

## تحلیل خرابی پیش‌رونده سیستم قاب خمشی دارای ستون‌های صلیبی نیمه‌مدفون در بتن

اشکان خدابنده<sup>۱\*</sup> و احسان حاتمی لورزینی<sup>۲</sup>

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۳۹۸/۱۲/۱۷	<p>آسیب موضعی ناشی از حذف یک یا چند المان باربر سازه‌ای باعث خرابی به صورت زنجیره‌ای در سازه گسترش‌یافته، باعث خرابی بخشی از سازه، افزایش خسارت و در نهایت موجب فروپاشی کلی سازه می‌شود. بیشتر ساختمان‌ها بدون در نظر گرفتن مقدار آسیب پذیری آن‌ها در برابر چنین بارهایی، طراحی و ساخته می‌شوند. هدف از این مطالعه، بررسی خرابی پیش‌رونده در سیستم قاب خمشی در یک ساختمان ۱۲ طبقه و ۳ دهانه به دو صورت متفاوت است. این قاب یک بار با ستون‌های صلیبی تنها و بار دیگر در حالتی که در دو طبقه ابتدایی آن از ستون‌های صلیبی نیمه‌مدفون در بتن استفاده شده، مورد مطالعه قرار گرفته است. به منظور بررسی اثر تعداد طبقات کامپوزیت تحتانی بر رفتار کلی قاب و تأثیر تغییر سیستم سازه‌ای در ارتفاع سازه از حالت قاب کامپوزیت به قاب فولادی، از نرم افزار SAP2000 برای تحلیل استاتیکی غیرخطی و بررسی شکل‌پذیری استفاده شده است. همچنین تحلیل دینامیکی غیرخطی دو سازه مذکور نیز در نرم‌افزار OpenSees تحت بارگذاری توصیه‌شده توسط آیین‌نامه GSA صورت گرفته است. نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد ستون مجاور به ستون حذف‌شده، بیشترین نیروی محوری را متحمل می‌شود و احتمال خرابی در این ستون بیشتر از سایر ستون‌های موجود در طبقه اول است؛ بنابراین، این ستون باید با ضریب اطمینان بالاتری در سازه طراحی شود. همچنین تیر واقع در دهانه میانی طبقه اول در قاب کامپوزیت، دارای بیشترین مقدار پارامتر DCR بوده، احتمال خرابی آن از سایر تیرها بیشتر است.</p>
پذیرش مقاله: ۱۳۹۹/۰۸/۲۵	
<p><b>واژگان کلیدی:</b> خرابی پیش‌رونده، ستون صلیبی، قاب خمشی فولادی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، OpenSees.</p>	

### مقدمه

خرابی پیش‌رونده نخستین بار پس از واقعه ساختمان رونان پوینت در انگلیس مطرح شد و از آن زمان تاکنون تحقیقات گسترده‌ای در این خصوص انجام گرفته است. بعد از خرابی ساختمان رونان، فراهیان [۱] به بررسی امکان تغییر استانداردهای سازه‌ای انگلستان و کانادا در جهت عملکرد مطلوب ساختمان‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده پرداخت. به عقیده وی یک سازه مقاوم در مقابل زلزله می‌تواند در برابر توسعه خرابی نیز بعد از اینکه یکی از اعضا باربری خود را از دست دهد، مقاومت نشان دهد. پرتلاو [۲] آثار دینامیکی را که در خرابی پیش‌رونده سازه با کشش محوری ساده رخ

از زمانی که اولین بار عبارت گسیختگی پیش‌رونده<sup>۲</sup> وارد ادبیات طراحی سازه‌ای شد، بیش از ۵۰ سال نمی‌گذرد. یکی از به‌روزترین و مهم‌ترین مسائل مطرح در پدافند غیرعامل بحث خرابی پیش‌رونده است. خرابی پیش‌رونده هنگامی اتفاق می‌افتد که در اثر انهدام ناگهانی عضو سازه‌ای در اثر حوادث عمدی، نظامی، تروریستی، حوادث غیرمترقبه نظیر زلزله، سیل، طوفان یا خطاهای اجرایی، خرابی به اعضای مجاور انتقال یافته، گسترش خرابی به صورت زنجیره‌ای باعث خرابی بخشی از سازه یا واژگونی آن می‌شود. بحث

\* پست الکترونیک نویسنده مسئول: a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

۱. استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

۲. دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

<sup>2</sup> Progressive collapse

می‌داد، مورد بررسی قرار داد و به این نتیجه رسید که سازه‌ای که در توزیع مجدد بار به‌صورت استاتیکی ایمن به نظر می‌رسد، ممکن است در صورت در نظر گرفتن آثار دینامیکی گذرا، نایمن باشد. ملاکار و همکاران [۳] یافته‌هایی را از بررسی حمله تروریستی سال ۲۰۰۱ به پنتاگون ارائه کردند. یکی از یافته‌های مهم این بود که با وجود آسیب گسترده ستون‌های طبقه‌ای که هواپیما با آن برخورد کرده، خرابی در طبقات بالاتر به‌صورت فوری رخ نداده بود. یو و ریچارد لیو [۴] رفتار تیرهای فلزی را با افزایش دما بررسی کردند. این مطالعه از فاز عمل بر روی تیرها، به فاز عمل به‌صورت زنجیره‌ای و در پایان تا خرابی کل سازه ادامه داشت. نتیجه به‌دست‌آمده حاکی از این بود که دمای بحرانی تیرهای فلزی در صورتی که به کامل بودن اتصالات برای مقاومت در برابر نیروی زنجیره‌ای اهمیت ویژه‌ای داده شود، می‌تواند تا ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد بالا رود. بای‌فیلد و پاراماسیوام [۵] ثابت کردند اتصالات صنعتی استاندارد برای تیر ستون، شکل‌پذیری کافی برای تطبیق با جابه‌جایی‌های بزرگ کف که در جریان عمل زنجیره‌ای رخ می‌دهد، ندارند. اسمیت [۶] امکان خرابی پیش‌رونده را برای خرپاهای فضایی با استفاده از روش مسیر جایگزین ارزیابی کرد. تحلیل‌های استاتیکی خطی و غیرخطی بر روی خرپای فضایی فرضی صورت پذیرفت و نتایج مبین آن بود که در صورت کمناش عضو فشاری، خرپای فضایی ممکن است نسبت به خرابی پیش‌رونده ناشی از توزیع مجدد بارها آسیب‌پذیر باشد. علاوه بر این، خرابی پیش‌رونده می‌تواند ناشی از فقدان عضو کششی نیز باشد. کیم و همکاران [۷] با استفاده از روش‌های استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی برای سازه‌های قاب دوبعدی دریافتند که قاب‌های خمشی طراحی‌شده برای بارهای جانبی، در خرابی پیش‌رونده آسیب‌پذیری کمتری دارند. مطابق مشاهدات آن‌ها با حذف ستون گوشه در پلان، پتانسیل خرابی پیش‌رونده افزایش یافته، احتمال گسیختگی نیز با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد. ویبو [۸] نشان داد خرابی پیش‌رونده می‌تواند هنگام وقوع زلزله نیز اتفاق بیفتد. بنابراین خرابی پیش‌رونده فقط به بارهای انفجاری و ثقلی محدود نمی‌شود. کپیل و تاویل [۹]، خرابی پیش‌رونده را در قاب‌های مهاربندشده همگرا و واگرا بررسی کردند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که سازه‌های دارای مهاربند‌های واگرا نسبت به سازه‌های دارای مهاربند همگرا در خرابی

