Archive of SID

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۵)
دوره‌ی ۲ - ۳۲، شماره‌ی ۳/۱، ص. ۸۷-۹۶، (یادداشت فنی)

Research Note

بررسی قابلیت خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی با سقف‌های مختلط

غلامرضا قدرتی امیری* **(استاد)**
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
پویا کافی سیاه اسطلخی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
مؤسسه‌ی آموزش عالی علوم و فناوری آریان

بارهای غیرعادی ناشی از حوادث طبیعی، خطاهای اجرا و برخی مسائل دیگر می‌توانند باعث به‌وجودآمدن خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها شوند. بیشتر مطالعاتی که در زمینه‌ی ارزیابی خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی انجام شده است، مدل های دوبُعدی از قاب‌های فولادی هستند، که در آنها توزیع سیستم‌های سقف در نظرگرفته نشده است و این مورد می‌تواند باعث کاهش دقت در مدل‌سازی موردنظر شود. در حالی که درنظرگرفتن و محاسبه‌ی اثرات سه‌بُعدی و همچنین وجود دال‌های بتنی در سقف‌های کامپوزیت، می‌تواند نقش تأثیرگذاری در پاسخ سازه داشته باشد. به همین دلیل در این پژوهش مدل المان محدود سه‌بُعدی یک ساختمان فولادی ۵ طبقه یک بار با درنظرگرفتن دال و بار دیگر بدون درنظرگرفتن دال با استفاده نرم‌افزار ABAQUS/CAE ۶/۱۱ شبیه‌سازی شده و پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده در آنها مورد ارزیابی قرارگرفته است. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد که درنظرنگرفتن دال به هنگام محاسبات می‌تواند منجر به ایجاد خطا در ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده در سازه شود.

واژگان کلیدی: خرابی پیش‌رونده، سیستم قاب خمشی فولادی متوسط، سقف کامپوزیت، بارهای غیر عادی.

ghodrati@iust.ac.ir
p.kaafi@yahoo.com

۱. مقدمه

در چند دهه‌ی اخیر، وقوع حملات تروریستی، خصوصاً در برج‌های دو قلوی تجارت جهانی، مسئله‌ی ارزیابی و بررسی پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده در سازه‌های با اهمیت موجود و سازه‌هایی که در فاز طراحی هستند، را به‌صورت گسترده‌یی در بین پژوهشگران سراسر جهان مطرح کرده است. خرابی پیش‌رونده وضعیتی است که در آن بروز یک خرابی موضعی در یک عضو سازه‌یی، منجر به شکست اعضاء مجاور آن و فروریزش‌های اضافی در ساختمان می‌شود.[۱] عوامل مختلفی می‌توانند باعث خرابی موضعی و نهایتاً شروع خرابی پیش‌رونده در سازه شوند. از جمله مهم‌ترین این عوامل وقوع انفجار در سازه و یا برخورد شدید به ستون‌های پیرامونی سازه است، که در صورت چنین اتفاقی ممکن است یک یا چند المان باربر کلیدی در سازه آسیب ببیند و سازه دچار خرابی پیش‌رونده شود. خرابی پیش‌رونده اغلب با علت ایجاد آسیب، درتناسب نیست و سازه ممکن است به علت یک حادثه‌ی کوچک در معرض فروپاشی پیش‌رونده قرارگیرد؛ به‌عبارت دیگر، در جریان مکانیسم خرابی پیش‌رونده میزان تخریب بسیار فراتر از اثر عامل پدیدآورنده‌ی آن است.[۲] استانداردهای جاری که برای طراحی سازه‌ها در برابر بارهای معمول استفاده می‌شوند، عموماً از درجاتی از مقاومت و شکل‌پذیری موجود در یک سیستم سازه‌یی برای مقاومت در برابر بارهای شدید و پیش‌گیری از تخریب پیش‌رونده بهره می‌برند. ساختمان‌های قدیمی نیز که عموماً از قاب‌هایی با دهانه‌های کوچک بهره می‌گرفتند، به شکل ذاتی، استقامت و مقاومت لازم را در برابر خرابی پیش‌رونده داشتند. اما تغییرات در سبک‌های معماری در ترکیب با سیر تکاملی طراحی سازه توسط رایانه و استفاده از مصالح با عملکرد بالا منجر به سیستم‌های ساختمانی پیشرفته‌یی شده است که دهانه‌های بلند، نسبتاً سبک، و شکل‌پذیر دارند و بنابراین در شرایط بارگذاری که خارج از پیش‌بینی طراحی است، خطرپذیری بیشتری دارند.[۳]

عموماً وقتی در اثر انفجار یا حوادث پیش‌بینی‌نشده‌ی تصادفی، یکی از اعضاء باربر اصلی ساختمان مانند ستون یا دیوار باربر آن که جزء اعضاء کلیدی ساختمان تلقی می‌شوند تخریب شود، این تخریب تمام اعضاء سازه‌یی را که به نوعی به آن عضو کلیدی متکی بودند، متأثر می‌سازد. برای مثال با انهدام ستون، قسمتی از سقف طبقه‌ی فوقانی که بر روی ستون قرارگرفته است، نیز تخریب می‌شود. این تخریب به نوبه‌ی خود منجر به آسیب سایر قسمت‌های سازه می‌شود و این توالی ممکن است آنقدر ادامه پیدا کند که منجر به تخریب کل سازه یا بخش زیادی از آن شود.

علی‌رغم اینکه در سال‌های اخیر موارد متعددی از این پدیده درکشور ما رخ داده است، تدبیر ویژه‌یی برای مقابله با پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده اندیشیده نشده است.

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۳/۳/۱۳، اصلاحیه ۱۳۹۳/۹/۱۹، پذیرش ۱۳۹۳/۱۰/۲۸.

www.SID.ir

Archive of SID

برای مثال می‌توان به فروریزش ساختمانی ۷ طبقه در سعادت‌آباد تهران در سال ۱۳۸۷ اشاره کرد (شکل ۱). ساکنان ساختمان مذکور پس از مشاهده‌ی ترک‌های ایجادشده بر روی دیوارهای ساختمان، مجبور به ترک مجتمع مسکونی شدند تا عملیات نوسازی آن مجدداً آغاز و قابل سکونت شود. اما متأسفانه ساختمان در حین بازسازی، دچار تخریب شد و قسمتی از آن بر روی کارگرانی که در حال بازسازی آن بودند، فرو ریخت و شماری از کارگران جان خود را از دست دادند. نامرغوب‌بودن مصالح مصرفی و عدم رعایت مقررات و اصول فنی از جمله مهم‌ترین دلیل این اتفاق ناگوار گزارش شده است.[۴]

