گرفت و با انتشار NIST در سال ۲۰۰۷ و نسخه اصلاح شده راهنمای UFC در سال ۲۰۰۹ جهش بزرگی در رابطه با پیشگیری از تخریب پیشرونده در سازه ها برداشته شد. آیین نامه UFC 2009 با استاندارد ASCE7-05^۳ [۳] خرابی پیشرونده را به عنوان "گسترش یک خرابی موضعی اولیه از یک المان به المان دیگر سازه و نهایتاً منجر شدن به فروریزش کل سازه یا بخش بزرگی از آن به صورت نامتناسب" تعریف می کند. همچنین این استاندارد (ASCE 7-05) بیان می کند ساختمان بایستی به گونه ای طراحی شود که در برابر خرابی موضعی، کل سیستم سازه ای به صورت پایدار باقی بماند و اجازه ندهد خرابی از محل خود به صورت نامناسب توسعه یابد. استاندارد ASCE 7-05 دو رویکرد کلی را جهت مقابله با خرابی پیشرونده ارائه می دهد که عبارتند از: رویکرد طراحی مستقیم و رویکرد طراحی غیر مستقیم. رویکرد طراحی مستقیم شامل ملاحظات صریح در مورد مقاومت ساختمان در برابر خرابی پیشرونده در طول مراحل طراحی است. که شامل روش های مسیر جایگزین بار^۴ (AP) و روش مقاومت موضعی ویژه^۴ (SLR) است. در رویکرد طراحی غیر مستقیم مقاومت در برابر خرابی پیشرونده بطور ضمنی از طریق مقررات حداقل سطوح مقاومت، پیوستگی و شکل پذیری حاصل می شود. آیین نامه UFC4-023-03 روش نیروهای مقاوم کششی^۵ (TF) را در رویکرد طراحی غیر مستقیم ارائه می دهد که این روش اساس کار طراحی در برابر خرابی پیشرونده در استاندارد های انگلیسی و اروپایی نیز می باشد.

در روش TF ساختمان به صورت مکانیکی به هم متصل است و دارای پیوستگی افزایش یافته، شکل پذیری و مسیر های جایگزین انتقال بار است. نیرو های مقاوم کششی که اساساً سازه از طریق آنها در برابر خرابی پیشرونده مقاومت می کند، می توانند از طریق المان های سازه ای موجود که با استفاده از روش های مرسوم طراحی جهت انتقال بارهای آیین نامه ای وارد بر سازه طراحی شده اند، تامین شوند. در این روش سه کلاف (کش) افقی: طولی، عرضی و محیطی بایستی تامین شود. کلاف های عمودی نیز در ستون ها و دیوار های باربر تامین می شود. اگر اعضای سازه ای نظیر تیر ها، شاه تیر ها و تیر های طولی و اتصالاتشان قادر به انتقال نیروهای کلاف های طولی و عرضی و محیطی تا رسیدن به زاویه چرخش ۰/۲ رادیان هستند، آنگاه کلاف های طولی و عرضی و محیطی بایستی از طریق سیستم سقف و کف تامین شوند.

1 General Service Administration
 2 Unified Facilities Criteria
 3 Alternate Path Method
 4 Specific Local Resistance
 5 Tie Forces

در روش مقاومت موضعی ویژه SLR سطح مشخصی از مقاومت خمشی و برشی خارج از صفحه برای ستون های محیطی ساختمان (به همراه اتصالات آن و صفحه ستون) ایجاد می شود، به شکلی که مقاومت برشی بیشتر از برش وابسته به مقاومت خمشی افزایش یافته خارج از صفحه ستون شود. مقاومت خمشی برابر بیشترین بار واحد اعمالی به سرتاسر ارتفاع ستون برابر است که موجب شکست خمشی آن می شود یعنی یا سه مفصل در عضو تشکیل شده و یا شکست مشابه در آن رخ دهد. به عبارت دیگر با بکار بردن بار واحد برای مقاومت خمشی مبنا، نباید ستون و اتصال آن در برش شکسته شود. زیرا هنگامی که به ظرفیت برشی قبل از ظرفیت خمشی شکل گیرد، شکست غیر شکل پذیر در المان ایجاد شده که این امر سازه را به سمت تخریب پیشرونده هدایت می کند. در نسخه ۲۰۰۳ راهنمای تحلیل سازه در برابر خرابی پیشرونده (UFC4-023-03) از روش SLR استفاده می شود که در این حالت المان های کلیدی سازه باید قادر باشند فشار استاتیکی معادل ۲۴ کیلونیوتن بر متر مربع را تحمل نمایند. در این روش المان های کلیدی برای یک بار معین از قبیل ضربات تصادف یا انفجار طراحی می شوند و بدین وسیله احتمال آسیب اولیه کاهش می یابد. ضعف این روش نیازمندی به معرفی حمله یا بار طراحی است که در نسخه ۲۰۰۹ استاندارد این روش اصلاح شده است. در این نسخه مقاومت موضعی ویژه در یک سطح اسمی از محافظت برای ستون های محیطی ایجاد می شود که مستقل از تهدید است و به مقاومت موضعی افزایش یافته^۶ اصلاح می گردد.

در روش AP، طراح بایستی نشان دهد که سازه قادر به پل زدن از روی ستون یا دیوار حذف شده است و در نتیجه ی آن تغییر شکل ها و تلاش های داخلی از مقادیر مجاز تجاوز نمی کند. در این روش سازه از طریق پاسخ خمشی غشایی در برابر فروریزش مقاومت می کند. در روش AP انواع روش های تحلیل عبارتند از: تحلیل استاتیکی خطی، تحلیل استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی غیر خطی. بطور کلی نتایج حاصل از طراحی به روش AP نتایج اقتصادی تری نسبت به سایر روش ها می باشد. هم چنین استفاده از این روش نزد محققین و طراحان بسیار رایج تر و مقبول تر است [۴]. جینکو کیم و تاوان کیم در سال ۲۰۰۹ ظرفیت مقاومت در برابر خرابی پیشرونده قاب های خمشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند. ایشان با استفاده از روش AP توصیه شده در DoD^۷ و GSA به بررسی رفتار سازه تحت تحلیل استاتیکی خطی و تحلیل دینامیکی غیر خطی پرداختند. ایشان مشاهده کردند که تحلیل دینامیکی غیر خطی در مقایسه با تحلیل استاتیکی خطی پاسخ های سازه ای وسیع تری را ارائه می دهد و همچنین نتایج حاصل از تحلیل به طرز قابل توجهی به بار اعمالی و محل حذف ستون و تعداد طبقات بستگی دارد. در حالی که تحلیل استاتیکی خطی تصمیمات محافظه کارانه تری جهت مقابله با خرابی پیشرونده ارائه می دهد [۵]. جینکو کیم و داوون آن در سال ۲۰۰۹ به بررسی اثر عمل زنجیره ای روی پتانسیل خرابی پیشرونده در ساختمان های فولادی با سیستم مقوم قاب خمشی پرداختند. ایشان تحلیل استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی غیر خطی را روی سازه های ۳ و طبقه ۶ با وجود سیستم مهاربندی و بدون وجود سیستم مهاربندی با استفاده از روش مسیر جایگزین توصیه شده در آیین نامه UFC 2003 انجام دادند. بر اساس تحلیل استاتیکی خطی، پتانسیل خرابی پیشرونده و تاثیر عمل زنجیره ای با افزایش تعداد طبقات و تعداد دهانه ها افزایش می یابد. تحلیل دینامیکی غیر خطی نشان می دهد تغییر مکان حداکثر ناشی از برداشتن ستون با در نظر گرفتن اثر عمل زنجیره ای کاهش می یابد [۵]. فنگ فو در سال ۲۰۰۹ تا ۲۰۱۴ به بررسی خرابی پیشرونده یک ساختمان ۲۰ طبقه فولادی با مدل سازی اجزا محدود سه بعدی پرداخت. در مدل سازی خاصیت غیر خطی مصالح و رفتار غیر خطی هندسی در نظر گرفته شد و همچنین پاسخ سازه تحت سناریو های مختلف حذف ستون به صورت ناگهانی (مستقل از عامل خرابی) مورد بررسی قرار گرفت. پارامتر های تاریخچه تغییر مکان گره بالای عضو حذف شده و تاریخچه نیروی محوری اعضا مجاور عضو حذف شده مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از آنالیز نشان داد که مدل سازی سه بعدی به روش اجزا محدود می تواند تمام رفتار سازه ای ساختمان چندین طبقه را با دقت کافی ارائه دهد [۶، ۷، ۸ و ۹].