پیش‌رونده، آسیب‌پذیری کمتری دارند. خیرالدین و مشهدی علی [۱۰] به بررسی خرابی پیش‌رونده ساختمان‌های بلند فولادی دارای سیستم مهاربندی شش‌وجهی پرداخته، با انجام آنالیزهای استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی دینامیکی بر روی این ساختمان‌ها به این نتیجه دست یافتند که سیستم مهاربندی شش‌وجهی، عملکرد خوبی نسبت به سیستم‌های مهاربندی قطری در انتقال نیروها هنگام حذف ناگهانی ستون در خرابی پیش‌رونده دارد. خیرالدین، گرامی و مهرابی [۱۱] به بررسی پتانسیل خرابی در سازه‌های فولادی طرح‌شده براساس آیین‌نامه ایران پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که باید بحث کنترل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های طرح‌شده براساس آیین‌نامه ایران وارد گردد. همچنین نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد علاوه بر خود المان سازه‌ای، موقعیت قرارگیری المان نیز در بحث خرابی پیش‌رونده اهمیت دارد. کیم و هونگ [۱۲] عملکرد خرابی پیش‌رونده را در سازه‌های بلند نامنظم، با تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی بررسی کردند و دریافتند سازه‌هایی که دارای المان‌های بیشتری هستند، در برابر خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری دارند. آستانه اصل و همکاران [۱۳] با حذف یک ستون، مقاومت یک سازه فولادی معمولی و سیستم کف آن را در مقابل خرابی پیش‌رونده مطالعه کردند. آن‌ها همچنین در سیستم دارای کابل فولادی، به بررسی توانایی سیستم برای ممانعت از پروسه خرابی پرداختند. فراگوپول [۱۴] و ایتو و همکاران [۱۵] شاخص مربوط به نامعینی و المان کلیدی را معرفی کردند. کیم [۱۶] و ایتو و محققان دیگر [۱۷] پتانسیل خرابی پیش‌رونده را با عمل زنجیروار آن در طول اعمال یک تغییرشکل بزرگ مطالعه کردند. علاوه بر این، مطالعات تحلیلی مربوط به نامعینی و خرابی پیش‌رونده روی یک ساختمان واقعی توسط اهی و محققان دیگر [۱۸] و کیم و همکاران [۱۹] انجام شد. تحقیقات دیگری [۲۰] در زمینه شاخص مربوط به نامعینی یا المان‌های کلیدی توسط محققان صورت گرفته است. در تمامی این مطالعات، حفظ مقاومت یک سازه پس از خرابی اعضایی از سازه به‌واسطه یک حادثه اتفاقی، مورد بررسی قرار گرفت و مقاومت حاصل با مقاومت سازه در حالت اصلی مقایسه گردید. خیرالدین و فلاح‌زاده [۲۱] به مطالعه خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی و بررسی ستون بحرانی پرداختند. آن‌ها با انجام آنالیزهای استاتیکی غیرخطی و با توجه به شاخص

اجرا شده در شهر تهران با کاربری اداری-تجاری استفاده گردیده است. آنالیزهای صورت گرفته بر روی قابها شامل آنالیز پوش اور (استاتیکی غیرخطی) توسط نرم افزار SAP 2000 [۲۲] و آنالیز دینامیکی غیرخطی به وسیله نرم افزار Opensees [۲۳] بوده است. علت استفاده از نرم افزار SAP2000 در نظر گرفتن مفصل های پلاستیک سازه در هریک از اتصال های قاب و علت بهره گیری از نرم افزار Opensees تحلیل دینامیکی غیرخطی و توانایی بالای این نرم افزار در بخش اجزای محدود غیرخطی است. در پایان نیز نتایج حاصل از خرابی پیش رونده در قاب فولادی با ستون های صلیبی تنها با قاب فولادی که طبقات تحتانی آن ستون های صلیبی نیمه مدفون در بتن به کار گرفته شده، مقایسه گردیده است.

### مدل سازی

#### ۳-۱- مدل سازی قابها در نرم افزار SAP2000

دو قاب ۱۲ طبقه و سه دهانه فولادی و کامپوزیت، به وسیله نرم افزارهای SAP 2000 مدل سازی شده و آنالیز استاتیکی غیرخطی به منظور مقایسه عملکرد دو سیستم سازه ای بر روی آنها انجام گرفته است. مشخصات این قابها در جدول ۱ ارائه شده است. همچنین مشخصات مصالح استفاده شده در مدل سازی برای تمامی قابها مطابق جدول ۲ است.

جدول ۱- معرفی مشخصات هندسی قابهای مورد مطالعه

قاب مورد مطالعه	ارتفاع طبقه اول (m)	ارتفاع طبقات تیپ (m)	طول هریک از دهنه ها (m)	تعداد طبقات کامپوزیت تحتانی در قاب
قاب فولادی خالص	۶	۳/۵	۷/۵۵	-----
قاب با دو طبقه کامپوزیت	۶	۳/۵	۷/۵۵	۲ طبقه (طبقات ۱ و ۲)

جدول ۲- مشخصات مصالح

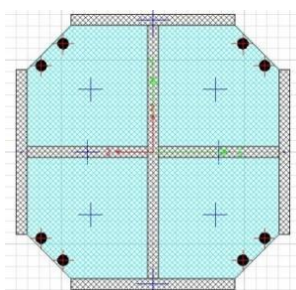
نام مصالح	تنش تسلیم فولاد و آرماتورها مقاومت مشخصه بتن (N/m <sup>۲</sup> )	مدول الاستیسیته مصالح (N/m <sup>۲</sup> )	ضریب پواسون
فولاد	۲۴۰*۱۰۶	۲*۱۰۱۱	۰/۳
بتن	۳۱۹*۱۰۵	۲/۸*۱۰۱۰	۰/۳
آرماتورها	۴۰۰*۱۰۶	۲*۱۰۱۱	۰/۳

حساسیت، به این نتیجه رسیدند که در سازه قاب خمشی فولادی با پلان مستطیلی، حذف ستون گوشه، وضعیت بحرانی تری را ایجاد می کند.