تاکنون تعدادی مطالعات تجربی و تئوری در زمینه‌ی ارزیابی رفتار سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده انجام شده است. در پژوهشی در سال ۲۰۰۱ به بررسی مقاومت یک ساختمان فولادی یک طبقه مجهز به سیستم سقف کامپوزیت در برابر خرابی پیش‌رونده ناشی از حذف ستون به واسطه‌ی انفجار پرداخته شده و جزئیات مربوط به ساخت مدل‌ها، روند آزمایش و مراحل انجام آن در قالب یک گزارش کامل ارائه شده است. نتایج حاصل از آزمایش‌های پژوهش مذکور نشان می‌دهد که بعد از حذف ستون میانی سازه به علت واکنش زنجیرواری که تیرچه‌های فولادی و شاه‌تیرها از خود نشان داده‌اند، کف طبقه دچار خرابی نشده و در برابر بارهای مرده و زنده مقاومت لازم را از خود نشان داده است.[۵] در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۴ نیز یک فرمول المان تیر و همچنین روشی برای تحلیل دینامیکی خرابی پیش‌رونده پیشنهاد شده است، که راهنمایی‌های لازم برای مطالعات بیشتر در زمینه‌ی خرابی پیش‌رونده را فراهم ساخته است.[۶] همچنین در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۵، اصول کلی تحلیل خرابی پیش‌رونده در روش مسیر بار جایگزین بررسی شده است.[۷] برخی پژوهشگران نیز در پژوهش خود در سال ۲۰۰۹، مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده را در قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی فولادی به‌صورت مدل‌های دوبُعدی مطالعه کرده و نتایج مدل‌سازی آنها نشان داده است که قاب‌های مهاربندی‌شده‌یی که بادبندهای با خروج از مرکزیت دارند، در مقایسه با قاب‌های با بادبندهای ویژه‌ی همگرا، در برابر خرابی پیش‌رونده کمتر آسیب‌پذیر هستند.[۸] همچنین در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۶، به مطالعه‌ی رفتار اتصالات فولادی و نقش آنها در پاسخ سازه‌های فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده ناشی از بارهای انفجاری پرداخته شده است.[۹] پژوهشگری نیز در سال ۲۰۰۷، رفتار قاب‌های فولادی تحت اثر بارگذاری انفجاری را مورد مطالعه قرار داده است.[۱۰] همچنین برخی پژوهشگران در سال ۲۰۰۸ با استفاده از نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ تحلیل خرابی پیش‌رونده را با استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی، که اداره‌ی خدمات عمومی آمریکا آن را توصیه کرده است، انجام داده‌اند.[۱۱] در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۹ نیز مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از روش مسیر بار جایگزین که در دستورالعمل‌های وزارت دفاع و اداره‌ی خدمات عمومی آمریکا توصیه شده است، مورد مطالعه قرار گرفته و بررسی‌ها نشان داده است که تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ‌های سازه‌یی دقیق‌تر و بزرگ‌تری را فراهم می‌کند؛ با وجود این، استفاده از روش خطی منجر به یک تصمیم محافظه‌کارانه‌تر در ارزیابی پتانسیل خرابی سازه‌های مدل‌سازی‌شده می‌شود.[۱۲] برخی پژوهشگران نیز در پژوهشی در سال ۲۰۰۸، مطالعات آزمایشگاهی در زمینه‌ی ارزیابی ساختمان‌های مقاوم لرزه‌یی فولادی در برابر خرابی پیش‌رونده انجام داده و دو سیستم فولادی مقاوم در برابر زلزله یعنی قاب خمشی ویژه و قاب پس‌تنیده را تحت آزمایش‌های شبه استاتیکی قرار داده‌اند. قاب‌های دوبُعدی مذکور، ۳ طبقه با ۲ دهانه بوده و در مقیاس ۱:۳ ساخته شده‌اند. هر دو قاب با اینکه تحت ترکیب باری حدود ۳ برابر شدیدترین ترکیب بار مرده و زنده‌ی خود قرار گرفته‌اند، دچار آسیب قابل توجهی نشده‌اند. در حالت حذف ناگهانی ستون مرکزی نیز هر دو قاب ظرفیت تغییرشکل بالایی را از خود نشان داده و قادر بوده‌اند که بارهای ثقلی موجود باقیمانده را به نحو مناسبی تحمل کنند. طراحی و جزئیات لرزه‌یی مقاوم در این حالت بارگذاری اتفاقی شدید، شکل‌پذیری موردنیاز سازه را در برابر خرابی پیش‌رونده فراهم می‌کند. اگرچه هر دو سیستم مورد آزمایش برای مقاومت در برابر زلزله طراحی شده بودند، اما سیستم قاب خمشی ویژه در مقایسه با سیستم پس‌تنیده ضعیف‌تر بوده و انعطاف‌پذیری کمتری داشته‌اند.[۱۳]

بیشتر مطالعاتی که در زمینه‌ی ارزیابی خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی انجام شده است، مدل‌های دوبُعدی از قاب‌های فولادی بوده‌اند، که در آنها توزیع سیستم‌های سقف در نظر گرفته نشده است و این مورد می‌تواند باعث کاهش دقت در مدل‌سازی موردنظر شود. در حالی که درنظرگرفتن و محاسبه‌ی اثرات سه‌بُعدی و همچنین وجود دال‌های بتنی در سقف‌های کامپوزیت می‌تواند نقش تأثیرگذاری در پاسخ سازه داشته باشد. به همین دلیل دراین پژوهش مدل المان محدود سه‌بُعدی یک ساختمان فولادی ۵ طبقه، یک بار با درنظرگرفتن اثر دال و بار دیگر بدون درنظرگرفتن دال با استفاده نرم‌افزار ABAQUS/CAE ۶/۱۱ شبیه‌سازی شده و پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده در آنها مورد ارزیابی قرار گرفته است.

شکل ۱. فروریزش ساختمان ۷ طبقه‌ی سعادت آباد تهران (۱۳۸۷).[۴]

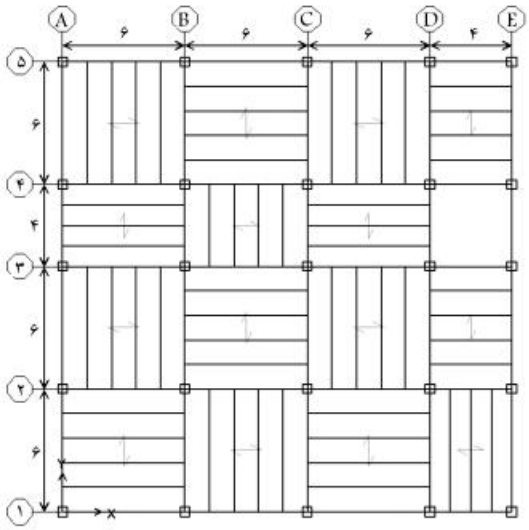
۲. مدل المان محدود سه‌بُعدی

۲.۱. مشخصات ساختمان مورد بررسی

ساختمان فولادی ۵ طبقه‌ی موردنظر، پلان یکسانی در طبقات دارد (شکل ۲)، و ارتفاع هر طبقه‌ی آن برابر ۳/۲۰ متر در نظر گرفته شده است. سیستم باربر جانبی ساختمان در هر دو جهت x و y قاب خمشی متوسط است. اتصال تیرها به ستون به‌صورت صلب و اتصال پای ستون به پی گیردار است. کف سازه نیز از نوع دال با تیرهای مختلط فرض شده است. فولاد مورد استفاده، فولاد St۳۷ با تنش نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع است. طراحی متعارف سازه به کمک نرم‌افزار ETABS مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران،[۱۴] و تحت اثر بارهای مرده و زنده و همچنین نیروی زلزله که براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان،[۱۵] محاسبه شده‌اند، صورت پذیرفته است. بارهای ناشی از زلزله با این فرض به دست آمده‌اند که سازه در شهر رشت قرار دارد و بر روی زمینی با خاک تیپ ۴ بنا شده است. طراحی در چند مرحله صورت گرفته است تا از یک سو، انتخاب مقاطع نزدیک به حالت بهینه (از نظر مقدار تنش‌ها

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۲. پلان تیپ ساختمان مورد مطالعه.

جدول ۱. نتایج طراحی اعضاء ساختمان فولادی ۵ طبقه.

طبقات	ستون‌ها	تیرهای اصلی	تیرهای فرعی
همکف	Box ۴۰ × ۴۰ × ۱٫۶	۲IPE ۳۰۰	IPE ۳۰۰
۱	Box ۴۰ × ۴۰ × ۱٫۶	۲IPE ۳۰۰	IPE ۳۰۰
۲	Box ۳۰ × ۳۰ × ۱٫۶	۲IPE ۲۷۰	۲IPE ۱۸۰
۳	Box ۳۰ × ۳۰ × ۱٫۶	۲IPE ۲۷۰	۲IPE ۱۸۰
۴	Box ۳۰ × ۳۰ × ۱٫۶	۲IPE ۲۷۰	۲IPE ۱۸۰
۵	Box ۳۰ × ۳۰ × ۱٫۶	۲IPE ۲۷۰	۲IPE ۱۸۰

و تغییرمکان جانبی سازه) باشد و از سوی دیگر، طراحی اجزاء ساده و یکنواخت باشد. بدین ترتیب می‌توان در بخش‌های آتی که به بررسی خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها پرداخته شده است، میزان تأثیر هر یک از انواع اعضا را در رفتار کلی سازه، به گونه‌یی مناسب و قابل درک، تجزیه و تحلیل کرد. نتایج طراحی سازه در جدول ۱ ارائه شده است.