در این مطالعه با استفاده از روش اجزای محدود و با بکار گیری نرم افزار Abaqus ساختمان ۲۰ طبقه فولادی با دو نوع سیستم سازه ای شامل قاب خمشی و قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا تحت اثر دو نوع سناریوی حذف ستون گوشه و کناری مورد ارزیابی قرار میگیرد. از آنجایی که احتمال وقوع خرابی پیشرونده در ساختمان های بلند محتمل تر است لذا بررسی ساختمان های بلند مرتبه تحت اثر پدیده خرابی پیشرونده ضروری به نظر می رسد. در این مطالعه روش مدل سازی با جزییات کامل شرح داده شده است. از کاستی های

6 Enhanced Local Resistance

7 Department of Defense

تحقیقات قبلی را می توان به اثر حذف ستون بر افزایش لنگر خمشی ستون کناری، خرابی کششی و فشاری دال بتنی سقف و تغییرات در بقیه ستون های مجاور برشمرد که در این تحقیق برای اولین بار بررسی می شود.

۲- مدل سازی اجزای محدود

برای بررسی دقیق خرابی پیشرونده ساختمان فولادی ۲۰ طبقه از روش اجزای محدود استفاده گردیده است. نرم افزار اجزای محدود ABAQUS [۱۰] برای انجام این کار بسیار قدرتمند است، هرچند مدل سازی نمونه های با پیچیدگی هندسی بسیار دشوار می باشد. با توجه به اینکه خرابی پیشرونده در ساختمان های ساخته شده اتفاق می افتد، لذا لازم است سازه قبل از مدل سازی با نرم افزار ABAQUS طراحی گردد. ETABS [۱۱] یک نرم افزار پیشرفته در مدل سازی ساختمان های بلند مرتبه است. اما به خاطر برخی محدودیت های همچون عدم قابلیت مدل سازی ترک دال بتنی و خروجی های بسیار کم نمی توان پدیده خرابی پیشرونده را با استفاده از این نرم افزار شبیه سازی کرد. در این مطالعه ابتدا کلیه مدل ها به صورت مجزا و با استفاده از نرم افزار ETABS طراحی سپس با نرم افزار آباکوس مدل شده اند. مدل ساختمان ۲۰ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی و قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا جهت مطالعه پدیده خرابی پیشرونده با استفاده از نرم افزار ABAQUS مدل سازی گردیده است. در کلیه طبقات، فاصله تمام دهنه ها از یکدیگر ۵ و ارتفاع تمام طبقات ۳/۳ متر است. در تمام مدل ها ضخامت دال طبقه ۲۰۰ میلی متر است و ستون ها از نوع BOX، تیر ها از نوع I شکل و مهاربند ها از نوع 2UNP هستند. ابعاد و خواص مقاطع فولادی در جدول ۱ و خصوصیات مقاطع در جدول ۲ به طور خلاصه ذکر شده اند.

جدول ۱: جزئیات مدل ها

مقطع مهاربند	مقطع تیر	مقطع ستون	مدل
ندارد	IPE550 for ground to level 12 IPE450 for level 13 to level 20	Box 550x550x30 for ground to level 12, Box 500x500x30 for level 13 to level 16, Box 450x450x30 for level 17 to level 20	قاب خمشی
2UNP300 for ground to level 10, 2UNP260 for level 11 to level 20	IPE400	Box 450x450x30 for ground to level 5, Box 350x350x30 for level 6 to level 15, Box 300x300x30 for level 16 to level 20	قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا

جدول ۲: جزئیات مقاطع استفاده شده

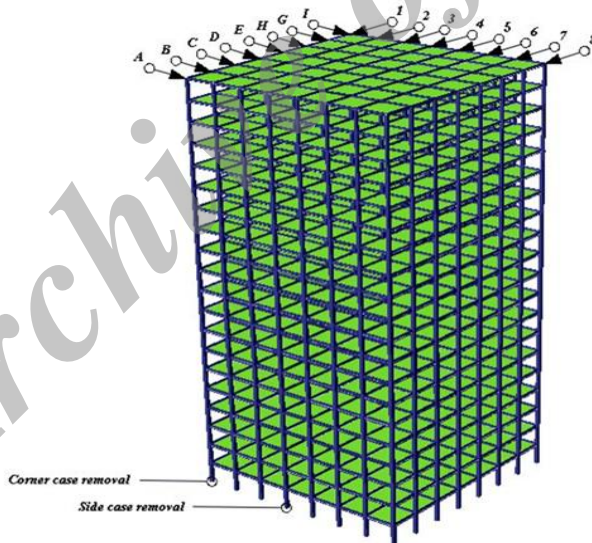
نام مقطع	ارتفاع مقطع (میلی متر)	عرض مقطع (میلی متر)	ضخامت بال (میلی متر)	ضخامت جان (میلی متر)
Box 550x550x30	550	30	550	30
Box 500x500x30	500	30	500	30
Box 450x450x30	450	30	450	30
Box 350x350x30	350	30	350	30
Box 300x300x30	300	30	300	30
IPE550	550	17.2	210	11.1
IPE450	450	14.6	190	9.4
IPE400	400	13.5	180	8.6

۲-۱- جزئیات مدل سازی

تمامی تیر ها، ستون ها و مهاربند ها با استفاده از المان خطی B31 مدل سازی شده اند. در مدلسازی دال از المان S4R استفاده شده است. المان S4R دارای چهار گره و شش درجه آزادی در هر گره است. المان سازه ای BEAM به صورتی مدل شده اند که ما بین خط مرکزی المان BEAM اصلی و دال بتنی که با استفاده از المان های SHELL مدل سازی شده اند قرار گیرند. سپس المان های BEAM و SHELL با استفاده از مقید به نحوی که دارای عملکرد مرکب باشند، به یکدیگر متصل شده اند.