### روش تحقیق

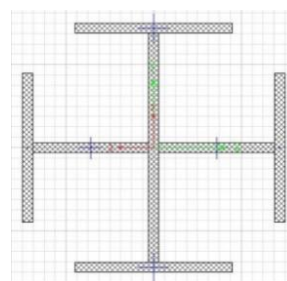
با توجه به اینکه پژوهش های اندکی در زمینه خرابی پیش رونده در سازه های با ستون های صلیبی نیمه مدفون در بتن صورت گرفته است [۲۷ و ۲۸]، این تحقیق به بررسی رفتار ستون های نیمه مدفون تحت بارهای استاتیکی و چرخه ای می پردازد. برای نیل به این هدف، به مطالعه رفتار غیرخطی قاب فولادی ۱۲ طبقه که در تعدادی از طبقات تحتانی آن از ستون های صلیبی شکل نیمه مدفون در بتن استفاده گردیده، پرداخته شده است. برای این منظور، قاب خمشی متوسط فولادی و کامپوزیت ۱۲ طبقه مدل سازی گردیده و در تعدادی از طبقات تحتانی آن، ستون های کامپوزیت طراحی و جایگزین ستون های فولادی متناظر شده است. سپس به بررسی اثر تعداد طبقات کامپوزیت تحتانی بر رفتار کلی قاب پرداخته و تأثیر تغییر سیستم سازه ای در ارتفاع سازه از حالت قاب کامپوزیت به قاب فولادی نیز مطالعه شده است. برای اینکه این قابها قابل مقایسه با یکدیگر باشند، کلیه مقاطع تیرها و ستون های طبقات متناظر در دو قاب، ثابت در نظر گرفته شده اند. همچنین از مقاطع طراحی شده برای یک سازه فولادی

قسمت بتنی اضافه‌شده به ستون‌های فولادی، میزان آرماتورهای طولی طبق استاندارد [۲۴EC8] طراحی گردیده است. فاصله بین آرماتورها نیز طبق آیین‌نامه ACI [۲۵] نباید از مقادیر ۱/۵ اینچ و ۱/۵ برابر قطر آرماتور، کمتر در نظر گرفته شود. با رعایت این ضوابط، قسمت بتنی مسلح اضافه‌شده به حفره‌های مقطع فولادی صلیبی شکل طراحی شده است. ابعاد و مشخصات مقاطع ستون‌های به‌کاررفته در قاب‌های فولادی و کامپوزیت مطابق جدول ۳ می‌باشد. مقطع عرضی ستون‌های فولادی و کامپوزیت در ابعاد مختلف در حالت کلی در شکل (۱) نشان داده شده است. همچنین ابعاد و مشخصات مقاطع تیرهای به‌کاررفته در قاب‌ها مطابق جدول ۴ است.



ب. صلیبی شکل نیمه‌مدفون در بتن

نکته بسیار مهمی که در اینجا باید ذکر شود این است که با توجه به اینکه پژوهش‌های اندکی بر روی میزان محصورشدگی بتن به‌وسیله مقطع فولادی صلیبی شکل در ستون‌های نیمه‌مدفون انجام گرفته [۲۷ و ۲۸]، در این مطالعه از اثر محصورشدگی بتن در مدل‌سازی رفتار بتن صرف‌نظر شده است. در این مطالعه برای در نظر گرفتن اثر کامپوزیت‌سازی ستون‌های فولادی (در تعدادی از طبقات تحتانی) بر رفتار کلی قاب از ضریب اضافه‌مقاومت به‌دست‌آمده از نمونه‌های آزمایشگاهی مشابه استفاده گردیده است. به همین دلیل، مقاطع استفاده‌شده در قاب‌ها، مربوط به مقاطع طراحی‌شده برای یک سازه فولادی با کاربری اداری-تجاری اجراشده در شهر تهران است. برای



الف. صلیبی شکل تنها

شکل ۱- مقطع عرضی ستون‌های صلیبی

جدول ۳- ابعاد ستون‌های به‌کاررفته در قاب‌ها

شماره مقطع	ستون‌های فولادی (S) و کامپوزیت (C)	ابعاد جان ستون (ضخامت × طول) ورق (mm)	ابعاد بال ستون (ضخامت × طول) ورق (mm)	نسبت سطح آرماتورها به سطح مقطع بتن ( $\rho$ )
C1	۶۴*۴۰	۶۴۰*۲۰	۴۰۰*۲۰	٪۱،۵۷
C2	۶۰*۳۶	۶۰۰*۲۰	۳۶۰*۲۰	٪۱،۸۲
C3	۵۴*۳۰	۵۴۰*۲۰	۳۰۰*۲۰	٪۱،۶۶
C4	۵۲*۲۷	۵۲۰*۲۰	۲۷۰*۲۰	٪۱،۸۳
C5	۵۰*۲۵	۵۰۰*۲۰	۲۵۰*۲۰	٪۲
C6	۴۴*۲۰	۴۴۰*۲۰	۲۰۰*۲۰	٪۱،۶۳
S1	۱۰۰*۴۰	۱۰۰۰*۲۰	۴۰۰*۲۰	-----
S2	۹۰*۴۰	۹۰۰*۲۰	۴۰۰*۲۰	-----
S3	۷۰*۳۵	۷۰۰*۲۰	۳۵۰*۲۰	-----
S4	۶۰*۳۰	۶۰۰*۲۰	۳۰۰*۲۰	-----
S5	۵۵*۲۷،۵	۵۵۰*۲۰	۲۷۵*۲۰	-----
S6	۵۰*۲۰	۵۰۰*۲۰	۲۰۰*۲۰	-----
S7	۴۵*۲۲،۵	۴۵۰*۲۰	۲۲۵*۲۰	-----
S8	۴۰*۲۰	۴۰۰*۲۰	۲۰۰*۲۰	-----
S9	۳۵*۱۷،۵	۳۵۰*۲۰	۱۷۵*۲۰	-----
S10	۲۵*۱۲،۵	۲۵۰*۲۰	۱۲۵*۲۰	-----

