

ارزیابی اثر نامنظمی پیچشی و شدت لرزه خیزی ساختگاه بر پتانسیل خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی

حامد یآوری^۱، محمدسهیل قبادی^{۲*} و منصور یخچالیان^۲

^۱ کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

^۲ استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

(دریافت: ۹۶/۴/۲۶، پذیرش: ۹۷/۹/۵، نشر آنلاین: ۹۷/۹/۵)

چکیده

در این مقاله، اثرات شدت نامنظمی پیچشی و میزان مقاومت لرزهای سازه بر پتانسیل خرابی پیش‌رونده سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه که براساس آیین‌نامه لرزهای معتبر طراحی شده است، ارزیابی شده است. سازه‌ها ۶، ۳ و ۹ طبقه بودند و ساختگاه‌ها با سه سطح لرزه‌خیزی زیاد، متوسط و کم در نظر گرفته شدند و شدت نامنظمی پیچشی در آن‌ها متغیر بود. بارگذاری ثقلی و لرزهای ساختمان‌ها بر اساس ASCE 7-05 انجام گردید و طراحی فولادی براساس AISC 2010 صورت گرفت. جهت بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده طبق آیین‌نامه GSA 2013 تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به صورت سه‌بعدی انجام گردید. نتایج نشان می‌دهد سازه‌های طراحی شده با شدت نامنظمی پیچشی بیشتر، مقاومت بیشتری در برابر گسیختگی پیش‌رونده دارند. همچنین سازه‌های واقع در ساختگاه با سطح لرزه‌خیزی بالاتر پتانسیل خرابی پیش‌رونده کمتری دارند.

کلیدواژه‌ها: خرابی پیش‌رونده، تحلیل دینامیکی غیرخطی، شدت نامنظمی پیچشی، سطح لرزه‌خیزی ساختگاه، قاب خمشی فولادی ویژه، شاخص خرابی.

۱- مقدمه

اضافه گردید و الزامی شد (GSA، ۲۰۱۳) و (DOD، ۲۰۱۳). همچنین ترکیب بارهای متفاوتی برای گسیختگی پیش‌رونده در نظر گرفته شد و برای تحلیل‌های مختلف خطی و غیرخطی اطلاعات کامل‌تری ذکر گردید. تحقیقات گسترده‌ای در زمینه کنترل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های فولادی انجام شده است که به برخی موارد مرتبط با موضوع این تحقیق اشاره می‌گردد.

توجه به موضوع خرابی پیش‌رونده در جامعه مهندسين اولین بار به دلیل به وجود آمدن خرابی موضعی در ساختمان ۲۲ طبقه رونان پوینت در لندن به‌وجود آمد، که در سال ۱۹۶۸ به دلیل نشت گاز در طبقه هجدهم اتفاق افتاد (Wee و همکاران، ۲۰۱۰). وقوع حادثه ۱۱ سپتامبر در برج‌های تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱ به عنوان نیروی محرک، موجب توجه بیشتر به بحث خرابی پیش‌رونده شد (Simeon و همکاران، ۲۰۰۵). خرابی پیش‌رونده بیشتر بر اثر عواملی مانند انفجار، آتش‌سوزی شروع می‌گردد و بر اثر خرابی زنجیروار اعضای سازه‌ای گسیختگی سازه تا انهدام کامل ادامه می‌یابد و قابل کنترل نیست. گسیختگی پیش‌رونده در ساختمان پلاسکو واقع در تهران بر اثر آتش‌سوزی حادثه تلخ دیگری بود که موجب مرگ ۲۰ آتش‌نشان گردید (شکل (۱)) (Wikipedia، ۲۰۱۸).

استانداردهای مطرح طراحی و کنترل سازه در برابر گسیختگی پیش‌رونده شامل آیین‌نامه وزارت دفاع آمریکا، (DOD، ۲۰۰۳) و مدیریت خدمات عمومی آمریکا (GSA، ۲۰۱۰) می‌باشند. در ویرایش‌های ۲۰۱۳ روش‌های تحلیل ۳ بعدی



شکل ۱- خرابی پیش‌رونده در ساختمان پلاسکو تهران

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۲۸-۳۳۹۰۱۱۴۹

آدرس ایمیل: h_yavari1978@yahoo.com (ح. یآوری)، msgghobadi@eng.ikiu.ac.ir (م. س. قبادی)، yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir (م. یخچالیان).

۲۰۰۵). تمامی سازه‌ها به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی (ETABS، ۲۰۱۵) و بر اساس آیین‌نامه AISC طراحی شده‌اند (AISC، ۲۰۱۰). سپس با کمک یک نرم‌افزار مبدل مدل‌های سازه‌ای از نرم‌افزار ETABS به نرم‌افزار SAP2000 برده شده‌اند (SAP2000، ۲۰۱۷)، و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی براساس GSA 2013 به ازای سناریوهای مختلف حذف ستون بر روی هر یک از سازه‌ها انجام شده‌اند. این تحقیق از نظر استفاده از جدیدترین آیین‌نامه مطالعه گسیختگی پیش‌رونده به صورت سه‌بعدی، مقایسه سازه‌های معادل با برش پایه زلزله یکسان دارای پیچش متفاوت و گوناگونی ساختمان‌های مورد مطالعه از نظر لرزه‌ای و ارتفاعی جدید تلقی می‌گردد و در این زمینه تحقیقات کمی وجود دارد. در ادامه، تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان قائم گره واقع در بالای ستون حذف شده در سازه‌ها به ازای شدت‌های مختلف نامنظمی پیچشی و سناریوهای حذف ستون‌های داخلی و ستون‌های گوشه ارائه گردیده و نتیجه‌گیری خواهد شد.

۲- روش تحلیل پتانسیل خرابی پیش‌رونده

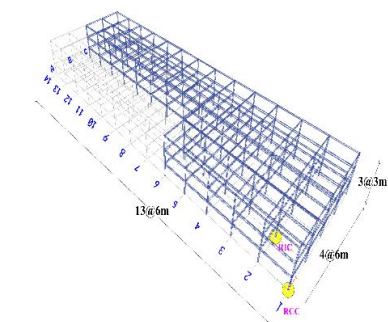
به منظور مطالعه خرابی پیش‌رونده روش مسیر جایگزین بار در آیین‌نامه GSA 2013 معرفی شده است. در این روش ستونی از سازه تحت بارهای نامتعارف مانند انفجار یا برخورد از دست می‌رود و سایر اعضای سازه‌ای باید بتوانند جلوی ادامه گسیختگی در سازه را بگیرند. سه روش تحلیلی استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی در این آیین‌نامه پیشنهاد شده است. طبیعتاً برای مطالعه نامنظمی پیچشی سازه باید سه‌بعدی باشد و روش تحلیلی نیز دقیق باشد. تحلیل دینامیکی غیرخطی دقیق‌ترین نوع تحلیل محسوب می‌شود و بیش‌ترین حساسیت را نسبت به پارامترهای دینامیکی دارد. در تحلیل استاتیکی غیرخطی برای معادل‌سازی با تحلیل دینامیکی غیرخطی در دهانه‌های مجاور محل حذف ستون باید از ضریبی به نام ضریب افزایشده امگا استفاده کرد که مقدار آن برابر با ۲ است، و تحلیل استاتیکی غیرخطی دقت کمتر و محافظه‌کاری بیشتری نسبت به تحلیل دینامیکی غیرخطی دارد. به طور کلی می‌توان گفت که علت دقت بیشتر تحلیل دینامیکی غیرخطی در مقایسه با سایر روش‌های تحلیل پدیده خرابی پیش‌رونده نزدیک‌تر بودن این روش به واقعیت می‌باشد. بعد از تحلیل چنانچه سازه وارد مرحله CP^۱ شده باشد مردود است و در صورتی که مفاصل پلاستیک سازه در مراحل قبلی یعنی LS^۲ یا IO^۳ باشد سازه پابرجا است و قابل قبول است. در این پژوهش تحلیل دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی سازه‌ها انتخاب گردید و مراحل آن به شرح زیر انجام شد (GSA، ۲۰۱۳).

Hayes و همکاران (۲۰۰۵) یک ساختمان مورد حمله قرار گرفته در سال ۱۹۹۵ را مقاوم‌سازی لرزه‌ای نمودند و تحقیق کردند که آیا "مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان می‌تواند به مقاومت در برابر گسیختگی پیش‌رونده کمک کند؟" آن‌ها نتیجه‌گیری کردند که مقاوم‌سازی اعضای پیرامونی ساختمان مقاومت در برابر گسیختگی پیش‌رونده را به‌خوبی افزایش می‌دهد. Kim و همکاران (۲۰۱۱) بر اساس هر دو آیین‌نامه GSA و DOD مقاومت سازه‌های فولادی در برابر گسیختگی پیش‌رونده را با روش‌های تحلیلی خطی و غیرخطی بررسی کردند. آن‌ها گزارش کردند که روش‌های خطی آیین‌نامه‌ها نتایج محافظه‌کارانه‌ای دارد و تحلیل دینامیکی غیرخطی ابزار مناسب‌تری برای کنترل پدیده گسیختگی پیش‌رونده در شرایط پیچیده است.