۲-۲- خصوصیات مصالح

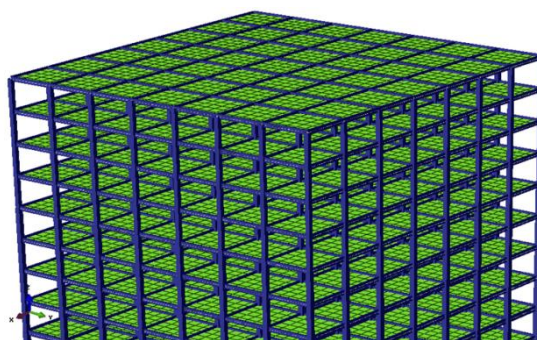
خصوصیات مدل شامل خاصیت غیر خطی مصالح، رفتار غیر خطی هندسی و تحلیل غیر خطی می باشد. در استفاده از تمام اجزاء فولادی از خاصیت الاستو پلاستیک مصالح استفاده شده است. خاصیت غیر خطی مصالح در ABAQUS مستلزم بهره گیری از تنش واقعی متناظر با کرنش حد پلاستیک از رابطه تنش-کرنش مهندسی است. رفتار مصالح تا حد تنش تسلیم به صورت الاستیک است. پس از آن وارد فاز سخت شدگی کرنشی تا حد رسیدن به تنش نهایی می شوند. چگالی اعضاء هنگام استفاده از تحلیل دینامیکی مدل بایستی تعریف شود. چگالی از طریق منوی Mass Density به مقدار 7850 کیلوگرم بر متر مکعب تعریف می شود. حد مرحله الاستیک نمودار تنش-کرنش از طریق منوی Elastic تعریف می شود که در آن مدول یانگ برابر است با 2.1×10^5 مگاپاسکال و ضریب پواسون برابر است با 0.3 است. بخش پلاستیک نمودار تن-کرنش فولاد از طریق منوی Plastic تعریف می شود. در این مطالعه از فولاد ST37 در تمام اجزاء سازه ای استفاده گردیده است. تنش نهایی مصالح اعضای فولادی 370 نیوتن بر میلی متر مربع اختیار می شود. مدل پلاستیک آسیب دیده بتن قادر به مدلسازی بتن در تمام اجزاء سازه ای همچون تیرها، خرپاها، پوسته ها و مورد مطالعه ی این تحقیق می باشد. رفتار غیر الاستیک بتن با استفاده از الاستیسیته خرابی ایزوتروپیک همراه با پلاستیسیته فشاری و کششی ایزوتروپیک ترسیم می شود. مقدار چگالی بتن 2400 کیلوگرم بر متر مکعب است. مقاومت فشاری اسمی بتن مورد استفاده 28 نیوتن بر میلی متر مربع فرض می شود. نمودار تسلیم فشاری از بتن معمولی گرفته می شود. تنش کششی ترک به طور محافظه کارانه برابر است با 5.6% مقدار حد اکثر تنش فشاری فرض می شود [۱۲]. پس از ایجاد ترک کششی رابطه تنش-کرنش در کشش به علت انتقال بار به آرماتور کم می شود. از مقاومت کششی بتن پس از ایجاد ترک صرف نظر می شود.



شکل ۱: نمونه مدل عددی

۲-۳- شرایط مرزی و مش بندی

در این مطالعه برای تعریف شرایط مرزی، انتهای کلیه ستون به صورت گیردار تعریف شده است. این تکیه گاه از جابجایی و چرخش جلوگیری می کند. هم چنین مش بندی سازه مطابق المان های گفته شده در قسمت قبل انجام گردید. اندازه مش ها به نحوی تعیین شد که نرم افزار بتواند جواب مناسب را محاسبه کند.



شکل ۲: مش بندی مدل عددی

۲-۴- مکانیسم حذف ستون

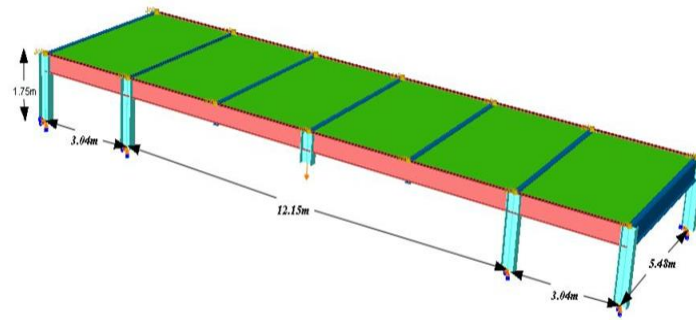
در این مطالعه از روش AP که مستقل از عامل خرابی است و توسط GSA و DoD پیشنهاد شده است و همچنین از تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده می شود. دو نوع سناریوی حذف ستون گوشه و کناری استفاده شده است. برای مصالح فولادی به کار رفته در تیر و ستون خرابی برشی^۸ در نظر گرفته شده است. معرفی خرابی برشی باید به صورت کدنویسی به فایل کد اصلی نرم افزار اضافه شود. از آنجایی که روش AP مستقل از عامل خرابی است لذا دو بار متمرکز با اندازه بسیار زیاد و جهت معکوس هم (بیش از ظرفیت ستون) به صورت آنی به ستون طبقه همکف وارد می شود (قیچی کردن ستون) و موجب خرابی ستون می گردد [۲۱]. به دلیل اینکه ستون در یک مدت زمان کوتاه منهدم می شود به سازه شوک (شتاب فروریزش) وارد می شود که در ادامه به بررسی نتایج آن پرداخته می شود.

۲-۵- صحت سنجی

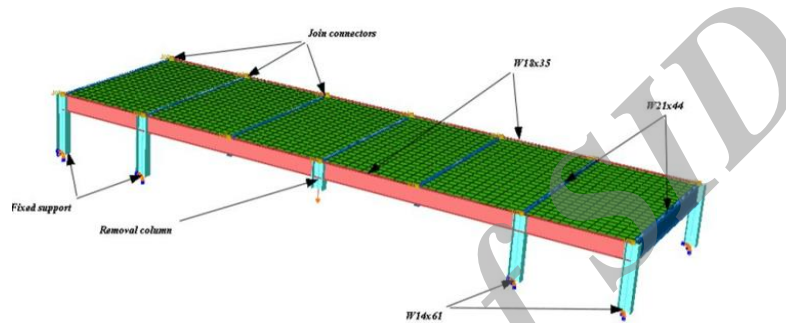
مدل آزمایشگاهی با مقیاس واقعی جهت مطالعه خرابی پیشرونده بسیار مشکل است. روش اجزای محدود یک گزینه ی مناسب جهت بررسی پدیده خرابی پیشرونده است که با استفاده از آن می توان انواع مدل ها را تحت اثر پدیده خرابی پیشرونده بررسی کرد. از این رو برای صحت سنجی مدل های مورد نظر در این مطالعه، یک نمونه آزمایشگاهی مطابق شکل ۳ و ۴ در نرم افزار ABAQUS مدل سازی گردید. این مدل بر اساس سازه مرکب فولادی مورد استفاده در آزمایش آستانه اصل [۱۳] مدل گردیده است. اندازه قاب، ضخامت دال و شرایط مرزی دقیقا مشابه مدل آزمایشگاهی صورت گرفته است. اندازه مقاطع ستون ها و تیر ها برابر با W18x35 و W14x61، W21x44 می باشد. جدول ۳ جزییات مقطع مدل آزمایشگاهی را نشان می دهد.

جدول ۳: جزییات مقاطع استفاده شده در مدل [۱۳]

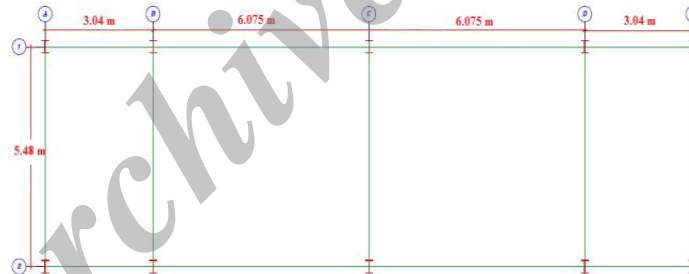
نام مقطع	ارتفاع مقطع (میلی متر)	عرض مقطع (میلی متر)	ضخامت بال (میلی متر)	ضخامت جان (میلی متر)
W14x61	352.8	253.8	16.4	9.52
W21x44	525.8	165.1	11.4	8.9
W18x35	449.6	152.4	10.8	7.6



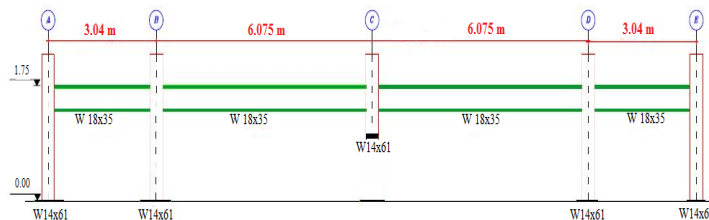
شکل ۳: ابعاد هندسی مدل



شکل ۴: جزئیات شرایط مرزی مدل صحت سنجی بر اساس [۱۳].