جدول ۴- مشخصات مقاطع تیرهای به کاررفته در طراحی قاب‌ها

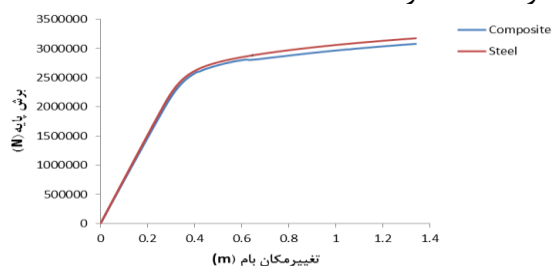
شماره مقطع	تیرهای فولادی	ابعاد جان تیر ورق (ضخامت × طول) (mm)	$h_w/t_w$	ابعاد بال تیر ورق (ضخامت × طول) (mm)	$b_f/2t_f$
B1	۶۰*۴۰	۶۰۰*۱۵	۴۰	۴۰۰*۲۰	۱۰
B2	۵۵*۳۵	۵۵۰*۱۵	۳۶,۶۷	۳۵۰*۲۰	۸,۷۵
B3	۵۰*۳۵	۵۰۰*۱۵	۳۳,۳	۳۵۰*۲۰	۸,۷۵
B4	۵۰*۳۰	۵۰۰*۱۵	۳۳,۳	۳۰۰*۲۰	۷,۵
B5	۴۰*۳۰	۴۰۰*۱۵	۲۶,۶۶	۳۰۰*۲۰	۷,۵
B6	۳۰*۲۵	۳۰۰*۱۵	۲۰	۲۵۰*۲۰	۶,۲۵

مرده و زنده وارد شده به قاب‌ها تحت الگوی بارگذاری Pattern Plain است که اعمال نیرو یا لنگر به المان به شکل گسترده در نظر گرفته می‌شود.

### تحلیل‌های انجام گرفته

#### ۴-۱- آنالیز پوش اور

برای مقایسه عملکرد دو سیستم سازه‌ای موردنظر از لحاظ شکل‌پذیری و میزان ظرفیت سازه‌ای، دو سازه مذکور تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) قرار گرفته‌اند و منحنی برش پایه در مقابل تغییرمکان بام برای دو سازه در شکل شماره (۲) نشان داده شده است. با توجه به اینکه دیافراگم طبقات صلب فرض شده است، می‌توان یکی از گره‌های بام را به اختیار انتخاب کرد و سازه موردنظر را با الگوی مثلثی تا رسیدن به تغییرمکان بام متناظر با ۳ درصد ارتفاع سازه پوش داد. برای یافتن الگوی مثلثی متناظر با سازه‌های موردنظر، می‌توان از ماتریس مود شیپ متناظر با مود اول سازه استفاده کرد.



شکل ۲- مقایسه تحلیل پوش اور قاب ۱۲ طبقه فولادی با قاب کامپوزیت

همان‌طور که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، رفتار در قاب کامپوزیت، مشابه قاب فولادی است. به عبارت دیگر، اگر در طراحی یک سازه، هدف تأمین شکل‌پذیری باشد، استفاده

#### ۳-۲- مدل‌سازی قاب‌ها در نرم‌افزار OpenSees

در شبیه‌سازی مصالح تیرها و ستون‌ها در نرم‌افزار اپنسیس، از مدل رفتاری UniaxialMaterial Steel02 استفاده شده است. رفتار مقاطع از نوع فایبر انتخاب شده است. برای معرفی ستون‌ها و تیرها از دستور المان Column Beam nonlinear استفاده شده که المانی بر مبنای نیرو بوده، برای ساخت اعضای تیرستون غیرخطی و به منظور توزیع گسترده پلاستیسیته در طول المان در نظر گرفته می‌شود. مدل‌سازی تیرها با استفاده از المان تیرستون غیرخطی صورت گرفته است. تعداد نقاط انتگرال‌گیری در طول تیر ۱۰ نقطه فرض شده است. رفتار غیرارتجاعی خمشی تیر در طول آن با استفاده از مصالح فولاد ۰۱ با سخت‌شوندگی ۲ درصد در نظر گرفته شده است. سختی محوری تیرها نیز برابر حاصل ضرب مدول الاستیک مقطع در سطح مقطع آن در طول تیر منظور گردیده است. مدل‌سازی ستون به کمک المان تیرستون غیرخطی و با در نظر گرفتن ۱۰ نقطه انتگرال‌گیری انجام شده است. رفتار غیرخطی ارتجاعی مقطع با تقسیم سطح مقطع به تارهای مختلف و اختصاص مصالح به آن‌ها لحاظ گردیده است. رفتار معرفی شده به تارها به صورت منحنی تنش- کرنش بوده که این روش، اندرکنش آثار مختلف در طول ستون را لحاظ می‌کند. مصالح اختصاص داده شده به تارها، فولاد نوع ۰۱ بوده که در آن، میزان سخت‌شوندگی ۲ درصد لحاظ شده است. برای انتقال مختصات محلی به مختصات کلی، از اصل هم‌چرخشی<sup>۱</sup> استفاده شده که امکان در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم را نیز مهیا می‌کند. الگوی بارگذاری استفاده شده در نرم‌افزار اپنسیس برای اعمال وزن اجزای سازه (تیر، ستون)، بارهای

<sup>۱</sup> Corotational Theory

بحرانی‌ترین نوع خرابی پیش‌رونده را در سازه ایجاد کند. در تحقیق حاضر برای بررسی آثار ناشی از خرابی پیش‌رونده در رفتار کلی سازه، ستون گوشهٔ چپ قاب حذف شده است. به عبارت دیگر، فرض شده است در اثر بارهای وارد به سازه، ستون گوشهٔ چپ در طبقهٔ اول به‌طور کامل از بین رفته است. شایان ذکر است در سناریوهای مربوط به حذف ستون گوشه‌ای در طبقهٔ اول، مؤلفه‌های بحرانی عبارت‌اند از: نیروی محوری ستون‌های طبقهٔ اول، لنگر خمشی تیرهای دهانهٔ اول و جابه‌جایی گره رأس ستون حذف‌شده. ترکیب بارگذاری مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی کلیهٔ حالت‌های در نظر گرفته شده مطابق آیین‌نامهٔ [۲۶] GSA برابر رابطه (۱) است.

$$1.2DL + 0.5LL \quad (1)$$

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، ابتدا ترکیب بار مورد نظر با الگوی خطی در مدت زمان مشخصی (در این تحلیل، ۴ ثانیه) از صفر به حداکثر خود می‌رسد. سپس مدتی را ثابت مانده تا سازه به ثبات برسد (در این تحلیل، ۲ ثانیه). هدف از این نوع بارگذاری مشاهدهٔ آثار دینامیکی حذف ستون است. در نهایت ستون هدف حذف شده، پاسخ سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد. این الگوی بارگذاری مطابق آیین‌نامهٔ GSA است. خروجی‌های مهمی که از نرم‌افزار OpenSees گرفته می‌شود، شامل نیروی محوری ستون‌ها، لنگر خمشی تیرها، برش پایه، تغییر مکان بام و جابه‌جایی قائم گره‌هایی است که ستون زیر آن‌ها حذف شده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی به روش نیومارک<sup>۲</sup> (روش انتگرال‌گیری) است. برای تحلیل خرابی پیش‌رونده، از دستور تحلیل دینامیکی با گام زمانی ثابت که گام زمانی در خروجی‌ها نیز ثابت می‌باشد، استفاده شده و با توجه به بازهٔ زمانی، برای رسیدن به همگرایی مورد نظر از تعداد انجام تحلیل و گام‌های زمانی مناسب استفاده گردیده است. عدد ۰/۰۰۵ به‌عنوان گام زمانی مناسب برای مراحل تحلیل انتخاب شده است.