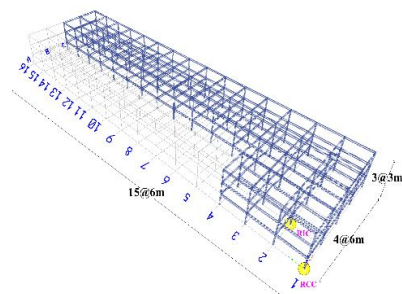
کردباغ و محمدی (۲۰۱۷) اثر ارتفاع سازه و سطح لرزه‌خیزی ساختمان را بر مقاومت در برابر گسیختگی پیش‌رونده بررسی نمودند. آن‌ها گزارش کردند که بیشتر شدن ارتفاع سبب افزایش مقاومت در برابر گسیختگی پیش‌رونده می‌گردد و بالاتر بودن سطح لرزه‌خیزی ساختمان نیز سبب بیشتر شدن مقاومت سازه می‌گردد.

ابراهیمی و همکاران (۲۰۱۷) اثر نامنظمی در پلان را بر مقاومت در برابر گسیختگی پیش‌رونده برای چهار سازه فولادی در ساختمان‌های کلاس C و E بررسی نمودند. نتایج نشان داد که سازه نامنظم در ساختمان کلاس C بدترین شرایط را داشت و در ساختمان کلاس E نسبت D/C ستون سازه نامنظم دو برابر سازه منظم بود. آرایش مناسب ستون‌ها، نامعینی بیشتر در سازه، استفاده از اتصالات تیر به ستون با امکان انتقال نیروهای محوری منتج شده از حذف ستون تخریب شده و ظرفیت جذب انرژی بیشتر در سازه از مفاهیم تقویت‌کننده مقاومت سازه در برابر گسیختگی پیش‌رونده هستند (Yavari و Ghobadi، ۲۰۲۰؛ Yavari و همکاران، ۲۰۱۹).

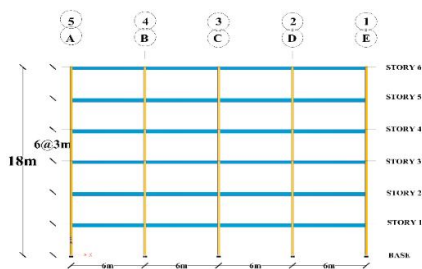
در این پژوهش سناریوهای مختلف حذف ستون‌های گوشه و داخلی در سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه با در نظر گرفتن شدت‌های مختلف نامنظمی پیچشی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. برای این منظور پلان‌های انتخاب شده مساحت یکسان و نامنظمی پیچشی متفاوت دارند. برای طراحی این سازه‌ها سه ساختمان لرزه‌خیز واقع در لس‌آنجلس، کالیفرنیا و جورجیا انتخاب شده و پارامترهای طیف طرح برای هر سه ساختمان از وب‌سایت USGS استخراج شده‌اند، که به ترتیب نشانگر سطوح خطر بالا، متوسط و کم هستند. برای بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای سازه‌ها از استاندارد ASCE 7-05 استفاده شده است (ASCE،



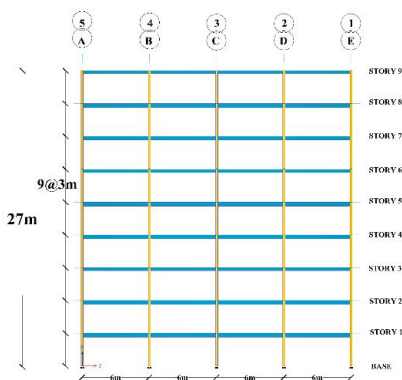
(ج)



(د)



(ه)



(و)

شکل ۲- حالت‌های مختلف از حذف ستون‌های داخلی و ستون‌های گوشه در: الف) نمای سه‌بعدی سازه منظم، ب) نمای سه‌بعدی سازه نامنظم، ج) نمای سه‌بعدی سازه نامنظم، د) نمای سه‌بعدی سازه نامنظم، ه) نمای سازه شش طبقه، و) نمای سازه نه طبقه

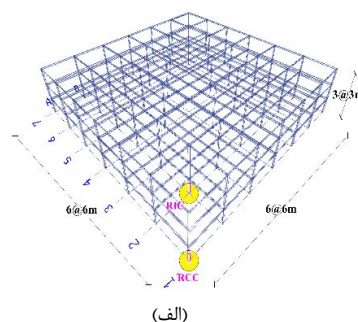
۱- انتخاب ستون مورد نظر و بدست آوردن نیروهای داخلی آن ستون، برای محاسبه نیروهای داخلی از ترکیب بار ثقیلی زیر استفاد می‌شود:

$$GND = 1.2D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (۱)$$

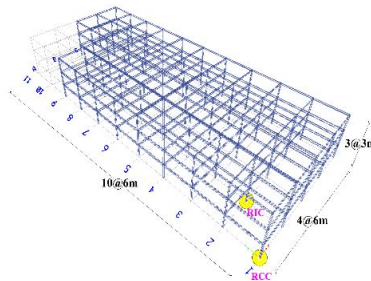
که در آن D بار مرده، L بار زنده و S بار برف می‌باشد.

۲- قرار دادن نیروی داخلی ستون مذکور به‌صورت عکس‌العمل در گره بالای ستون حذف شده و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی تا بارهای ثقیلی و عکس‌العمل اعمال شده به تعادل پیش‌نیاز برسند.

۳- بعد از به تعادل رسیدن سازه، عکس‌العمل اعمال شده در کسری از ثانیه حذف می‌شود و تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام می‌شود. بر اساس آیین‌نامه GSA 2013 مدت زمان لازم برای حذف نیروی عکس‌العمل، یا به عبارت دیگر حذف ستون آسیب دیده، باید کمتر از $\frac{1}{10}$ اولین زمان تناوب مود ارتعاشی قائم سازه با ستون حذف شده باشد. در این پژوهش، مدت زمان حذف ستون برابر با $\frac{1}{15}$ اولین زمان تناوب مود ارتعاشی قائم سازه با ستون حذف شده فرض شده است. نمونه‌ای از حالت‌های مختلف حذف ستون‌های داخلی و گوشه به‌صورت سه‌بعدی در شکل (۲) ارائه شده است. برای اجرای تحلیل دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار SAP2000 استفاده گردید. ضمناً، توزیع پلاستیسته متمرکز در مفاصل پلاستیک تیرها و ستون‌ها برای در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح در نظر گرفته شد. در نرم‌افزار مشخصات مفاصل پلاستیک با استفاده از مشخصات هندسی و مصالح مقطع وارد گردید. محل مفاصل پلاستیک مذکور در تیرها و ستون‌ها بر گره تیر-ستون در نظر گرفته شد و همچنین یک مفصل در وسط تیر نیز پیش‌بینی شد. در مجموع ۳۶ سازه مورد ارزیابی قرار گرفت.



(الف)



(ب)

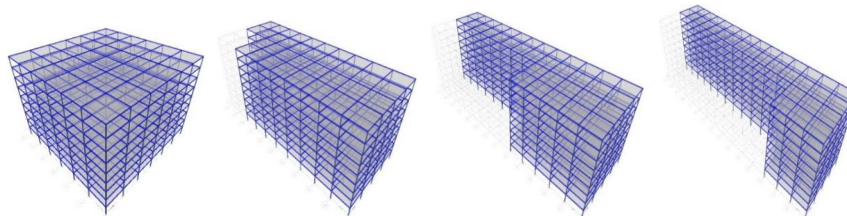
تعیین می‌کند. اگر این نسبت بیشتر از ۱/۲۰ باشد، سازه دارای نامنظمی پیچشی است و اگر این نسبت بیشتر از ۱/۴۰ باشد نامنظمی پیچشی شدید می‌باشد.

۴- طراحی سازه‌ها

مدل‌های بررسی شده در این تحقیق، ساختمان‌های فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه با ارتفاع طبقات سه متر، با کاربری مسکونی هستند که برای سه ساختمان لرزه‌خیز واقع در لس‌آنجلس، کالیفرنیا و جورجیا در نظر گرفته شده‌اند. سه ساختمان مذکور به ترتیب نماینده سطوح خطر لرزه‌ای بالا، متوسط و کم هستند. براساس طول و عرض جغرافیایی ساختمان‌های لس‌آنجلس (longitude: -118.162 latitude: 33.996)، کالیفرنیا (longitude: -120 latitude: 36.7) و جورجیا (longitude: -83.5 latitude: 32.985) پارامترهای لرزه‌خیزی ساختمان‌ها از سایت USGS استخراج شده است. بارگذاری براساس استاندارد ASCE 7-05 و طراحی سازه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی فولادی ویژه براساس AISC 2010 انجام شد. سازه‌ها دارای پلان مربعی (منظم) و یا L شکل (نامنظم) با طول دهانه‌های یکسان ۶ متر می‌باشند. مساحت پلان همه سازه‌ها با هم برابر است و در نتیجه برش نیروی لرزه نیز تقریباً یکسان است. در شکل (۳) نمونه‌هایی از مدل سازه‌های سه‌بعدی با پلان‌های متفاوت نشان داده شده است. نوع سقف تیرچه‌بلوک یک‌طرفه و تیرچه‌ریزی به صورت شطرنجی می‌باشد. در جدول (۱) بارهای ثقلی وارد بر ساختمان ارائه شده است. برای طراحی سازه‌ها از فولاد A992 با تنش تسلیم $F_y = 50 \text{ ksi}$ استفاده شده است. طیف‌های طرح ساختمان‌های در نظر گرفته شده در شکل (۴) ارائه شده‌اند. خلاصه نحوه محاسبه ضریب زلزله برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه، مطابق استاندارد ASCE 7-05 برای سه‌ساختمان لرزه‌خیز واقع در لس‌آنجلس، کالیفرنیا و جورجیا در جدول (۲) ارائه شده است. تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها به صورت تحلیل استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی صورت گرفته است و کنترل در سطح مقاومت و دررفت سازه هر دو انجام شده است.