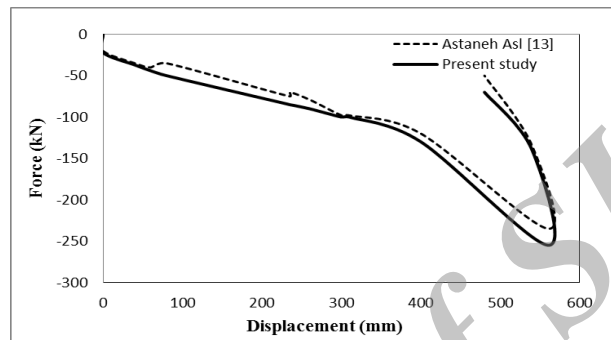


شکل ۵: ابعاد مدل آزمایشگاهی [۱۳].

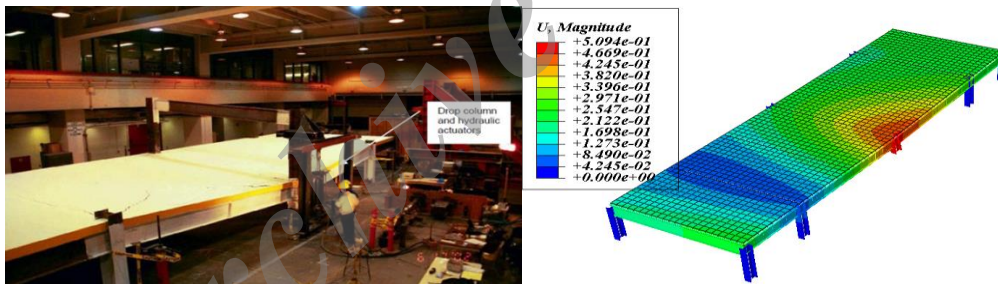


شکل ۶: جزئیات مدل آزمایشگاهی [۱۳].

برای مدل پیشنهادی انتهای ستون ثابت تعریف شده است. خصوصیات مصالح مشابه مدل آزمایشگاهی برای بتن و فولاد تعریف شده است. از تحلیل دینامیکی جهت تحلیل مدل استفاده می شود. علاوه بر این اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی با استفاده از رابط Join تعریف گردیده است. به وسیله این اتصال انتهای تیر به ستون متصل می شود و اتصال قابلیت دوران دارد ولی نمی تواند جابجا شود. شکل ۷ نتایج مدل سازی شامل رابطه نیرو-تغییر مکان ستون حذف شده در مقایسه با نتایج مدل آزمایشگاهی نشان می دهد. توزیع جابجایی در مدل اجزاء محدود در شکل ۸ نشان داده شده است. همچنین شکل ۹ لحظه تغییر مکان حداکثر را برای مدل تجربی نشان می دهد. می توان مشاهده کرد شباهت خوبی در مقاومت تسلیم و سختی است. اما برای مدل پیشنهادی می توان ظرفیت نیرویی بیشتری پیش بینی کرد. از آنجایی که این تحقیق بیشتر در رابطه با رفتار کلی ساختمان است، بنابراین این مدل دارای دقت کافی جهت انجام تحلیل خرابی پیشرونده می باشد.



شکل ۷: مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی [۱۳].



شکل ۸: جابجایی حداکثر نمونه عددی.

شکل ۹: جابجایی حداکثر نمونه آزمایشگاهی [۱۳].

۳- نتایج تحلیل خرابی پیشرونده

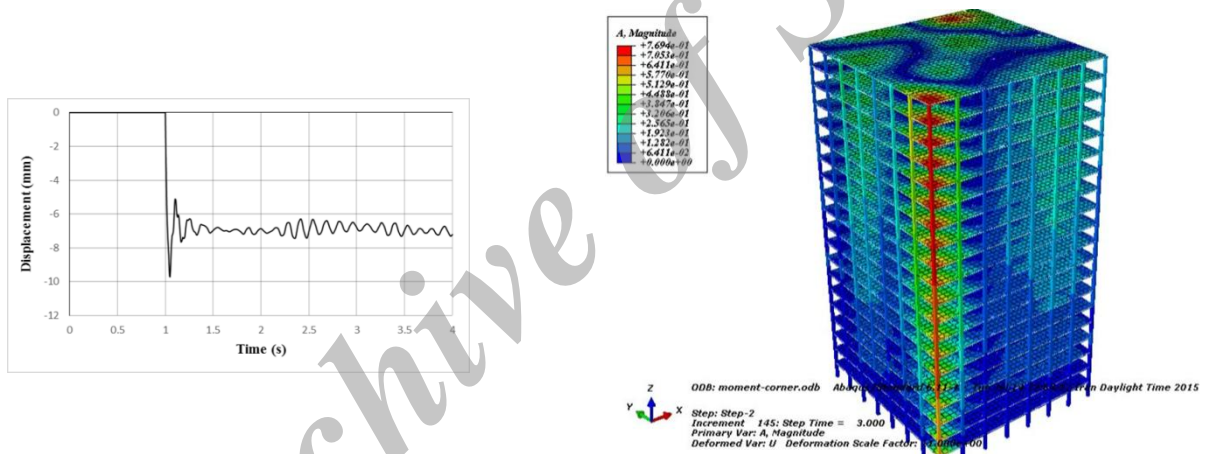
در این مطالعه از روش AP که مستقل از عامل خرابی است و توسط GSA و DoD پیشنهاد شده است و همچنین از تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده می شود. سناریوهای های استفاده شده در این مطالعه برای تحلیل در جدول ۴ آمده است

جدول ۴: سناریوهای مورد نظر تحلیل دینامیکی غیرخطی

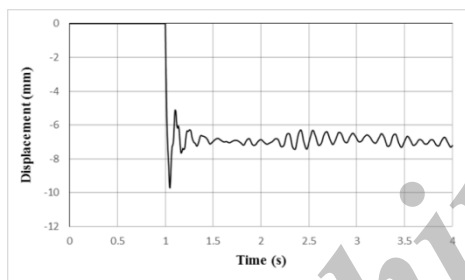
حالت	سیستم سازه ای	مکان ستون حذف شده
اول	قاب خمشی فولادی	گوشه
دوم	قاب خمشی فولادی	کناری
سوم	قاب خمشی فولادی به همراه مهاربند همگرا	گوشه
چهارم	قاب خمشی فولادی به همراه مهاربند همگرا	کناری

۳-۱- حذف ستون A1 در طبقه اول ساختمان فولادی با قاب خمشی (حالت اول)

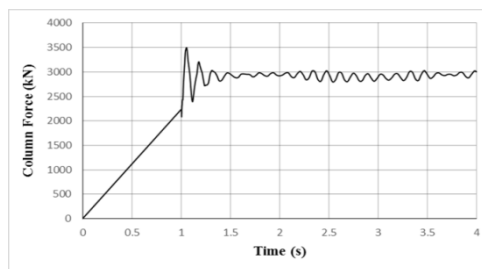
در حالت اول هنگامی که ستون A1 (شکل ۱۰) به صورت ناگهانی برداشته می شود (حالت ۱ جدول ۴)، گره بالای ستون حذف شده شروع به ارتعاش می کند و حداکثر دامنه نمودار تغییر مکان به ۹/۷ میلی متر می رسد. همانطور که در شکل ۱۱ نشان داده می شود نقطه اوج تغییر مکان درست پس از حذف ستون اتفاق می افتد. پاسخ سازه در دامنه ۷ میلی متر میرا می گردد (شکل ۱۱). با توجه به نتایج اشاره شده می توان دریافت که پس از حذف ستون حداکثر جابجایی در مدت زمان کوتاهی اتفاق می افتد ولی مجددا کاهش می یابد که این افزایش و کاهش متاثر از شوک اولیه سازه بوده است. نتایج نشان می دهد که جابجایی ماندگار بیش از ۷۰٪ جابجایی حداکثر سازه است. ستون مجاور در ابتدا دچار افزایش بار و تغییر شکل غیر خطی می شود. مقادیر زیادی باز توزیع نیرو در شکل ۱۲ مشاهده می شود. پس از حذف ستون A2 مقدار ۲۲۳۰ کیلو نیوتن به ۳۵۰۰ کیلو نیوتن می رسد و پس از رسیدن به نقطه ۳۰۰۰ کیلو نیوتن نمودار تقریباً ثابت می شود. با توجه به نتایج اشاره شده می توان دریافت که پس از حذف ستون حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در مدت زمان کوتاهی اتفاق می افتد ولی مجددا کاهش می یابد. نتایج نشان می دهد که اضافه نیرو در حالت حداکثر و ماندگار به ترتیب ۶۰٪ و ۳۵٪ حالت بدون حذف ستون به ستون مجاور اضافه می کند. مقادیر زیادی باز توزیع لنگر نیز در شکل ۱۳ مشاهده می شود. لنگر در ستون A2 پس از حذف ستون از مقدار ۳/۱۴ کیلو نیوتن در متر به مقدار حداکثر ۶۱ کیلو نیوتن متر می رسد و پس از رسیدن به مقدار ۲۵/۷ کیلو نیوتن متر نمودار تقریباً ثابت می ماند.