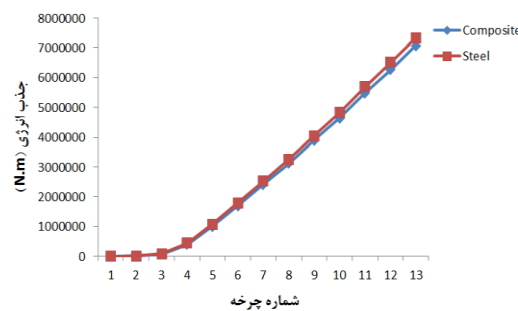
#### ۵- نتایج آنالیز خرابی پیش‌رونده

نتایج حاصل در قالب نمودارهای نیروی محوری ستون‌ها، لنگر خمشی تیرها و نیز مقادیر جابه‌جایی گره، برای هر یک از مدل‌ها به‌صورت مجزاً ارائه می‌شود. سپس پتانسیل وقوع

از قاب کامپوزیت به‌جای قاب فولادی، تغییری در شکل پذیری کل سازه ایجاد نخواهد کرد. البته شایان ذکر است منظور از قاب کامپوزیت در این تحقیق، قاب ۱۲ طبقه است که دو طبقهٔ تحتانی آن ستون‌های صلیبی نیمه‌مدفون در بتن و بقیهٔ طبقات آن ستون‌های صلیبی تنها (بدون بتن) هستند.

#### ۴-۲- تحلیل هیستریزس

به‌منظور بررسی دقیق‌تر رفتار سازه‌ها، قاب‌های ۱۲ طبقه فولادی و کامپوزیت را تحت بارهای چرخه‌ای براساس پروتکل استاندارد AISC قرار داده، وضعیت جذب انرژی قاب‌ها در ۱۳ سیکل اول مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از آنالیز چرخه‌ای در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳- وضعیت جذب انرژی قاب‌ها در ۱۳ سیکل اول تحت بارگذاری چرخه‌ای (هیستریزس)

همان‌طور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، وضعیت جذب انرژی هر دو قاب تحت سیکل‌های مختلف تقریباً مشابه یکدیگر است. افزایش چشمگیر در جذب انرژی قاب‌ها با وارد شدن به ناحیهٔ غیرخطی، باعث بهبود رفتار سازه‌ها در بارگذاری چرخه‌ای شده است.

#### ۴-۳- تحلیل خرابی پیش‌رونده

ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده با در نظر گرفتن الگوی روش مسیر بار جایگزین<sup>۱</sup> صورت می‌پذیرد. ایدهٔ کلی این روش بدین صورت است که سازه طوری طراحی شود که در صورت حذف یا آسیب‌دیدگی مسیرهای عادی انتقال بار، مسیرهای جایگزین دیگری برای انتقال بار به زمین وجود داشته باشد. بدین ترتیب، سازه‌ها برای حذف ستون‌ها یا دیوارهای خاص طراحی می‌شوند. آزمایش‌ها و مطالعات صورت‌گرفته در زمینهٔ خرابی پیش‌رونده نشان می‌دهد حذف ستون گوشه در طبقهٔ اول معمولاً می‌تواند

<sup>۱</sup> Alternate Load Path

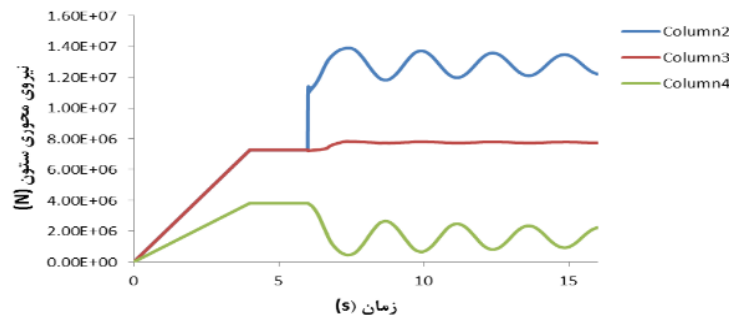
<sup>۲</sup> Newmark Method

در شکل شماره ۴ (۴) برای سهولت بررسی نتایج، تیرها و ستون‌های موردبررسی در خرابی پیش‌رونده شماره‌گذاری شده است. همان‌طور که قبلاً اشاره شد، ستون گوشه سمت چپ (ستون شماره ۱) برای بررسی آنالیز خرابی پیش‌رونده حذف شده است.

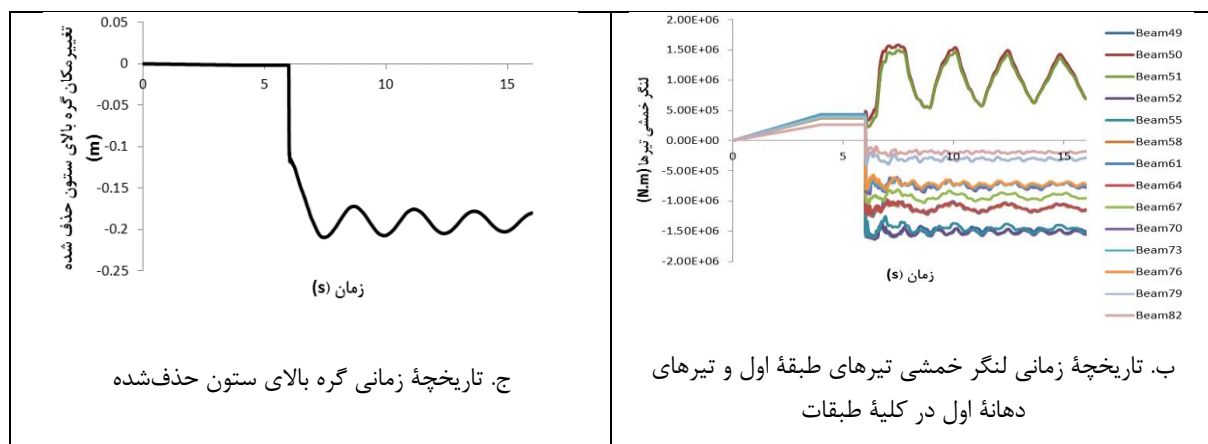
خرابی پیش‌رونده این سازه‌ها با تعیین پارامترهایی نظیر DCR (نسبت لنگر خمشی ماکزیمم وارد بر تیر به ظرفیت پلاستیک تیر در خمش) نیروی محوری ستون‌ها، DCR نیروی محوری دستک‌های فشاری، DCR لنگر خمشی تیرها و ضریب شکل‌پذیری تیر بحرانی تعیین خواهد شد.