جدول ۱- بارهای ثقلی وارد بر ساختمان

ردیف	نوع بار	بار مرده ($\frac{kN}{m^2}$)	بار زنده ($\frac{kN}{m^2}$)
۱	کف طبقات	۵/۷۶	۳
۲	کف بام	۵/۲۵	۱
۳	دیوارهای جانبی طبقات	۶/۶۵	---
۴	دیوارهای جان‌پناه	۲/۶	---



شکل ۳- مدل‌های سازه سه‌بعدی ۹ طبقه با پلان‌های متفاوت و مساحت‌های یکسان

برای هر سازه دو تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سناریوی حذف ستون داخلی و خارجی انجام شد و در نتیجه ۷۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفت. مدت زمان تحلیل دینامیکی غیرخطی برای مدل‌های در نظر گرفته شده پنج ثانیه در نظر گرفته شد.

۳- روند محاسبه ضریب زلزله و نامنظمی پیچشی طبق استاندارد ASCE 7-05

مطابق استاندارد ASCE 7-05، ضریب زلزله C_s طبق روابط زیر به‌دست می‌آید:

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{R} \quad T < T_s \quad (2)$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{T_e} \right)} \quad T_s < T < T_L \quad (3)$$

$$C_s = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2 \left(\frac{R}{T_e} \right)} \quad T > T_L \quad (4)$$

که در روابط فوق مقادیر C_s محاسبه شده نباید از مقدار زیر کمتر باشد.

$$C_s = 0.044 S_{Ds} I_e \geq 0.01 \quad (5)$$

همچنین در مناطقی که S_1 مساوی یا بزرگ‌تر از 0.6g باشد C_s نباید از رابطه زیر کمتر در نظر گرفته شود.

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{T_e} \right)} \quad (6)$$

در روابط فوق S_{D1} و S_{Ds} به ترتیب مؤلفه‌های طیف طرح در زمان تناوب‌های کوتاه و زمان تناوب ۱ ثانیه، R ضریب اصلاح پاسخ، I_e ضریب اهمیت ساختمان، S_1 مؤلفه طیفی MCEr در زمان تناوب ۱ ثانیه بدون اعمال اثر نوع ساختمان، T زمان تناوب سازه، T_s زمان تناوب انتقال بین قسمت‌های شتاب ثابت و سرعت ثابت طیف طرح و T_L زمان تناوب انتقال بین قسمت‌های سرعت ثابت و تغییر مکان ثابت طیف طرح می‌باشد. براساس استاندارد ASCE 7-05 به منظور کنترل نامنظمی پیچشی برای سازه، نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای پلان سازه در هر طبقه به متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای پلان سازه، میزان شدت نامنظمی پیچشی را

جدول ۲- محاسبه ضرایب زلزله برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه طراحی شده برای ساختمان‌های واقع در لس آنجلس، کالیفرنیا و جورجیا

Parameters	لس آنجلس	لس آنجلس	لس آنجلس	کالیفرنیا	کالیفرنیا	جورجیا	جورجیا	جورجیا
	طبقه ۳	طبقه ۶	طبقه ۹	طبقه ۳	طبقه ۶	طبقه ۹	طبقه ۳	طبقه ۶
Occupancy Category	۲	۲	۲	۲	۲	۲	۲	۲
H_n	۹	۱۸	۲۷	۹	۱۸	۲۷	۹	۱۸
Site Class	D	D	D	D	D	D	D	D
S_s	۱/۷۴۱	۱/۷۴۱	۱/۷۴۱	۰/۸۲۱	۰/۸۲۱	۰/۸۲۱	۰/۴۰۱	۰/۴۰۱
S_1	۰/۶۰۸	۰/۶۰۸	۰/۶۰۸	۰/۲۹۱	۰/۲۹۱	۰/۲۹۱	۰/۱۲۲	۰/۱۲۲
R	۸	۸	۸	۸	۸	۸	۸	۸
I_e	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱
F_a	۱	۱	۱	۱/۷۱	۱/۷۱	۱/۷۱	۱/۴۷۹	۱/۴۷۹
F_v	۱/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۸۱۸	۱/۸۱۸	۱/۸۱۸	۲/۳۱۳	۲/۳۱۳
T_l	۸	۸	۸	۸	۸	۸	۸	۸
T	۰/۵۸۸	۱/۰۲۳	۱/۴۱۵	۰/۵۸۸	۱/۰۲۳	۱/۴۱۵	۰/۶۲۹	۱/۰۹۷
K	۱/۰۴۴	۱/۲۶۲	۱/۴۵۸	۱/۰۴۴	۱/۲۶۲	۱/۴۵۸	۱/۰۶۵	۱/۲۹۸
C_s	۰/۱۲۹	۰/۰۷۴	۰/۰۵۴	۰/۰۷۵	۰/۰۴۳	۰/۰۳۱	۰/۰۵۶	۰/۰۳۲

۵- نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های گسیختگی پیش‌رونده

و تفسیر آن‌ها

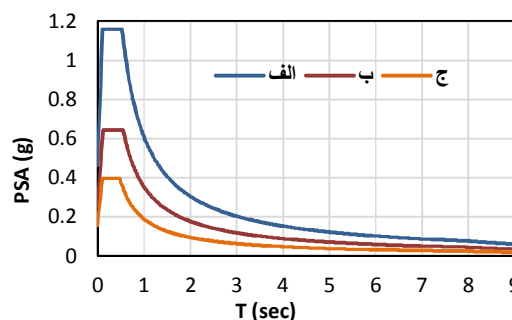
با انجام تحلیل‌های گسیختگی پیش‌رونده سناریوهای مختلف حذف ستون (ستون‌های گوشه و داخلی) در سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه با شدت‌های مختلف نامنظمی پیچشی مورد بررسی قرار گرفت. برای این منظور، نتایج تغییر مکان قائم گره بالای ستون حذف شده در سازه‌ها به ازای حالت‌های مختلف فوق‌الذکر به صورت نموداری مقایسه می‌شوند. در نمودارهای ارائه شده در شکل‌های (۵) تا (۹) منظور از شدت نامنظمی پیچشی در هر سازه مقدار نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه تحت اثر زلزله به متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در دو انتهای ساختمان است. در این نمودارها عنوان ICR به معنای حذف ستون داخلی، RCC به معنای حذف ستون گوشه، LAS به معنای ساختمان لس آنجلس، CS به معنای ساختمان کالیفرنیا، و GS به معنای ساختمان جورجیا است. برای سازه‌های با تعداد طبقات یکسان در یک ساختمان مشخص، حالت‌های زیر با یکدیگر مقایسه شده‌اند:

- ۱- حذف ستون خارجی گوشه سازه در چهار حالت مختلف نامنظمی پیچشی و یک حالت منظم
- ۲- حذف ستون داخلی سازه در چهار حالت مختلف نامنظمی پیچشی و یک حالت منظم

۵-۱- الگوهای مختلف تخریب تحت اثر شدت نامنظمی

پیچشی در سیستم قاب خمشی ویژه ۳، ۶ و ۹ طبقه

به طور طبیعی ارتباط معناداری بین سطح خطر لرزه‌ای و میزان تشکیل مفاصل پلاستیک در تحلیل گسیختگی سازه‌ها



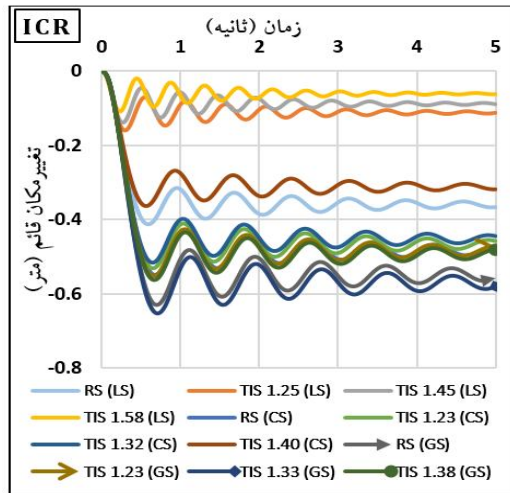
شکل ۴- طیف طرح سه ساختمان: (الف) ساختمان لس آنجلس (LAS)، (ب) ساختمان کالیفرنیا (CS)، (ج) ساختمان جورجیا (GS)