۲.۲. روش مدل‌سازی المان محدود

۱.۲.۲. تعریف خصوصیات مصالح

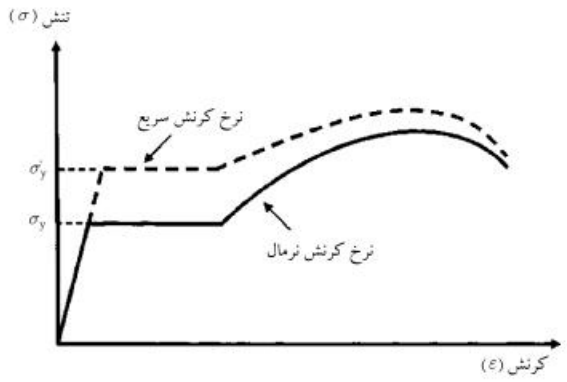
برای اختصاص‌دادن مصالح در مدل‌های موردنظر این مطالعه از فولاد و بتن استفاده شده است، که در ادامه مشخصات مربوط به آنها به همراه نوع رفتاری که برای المان‌ها در نظرگرفته شده است، اشاره شده است.

- **فولاد**

با توجه به آیین‌نامه‌ی UFC ۴-۰۲۳-۰۳ به دلیل اینکه مقاومت تسلیم فولاد تقریباً ۲۵٪ بیشتر از مقاومت مشخصه‌ی آن است، به‌صورت تجربی از یک ضریب افزایش مقاومت (SIF)[۱] برای منظورکردن این مشخصه استفاده شده است.(شکل ۳) همچنین مطابق آیین‌نامه‌ی ذکرشده، این ضریب برای تنش نهایی فولاد برابر ۱٫۰۵ است.[۱۶]

- **بتن مسلح**

بتن مسلح یکی از پیچیده‌ترین مصالح برای مدل‌سازی در نرم‌افزارهای اجزاء محدود است. تعریف درست مصالح در مدل‌سازی اجزاء محدود در رفتار



شکل ۳. نمودار ضریب افزایش مقاومت فولاد.[۱۷]

جدول ۲. مشخصات مکانیکی محدوده‌ی کشسان میلگردها.

مدول کشسانی (E)	ضریب پواسون (μ)	جرم مخصوص (υ)
۲۴۷۵۷e۶ (Pa)	۰٫۲	۲۴۰۰ kg/m^3

جدول ۳. مشخصات محدوده پلاستیک میلگردها.

کرنش خمیری	تنش تسلیم (MPa)
۰	۲۸۰
۰٫۰۹	۳۷۰

جدول ۴. مشخصات مکانیکی محدوده‌ی کشسان بتن.

مدول کشسانی (E)	ضریب پواسون (μ)	جرم مخصوص (υ)
۲۶۲۵e۷ (Pa)	۰٫۳	۷۸۵۰ kg/m^3

کشسان و خمیری در قسمت‌های فشاری و کششی می‌تواند نقش تعیین‌کننده‌یی در جواب‌ها و خروجی‌ها داشته باشد. رفتار کاملاً فشاری باید شامل هر دو رفتار کشسان و خمیری کامل بتن در نرم‌شدگی کرنشی آن باشد و همین‌طور در مورد کشش نیز باید خواص بتن در دو بُعد کشسان و خمیری، که شامل نرم‌شدگی کششی، سخت‌شدگی کششی، و اثر پیوستگی محلی است، تعریف شود. در نرم‌افزار ABAQUS برای درنظرگرفتن خرابی مصالح سه نوع ترک‌خوردگی قابل مدل‌سازی است، که باید در بخش خواص مصالح تعریف شود، که در این مطالعه از مدل‌سازی ترک‌خوردگی Concrete damage plasticity استفاده شده است. این مدل دو فرض اصلی در مکانیزم گسیختگی را در نظر می‌گیرد، که شامل ترک‌خوردگی کششی و خردشدگی فشاری است.[۱۸] مشخصات مکانیکی بتن مسلح مورد استفاده در مدل‌های المان محدود، به ترتیب در جدول‌های ۲ الی ۴ ارائه شده است.

کلیه‌ی تیرها و ستون‌ها توسط المان‌های BEAM مدل‌سازی شده‌اند. دال نیز با استفاده از المان‌های پوسته‌یی ۴ گره‌یی مدل‌سازی شده است. فولادگذاری در هر المان پوسته (SHELL) توسط المان REBAR مدل و جداسازی شده است. المان‌های BEAM و SHELL ELEMENT با استفاده از معادلات مقیدی TIE، که بین المان‌های تیر و دال بتنی وجود دارد، به یکدیگر متصل شده‌اند. همچنین خصوصیات مصالح غیرخطی نیز برای مدل در نظر گرفته شده است. خواص مصالح اجزاء فولادی سازه‌یی با استفاده از یک مدل مصالح کشسان ـ خمیری که در نرم‌افزار ABAQUS وجود دارد، مدل‌سازی شده است. پیوستگی مصالح غیرخطی در مدل ABAQUS نیازمند یک رابطه‌ی تنش حقیقی (σ) در

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۵. سناریوهای حذف ستون.

حالت	موقعیت ستون
۱	بدون حذف ستون
۲	E۱ (طبقه‌ی همکف)
۳	D۱ و E۱ (طبقه‌ی همکف)
۴	D۱ و E۱ (بدون دال و طبقه‌ی همکف)

شکل ۴. مدل المان محدود سه‌بُعدی ساختمان.

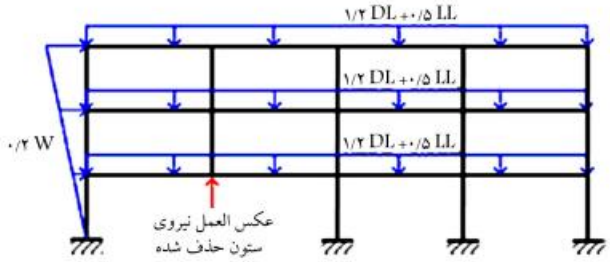
برابر کرنش خمیری است. این رابطه باید با استفاده از رابطه‌ی تنش ـ کرنش مهندسی تعیین شود. ABAQUS برای بیشتر مصالح، رفتار تنش ـ کرنش را به‌صورت یک خط مستقیم تقریب می‌زند.[۱۸] مصالح بتنی با استفاده از یک مدل damage plasticity مدل‌سازی شده‌اند. تمامی مدل‌ها در ستون‌های طبقه‌ی همکف، دارای تکیه‌گاه گیردار هستند. همچنین مش‌بندی یا شبکه‌بندی، که به نمایندگی از مدل مورد مطالعه قرار می‌گیرد، به اندازه‌ی کافی خوب است، به‌طوری که این اطمینان را به‌وجود می‌آورد که نیروهای اعمال‌شده به طور دقیق محاسبه شوند. اتصالات تیر به ستون کاملاً گیردار فرض شده‌اند. پیوستگی در سراسر اتصال توسط وجود دال کامپوزیت در تمامی قسمت‌های بالای اتصال با توجه به جهت قرارگرفتن شکل ۴ تیرهای فرعی در مدل‌سازی برقرار می‌شود.(شکل ۴)

ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده با درنظرگرفتن الگوی روش مسیر بار جایگزین صورت می‌پذیرد. ایده‌ی کلی این روش بدین صورت است که سازه طوری طراحی شود که در صورت حذف و یا آسیب‌دیدگی مسیرهای عادی انتقال بار، مسیرهای جایگزین دیگری برای انتقال بار به زمین وجود داشته باشد. بدین ترتیب سازه برای حذف ستون‌ها و یا دیوارهای خاص طراحی می‌شوند.