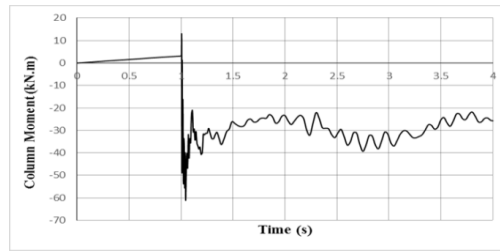
شکل ۱۰: کانتور شتاب در حالت اول.



شکل ۱۱: تاریخچه جابجایی در گره بالای ستون حذف شده در حالت اول.



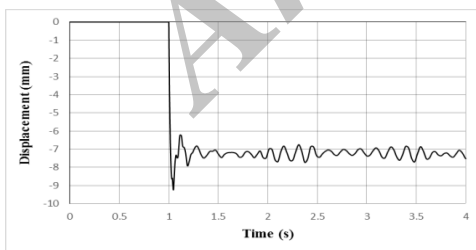
شکل ۱۲: تاریخچه نیروی محوری در ستون کناری عضو حذف شده در حالت اول.



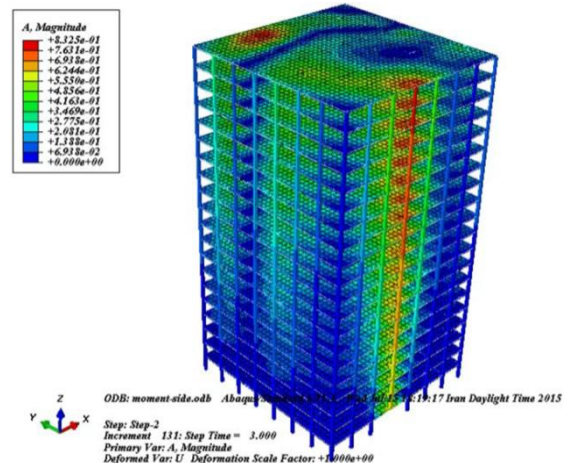
شکل ۱۳: تاریخچه لنگر خمشی در ستون کناری عضو حذف شده در حالت اول.

۳-۲- حذف ستون A4 در طبقه اول ساختمان فولادی با قاب خمشی (حالت دوم)

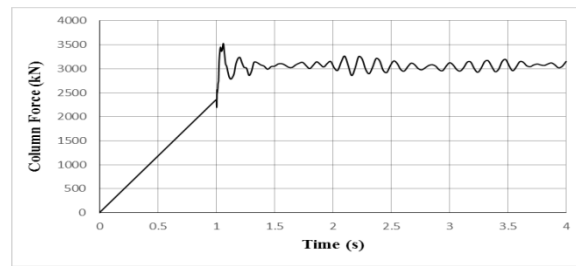
در حالت دوم ستون کناری ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی (ستون A4 در شکل ۱) به صورت ناگهانی برداشته می شود (حالت دوم جدول ۴). شکل ۱۴ شتاب فروریزش را برای حالت دوم نشان می دهد. همانگونه که مشاهده می گردد به نواحی بالای گره حذف شده در دو سمت ساختمان شوک وارد می گردد. شکل ۱۵ تاریخچه جابجایی را برای گره بالای ستون حذف شده نشان می دهد. نتایج نشان می دهد پس از حذف ستون، گره بالای آن شروع به ارتعاش می کند و حداکثر دامنه نمودار تغییر مکان به $9/7$ میلی متر می رسد. همانطور که در شکل ۱۵ نشان داده می شود نقطه اوج تغییر مکان درست پس از حذف ستون اتفاق می افتد و پاسخ سازه در دامنه 7 میلی متر میرا می گردد. همچنین پس از حذف ستون بخشی از نیرویی که توسط آن تحمل می شد به ستون های مجاور انتقال می یابد. ستون مجاور در ابتدا دچار افزایش بار و تغییر شکل غیر خطی می شود. تاریخچه عکس العمل تکیه گاهی ستون مجاور (ستون A5 در شکل ۱) در شکل ۱۶ مشاهده می شود. نیرو در ستون A5 از 2230 کیلو نیوتن به نقطه اوجش 3510 کیلو نیوتن می رسد و پس از آن نمودار در نقطه 3170 کیلو نیوتن میرا می شود. با توجه به نتایج اشاره شده می توان دریافت که پس از حذف ستون کناری حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در مدت زمان کوتاهی اتفاق می افتد ولی مجددا کاهش می یابد. نتایج نشان می دهد که اضافه نیرو در حالت حداکثر و ماندگار به ترتیب 60% و 39% حالت بدون حذف ستون به ستون مجاور اضافه می کند. مشابه نیروی محوری، پس از حذف ستون بخشی از لنگر خمشی که توسط آن تحمل می شد به ستون های مجاور انتقال می یابد. ستون مجاور در ابتدا دچار افزایش بار و تغییر شکل غیر خطی می شود. تاریخچه لنگر خمشی ستون مجاور (ستون A5 در شکل ۱) در شکل ۱۷ مشاهده می شود. لنگر در ستون A5 از $3/14$ کیلو نیوتن در متر به نقطه اوجش 76 کیلو نیوتن در متر می رسد و پس از آن نمودار در نقطه $34/2$ کیلو نیوتن در متر میرا می شود.



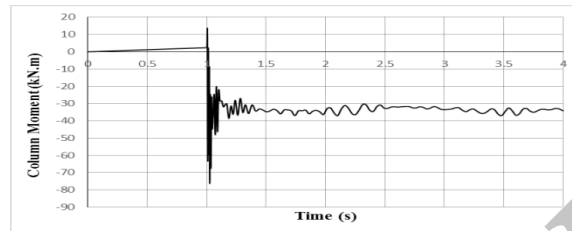
شکل ۱۵: تاریخچه جابجایی در گره بالای ستون حذف شده در حالت دوم.



شکل ۱۴: کانتور شتاب در حالت دوم.



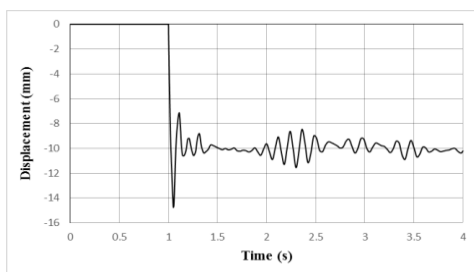
شکل ۱۶: تاریخچه نیروی محوری در ستون کناری عضو حذف شده در حالت دوم.