82		
79		
76		
73		
70		
67		
64		
61		
58		
55		
52		
49	50	51
	2	3
	4	

شکل ۴- شماره‌گذاری تیرها و ستون‌های موردبررسی در خرابی پیش‌رونده



الف. تاریخچه زمانی نیروی محوری ستون‌های طبقه همکف



ج. تاریخچه زمانی گره بالای ستون حذف‌شده

ب. تاریخچه زمانی لنگر خمشی تیرهای طبقه اول و تیرهای دهانه اول در کلیه طبقات

شکل ۵- نتایج تحلیل خرابی پیش‌رونده برای قاب فولادی با ستون‌های صلیبی تنها

می‌شود، نیروی محوری ستون مجاور به ستون حذف‌شده، دارای بیشترین مقدار است.

- با حذف ستون، گره بالایی آن شروع به ارتعاش کرده است و به نظر می‌رسد در گره موردنظر یک تغییرمکان ماندگار در راستای  $y$  به اندازه ۲۰

### ۵-۱- نتایج آنالیز خرابی پیش‌رونده برای قاب فولادی تنها

نتایج حاصل از خرابی پیش‌رونده در قاب ۱۲ طبقه فولادی به شرح زیر است:

- همان‌طور که در شکل (۵-الف) نیز مشاهده

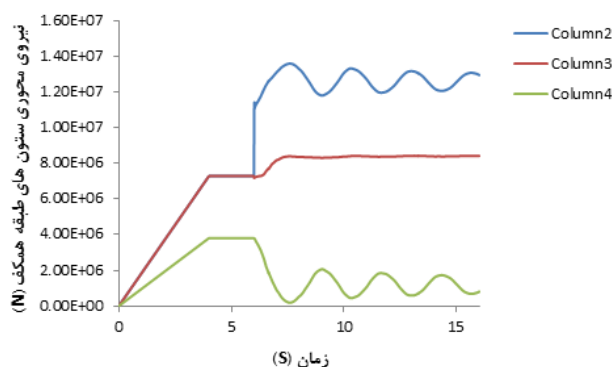
- در این قاب نیز مشابه قاب قبلی، بیشترین نیروی محوری در ستون مجاور با ستون حذف‌شده، ایجاد شده است. هرچه از ستون حذف‌شده فاصله گرفته می‌شود، نیروی محوری ایجادشده در ستون‌های کناری کاهش می‌یابد.
- بعد از حذف ستون، گره بالایی آن حول نقطه  $y=25$  سانتی‌متر در حال ارتعاش است که این ارتعاش نیز به مرور زمان در حال میرا شدن است.

سانتی‌متر ایجاد شده است و ارتعاش نیز حول این نقطه صورت می‌گیرد.

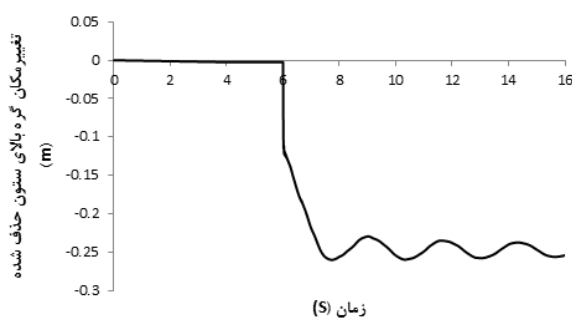
## ۲-۵- نتایج آنالیز خرابی پیش‌رونده برای قاب

### فولادی با ستون صلیبی نیمه‌مدفون در بتن

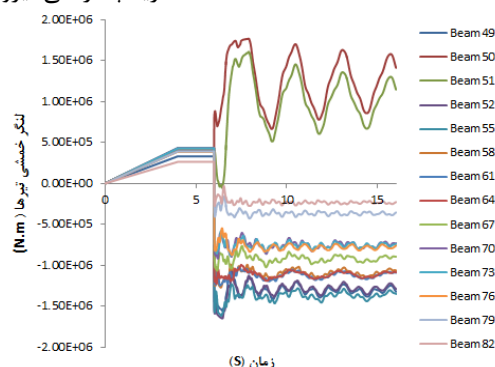
نتایج حاصل برای قاب فولادی ۱۲ طبقه که در دو طبقه اول آن از ستون‌های صلیبی‌شکل نیمه‌مدفون در بتن استفاده شده، مطابق شکل (۶) به شرح زیر به دست آمده است:



الف. تاریخچه زمانی نیروی محوری ستون‌های طبقه همکف



ج. تاریخچه زمانی تغییر مکان گره بالای ستون حذف‌شده در راستای y



ب. تاریخچه زمانی لنگر خمشی تیرهای طبقه اول و کلیه تیرهای دهانه اول

شکل ۶- نتایج تحلیل خرابی پیش‌رونده برای قاب فولادی با ستون‌های صلیبی مدفون در بتن

مقایسه لنگر خمشی در تیرها نمی‌تواند به‌تنهایی نشانگر وضعیت تیرها باشد. به بیان دیگر، تیری که لنگر خمشی ماکزیمم دارد، قطعاً تیر بحرانی نخواهد بود؛ زیرا ممکن است مقطع تیر موردنظر بزرگ باشد (ظرفیت پلاستیک مقطع زیاد باشد). تیری که DCR (نسبت لنگر خمشی ماکزیمم وارد بر تیر به ظرفیت پلاستیک تیر در خمش) بیشتری دارد، قطعاً تیر بحرانی خواهد بود و احتمال خرابی آن نیز بیشتر از سایر تیرهای موجود در سازه است. پارامتر

همان‌طور که مشاهده می‌شود، تغییر مکان ماندگار در گره در قاب کامپوزیت از قاب فولادی بیشتر است. به عبارت دیگر، امکان خرابی به‌علت ریزش سقف طبقه اول و خرابی تیر دهانه اول در قاب کامپوزیت بیشتر از قاب فولادی می‌باشد؛ چون تغییر مکان قائم ماندگار آن حدوداً ۵ سانتی‌متر بیشتر بوده است. برای اینکه بتوان وضعیت تیرها را در دو حالت فولادی و کامپوزیت با یکدیگر مقایسه کرد، باید پارامتر DCR<sup>۱</sup> برای کلیه تیرهای موردنظر محاسبه شود.