به همین منظور مدل‌های سازه‌یی موردنظر در این پژوهش در طی ۳ حالت حذف ستون(جدول ۵) مورد ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده قرار گرفته‌اند. در حالت اول، مدل‌های المان محدود سازه‌ها در حالت بدون حذف ستون تحلیل شده‌اند. در حالت دوم، یکی از ستون‌های گوشه در طبقه‌ی همکف و در حالت سوم، نیز دو ستون به‌صورت متوالی یعنی در ابتدا ستون E۱ و بلافاصله پس از آن ستون D۱ از سازه حذف شده‌اند. همچنین در حالت چهارم، به‌منظور بررسی تأثیری که دال‌ها می‌توانند در کاهش خرابی پیش‌رونده داشته باشند، حالت سوم سناریوی حذف ستون اشاره‌شده که حالت بحرانی‌تری دارد، این بار بدون مدل‌سازی دال‌های بتنی در ساختمان ۵ طبقه مورد بررسی قرار گرفته است.

جدول ۶. مقادیر بارهای مرده و زنده‌ی اعمال‌شده.

موقعیت	بار مرده (Kg/m^2)	بار زنده (Kg/m^2)
طبقات	۳۳۵	۲۰۰
بام	۳۱۰	۱۵۰



شکل ۵. نحوه‌ی بارگذاری دینامیکی تحلیل خرابی پیش‌رونده مطابق آیین‌نامه‌ی UFC ۴-۰۲۳-۰۳.[۱۹]

۲.۲.۲. بارگذاری

تعریف بارگذاری و اعمال شرایط مرزی یکی از موارد بسیار مهم در استفاده از روش اجزاء محدود است، چرا که رفتار سازه را می‌تواند دستخوش تغییرات زیادی کند. بارهای اعمال‌شده به سازه شامل: وزن اجزاء سازه (تیر، ستون)، بارهای مرده و زنده وارد بر کف سازه هستند. وزن اجزاء سازه با درنظرگرفتن شتاب گرانش و بارهای مرده و زنده نیز مطابق جدول ۶ به مدل‌ها اعمال شده است.

ترکیب بارگذاری مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی کلیه‌ی حالت‌های در نظر گرفته‌شده مطابق آیین‌نامه‌ی UFC است (رابطه‌ی ۱). در تحلیل دینامیکی خرابی پیش‌رونده، هر دو آیین‌نامه‌ی UFC و GSA استفاده از ضریب تشدید بار دینامیکی را توصیه نمی‌کنند.[۱۹]

$$۱/۲D + ۰/۵L + ۰/۲W \qquad (۱)$$

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، عکس‌العمل محوری ستون قبل از حذف مورد محاسبه قرار می‌گیرد و پس از آن نیز در جریان فرایند حذف ستون‌ها، این نیروهای متمرکز محوری محاسبه‌شده باید جایگزین ستون‌های حذف‌شده شوند. شکل ۵، نحوه‌ی اعمال بارهای ثقلی و عکس‌العمل ستون حذف‌شده را نشان می‌دهد.[۱۹] این الگوی بارگذاری مطابق آیین‌نامه‌ی UFC ۴-۰۲۳-۰۳ است.

۳.۲.۲ مش‌بندی

ابتدا مدل‌ها را با المان‌های درشت (تعداد کم المان‌ها) تحلیل و یکی از کمیت‌های خروجی مثلاً مقدار بیشینه‌ی تنش فون‌میزس در یک نقطه‌ی دلخواه از مدل را یادداشت می‌کنیم. سپس المان‌ها را ریزتر و مسئله را مجدداً تحلیل می‌کنیم. فرایند ریزترکردن المان‌ها را تا جایی ادامه می‌دهیم که اختلاف میان نتایج بسیار کم شود. جدول ۷، روند همگرایی جواب در بررسی یکی از مدل‌های موردنظر را نشان می‌دهد. مطابق جدول مذکور ملاحظه می‌شود که برای اندازه‌ی المان‌های ۹۰، ۶۰ و ۳۰ میلی‌متر جواب‌ها همگرا شده‌اند. به‌عبارت دیگر، جواب‌ها مستقل از سایز المان شده‌اند. لذا سایز المان مناسب برای این مسئله همان ۹۰ میلی‌متر است، چرا که در این حالت، زمان حل مسئله کمتر از حالتی است که اندازه‌ی المان ۳۰ میلی‌متر باشد.

۴.۲.۲. اعتبارسنجی روش مدل‌سازی

به‌منظور بررسی اعتبار روش مدل‌سازی اجزاء محدود مورد استفاده در این پژوهش، مدل المان محدود یک ساختمان واقعی که پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده در آن با انجام آزمایش‌های میدانی ارزیابی شده است، شبیه‌سازی و نتایج حاصل با یکدیگر

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۷. روند همگرایی جواب در بررسی یکی از مدل‌های مورد بررسی.

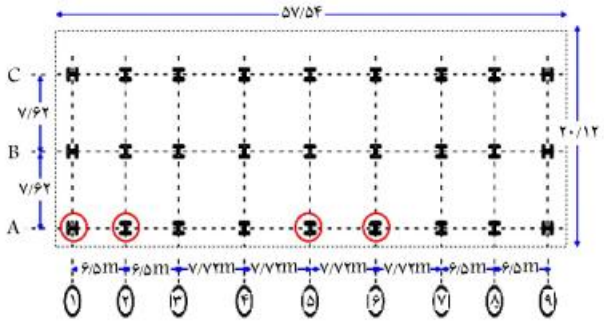
محدوده‌ی کنترل	بیشینه‌ی تنش فون‌میزس (مگاپاسکال)	اندازه‌ی المان‌ها (میلی‌متر)
همگرایی جواب‌ها	۳۲۴٫۷	۱۵۰
	۳۵۱٫۳	۱۲۰
	۳۹۲٫۴	۹۰
	۳۹۶٫۶	۶۰
	۳۹۴٫۱	۳۰
واگرایی جواب‌ها	۸۳۰٫۴	۱۵
	۷۶۰٫۳	۱۰

جدول ۸. مشخصات ساختمان موردنظر برای بررسی اعتبارسنجی روش مورد استفاده در این پژوهش.

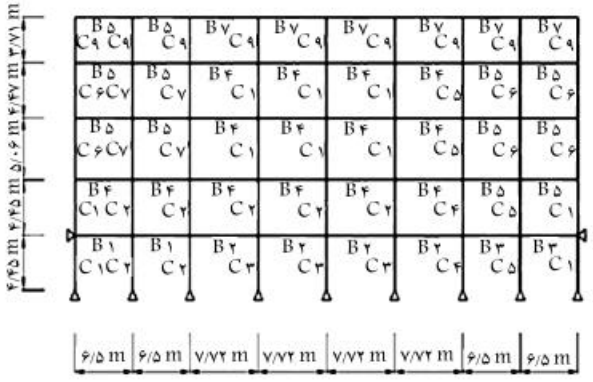
نام ساختمان	ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهیو
سال ساخت	۱۹۵۱
سال تخریب	۲۰۰۷
موقعیت	دانشگاه اوهیو، شهرکلومبس، ایالت اوهیو و آمریکا
تعداد طبقات	۴ طبقه روی زمین و یک طبقه زیرزمین
نوع اسکلت	قاب خمشی متوسط فولادی
ابعاد پلان (متر)	۵۷ × ۱۵
تنش تسلیم اعضا (مگاپاسکال)	۳۴۵