در سازه‌های ۳ طبقه واقع در ساختمان‌های با سطح خطر بالا و متوسط، کنترل دررفت در طراحی سازه‌ها حاکم بود، ولی در سازه‌های ۳ طبقه واقع در ساختمان با سطح خطر کم، مقاومت اعضا در طراحی سازه‌ها حاکم بود. در سازه‌های ۶ و ۹ طبقه در هر سه ساختمان با سطح خطر بالا، متوسط و کم، فقط کنترل دررفت در طراحی سازه‌ها حاکم بود. در طراحی سعی شده سازه‌ها دقیق و نزدیک به مرزهای مجاز آیین‌نامه‌ای طرح گردند تا بتوان رفتار آن‌ها را به صورت دقیق مورد ارزیابی قرار داد. ۳۶ سازه‌های مذکور به صورت سه‌بعدی طراحی گردید و مشخصات هندسی مقاطع آن‌ها به دلیل حجم زیاد اطلاعات در فایل پیوست این مقاله ارائه گردیده است. با توجه به توضیحات ارائه شده در این بخش در کل ۷۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی به صورت سه‌بعدی براساس سناریوهای حذف ستون‌های داخلی و گوشه (۲ تحلیل برای هر یک از ۳۶ سازه) انجام شد.

وجود دارد ولی باوجود شدت‌های متفاوت نامنظمی پیچشی در سازه‌های معادل (برش پایه یکسان) و سناریوهای متفاوت حذف ستون، ارتباط دقیق الگوهای تخریب و نامنظمی پیچشی باید مشخص گردد. همان‌طور که در شکل (۵) مشاهده می‌شود، برای سازه‌های سه طبقه منظم واقع در ساختمان‌های لاس‌آنجلس با سطح خطر بالا میزان تغییر مکان قائم ستون حذف شده خارجی در مقایسه با سازه‌های واقع در ساختمان‌هایی با سطح خطر متوسط (کالیفرنیا) ۳۱٪ و سطح خطر کم (جورجیا) ۵۴٪ کاهش یافته است. این درصدها برای سناریوی حذف ستون داخلی به ترتیب ۲۵٪ و ۳۳٪ است. همچنین در سازه‌های نامنظم با حداکثر شدت نامنظمی پیچشی سازه واقع در لاس‌آنجلس تغییر مکان قائم ستون حذف شده نسبت به کالیفرنیا ۸۱٪ و جورجیا ۸۴٪ کاهش یافته است. به طور کلی با مشاهده نتایج ارائه شده در شکل (۵) می‌توان گفت که هر چه سازه نامنظم‌تر و ساختمان‌های لرزه‌خیزتر باشد مقاومت در برابر گسیختگی پیش‌رونده بیشتر است. به عنوان مثال بار در نظر گرفتن سناریوی حذف ستون خارجی در ساختمان‌های لاس‌آنجلس، سازه سه طبقه با حداکثر شدت نامنظمی حدود ۶ سانتی‌متر تغییر مکان قائم در گره بالای ستون حذف شده از خود نشان می‌دهد، ولی سازه منظم در ساختمان‌های جورجیا حدود ۵۶ سانتی‌متر تغییر مکان قائم از خود نشان می‌دهد. ضمناً صرف‌نظر از سناریوی حذف ستون داخلی یا خارجی سازه‌های نامنظم در برابر گسیختگی پیش‌رونده مقاومت بهتری نسبت به سازه‌های منظم دارند. به عبارت دیگر سازه‌های نامنظم معادل با سازه‌های نامنظم (از نظر برش پایه طراحی) در برابر گسیختگی پیش‌رونده مقاومت بهتری دارند. زیرا در نظر گرفتن الزامات طراحی برای نامنظمی پیچشی در سازه‌ها منجر به بزرگ‌تر شدن سازه‌های مقاطع به کار رفته در تیر و ستون سازه‌ها می‌شود. با توجه به شکل‌های (۶) و (۷) این رفتارها برای سازه‌های مرتفع‌تر نیز تکرار شده است. در واقع افزایش ارتفاع در تمام ساختمان‌ها و سازه‌های با شدت‌های نامنظمی پیچشی مختلف، میزان خرابی را کاهش داده است. افزایش تعداد طبقات، به دلیل افزایش ابعاد مقاطع و مقاومت اعضا و نیز به دلیل وجود یکپارچگی بیشتر در اعضای سیستم قاب‌خمشی، میزان تغییر مکان قائم و درصد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه‌ها کاهش می‌یابد. پس می‌توان گفت با افزایش تعداد طبقات، پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها کاهش می‌یابد.

با دقت در شکل‌های (۵)، (۶) و (۷) مشاهده می‌شود که الگوی دقیقی برای بحرانی‌تر بودن سناریوی خارجی و داخلی نسبت به هم وجود ندارد و در ساختمان‌های مختلف و سازه‌های با شدت نامنظمی مختلف هر دو سناریوی حذف ستون داخلی و خارجی باید کنترل شوند، ولی تعداد سازه‌هایی که در آن‌ها سناریوی حذف ستون داخلی منجر به تغییر مکان قائم بزرگ‌تری شده است بیشتر

می‌باشد. جدول (۳) تغییر مکان‌های قائم پس از حذف ستون و زمان تناوب مود قائم ارتعاشی تحلیل گسیختگی پیش‌رونده را در سازه‌ها نشان می‌دهد. با توجه به جدول مذکور در سازه‌های ۳ طبقه واقع در ساختمان‌های لاس‌آنجلس (سطح خطر لرزه‌ای بالا)، با افزایش میزان شدت نامنظمی پیچشی از سازه منظم تا سازه‌های با شدت‌های نامنظمی پیچشی ۱/۲۵، ۱/۴۳ و ۱/۵۸ در زمان حذف ستون‌های گوشه، مقادیر تغییر مکان قائم به ترتیب از ۰/۲۶۸۵- به ۰/۰۹۲-، ۰/۰۷۵- و ۰/۰۵۹۵- کاهش می‌یابد. بنابراین افزایش شدت نامنظمی پیچشی به ۱/۵۸ در مقایسه با سازه منظم سبب ۷۸٪ کاهش در تغییر مکان ناشی از گسیختگی پیش‌رونده می‌گردد. همچنین در سازه ۶ طبقه واقع در ساختمان‌های لاس‌آنجلس، با افزایش میزان شدت نامنظمی پیچشی از سازه منظم تا سازه‌های با شدت‌های نامنظمی پیچشی ۱/۲۶، ۱/۴ و ۱/۵۸ در زمان حذف ستون‌های گوشه، مقادیر تغییر مکان قائم به ترتیب برابر با ۰/۰۶۸۹-، ۰/۰۵۱۳-، ۰/۰۴- و ۰/۰۴- می‌باشند. بنابراین افزایش شدت نامنظمی پیچشی به ۱/۵۸ در مقایسه با سازه منظم سبب حدود ۴۲٪ کاهش در تغییر مکان ناشی از گسیختگی پیش‌رونده می‌شود. بنابر بحث‌های مذکور نگرانی برای گسیختگی پیش‌رونده در شهرهای با خطر لرزه‌ای پایین‌تر بیشتر است. همچنین سازه‌های منظم که اغلب سازه‌های مسکونی شهری را تشکیل می‌دهند در معرض خطر بیشتری هستند. شکل‌های (۸) نمونه‌ای از نمودارهای تاریخچه زمانی تغییر مکان قائم در گره واقع در بالای محل حذف ستون را به ترتیب برای سازه‌های ۳ طبقه طراحی شده برای تمام ساختمان‌ها و به ازای هر دو سناریوی حذف ستون باهم نشان می‌دهد. مطابق این شکل‌ها، سازه‌های واقع در ساختمان‌های جورجیا، بیشترین تغییر مکان قائم و سازه‌های واقع در ساختمان‌های با سطح خطر بالا در لاس‌آنجلس، کم‌ترین تغییر مکان قائم را در مقایسه با سایر سازه‌ها از خود نشان می‌دهند. همچنین براساس تغییر مکان‌های قائم به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در سازه‌های مورد مطالعه قرار گرفته، محدوده‌ای برای تعیین سطح عملکرد سازه‌ها به دست آمد. به گونه‌ای که اگر تغییر مکان قائم در بالای محل حذف ستون کمتر از ۵/۵ سانتی‌متر باشد عملکرد سازه در محدوده IO قرار می‌گیرد و این محدوده سازه‌های واقع در ساختمان‌ها با سطح خطر بالا رخ می‌دهد. اگر تغییر مکان قائم در بالای محل حذف ستون مابین ۵/۵ و ۴۵ سانتی‌متر قرار بگیرد، سطح عملکرد سازه‌ها در محدوده LS و اگر از ۴۵ سانتی‌متر بیشتر شود در محدوده CP قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که این الگو تقریباً در تمام سازه‌ها وجود داشت.