<sup>۱</sup> Demand to Capacity Ratio



تیرها در قاب کامپوزیت از قاب فولادی بیشتر است. به عبارت دیگر، تیرها در قاب کامپوزیت وضعیت بحرانی تری دارند. از این مقایسه نتیجه‌گیری می‌شود که اگرچه رفتار استاتیکی این دو قاب کاملاً مشابه با یکدیگر بود (آنالیز استاتیکی غیرخطی و آنالیز هیستریسیس)، آنالیز دینامیکی غیرخطی، نشانگر عملکرد مناسب قاب فولادی در مقایسه با قاب کامپوزیت است. پارامتر DCR برای نیروی محوری در ستون‌های کامپوزیت قابل محاسبه نیست؛ زیرا آیین‌نامه بهسازی، رابطه‌ای برای برآورد ظرفیت محوری ستون‌های کامپوزیت ارائه نکرده است؛ به همین دلیل نمی‌توان وضعیت ستون‌های دو قاب را با یکدیگر مقایسه کرد؛ ولی آنالیزهای صورت‌گرفته نشان می‌دهد ستونی که به ستون حذف‌شده نزدیک‌تر است، بحرانی‌ترین وضعیت را دارد و باید به شکل مناسب‌تر و با ضریب اطمینان بالاتری برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده در سازه طراحی شود.

### نتیجه‌گیری

مهم‌ترین نتایج حاصل از مطالعه حاضر به شرح زیر است:

- آنالیزهای استاتیکی غیرخطی (پوش اور) و هیستریسیس انجام‌شده بر روی قاب ۱۲ طبقه فولادی و کامپوزیت نشان می‌دهد رفتار هر دو سازه در محدوده استاتیکی کاملاً مشابه یکدیگر است. به عبارت دیگر، از لحاظ ضریب شکل‌پذیری و جذب انرژی، دو سازه رفتاری کاملاً مشابه دارند.
- در آنالیزهای دینامیکی غیرخطی صورت‌گرفته به‌منظور بررسی دقیق‌تر رفتار قاب‌ها، پارامتر DCR در خمش برای تیرها با یکدیگر مقایسه شد که مقدار پارامتر DCR برای تیرهای موجود در قاب کامپوزیت از قاب فولادی بیشتر است. به بیان دیگر، تیرهای موجود در قاب کامپوزیت، وضعیت بحرانی تری دارند. با فاصله گرفتن از محل خرابی، مقدار پارامتر DCR در خمش برای تیرها در هر دو قاب کاهش می‌یابد؛ یعنی تیرهایی که به محل خرابی نزدیک هستند، وضعیت بحرانی تری دارند و باید با ضریب اطمینان بیشتری برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده در سازه طراحی شوند. با بررسی نتایج حاصل از تاریخچه زمانی نیروی محوری ستون‌های طبقه اول می‌توان به این نکته پی برد که ستونی که به ستون حذف‌شده نزدیک است،

DCR برای تیرهایی که نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی در برابر زمان برای آن‌ها در شکل‌های (۵) و (۶) رسم شده، به شرح جدول ۵ به دست آمده است.

جدول ۵- مقایسه پارامتر DCR در خمش برای تیرها در دو

قاب ۱۲ فولادی و کامپوزیت

شماره تیرها	۱۲ Steel	۱۲ Composite
Beam۴۹	۱,۰۵۵۸	۱,۰۲۷۸
Beam۵۰	۱,۰۴۹۷	۱,۱۷۰۲
Beam۵۱	۰,۹۹۱۸	۱,۰۶۳۸
Beam۵۲	۱,۰۸۱۲	۱,۰۹۰۱
Beam۵۵	۱,۰۶۰۷	۱,۰۶۷۳
Beam۵۸	۰,۸۵۶۲	۰,۸۶۱۰
Beam۶۱	۰,۸۴۳۹	۰,۸۴۵۴
Beam۶۴	۰,۸۲۳	۰,۸۳۱۵
Beam۶۷	۰,۸۰۴۰	۰,۸۱۹۸
Beam۷۰	۰,۷۵۶۱	۰,۷۷۸۱
Beam۷۳	۰,۷۰۲۷	۰,۷۴۸۸
Beam۷۶	۰,۶۲۳۳	۰,۶۷۲۵
Beam۷۹	۰,۴۵۲۶	۰,۴۸۷۶
Beam۸۲	۰,۳۰۶۱	۰,۳۱۴۵

در قاب ۱۲ طبقه فولادی، از بین تیرهای موجود در طبقه اول، تیر متصل به ستون حذف‌شده، بحرانی‌ترین شرایط را در میان سایر تیرهای موجود در طبقه اول دارد. با مقایسه DCR تیرهای موجود در دهانه اول، این نتیجه حاصل می‌شود که تیر طبقه دوم، بحرانی‌ترین شرایط را داراست و با فاصله گرفتن از محل خرابی و در طبقات فوقانی، مقدار DCR برای تیرها کاهش می‌یابد. مشابه همین وضعیت در تیرهای طبقه اول نیز قابل مشاهده است. هرچه از محل خرابی فاصله گرفته شود، تیرها از وضعیت بحرانی خارج می‌شوند. در قاب ۱۲ طبقه کامپوزیت، از بین تیرهای موجود در طبقه اول، تیر دهانه وسط، بحرانی‌ترین حالت را دارد و با توجه به DCR به‌دست‌آمده برای آن، این تیر نیز به‌طور کامل در اثر خرابی ستون گوشه از بین می‌رود. با مقایسه DCR تیرهای موجود در دهانه اول می‌توان به این نتیجه رسید که تیر طبقه دوم، بحرانی‌ترین شرایط را داراست و در طبقات فوقانی (با فاصله گرفتن از محل خرابی) مقدار DCR برای تیرها کاهش می‌یابد. مشابه همین وضعیت در تیرهای طبقه اول نیز وجود دارد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، پارامتر DCR در خمش برای

تنهاست، به‌استثنای تیر طبقه اول در اولین دهانه (Beam 49) و آخرین دهانه (Beam 51) که مقدار این پارامتر در قاب فولادی بیشتر از قاب کامپوزیت است.

- تغییر مکان قائم گره بالای ستون حذف شده در قاب کامپوزیت از قاب فولادی بیشتر است. به عبارت دیگر، امکان خرابی به‌علت ریزش سقف طبقه اول و خرابی تیر دهانه اول در قاب کامپوزیت بیشتر از قاب فولادی است؛ چون تغییر مکان قائم ماندگار آن حدوداً ۵ سانتی‌متر بیشتر از قاب فولادی تنهاست.
- یکی از مزیت‌های استفاده از ستون‌های کامپوزیت به‌جای ستون‌های صلیبی تنها، کاهش ابعاد مقطع و در نتیجه افزایش دهانه موجود در بین ستون هاست که این مزیت، فضای پارک بیشتری در طبقات اول و دوم در سازه‌های با کاربری تجاری فراهم می‌کند. به همین دلیل استفاده از این سازه‌ها رواج پیدا کرده است.