جدول ۹. مقاطع تیرها و ستون‌های مورد استفاده در اسکلت ساختمان اتحادیه‌ی دانشگاه اوهیو.[۲۰]

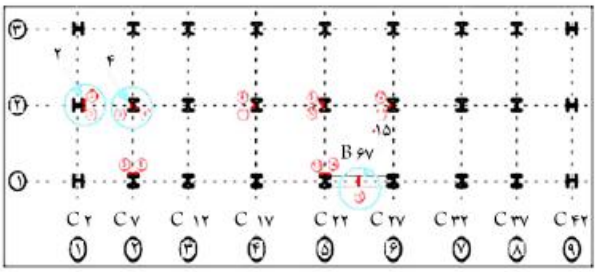
مقاطع ستون‌ها		مقاطع تیرها	
شماره‌ی ستون	نوع ستون	شماره‌ی تیر	نوع تیر
C۱	۱۰WF ۷۲	B۱	۲۴ B ۷۶
C۲	۱۲ WF ۱۳۳	B۲	۲۱ B ۶۸
C۳	۱۲ WF ۱۲۰	B۳	۱۶ B ۵۸
C۴	۱۰ WF ۱۰۰	B۴	۲۱ WF ۶۲
C۵	۱۰ WF ۸۹	B۵	۱۸ WF ۵۰
C۶	۱۰ WF ۵۴	B۶	۱۴ B ۱۷٫۲
C۷	۱۰ WF ۱۱۲	B۷	۱۴ B ۲۲
C۸	۱۰ WF ۶۰	B۸	۲۴ WF ۷۶
C۹	۱۰ WF ۳۳	B۹	۱۸ WF ۴۵



شکل ۶. پلان ساختمان اتحادیه‌ی دانشگاه اوهیو.[۲۰]



شکل ۷. نمای ساختمان اوهیو و نام‌گذاری مقاطع تیر و ستون.[۲۰]



شکل ۸. محل قرارگیری کرنش‌سنج‌ها بر روی اعضاء سازه‌یی مشخص‌شده در ساختمان اتحادیه‌ی اوهیو.[۲۰]

مقایسه شده است. مشخصات ساختمان مورد بررسی در جدول ۸ و شکل‌های ۶ و ۷ به ترتیب موقعیت حذف ستون‌ها و نمای ساختمان را نشان می‌دهند. خواص مقاطع تیرها و ستون‌ها در جدول ۹ نشان داده شده‌اند.

این ساختمان قبل از تخریب، توسط سانگ و سزن به منظور ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرارگرفته و ۴ ستون طبقه‌ی اول آن در طی ۳ حالت از سازه حذف شده‌اند: در مرحله‌ی اول دو ستون در نزدیکی وسط محور طولی قاب بیرونی سازه، در مرحله‌ی دوم یک ستون درگوشه‌ی ساختمان و در مرحله‌ی سوم یک ستون در مجاورت ستون گوشه‌ی ساختمان. کرنش‌سنج‌هایی بر روی ستون‌ها و تیرهای نزدیک ستون حذف‌شده نصب شده‌اند تا چگونگی توزیع بارهای ثقلی را با استفاده از تغییرات کرنش‌های اندازه‌گیری‌شده در حین حذف ستون‌ها کنترل کنند (شکل ۸).

در طول فرایند حذف ستون‌ها، یک سیستم قابل حمل برای ثبت داده‌ها مورد استفاده قرار گرفته و مقادیر کرنش‌ها را ثبت کرده است. در حین انجام این آزمایش میدانی، هیچ خسارت قابل توجهی حتی پس از حذف ۴ ستون در ساختمان به وجود نیامده است. در طی انجام این آزمایش میدانی، کرنش‌های موجود در مجاورت ستون‌های حذف‌شده پس از برش و حذف ستون اندازه‌گیری شده‌اند. در زمان انجام آزمایش، قاب‌ها فقط بارهای مرده‌ی ناشی از دیوارها، دال‌ها، تیرها و ستون‌ها را تحمل می‌کردند. بار زنده نیز در تمامی تحلیل‌ها صفر فرض شده است، زیرا در زمان انجام آزمایش، ساختمان کاملاً خالی از سکنه بوده و تقریباً تمامی بارهای غیرسازه‌یی از آن خارج شده‌اند. برای محاسبه‌ی بار مرده‌ی دیوارها، وزن مخصوص شیشه و دیوار به ترتیب ۲۵۷۹ کیلوگرم بر مترمکعب و ۱۹۲۰ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است.

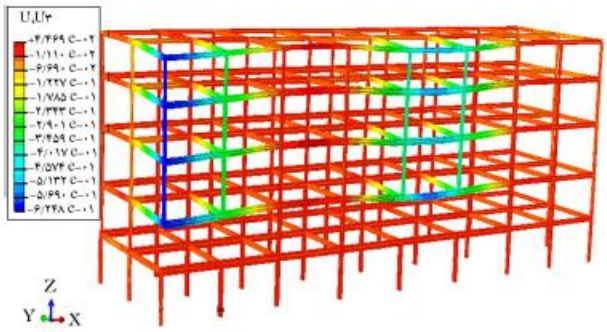
با توجه اطلاعات و مشخصات معرفی شده، مدل المان محدود ساختمان اتحادیه‌ی دانشگاه اوهیو با روش مورد استفاده در این پژوهش شبیه‌سازی و مقایسه شده و حالت سوم سناریوی حذف ستون در ساختمان اتحادیه‌ی دانشگاه اوهیو، در مدل عددی

www.SID.ir

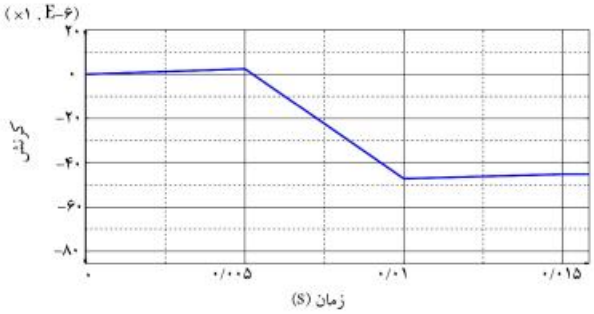
Archive of SID

ایجادشده برای صحت‌سنجی مورد بررسی قرارگرفته است. نمودار کرنش‌سنج‌های ۲، ۴ و ۱۵ در شکل ۸ و نیز شکل تغییریافته‌ی ساختمان پس از حذف ستون‌ها به ترتیب در شکل‌های ۹ الی ۱۲ نشان داده شده است.

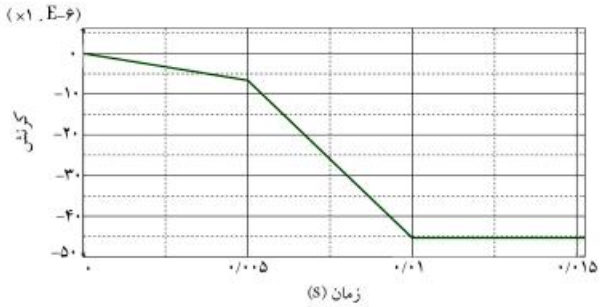
همچنین به‌منظور مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌های تجربی و آزمایشگاهی مقادیر کرنش‌سنج‌های ۲، ۴ و ۱۵، که محل و جهت آن‌ها در شکل ۸ ارائه شده



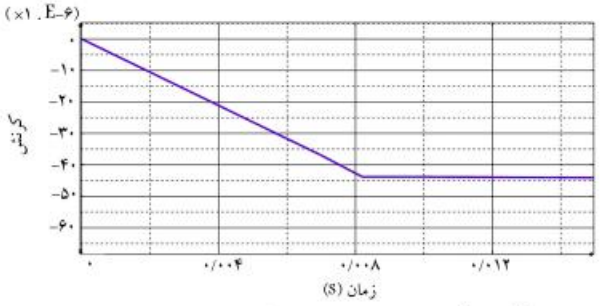
شکل ۹. جابه‌جایی در مدل المان محدود پس از حذف ستون‌ها.