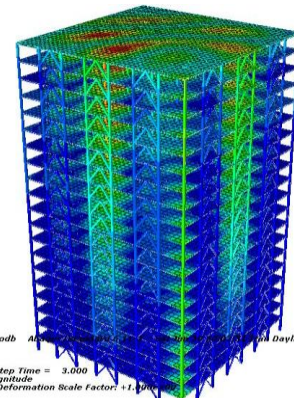
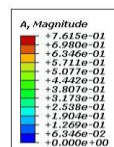
شکل ۱۷: تاریخچه لنگر خمشی در ستون کناری عضو حذف شده در حالت دوم.

۳-۳- حذف ستون A1 در طبقه اول ساختمان فولادی با قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا (حالت سوم)

در حالت ۳ ستون A1 (شکل ۱۸) در ساختمان فولادی با قاب خمشی به همراه مهاربند همرا به صورت ناگهانی برداشته می شود (حالت ۳ جدول ۴) سپس گره بالای ستون حذف شده شروع به ارتعاش می کند و حداکثر دامنه نمودار تغییر مکان به ۱۴/۵ میلی متر می رسد. همانطور که در شکل ۱۹ نشان داده می شود نقطه اوج تغییر مکان درست پس از حذف ستون اتفاق می افتد. پاسخ سازه در دامنه ۱۰/۴ میلی متر میرا می گردد (شکل ۱۹). ستون مجاور در ابتدا دچار افزایش بار و تغییر شکل غیر خطی می شود. مقادیر زیادی باز توزیع نیرو تا حدود ۱/۵ برابر در شکل ۲۰ مشاهده می شود. نیرو در ستون مجاور ستون حذف شده (A2) از ۲۴۰۴ کیلو نیوتن به نقطه اوجش ۳۳۰۶ کیلو نیوتن قبل از رسیدن به نقطه ۲۹۳۰ کیلو نیوتن که نمودار میرا می شود، می رسد. با توجه به نتایج اشاره شده می توان دریافت که پس از حذف ستون حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در مدت زمان کوتاهی اتفاق می افتد ولی مجددا کاهش می یابد. نتایج نشان می دهد که اضافه نیرو در حالت حداکثر و ماندگار به ترتیب ۳۷٪ و ۲۲٪ حالت بدون حذف ستون به ستون مجاور اضافه می کند. با مقایسه حالت اول و سوم مشاهده می شود بخشی از نیروهای ثقلی پس از حذف ستون و شوک وارده به سازه، توسط مهاربند ها تحمل می شود. مقادیر زیادی باز توزیع لنگر نیز در شکل ۲۰ مشاهده می شود. لنگر در ستون A2 از مقدار ۵/۲ کیلو نیوتن در متر به مقدار حداکثر ۶۱/۷ کیلو نیوتن در متر قبل از میرا شدن نمودار در نقطه ۳۱/۴۵ کیلو نیوتن در متر می رسد.

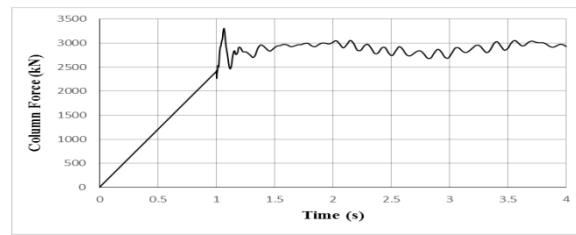


شکل ۱۹: تاریخچه جابجایی در گره بالای ستون حذف شده در حالت سوم.

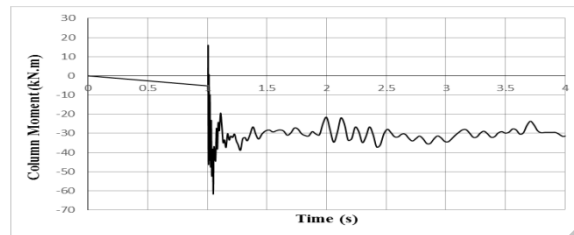


ODB: brace-corner.odb
Step: Step-2
Increment: 141; Step Time = 3.000
Primary Var: A, Magnitude
Deformed Var: U, Deformation Scale Factor: +1.000000

شکل ۱۸: کانتور شتاب در حالت سوم.



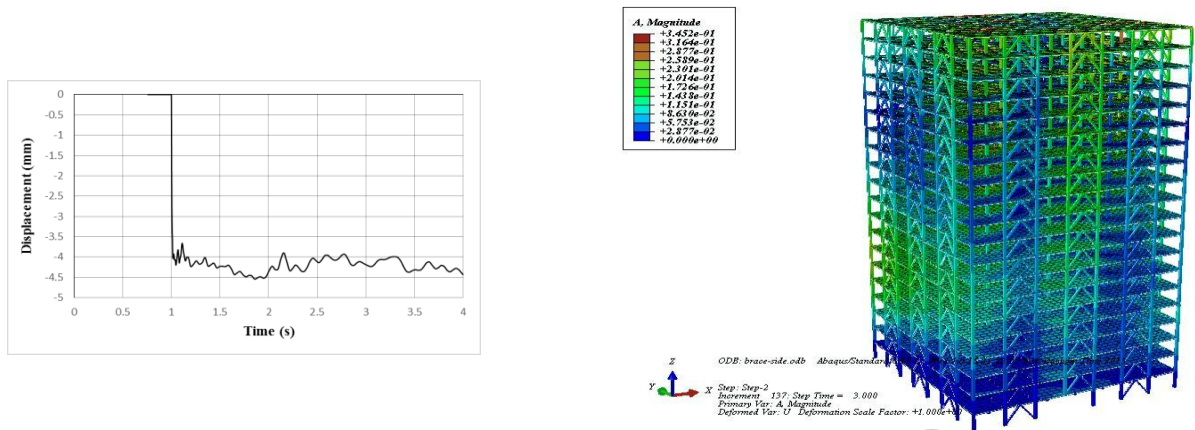
شکل ۲۰: تاریخچه نیروی محوری در ستون کناری عضو حذف شده در حالت سوم.



شکل ۲۱: تاریخچه لنگر خمشی در ستون کناری عضو حذف شده در حالت سوم.

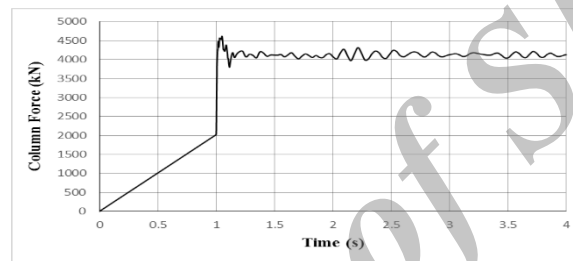
۳-۴- حذف ستون A4 در طبقه اول ساختمان فولادی با قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا (حالت چهارم)

در حالت دوم ستون کناری ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا (ستون A4 در شکل ۱) به صورت ناگهانی برداشته می شود (حالت دوم جدول ۴). شکل ۲۲ شتاب فروریزش را برای حالت دوم نشان می دهد. همانگونه که مشاهده می گردد به نواحی بالای گره حذف شده در دو سمت ساختمان شوک وارد می گردد. شکل ۲۳ تاریخچه جابجایی را برای گره بالای ستون حذف شده نشان می دهد. نتایج نشان می دهد پس از حذف ستون، گره بالای آن شروع به ارتعاش می کند و حداکثر دامنه نمودار تغییر مکان به $14/7$ میلی متر می رسد. همانطور که در شکل ۲۳ نشان داده می شود نقطه اوج تغییر مکان درست پس از حذف ستون اتفاق می افتد و پاسخ سازه در دامنه $4/45$ میلی متر میرا می گردد. همچنین پس از حذف ستون بخشی از نیرویی که توسط آن تحمل می شد به ستون های مجاور انتقال می یابد. ستون مجاور در ابتدا دچار افزایش بار و تغییر شکل غیر خطی می شود. تاریخچه عکس العمل تکیه گاهی ستون مجاور (ستون A5 در شکل ۱) در شکل ۲۴ مشاهده می شود. نیرو در ستون A5 از 2019 کیلو نیوتن به نقطه اوجش 4580 کیلو نیوتن می رسد و پس از آن نمودار در نقطه 4130 کیلو نیوتن میرا می شود. با توجه به نتایج اشاره شده می توان دریافت که پس از حذف ستون حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در مدت زمان کوتاهی اتفاق می افتد ولی مجددا کاهش می یابد. نتایج نشان می دهد که اضافه نیرو در حالت حداکثر بیش از 2 برابر حالت بدون حذف ستون می شود. مشابه نیروی محوری، پس از حذف ستون بخشی از لنگر خمشی که توسط آن تحمل می شد به ستون های مجاور انتقال می یابد. ستون مجاور در ابتدا دچار افزایش بار و تغییر شکل غیر خطی می شود. تاریخچه لنگر خمشی ستون مجاور (ستون A5 در شکل ۱) در شکل ۲۵ مشاهده می شود. لنگر در ستون A5 از $6/47$ کیلو نیوتن در متر به نقطه اوجش 111 کیلو نیوتن در متر می رسد و پس از آن نمودار در نقطه $39/8$ کیلو نیوتن در متر میرا می شود.