بیشترین نیروی محوری را داشته، احتمال خرابی در این ستون بیشتر از سایر ستون‌های موجود در طبقه اول است؛ به همین دلیل این ستون باید با ضریب اطمینان بالاتری برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده در سازه طراحی شود. به عبارت دیگر، این ستون‌ها باید طوری طراحی شوند که حتی‌الامکان، ظرفیت محوری آن‌ها بالا باشد.

- تیر واقع در دهانه محذوف در طبقه دوم (Beam 52) در قاب فولادی تنها دارای بیشترین مقدار پارامتر DCR بوده، احتمال خرابی آن از تمامی تیرها بیشتر است. مقدار این پارامتر در قاب کامپوزیت با دو ستون صلیبی نیمه‌مدفون در بتن، برای تیر واقع در دهانه میانی طبقه اول (Beam 50) حداکثر است و از طرفی بیشینه مقدار پارامتر DCR برای قاب کامپوزیت، بیشتر از قاب فولادی می‌باشد.
- مقدار پارامتر DCR برای تیرهای قاب کامپوزیت بیشتر از مقدار مشابه آن برای تیرهای قاب فولادی

## مراجع

- [1] R.H. Ferahian, "Buildings: Design for Prevention of Progressive Collapse", Civil Engineering- ASCE, February, 1972, pp. 66- 69
- [2] A.J. Pretlove, "Dynamic Effects in Fail-Safe Structural Design", Proceedings, International Conference on Steel Structures: Recent Advances and their Application to Design, Budva, 1986, pp. 749-757.
- [3] P. Mlakar, D. Dusenberry and J. Harris, The Pentagon Building Performance Report, ASCE Press, New York, NY, 2002.
- [4] H.X. Yu and J.Y. Richard Liew, "Steel Framed Structures Subjected to the Combined Effects of Blast and Fire- Part 2: Case Study", Advanced Steel Construction, Vol. 1, No. 1, 2005, pp. 85-104.
- [5] M.P. Byfield and S. Paramasivam, "Catenary Action in Steel-framed Buildings", Proceedings of the ICE - Structures & Buildings, 160(5), 2007, pp.247-257.
- [6] E. Murtha-Smith, "Alternate Path Analysis of Space Trusses for Progressive Collapse", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 9, September, 1988.
- [7] J. Kim, and T. Kim, "Assessment of Progressive Collapse-Resisting Capacity of Steel Moment Frames", Journal of Constructional Steel Research, 65, 2009, pp. 169-179.
- [8] H. Wibowo, "Modeling Progressive Collapse of RC Bridges during Earthquakes", CSCE Annual General Conference, 2009.
- [9] K. Kapil and S. El-Tawil, "Progressive Collapse Analysis of Seismically Designed Steel Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, 65, 2009, pp. 699-708.
- [10] N. Mashhadiali and A. Kheyroddin, "Progressive Collapse Assessment of New Hexagrid Structural System for Tall Buildings", Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 23, No. 12, 2014, pp. 947-961.
- [11] F. Mehrabi, A. Kheyroddin and M. Gerami, "Assessment of Progressive Collapse Potential of Steel Structures That Are Designed on Iranian Code", Sharif Journal of Civil Engineering, Vol 2-28, Issue 4, 2013, pp. 65-72.

- [12] J. Kim and S. Hong, "Progressive Collapse Performance of Irregular Buildings", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20, 2012, pp. 721–734.
- [13] A. Astaneh-Asl, B. Jones, Y. Zhao and R. Hwa, "Progressive Collapse Resistance of Steel Building Floors", Report number: CB/CEE-STEEL-03, University of California at Berkeley, 2002.
- [14] D.M. Fragopol and J.P. Curley, "Effects of Damage and Redundancy on Structural Reliability", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 113(7), 1987, pp. 1533-1549.
- [15] T. Ito, K. Ohi and Z. Li, "A Sensitivity Analysis Related to Redundancy on Framed Structures Subjected to Vertical Loads", *Transactions of Structural and Construction Engineering*, 593, 2005, pp. 145-151.
- [16] J. Kim and D. An, "Evaluation of Progressive Collapse Potential of Steel Moment Frames Considering Catenary Action", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 18, 2009, pp. 455-465.
- [17] T. Ito and T. Fukuyama, "A Potential Strength and Ultimate Behavior of Framed Structures Considering Catenary Effects after Failure Mechanism Formation Subjected to Vertical Load", *Theoretical and Applied Mechanics Japan*, 59, 2011, PP. 29-38.
- [18] J.H. Choi, M. Ito and K. Ohi, "Prevention of Building Structural Collapse Caused by Accidental Events", *proc. Of 2nd International Symposium on Improvement of Structural Safety for Building Structures*, 2007, pp. 85-98.
- [19] K.H. Kwon, S.R.M. Park and J.K. Kim, "Evaluation of Progressive Collapse Resisting Capacity of Tall Building", *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3), 2012, pp. 229-235.
- [20] T. Ito and T. Takemura, "Sensitivity Analysis of Redundancy of Regular and Irregular Framed", *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 3, No. 4, 2014, pp. 297–304.
- [21] A. Kheyroddin and S. Fallahzadeh, "Investigation on the Progressive Collapse in Steel Frames", *Fisrt National Congress on the Civil, Architecture and Mechanics Engineering*, Iran, 2014.
- [22] SAP2000, Nonlinear Version 11, Static and Dynamic Finite Elements Analysis of Structure, Computers & Structures, Berkeley, Calif, USA, 2009.
- [23] F. McKenna and G.L. Fenves, "Open system for earthquake engineering simulation, version 2.5.0.", *Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, CA*, 2016.
- [24] CEN, Eurocode 8, design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004. *Comite Europeen de Normalisation, Brussels*. 2004.
- [25] ACI (American Concrete Institute), "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary", *Farmington Hills, MI.*, 2008.
- [26] The U.S. General Service Administrations (GSA), "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Project", 2003.
- [27] M. Ebadi Jamkhaneh, M.A. Kafi, A. Kheyroddin and M. Shokri Amiri, "Progressive collapse resistance of a composite steel and concrete structural frame", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 172(3), 2019, pp. 197-213.
- [28] M.E. Jamkhaneh, M. Ahmadi and P. Sadeghian, "Simplified relations for confinement factors of partially and highly confined areas of concrete in partially encased composite columns", *Engineering Structures*, 208, 2020, p. 110303.