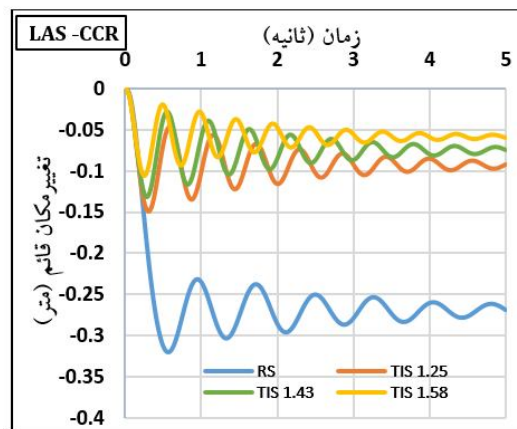
شکل ۸- مقایسه کلی تغییر مکان‌های قائم گره واقع در قسمت بالای ستون حذف شده در سازه‌های ۳ طبقه تحت شدت‌های مختلف نامنظمی پیچشی در هر سه ساختگاه LAS، CS و GS

جدول (۴) تعداد مفاصل تشکیل شده در حالت CP را پس از تحلیل‌های گسیختگی پیش‌رونده نشان می‌دهد. چنانچه در سازه مفصل حالت CP به‌وجود آید سازه مردود است و گسیختگی پیش‌رونده سبب خرابی آن خواهد شد. با توجه به جدول مذکور در سازه‌های ۳ طبقه سازه منظم و سازه‌های نامنظم تا شدت نامنظمی پیچشی ۱/۳۳ در ساختگاه با لرزه‌خیزی کم مردود شدند. در سازه‌های ۶ طبقه نیز عملکرد سازه به همین صورت بود. ولی در سازه‌های ۹ طبقه در ساختگاه با لرزه‌خیزی کم، سازه‌ها تا شدت نامنظمی پیچشی ۱/۲۴ مردود شدند. به صورت مشخصی می‌توان فهمید افزایش ارتفاع، افزایش ضریب زلزله، افزایش شدت نامنظمی پیچشی مقاومت در برابر گسیختگی پیش‌رونده را تقویت می‌کند. در واقع تمام سازه‌های واقع در ساختگاه با شدت لرزه‌خیزی بالا (LAS) مقاومت خوبی در برابر گسیختگی پیش‌رونده از خود نشان دادند. اگر پارامتری به صورت حاصل ضرب این سه عامل تعریف کنیم درمی‌یابیم که تقریباً امکان خرابی در گسیختگی پیش‌رونده را مشخص می‌کند. پارامتر خرابی γ به صورت زیر تعریف می‌گردد:

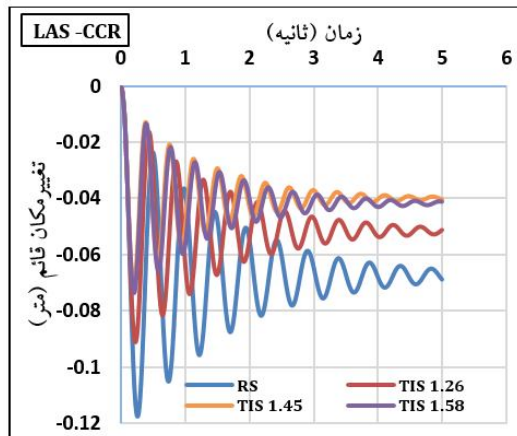
$$\gamma = \text{پیچشی نامنظمی شدت} * \text{ساختمان طبقات تعداد} \quad (۷)$$

زلزله ضریب *

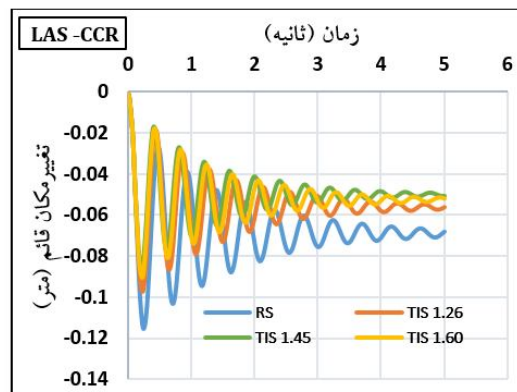
چنانچه پارامتر مذکور بیش ۰/۲۶ باشد سازه پس از گسیختگی پیش‌رونده وضعیتی قابل‌قبول دارد. البته میزان همگرایی و دقت رابطه فوق، نیاز به داده‌های بسیار بیشتری دارد و باید در تحقیق جامع‌تری رابطه دقیق‌تری ارائه گردد، ولی با شکل کنونی نیز معیار تصمیم‌گیری جالبی را در اختیار کاوشگر قرار می‌دهد.



شکل ۵- نمونه‌ای از تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان قائم گره واقع در قسمت بالای ستون حذف شده در سازه‌های ۳ طبقه



شکل ۶- نمونه‌ای از تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان قائم گره واقع در قسمت بالای ستون حذف شده در سازه‌های ۶ طبقه



شکل ۷- نمونه‌ای از تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان قائم گره واقع در قسمت بالای ستون حذف شده در سازه‌های ۹ طبقه

جدول ۳- زمان‌های تناوب مد قائم مورد استفاده در تحلیل گسیختگی پیش‌رونده و تغییر مکان‌های قائم به دست آمده پس از تحلیل گسیختگی

تعداد طبقه	نوع ساختمانی	شدت نامنظمی پیشی	زمان تناوب	اولین مد قائم (IRC)	اولین مد قائم (RCC)	Δz (RCC)	Δz (IRC)
۳ طبقه	LAS	RS	۱/۴۶۶	MODE=۴ T=۰/۶۸	MODE=۴ T=۰/۷	-۰/۳۶۸	-۰/۳۶۶
		TIS ۱/۲۵	۱/۲۷۱	MODE=۴ T=۰/۵۱	MODE=۴ T=۰/۵۶	-۰/۰۹۲	-۰/۱۱۲
		TIS ۱/۴۵	۱/۲۲۸	MODE=۴ T=۰/۴۸	MODE=۴ T=۰/۵۴	-۰/۰۷۵	-۰/۰۸۹
		TIS ۱/۵۸	۱/۰۷۳	MODE=۴ T=۰/۴۳	MODE=۴ T=۰/۴۸	-۰/۰۵۹	-۰/۰۶۲
	CS	RS	۱/۷۸۸	MODE=۴ T=۰/۷۶	MODE=۴ T=۰/۷۹	-۰/۴۱۸	-۰/۴۷۲
		TIS ۱/۲۵	۱/۷۸۱	MODE=۴ T=۰/۷۵	MODE=۴ T=۰/۸	-۰/۴	-۰/۴۵۷
		TIS ۱/۳۲	۱/۷۲	MODE=۴ T=۰/۷۴	MODE=۴ T=۰/۷۳	-۰/۲۹	-۰/۴۴۴
		TIS ۱/۴۰	۱/۶۶۵	MODE=۴ T=۰/۶۷	MODE=۴ T=۰/۷۷	-۰/۳۱۸	-۰/۳۱۸
	GS	RS	۲/۰۳۸	MODE=۴ T=۰/۸	MODE=۴ T=۰/۸۹	-۰/۶۲۲	-۰/۵۵۷
		TIS ۱/۲۳	۱/۸۷۱	MODE=۴ T=۰/۷۶	MODE=۴ T=۰/۸۶	-۰/۶۰۶	-۰/۴۷۲
		TIS ۱/۳۳	۱/۸۳۷	MODE=۴ T=۰/۸	MODE=۴ T=۰/۸۶	-۰/۶۰۷۱	-۰/۵۷۹۵
		TIS ۱/۳۸	۱/۷۴۱	MODE=۴ T=۰/۷۶	MODE=۴ T=۰/۷۶	-۰/۳۸۲	-۰/۴۸
۶ طبقه	LAS	RS	۲/۱۵۵	MODE=۹ T=۰/۴۴	MODE=۷ T=۰/۴۸	-۰/۰۶۹	-۰/۰۷
		TIS ۱/۲۶	۱/۸۶۹	MODE=۹ T=۰/۳۹	MODE=۷ T=۰/۴۲	-۰/۰۵۱	-۰/۰۵۲
		TIS ۱/۴۵	۱/۷۲۵	MODE=۱۰ T=۰/۳۴	MODE=۷ T=۰/۳۸	-۰/۰۴	-۰/۰۴۰۳
		TIS ۱/۵۸	۱/۷۱۱	MODE=۱۰ T=۰/۳۵	MODE=۷ T=۰/۳۸	-۰/۰۴	-۰/۰۴۱
	CS	RS	۳/۵۰۲	MODE=۹ T=۰/۶۸	MODE=۹ T=۰/۷۲	-۰/۳۱۸	-۰/۳۷۵
		TIS ۱/۲۵	۳/۱۳۲	MODE=۷ T=۰/۶۶	MODE=۷ T=۰/۶۹	-۰/۳۰۷	-۰/۳۴
		TIS ۱/۴۲	۲/۹۳۵	MODE=۷ T=۰/۶۳	MODE=۷ T=۰/۶۶	-۰/۲۵	-۰/۲۷۸
		TIS ۱/۴۶	۲/۹۲۸	MODE=۷ T=۰/۶۲	MODE=۷ T=۰/۶۵	-۰/۲۳۶	-۰/۲۶۵
	GS	RS	۴/۰۳۷	MODE=۷ T=۰/۸۴	MODE=۷ T=۰/۸۳	-۰/۵۹۴	-۰/۶۸۵
		TIS ۱/۲۵	۳/۸۳۵	MODE=۸ T=۰/۷۸	MODE=۷ T=۰/۸۳	-۰/۶۲۶	-۰/۵۴۸
		TIS ۱/۳۶	۳/۶۱۶	MODE=۷ T=۰/۷۵	MODE=۷ T=۰/۷۹	-۰/۵۳۲	-۰/۴۹۸
		TIS ۱/۴۰	۳/۲۶۷	MODE=۸ T=۰/۶۷	MODE=۷ T=۰/۷	-۰/۳۲۳	-۰/۳۶۹
۹ طبقه	LAS	RS	۲/۹۴	MODE=۱۰ T=۰/۴۵	MODE=۱۰ T=۰/۴۶	-۰/۰۶۸	-۰/۰۷۹
		TIS ۱/۲۶	۲/۷۴۳	MODE=۱۱ T=۰/۴	MODE=۱۰ T=۰/۴۲	-۰/۰۵۶	-۰/۰۵۸
		TIS ۱/۴۵	۲/۹۹۵	MODE=۱۰ T=۰/۴	MODE=۱۰ T=۰/۴	-۰/۰۵۱	-۰/۰۵
		TIS ۱/۶۰	۲/۷۱	MODE=۱۱ T=۰/۳۸	MODE=۱۰ T=۰/۴۱	-۰/۰۵۲	-۰/۰۵۲
	CS	RS	۵/۰۲۴	MODE=۱۲ T=۰/۶۷	MODE=۱۲ T=۰/۶۹	-۰/۳۴	-۰/۳۶۹
		TIS ۱/۲۷	۵/۳۶۳	MODE=۱۲ T=۰/۶۶	MODE=۱۰ T=۰/۷۱	-۰/۳۴۷	-۰/۳۴۹
		TIS ۱/۴۹	۴/۷۵	MODE=۱۰ T=۰/۶۷	MODE=۱۰ T=۰/۶۷	-۰/۲۹۴	-۰/۳۶
		TIS ۱/۵۳	۴/۵۱	MODE=۱۰ T=۰/۶۲	MODE=۱۰ T=۰/۶۳	-۰/۲۲۹۴	-۰/۲۹
	GS	RS	۶/۱۶	MODE=۱۲ T=۰/۷۷	MODE=۱۰ T=۰/۸۵	-۰/۵۶۵	-۰/۵۵۶
		TIS ۱/۲۴	۶/۰۵۸	MODE=۱۲ T=۰/۷۶	MODE=۱۰ T=۰/۸۲	-۰/۴۲۷	-۰/۵۳۵
		TIS ۱/۳۳	۵/۷۴۲	MODE=۱۲ T=۰/۷۳	MODE=۱۰ T=۰/۷۶	-۰/۳۶۹	-۰/۴۷۷
		TIS ۱/۴۳	۵/۶۰۳	MODE=۱۲ T=۰/۷۲	MODE=۱۰ T=۰/۷۴	-۰/۳۴	-۰/۴۵۴