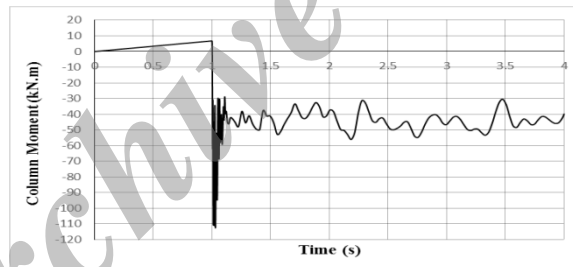


شکل ۲۲: کانتور شتاب در حالت چهارم.

شکل ۲۳: تاریخچه جابجایی در گره بالای ستون حذف شده در حالت چهارم.



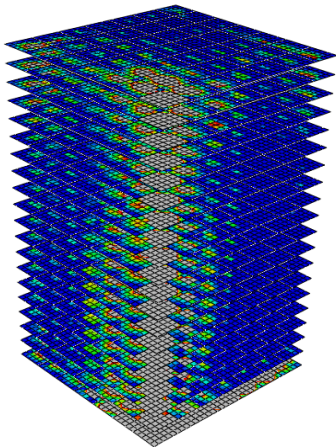
شکل ۲۴: تاریخچه نیروی محوری در ستون کناری عضو حذف شده در حالت چهارم.



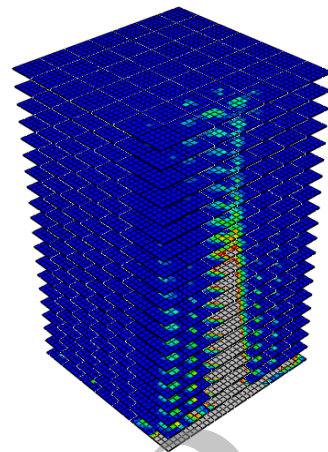
شکل ۲۵: تاریخچه لنگر خمشی در ستون کناری عضو حذف شده در حالت چهارم.

۳-۵- خرابی کششی دال بتنی

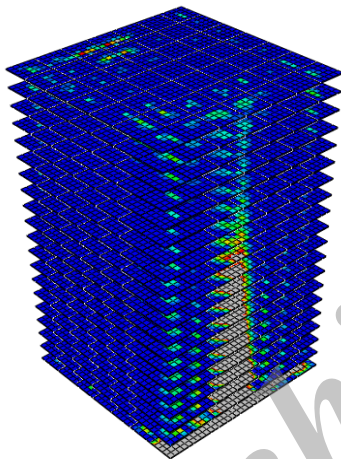
شکل ۲۶ تا ۲۹ به ترتیب خرابی کششی را برای ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی در حالت حذف ستون گوشه و کناری و ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا در حالت حذف ستون گوشه و کناری نشان می دهد. با مقایسه دو سناریوی حذف ستون گوشه و کناری در ساختمان با سیستم قاب خمشی (شکل ۲۶ و ۲۷) مشاهده می شود که خرابی کششی در حالت حذف ستون گوشه بسیار بیشتر از خرابی ستون در حالت کناری است. همین وضعیت نیز برای ساختمان با سیستم قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا برقرار است (شکل ۲۸ و ۲۹). همچنین با مقایسه دو سیستم قاب خمشی و قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا مشاهده می شود که خرابی کششی در سیستم قاب مهاربندی اندکی کمتر است. به نظر می رسد که بخشی از نیروهای ثقلی پس از حذف ستون و شوک وارده به سازه توسط مهاربند ها تحمل می شود و از این رو استفاده از مهاربند رفتار سازه را بهبود می بخشد.



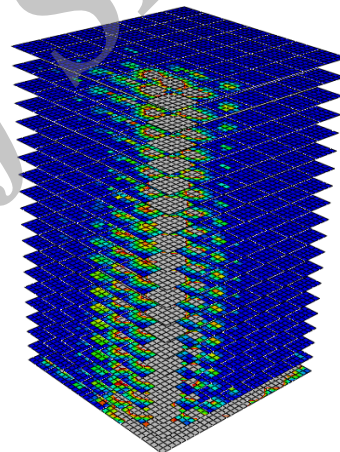
شکل ۲۷: خرابی کششی بتن دال در حالت دوم.



شکل ۲۶: خرابی کششی بتن دال در حالت اول.



شکل ۲۹: خرابی کششی بتن دال در حالت چهارم.

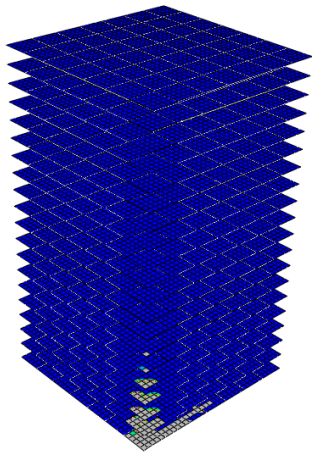


شکل ۲۸: خرابی کششی بتن دال در حالت سوم.

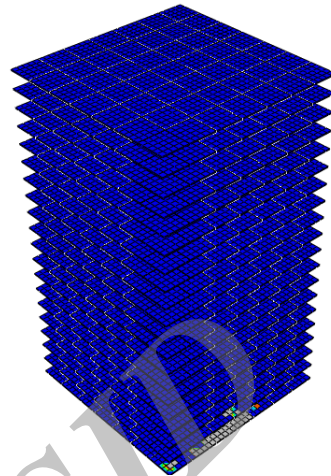
۳-۶- خرابی فشاری دال بتنی

یکی دیگر از انواع خرابی بتن را می توان خرابی فشاری بتن (خرد شدن بتن) دانست. به علت آنکه مقاومت فشاری بتن زیاد است غالباً این نوع خرابی کمتر به وقوع می پیوندد. شکل ۳۰ تا ۳۳ به ترتیب خرابی فشاری را برای ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی در حالت حذف ستون گوشه و کناری و ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا در حالت حذف ستون گوشه و کناری نشان می دهد. با مقایسه دو سناریوی حذف ستون گوشه و کناری در ساختمان با سیستم قاب خمشی (شکل ۲۲ و ۲۳) مشاهده می شود که خرابی فشاری در حالت حذف ستون گوشه تا $5/2$ برابر بیشتر از خرابی ستون در حالت کناری است. همین وضعیت نیز برای ساختمان با سیستم قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا برقرار است (شکل ۲۴ و ۲۵). همچنین با مقایسه دو سیستم قاب خمشی و قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا مشاهده می شود که خرابی فشاری در هر دو سیستم تقریباً یکسان بوده و تفاوت چندانی ندارند. همان گونه که در بخش قبل اشاره شد به نظر می رسد که بخشی از نیروهای ثقلی پس از حذف ستون و شوک وارده به سازه، توسط مهاربند ها تحمل می شود ولی این

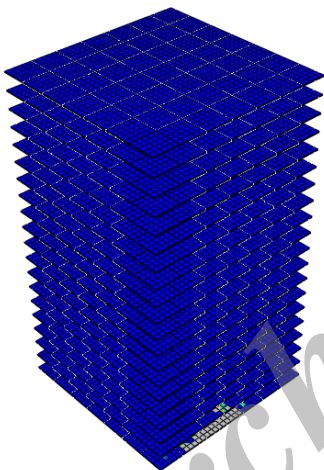
اثر در رفتار فشاری دال بتنی تاثیر چندانی ندارد. سهمی از نیرو که توسط مهاربندها تحمل می شود چشمگیر نیست و از آنجایی که ظرفیت فشاری بتن تا بیش از ده برابر ظرفیت کششی آن است لذا اثر مهاربندها قابل ملاحظه نمی باشد.