شکل ۱۰. کرنش‌سنج ۲ از مدل المان محدود ساختمان اوهیو.



شکل ۱۱. کرنش‌سنج ۴ از مدل المان محدود ساختمان اوهیو.



شکل ۱۲. کرنش‌سنج ۱۵ از مدل المان محدود ساختمان اوهیو.

است، در جدول ۱۰ با یکدیگر مقایسه و درصد اختلاف بین آنها ارائه شده است.

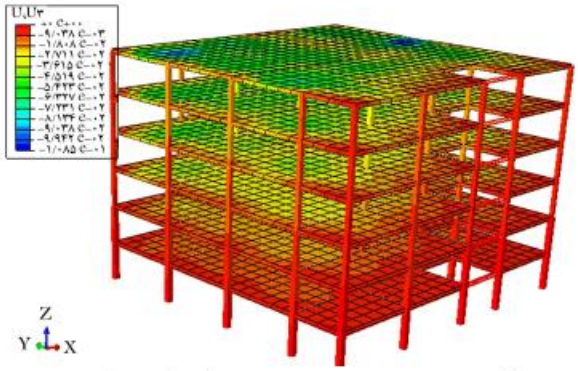
با توجه به جدول ۱۰ مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از روش مورد استفاده در این پژوهش، که با استفاده از روش اجزاء محدود و به کمک نرم‌افزار ABAQUS/CAE ۶/۱۱ انجام شده است، با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرارگرفته است. لازم به ذکر است که یکی از علل مقدار اختلاف در نتایج را می‌توان اثرندادن دال‌ها در مدل‌های سقف سازه به علت نبود اطلاعات آن بیان کرد.

۳. بررسی پاسخ سازه

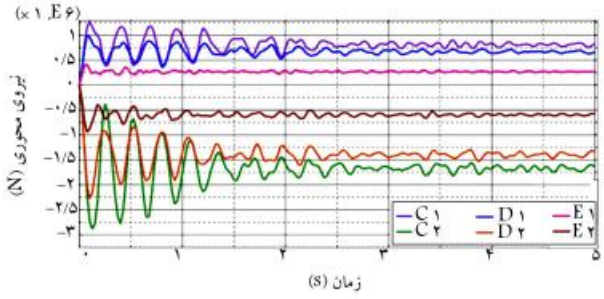
پاسخ ساختمان به حذف ناگهانی ستون با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و نیز روش المان محدود سه‌بُعدی مورد ارزیابی قرارگرفته است. مدل‌های ایجادشده، میرایی ۵٪ داشته‌اند. بیشینه‌ی نیروهایی که منجر به ایجاد جابه‌جایی در هر یک از اعضایی که در جریان فرایند حذف ستون‌ها اعمال شده، ثبت شده‌اند. پس از مدل‌سازی و تحلیل ساختمان‌های مورد بررسی، نتایج حاصل از آنها در قالب نمودارهای نیروی محوری، لنگر خمشی، و نیز مقادیر جابه‌جایی برای هریک از مدل‌ها به‌صورت جداگانه در شکل‌های ۱۳ تا ۲۴ ارائه و مورد تجزیه و تحلیل قرارگرفته‌اند.

جدول ۱۰. مقایسه‌ی مقادیر کرنش‌های به‌دست‌آمده از مدل‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی.

شماره‌ی کرنش‌سنج	آزمایش	تحلیل دینامیکی غیرخطی (ABAQUS)	درصد خطا
۲	-۵۵×۱۰^{-۶}	-۴۵×۱۰^{-۶}	۱۸/۱۸
۴	-۳۷×۱۰^{-۶}	$-۴۵/۵ \times ۱۰^{-۶}$	۲۲/۹۷
۱۵	-۳۷×۱۰^{-۶}	$-۴۳/۲ \times ۱۰^{-۶}$	۱۶/۷۶



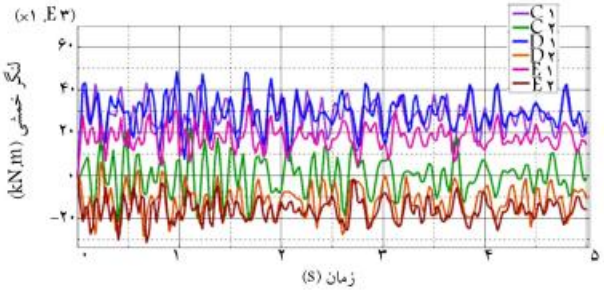
شکل ۱۳. جابه‌جایی سازه در جهت قائم (U۳) در حالت اول.



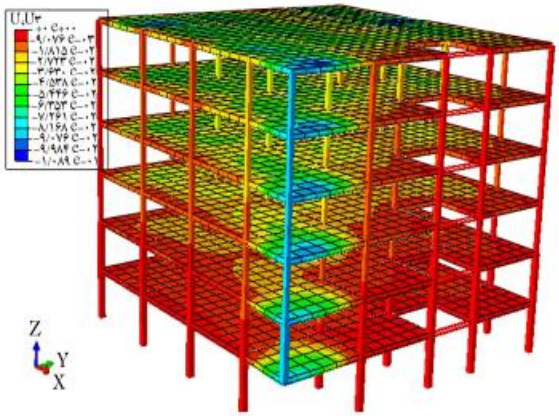
شکل ۱۴. نیروی محوری ستون‌ها در حالت اول.

www.SID.ir

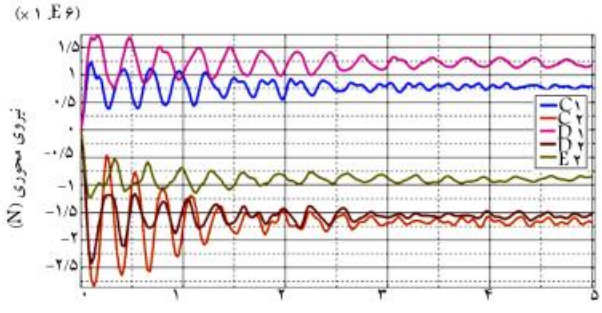
Archive of SID



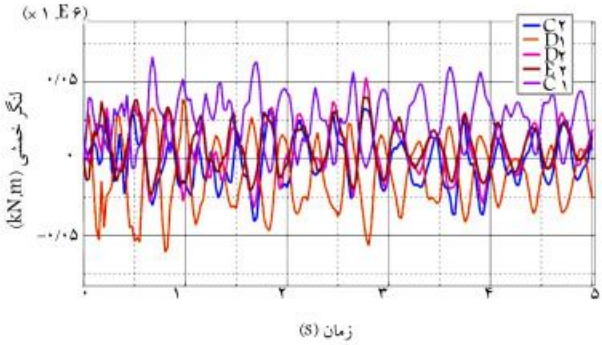
شکل ۱۵. لنگر خمشی ستون‌ها در حالت اول.



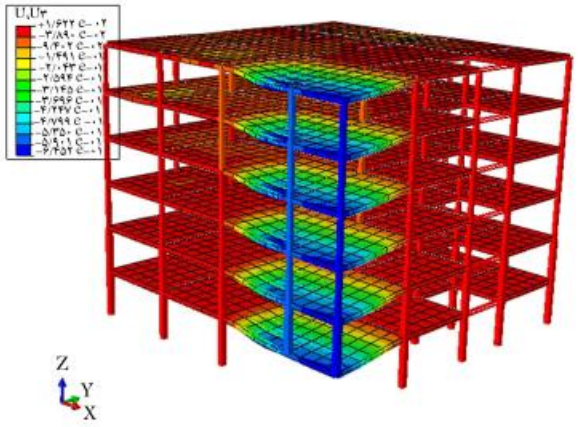
شکل ۱۶. جابه‌جایی سازه در جهت قائم (U۳) در حالت دوم.