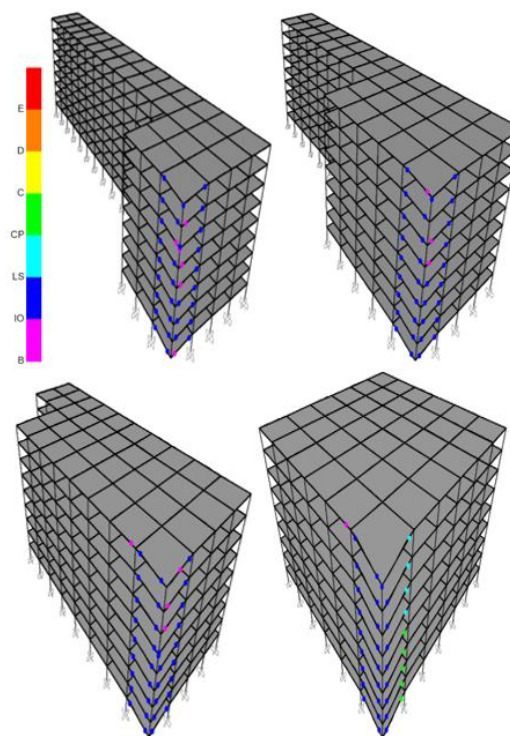
جدول ۴- تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در حالت CP و قبول شدن یا مردود شدن سازه پس از تحلیل گسیختگی پیش‌رونده

سازه	ساخنگاه	شدت نامنظمی پیش‌پشی	ضریب زلزله	جرم مؤثر لرزه‌ای	برش پایه ton	تعداد مفاصل پلاستیک سازه در حالت CP	تعداد مفاصل پلاستیک سازه در حالت CP	وضعیت سازه در پس از تحلیل گسیختگی پیش‌رونده	شاخص خرابی γ
				tonf-s ² /m				قبول یا مردود	
		RS	۰/۱۲۹	۲۹۵/۴	۳۷۳/۹	۰	۰	قبول	۰/۳۹
	LAS	TIS ۱/۲۵	۰/۱۲۹	۳۰۳/۲	۳۸۳/۷	۰	۰	قبول	۰/۴۸
		TIS ۱/۴۵	۰/۱۲۹	۳۱۲/۶	۳۹۵/۷	۰	۰	قبول	۰/۵۶
		TIS ۱/۵۸	۰/۱۲۹	۳۲۰/۸	۴۰۵/۹	۰	۰	قبول	۰/۶۱
۳ طبقه		RS	۰/۰۷۵	۲۹۴/۳	۲۱۶/۵	۰	۰	قبول	۰/۲۳
	CS	TIS ۱/۲۵	۰/۰۷۵	۳۰۰/۲	۲۲۰/۹	۰	۰	قبول	۰/۲۸
		TIS ۱/۳۲	۰/۰۷۵	۳۰۸/۹	۲۲۷/۲	۰	۰	قبول	۰/۳۰
		TIS ۱/۴۰	۰/۰۷۵	۳۱۵/۲	۲۳۱/۹	۰	۰	قبول	۰/۳۲
		RS	۰/۰۵۶	۲۹۲/۹	۱۶۱/۵	۲	۲	مردود	۰/۱۷
	GS	TIS ۱/۲۳	۰/۰۵۶	۲۹۹/۸	۱۶۴/۷	۲	۲	مردود	۰/۲۱
		TIS ۱/۳۳	۰/۰۵۶	۳۰۸/۳	۱۶۹/۴	۲	۲	مردود	۰/۲۲
		TIS ۱/۳۸	۰/۰۵۶	۳۱۴/۷	۱۷۲/۹	۰	۰	قبول	۰/۲۳
		RS	۰/۰۷۴	۶۰۰/۳	۴۳۵/۷	۰	۰	قبول	۰/۴۴
	LAS	TIS ۱/۲۶	۰/۰۷۴	۶۱۴/۸	۴۴۶/۳	۰	۰	قبول	۰/۵۶
		TIS ۱/۴۵	۰/۰۷۴	۶۵۹/۲	۴۷۸/۵	۰	۰	قبول	۰/۶۴
		TIS ۱/۵۸	۰/۰۷۴	۶۷۱/۱	۴۸۷/۲	۰	۰	قبول	۰/۷۰
۶ طبقه		RS	۰/۰۴۳	۵۹۱/۲	۲۴۹/۴	۰	۰	قبول	۰/۲۶
	CS	TIS ۱/۲۵	۰/۰۴۳	۶۰۳/۰	۲۵۴/۴	۰	۰	قبول	۰/۳۲
		TIS ۱/۴۲	۰/۰۴۳	۶۴۳/۵	۲۷۱/۴	۰	۰	قبول	۰/۳۷
		TIS ۱/۴۶	۰/۰۴۳	۶۵۶/۳	۲۷۶/۸	۰	۰	قبول	۰/۳۸
		RS	۰/۰۳۲	۵۸۹/۳	۱۸۵/۰	۵	۵	مردود	۰/۱۹
	GS	TIS ۱/۲۵	۰/۰۳۲	۶۰۰/۵	۱۸۸/۵	۶	۶	مردود	۰/۲۴
		TIS ۱/۳۶	۰/۰۳۲	۶۴۰/۳	۲۰۱/۰	۳	۳	مردود	۰/۲۶
		TIS ۱/۴۰	۰/۰۳۲	۶۵۴/۷	۲۰۵/۵	۰	۰	قبول	۰/۲۷
		RS	۰/۰۵۴	۹۰۲/۹	۴۷۸/۳	۰	۰	قبول	۰/۴۹
	LAS	TIS ۱/۲۶	۰/۰۵۴	۹۲۲/۵	۴۸۸/۷	۰	۰	قبول	۰/۶۱
		TIS ۱/۴۵	۰/۰۵۴	۹۷۲/۸	۵۱۵/۴	۰	۰	قبول	۰/۷۰
		TIS ۱/۶۰	۰/۰۵۴	۹۹۲/۵	۵۲۵/۸	۰	۰	قبول	۰/۷۸
۹ طبقه		RS	۰/۰۳۱	۸۸۸/۹	۲۷۰/۳	۰	۰	قبول	۰/۲۸
	CS	TIS ۱/۲۷	۰/۰۳۱	۹۰۵/۹	۲۷۵/۵	۰	۰	قبول	۰/۳۵
		TIS ۱/۴۹	۰/۰۳۱	۹۵۵/۹	۲۹۰/۷	۰	۰	قبول	۰/۴۲
		TIS ۱/۵۳	۰/۰۳۱	۹۷۵/۵	۲۹۶/۶	۰	۰	قبول	۰/۴۳
		RS	۰/۰۲۳	۸۸۵/۷	۱۹۹/۸	۹	۹	مردود	۰/۲۱
	GS	TIS ۱/۲۴	۰/۰۲۳	۹۰۳/۳	۲۰۳/۸	۰	۰	مردود	۰/۲۶
		TIS ۱/۳۳	۰/۰۲۳	۹۵۱/۶	۲۱۴/۷	۰	۰	قبول	۰/۲۸
		TIS ۱/۴۳	۰/۰۲۳	۹۷۱/۳	۲۱۹/۲	۰	۰	قبول	۰/۳۰