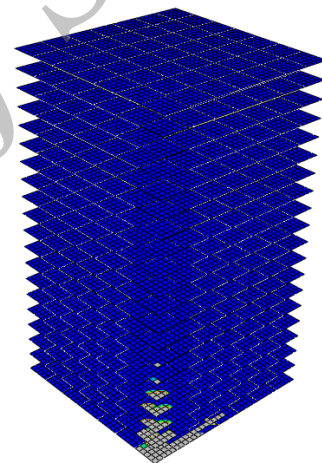
شکل ۳۱: خرابی فشاری بتن دال در حالت دوم.



شکل ۳۰: خرابی فشاری بتن دال در حالت اول.



شکل ۳۳: خرابی فشاری بتن دال در حالت چهارم.



شکل ۳۲: خرابی فشاری بتن دال در حالت سوم.

۴- بحث و نتیجه گیری

مطالعه به بررسی عددی خرابی پیشرونده در سازه های بلند مرتبه فولادی می پردازد. دو ساختمان ۲۰ طبقه فولادی با دو نوع سیستم سازه ای شامل قاب خمشی و قاب خمشی به همراه مهاربند همگرا تحت اثر دو نوع سناریوی حذف ستون گوشه و کناری مورد ارزیابی قرار گرفت. برای مدل سازی عددی از نرم افزار اجزای محدود آباکوس استفاده شد. از آنجایی که خرابی پیشرونده در ساختمان های ساخته شده اتفاق می افتد لذا مدل های این تحقیق با استفاده از نرم افزار Etabs طراحی، سپس با نرم افزار آباکوس مدل سازی شد. در این مطالعه روش مدل سازی با جزئیات کامل شرح داده شده است. از کاستی های تحقیقات قبلی را می توان به اثر حذف ستون بر افزایش لنگر خمشی ستون کناری، خرابی کششی و فشاری دال بتنی سقف و تغییرات در بقیه ستون های مجاور برشمرد که در این تحقیق برای اولین بار بررسی می شود. با مقایسه مدل ها مشاهده گردید که سازه در حالت حذف ستون کناری نسبت به ستون گوشه بحرانی تر است. همچنین مشاهده گردید که تفاوت چندانی بین پاسخ سیستم های جانبی مختلف در برابر خرابی پیشرونده وجود ندارد. بار ستون های مجاور بعد از حذف ستون تقریباً دو برابر می شود، بنابراین برای مقابله با خرابی پیشرونده پیشنهاد می گردد ستون های سازه برای نیروی دو برابر ناشی از بارهای

سرویس نیز کنترل گردد. از آنجایی که بار مرده اهمیت به سزایی در خرابی پیشرونده دارد لذا استفاده از مصالح با جرم مخصوص پایین پیشنهاد می شود. نتایج این مطالعه نشان می دهد که بخشی از نیروهای ثقلی پس از حذف ستون و شوک وارده به سازه توسط مهاربند ها تحمل می شود و از این رو استفاده از مهاربند رفتار سازه را در برابر خرابی کششی دال بتنی بهبود می بخشد ولی این اثر در رفتار فشاری دال بتنی تاثیر چندانی ندارد.

سپاسگزاری

نویسندگان این مقاله از همفکری و همکاری جناب مهندس جواد دلفیان کمال سپاسگزاری را دارند.

مراجع

- [1] GSA., (2003). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. The US General Services Administration.
- [2] Unified Facilities Criteria (UFC)-DoD., (2005), Design of buildings to resist progressive collapse. Department of Defense.
- [3] ASCE. SEI/ASCE 7-05., (2005), minimum design loads for buildings and other structures. Washington DC: American Society of Civil Engineers.
- [4] پورسردار، ح، راه نورد، ر، ایزدی نیا، م. (۱۳۹۴)، بررسی رویکرد ها و روش های آیین نامه ای طراحی در برابر خرابی پیشرونده براساس آیین نامه UFC، تهران، کنفرانس بین المللی دستاورد های نوین در عمران، معماری، محیط زیست و مدیریت شهری.
- [5] Feng Fu., (2012), Response of a multi-story steel composite building with concentric bracing under consecutive column removal scenarios, *Journal of Constructional Steel Research* 70, 115–126.
- [6] Feng Fu., (2013), Dynamic response and robustness of tall buildings under blast loading, *Journal of Constructional Steel Research* 80, 299–307.
- [7] Feng Fu., (2009), Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method, *Journal of Constructional Steel Research* 65, 1269_1278.
- [8] Fu Feng, Lam Dennis, (2008), Ye Jianqiao. Modelling semi-rigid composite joints with precast hollowcore slabs in hogging moment region, *Journal of Constructional Steel Research*, 64(12):1408_19.
- [9] Fu Feng, Lam Dennis., (2006), Experimental study on semi-rigid composite joints with steel beams and precast hollowcore slabs, *Journal of Constructional Steel Research*, 62(8):771_82.
- [10] Abaqus, Abaqus/standard, (2012) version 6.11, ABAQUS, Inc., Pawtucket, R.I.
- [11] ETABS theory manual., (2008), Version 9.2.0. Copyright Computers and Structures, Inc.
- [12] ACI 332-08., (2008). Code requirements for residential concrete and commentary. American Concrete Institute.
- [13] Albolhassan Astaneh-Asl, Samuel Tan., (2003), CABLE-BASED RETROFIT OF STEEL BUILDING FLOORS TO PREVENT PROGRESSIVE COLLAPSE, University of California, Berkeley, REPORT NUMBER: UCB/CEE-STEEL-2003/02.
- [14] Izzuddin BA, Vlassis AG, Elghazouli AY, Nethercot DA., (2008), Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss_Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures*, 30(5):1308_18.
- [15] Vlassis AG, Izzuddin BA, Elghazouli AY, Nethercot DA., (2008), Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss_Part II: Application. *Engineering Structures*, 30(5):1424_38.
- [16] Khandelwal Kapil, El-Tawil Sherif, Sadek Fahim., Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(3):699_708.
- [17] Seonwoong Kim, Cheol-Ho Lee, Kyungkoo Lee., (2015), Effects of floor slab on progressive collapse resistance of steel moment frames, *Journal of Constructional Steel Research* 110, 182–190.
- [18] P.M. Stylianidis, D.A. Nethercot., (2015), Modelling of connection behaviour for progressive collapse analysis, *Journal of Constructional Steel Research* 113, 169–184.
- [19] Menglu Li, Mehrdad Sasani, (2015), Integrity and progressive collapse resistance of RC structures with ordinary and special moment frames, *Engineering Structures* 95, 71–79.
- [20] Tsai Meng-Hao, Lin Bing-Hui., (2008), Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure. *Engineering Structures*, 30(12):3619_28.
- [۲۱] راه نورد، ر، حسنی پور، ا. (۱۳۹۵). تحلیل سازه های فولادی با استفاده از ABAQUS. انتشارات جهاد دانشگاهی کرمان، صفحه ۵۵۰ تا ۶۳۰.