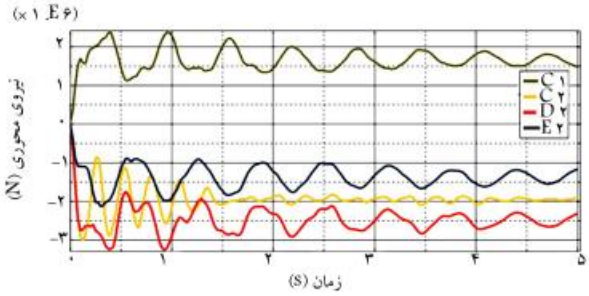
شکل ۱۷. نیروی محوری ستون‌ها در حالت دوم.



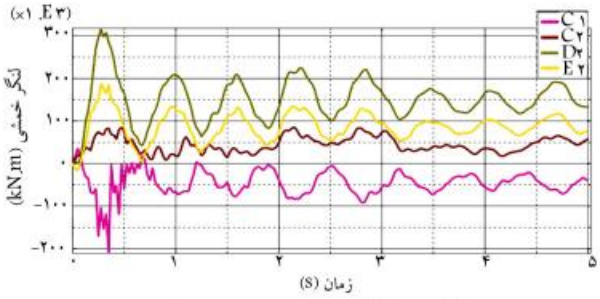
شکل ۱۸. لنگر خمشی ستون‌ها در حالت دوم.



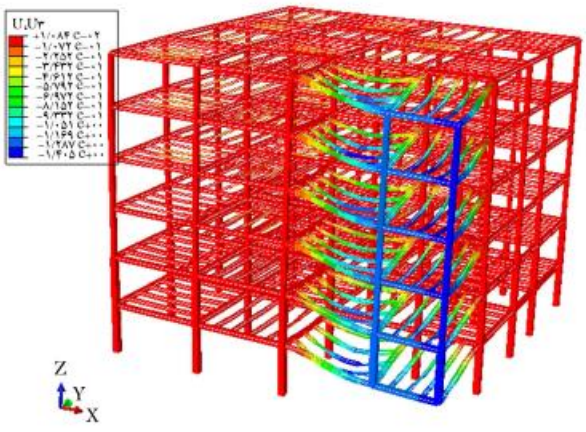
شکل ۱۹. جابه‌جایی سازه در جهت قائم (U۳) در حالت سوم.



شکل ۲۰. نیروی محوری ستون‌ها در حالت سوم.



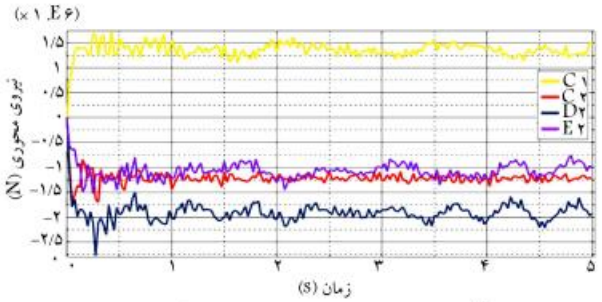
شکل ۲۱. لنگر خمشی ستون‌ها در حالت سوم.



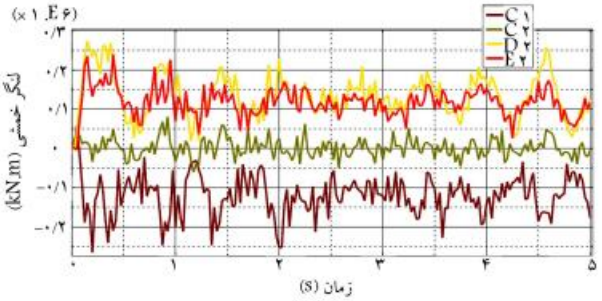
شکل ۲۲. مدل المان محدود سه بُعدی ساختمان در حالت چهارم.

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۲۳. نیروی محوری ستون‌ها در حالت چهارم.



شکل ۲۴. لنگر خمشی ستون‌ها در حالت چهارم.

جدول ۱۱. مقادیر جابه‌جایی بیشینه در گره‌های حذف‌شده.

حالت	جابه‌جایی (سانتی‌متر)	
	D۱	E۱
دوم	-۱۴٫۴	-۱
سوم	-۶۷٫۵	-۶۰
چهارم	-۱۵۵	-۱۳۷٫۵

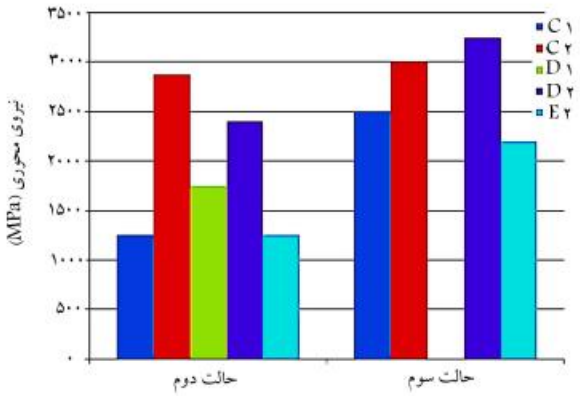
۴. ارزیابی نتایج

۱.۴. جابه‌جایی بیشینه در محل حذف ستون‌ها

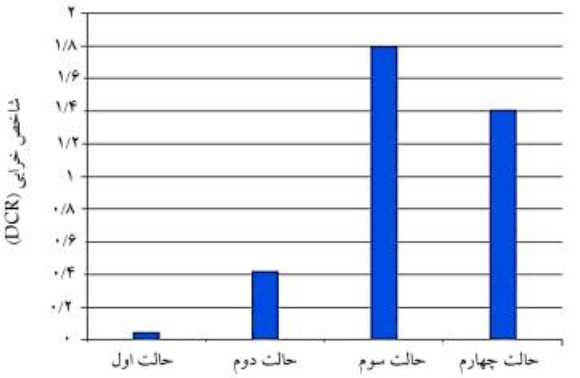
چنان که در جدول ۱۱ مشاهده می‌شود، در محل حذف ستون E۱ ساختمان ۵ طبقه که فاقد دال است، مقدار جابه‌جایی بیشینه به ۱۵۵ سانتی‌متر می‌رسد. این مقدار در مقایسه با حالت‌های متناظر که دارای دال است، حدود ۳ برابر بیشتر شده است، همچنین با توجه به مقایسه بین نمودارهای شکل ۲۰ و ۲۳ برای نیروی محوری، همچنین مقایسه بین نمودارهای شکل ۲۱ و ۲۴ مربوط به لنگر خمشی موجود در دو حالت سوم و چهارم می‌توان به اثر میرایی مصالح در نوع رفتار سازه پی برد. با توجه به این موضوع می‌توان به این نتیجه دست یافت که درنظرگرفتن اثر دال‌ها در محاسبات می‌تواند نقش تعیین‌کننده‌یی در پاسخ سازه در برابر خرابی پیش‌رونده داشته باشد.

۲.۴. معیار نیروی محوری

با توجه به نمودار شکل ۲۵ در ساختمان ۵ طبقه مشاهده می‌شود که در حالت دوم حذف ستون، هنگامی که ستون E۱ برداشته می‌شود، بیشترین نیرو در ستون C۲ ایجاد شده و نیز هنگامی که ستون‌های E۱ و D۱ حذف شده‌اند، ستون D۲ متحمل بیشترین نیروی محوری شده است. با توجه به این موضوع می‌توان بیان کرد که ستون‌های بحرانی، ستون‌هایی هستند که در نزدیک‌ترین محور نسبت به محور خارجی سازه قرار دارند.



شکل ۲۵. درصد تغییرات نیروی محوری.