ساختمان‌های با سطح خطر پایین (مانند جورجیا) احداث می‌گردند، مقاومت بیشتری در برابر گسیختگی پیش‌رونده دارند زیرا مقاومت مقاطع تیرها و ستون‌ها در آن‌ها بیشتر است. بنابراین در شهرهای با لرزه‌خیزی پایین بیشتر باید نگران گسیختگی پیش‌رونده در سازه‌ها بود.

۳- با افزایش شدت نامنظمی پیچشی، میزان پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها کاهش می‌یابد، زیرا افزایش شدت نامنظمی پیچشی در سیستم قاب خمشی ویژه باعث افزایش ابعاد مقاطع سازه (تیر و ستون) و در نتیجه کاهش پتانسیل خرابی پیش‌رونده می‌شود. این مقایسه باید با سازه منظم معادل از نظر برش پایه انجام شود تا بتوان نتیجه را درک نمود.

۴- افزایش تعداد طبقات نقش بسزایی در کاهش پتانسیل خرابی پیش‌رونده دارد، به نحوی که سازه‌های ۶ و ۹ طبقه در مقایسه با سازه‌های ۳ طبقه، تغییر مکان قائم گسیختگی کم‌تری به دست آمد، و شدت خرابی پیش‌رونده در سازه‌های مرتفع‌تر کاهش یافت. ۵- میزان تقاضا در مفاصل پلاستیک با افزایش ضریب زلزله، ارتفاع سازه و شدت نامنظمی پیچشی کاهش می‌یابد. به گونه‌ای که هر سه پارامتر نقش تعیین‌کننده‌ای در شاخص خرابی سازه دارند. در این جهت یک شاخص خرابی تعریف گردید و حد ۰/۲۶ برای خرابی در گسیختگی پیش‌رونده معرفی گردید.



شکل ۹- گسترش مفاصل پلاستیک در سازه ۶ طبقه در ساختمان جورجیا پس از تحلیل گسیختگی پیش‌رونده

شکل (۹) مفاصل پلاستیک سازه ۶ طبقه (ساختمان با شدت لرزه‌خیزی کم) پس از تحلیل گسیختگی پیش‌رونده را نشان می‌دهد. با دقت در شکل مذکور مشاهده می‌شود با افزایش شدت نامنظمی وضعیت مفاصل بهتر می‌گردد و سازه نامنظم‌تر قوی‌تر است.

۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله مطالعات گسیختگی پیش‌رونده در سازه‌های نامنظم پیچشی انجام گردید. ۷۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی ۳۶ سازه با ارتفاع‌های مختلف، با شدت‌های مختلف نامنظمی در ساختمان‌های مختلف از نظر سطح خطر لرزه‌ای، با سناریوهای حذف ستون داخلی و خارجی و انجام گردید. سازه‌ها با برش پایه‌های معادل طبقه‌بندی شده بودند و نتایج زیر به دست آمد:

۱- هر دو سناریوی حذف ستون داخلی و ستون خارجی باید در سازه‌های نامنظم کنترل گردد و الگوی دقیقی وجود ندارد. سطح خطر لرزه‌ای ساختمان‌ها و شدت نامنظمی پیچشی هر دو بر انتخاب سناریو تأثیر دارد و نمی‌توان مرز مشخصی برای انتخاب سناریوی حذف ستون داخلی و خارجی تعیین نمود.

۲- سازه‌های مقاوم لرزه‌ای که در ساختمان‌های با سطح خطر بالا (مانند لس‌آنجلس) ساخته می‌شوند نسبت به سازه‌هایی که در

۷- فهرست علائم

GND	بارگذاری ثقیلی
D	بار مرده $(\frac{kN}{m^2})$
S	بار برف $(\frac{kN}{m^2})$
L	بار زنده $(\frac{kN}{m^2})$
RS	سازه منظم
TIS	سازه نامنظم پیچشی
LAS	ساختمان لس‌آنجلس
CS	ساختمان کالیفرنیا
T_L	زمان تناوب بلند
R	ضریب اصلاح پاسخ
SD_1	شتاب طیفی زمان تناوب یک ثانیه
I_e	ضریب اهمیت
IO	سطح استفاده بی‌وقفه
LS	سطح ایمنی جانی
CP	آستانه فروریزش
Δz	تغییر مکان قائم گره واقع در بالای ستون حذف شده
CCR	حذف ستون گوشه
ICR	حذف ستون داخلی
GS	ساختمان جورجیا

- progressive collapse resistance of steel frames", The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2017, 26 (2).
- SAP2000 theory manual. Version 17.1.0. Copyright Computers and Structures, Inc., 2015.
- Simeon D, Greenberg J, Nelson D, Schmeidler J, Hollander E, "Dissociation and posttraumatic stress 1 year after the World Trade Center disaster: follow-up of a longitudinal survey", The Journal of clinical psychiatry, 2005, 66 (2), 231-237.
- Tan KW, "Preliminary Structural Engineering Study of Explosion Load on Taipei 101", Ph.D. Thesis. University of Technology, Malaysia, 2010.
- Unified Facilities Criteria (UFC), "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse", Department of Defense (DOD), 2005.
- Unified Facilities Criteria (UFC), "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse", Department of Defense (DOD), 2009, Including Change, 1-27, 2010.
- Unified Facilities Criteria (UFC), "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse", Department of Defense (DOD), 2013.
- USGS, <http://earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/usdesigndoc.php>.
- Wee Tan Ko "Preliminary Structural Engineering Study of Explosion Load on Taipei 101", Ph.D. Thesis, University of Technology, Malaysia, 2010.
- Wikipedia contributors, Plasco Building, In Wikipedia, The Free Encyclopedia, from https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=Plasco_Building&oldid=846962968, 24 June, 2018.
- Yavari H, Ghobadi M S, Yakhchalian M, "Progressive collapse potential of different types of irregular buildings located in diverse seismic sites", Heliyon, 2019, 5 (1), e01137.
- T زمان تناوب سازه
- T_s زمان تناوب کوتاه
- T_L زمان تناوب بلند
- ### ۸- مراجع
- AISC 360, "Specification for structural steel buildings", Chicago (IL), American Institute of Steel Construction, 2010.
- American Society of Civil Engineers (ASCE 7-05), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, New York. 2005.
- ETABS theory manual, Version 15.1.0. Copyright Computers and Structures, Inc., 2015.
- FEMA. Federal Emergency Agency. "World trade center building performance study: data collection, preliminary observation and recommendation", Report: FEMA 403. Washington, D.C, 2002.
- General Service Administration (GSA), "Alternate path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance", Washington D.C., 2013.
- General Service Administration (GSA), "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects", Washington D.C., 2003.
- Ghobadi MS, Yavari H, "Progressive collapse vulnerability assessment of irregular voided buildings located in Seismic-Prone areas", In Structures, 2020, 25, 785-797.
- Hayes Jr, J.R., Woodson, SC, Pekelnicky RG, Poland CD, Corley WG, Sozen M, "Can strengthening for earthquake improve blast and progressive collapse resistance?", Journal of Structural Engineering, 2005, 131 (8), 1157-1177.
- Homaioon Ebrahimi A, Martinez-Vazquez P, Baniotopoulos CC, "Numerical studies on the effect of plan irregularities in the progressive collapse of steel structures", Structure and Infrastructure Engineering, 13 (12), 1576-1583.
- <https://wiki.csiamerica.com/download/attachments/15074050/ConnectSAP2000v17andETABS2015Installer.EXE?version=1&modificationDate=1441919410528&api=v2>
- <https://wiki.csiamerica.com/download/attachments/15074050/ConnectSAP2000v17andETABS2015Installer.EXE?version=1&modificationDate=1441919410528&api=v2>.
- Kim, J. and Kim, T., "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65 (1), 169-179.
- Kordbagh B, Mohammadi M, "Influence of seismicity level and height of the building on

EXTENDED ABSTRACT

Effects of Torsional Irregularity and Seismicity Level on Progressive Collapse Potential of Steel Moment Frames

Hamed Yavari^a, Mohammad Soheil Ghobadi^{b,*}, Mansoor Yakhchalian^b

^a Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini International University, PO Box 34149-16818, Qazvin, Iran

^b Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini International University, PO Box 34149-16818, Qazvin, Iran

Received: 18 July 2017; **Accepted:** 27 November 2018

Keywords:

Progressive collapse, Nonlinear dynamic analysis, Intensity of torsional irregularity, Seismicity level of site, Special steel moment-resisting frame, Damage index.