شکل ۲۶. مقادیر DCR تیرها در مدل مورد بررسی.

۳.۴. معیار مقاومت

یکی از معیارهای پذیرش مسیر جایگزین، معیار DCR است، که عبارت است از نسبت تقاضا به ظرفیت، که به‌صورت رابطه‌ی ۲ تعریف شده است:

$$\mathrm{DCR} = \frac{Q_{uD}}{Q_{CE}} \qquad (۲)$$

که در آن، Q_{uD} نیروی حاصل از انجام تحلیل در عضو یا اتصال و Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار در عضو یا اتصال است. مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی UFC ۴-۰۲۳-۰۳ چنانچه نسبت DCR از عدد ۲ بزرگ‌تر شود، عضو به شدت آسیب می‌بیند و به احتمال زیاد فروریزش می‌کند و با حذف آنها از مدل، محدوده‌ی خرابی با مقادیر مجاز مقایسه می‌شود. همچنین با توجه به اینکه پس از حذف ستون، تیرهای اطراف در ابتدا باید برای باز توزیع نیروها اقدام کنند، بنابراین در حالت بحرانی‌تری نسبت به ستون‌های اطراف هستند و مقدار بیشتری از احتمال شاخص خرابی را دارند، لذا مقادیر DCR برای تیرهای بحرانی مدل‌های مورد مطالعه، که مقادیر بیشتری نسبت به ستون‌ها داشته‌اند، را محاسبه و در قالب نمودار شکل ۲۶ نمایش داده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر DCR برای کلیه‌ی تیرها کمتر از ۲ هستند، بنابراین می‌توان اذعان کرد که این تیرها در محدوده‌ی ضوابط تعیین‌شده در آئین‌نامه هستند.

۵. نتیجه‌گیری

این نتایج از این پژوهش به‌دست آمده است:

www.SID.ir

Archive of SID

ـ هنگامی که یک سازه به واسطه‌ی بار غیرعادی خارجی نظیر برخورد یک وسیله‌ی نقلیه یا انفجار یک بمب جاسازی‌شده در یک وسیله‌ی نقلیه و... قرار می‌گیرد، بحرانی‌ترین ستون‌ها، ستون‌هایی هستند که در نزدیک‌ترین قاب به قاب بیرونی سازه قرار دارند. بنابراین در طراحی‌های مقاوم در برابر خرابی پیش‌رونده باید به این اعضا نگاه ویژه‌یی داشت، زیرا می‌توانند به‌عنوان اعضاء کلیدی نقش قابل توجهی در کاهش پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده داشته باشند.

ـ در مطالعه‌ی خرابی پیش‌رونده، زمانی که خرابی به واسطه‌ی حذف ستون‌های خارجی سازه باشد، ستون‌های بحرانی، ستون‌هایی هستند که در نزدیک‌ترین محور نسبت به محور خارجی سازه قرار دارند.

ـ پس از حذف ستون‌ها در حالت‌های مختلف، بار موجود در اعضاء مجاور آنها تقسیم می‌شود و این اعضا باید توانایی کافی جهت تحمل نیروی اضافی را داشته باشند. به همین منظور از طریق پایش مقادیر نیروهای محوری ستون‌های مجاور محل حذف، قبل و بعد از برداشتن ستون می‌توان نحوه‌ی بازتوزیع نیرو در اعضا را مشاهده کرد. توجه به این نکته ضروری است که به دلیل طراحی کلیه‌ی مقاطع در برابر زلزله و عدم دخالت بارگذاری‌های مربوط به آن در هنگام وقوع خرابی پیش‌رونده، این امکان به وجود می‌آید که حتی با حذف برخی اعضاء باربر اصلی نیز سایر ستون‌ها همچنان ظرفیت کافی برای تحمل بار وارده را داشته باشند.

ـ در مقایسه‌ی دو حالت با وجود دال و نبود آن، مقدار جابه‌جایی بیشینه حدود ۳ برابر بیشتر شده است. با توجه به این موضوع می‌توان به این نتیجه دست یافت که درنظرگرفتن اثر دال‌ها در محاسبات می‌تواند نقش تعیین‌کننده‌یی در پاسخ سازه در برابر خرابی پیش‌رونده داشته باشد.

ـ نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد که درنظرنگرفتن دال به هنگام محاسبات می‌تواند منجر به خطا شود. صحت این موضوع در نمودار شکل ۲۶ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مدل سازه‌ی ۵ طبقه‌یی که دال دارد، در وضعیت بحرانی‌تری نسبت به حالت بدون دال قرار دارد.

پانوشت

1. strength increase factor

منابع (References)

1. ASCE/SEI 7-05, *Minimum Design for Buildings and Other Structures*, Reston (Virginia): American Society of Civil Engineers (2010).
2. Bazant, Z.P. and Verdure, M. "Mechanics of progressive collapse: Learning from world trade center and building demolitions", *J. Eng. Mech.*, **133**(3), pp. 308-319 (2007).
3. Burnett, E.F.P., *The Avoidance of Progressive Collapse: Regulatory Approaches to The Problem*, National Bureau of Standards, Washington (1975).
4. http://davoodi92.blogfa.com/post/14.
5. Astaneh-Asl, A., Jones, B., Zhao, Y. and Hwa, R., *Floor Catenary Action to Prevent, Progressive Collapse of Steel Structures*, Report No. UCB/CE-Steel (March 2001).
6. Kaewkulchai, G. and Williamson, E.B. "Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis", *Computers and Structures*, **82**(7-8), pp. 639-651 (2004).
7. Powell, G.P. "Progressive collapse: Case studies using nonlinear analysis", *Proceedings of the 2005 Structures Congress and the 2005 Forensic Engineering Symposium*, New York, USA (20-24 Apr. 2005).
8. Khandelwal, K., El-Tawil, S. and Sadek, F. "Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(3), pp. 699-708 (2009).
9. Kicinger, R., Winnicki, A. and Arciszewski, T. "Evolutionary design for blast of steel structural systems", George Mason University, pp. 657-662 (2006).
10. Summers, P. B. "Design of modular blast resistant steel framed buildings", MMI Engineering, Houston, Texas, pp.1-7 (2007).
11. Tsai, M.-H. and Lin, B.-H. "Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure", *Engineering Structures*, **30**(12), pp. 3619-3628 (2008).
12. Kim, J. and Kim, T. "Assessment of progressivecollapse-resisting capacity of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(1), pp. 169-179 (2008).
13. Tsitos, A., Mosqueda, G., Filiatrault, A. and Reinhorn, A.M. "Experimental investigation of progressive collapse of steel frames under multihazard extreme loading", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (2008).
14. Office of Building Development and Promotion of National Regulations, *National Tenth Section of Iran Building Regulation, Design of Steel Structures*, Department of Housing and urban Development (2013) (in Persian).
15. Office of Building Development and Promotion of National Regulations, *National Sixth Section of Iran Building Regulations, Building Lands*,Department of Housing and and urban Development (2013) (in Persian).
16. *Design of Structures to Resist Progressive Collapse – UFC 4-023-03*, Washington (DC): United States Department of Defense (DoD), 2009 Including Change 1-27 (2010).
17. Liew, J.Y.R. and Chen, H. "Explosion and fire analysis of steel frames using fiber element approach", *ASCE*

www.SID.ir

Archive of SID

Journal of Structural Engineering, **130**(7), pp. 991-1000 (2004).

18. *ABAQUS Theory Manual*, Pawtucket, R.I: Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc. Version 6.11 (2011).
19. Kim, J. and Kim, T. "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(1), pp. 169-179, Elsevier (2009).
20. Song, B.I., Sezen, H. and Giriunas, K.A. "Experimental and analytical assessment on progressive collapse potential of two actual steel frame buildings", *in Proceedings of Struct. Congress of the ASCE*, pp. 1171-1182 (2010).

www.SID.ir