1. Introduction

Attention to the issue of the progressive collapse was made for the first time in the engineering community due to the occurrence of a local collapse in the 22-story Ronan Point building in London, which happened in 1968 due to gas leakage on the eighteenth story (Wee, Tan Ko, 2010). Also, the bombing of the Alfred P. Murrah building in Oklahoma in 1995 was one of the largest terrorist incidents that led to a progressive collapse phenomenon, causing a loss of 652 million dollars (Sitterle et. al. 1999). In addition, the September 11 incident in the World Trade Towers in 2001 resulted in the progressive collapse of the towers (Simeon et. al. 2005). Progressive collapse mostly begins due to factors such as explosion or fire, and it continues due to chain collapse of structural members up to complete destruction of the building, and its progress cannot be controlled. The progressive collapse in the Plasco building in Tehran caused by the fire was another tragedy, resulting in the death of twenty firefighters (Wikipedia, 2018). Several investigations have been conducted on progressive collapse control in steel buildings, and the cases related to the subject of this research are referred here. Karimian et al. examined the progressive failure in two symmetric and asymmetric reinforced concrete buildings. The severity of the earthquake and eccentricity of the rigidity centroid compared to mass centroid were the variables of the study. They concluded that regardless of the severity of the earthquake, there is a progressive failure pattern at the place of mass accumulation, and the amount of eccentricity in the plan changes the progressive collapse pattern (Karimiyan et. al. 2017). Tavakkoli and Alashti investigated whether earthquake-resistant buildings could resist progressive failure. For this purpose, they selected two types of 3D and 2D analyses, two heights of 5 and 15 stories, and two spans of 4 and 6 m as variables and used UFC-DoD to investigate the progressive failure. The results showed that 3D models exhibit greater strength of the building. In addition, increasing the height of the building and the number of spans would increase resistance against progressive collapse. Meanwhile, they reported that earthquake-resistant buildings do not have the potential for progressive failure and are strong enough (Tavakkoli et. al. 2013). Kordbagh and Mohammadi investigated the effect of the building height and the seismicity of the site on the resistance to progressive collapse. They reported that increasing the height would increase resistance to progressive failure, and higher seismicity of the site would also increase structural strength (Kordbagh et. al. 2017). In this paper, the effects of torsional irregularity and seismic resistance level of structures with steel special moment resisting frame system, which were designed based on valid codes, have been evaluated. Structures were 3, 6, and 9 story buildings, and sites had high, average, and low seismicity levels. Also, buildings had different levels of torsional irregularity. Gravity

* Corresponding Author

E-mail addresses: hamed_yavari1987@yahoo.com (Hamed Yavari), msgghobadi@eng.ikiu.ac.ir (Mohammad Soheil Ghobadi), yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir (Mansoor Yakhchalian).

and seismic loads were applied regarding ASCE 7-05, and structures were designed in accordance with AISC 2010. In order to perform progressive collapse analysis, the nonlinear dynamic analysis procedure presented in GSA 2013 was selected.

2. Methodology

In this research, different scenarios for removing external and internal columns in buildings of 3, 6 and, 9 stories high with special SMRF system having different severities of torsional irregularity (TI). For this purpose, the plans selected for the case of TI had the same areas, with different TIs and shapes. To design these buildings, three sites with different seismicity levels located in Los Angeles, California and Georgia were selected, and the parameters of the design spectrum for each of the three sites were extracted from the USGS website. These sites respectively represent high, moderate, and low seismic hazard levels. ASCE 7-05 was used to determine the gravity and seismic loads required for designing the buildings. 3D models of all the buildings were created using ETABS v15.1, and the structural designs were performed in accordance with AISC 360-10. Then, with the help of a converter software, the structural models were taken from ETABS v15.1 software to SAP2000 v17.1.1 software, and nonlinear dynamic analyses were carried out based on GSA 2013 on each one of the buildings for different column removal scenarios. This research is interesting in terms of the use of the new code of 3D progressive collapse study, the comparison of the comparison of equivalent-designed buildings with approximately the same base shear value, having various intensities of TI, the variation of the studied buildings in terms of seismicity and height, and there are few research studies in this field. Furthermore, time histories of vertical displacement of the node located above the removed column in the buildings with various intensities of TI are presented, and by comparing them with each other in terms of resistance to progressive collapse and scenarios of removing internal columns and external columns conclusions are drawn.

3. Results and discussion

Based on the data obtained from the progressive collapse analyses of buildings with TI, no accurate pattern was found for the criticality of scenarios of removing external and internal columns. On the other hand, in different sites and buildings with different severities of irregularity, both the scenarios of removing internal and external columns must be controlled. However, the number of buildings in which the scenario of removing the internal column led to greater vertical displacement was greater. The time histories of vertical displacements in all the studied buildings under TI located in different sites are shown in Fig. 1. As well, in the 6-story buildings located in Los Angeles, by an increase in values of TI intensity from the regular building to the buildings with TI intensities of 1.26, 1.45 and 1.58, in time of removing corner columns, the values of vertical displacement are respectively equal to -0.0689, -0.0513, and -0.04 cm. Therefore, an increase in TI intensity to 1.58 compared with the regular building leads to an almost 42% decrease in the displacement caused by progressive failure. According to the above discussion, concern for progressive failure in cities with a lower seismic hazard is more serious. Meanwhile, regular buildings, which mostly are representative of urban residential buildings, are exposed to more hazard due to the progressive collapse phenomenon.

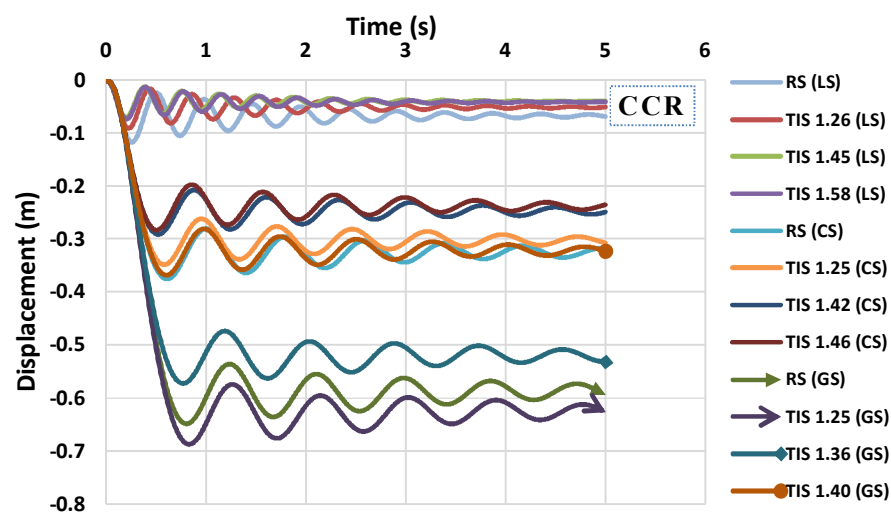


Fig. 1. Vertical displacement histories of the 6-story buildings under different cases of TI assuming CCR

In fact, all the buildings located in the site with high seismicity (LAS) showed good resistance to progressive failure. If a parameter is defined as the product of these three factors, it can specify the possibility of a collapse in progressive failure. The failure parameter γ is defined as follows:

$$\gamma = \text{base shear coefficient} * \text{TI intensity} * \text{number of stories of building} \quad (1)$$

If the value of γ is greater than 0.26, the building will have an acceptable status after progressive failure. Of course, the accuracy of the above equation needs much more data, and a more accurate relation should be provided in more comprehensive research, but this equation with its current form also gives the researcher an interesting decision-making criterion.

4. Conclusions

Results show that buildings with greater torsional irregularity have higher strength against progressive collapse failure. Moreover, buildings in a region with higher seismicity level have higher strength against progressive collapse failure.

5. References

- Karimiyan S, Moghadam AS, Kashan AH, Karimiyan M, "Evaluation of Collapse Distribution in Three-Story RC Moment-Resisting Asymmetric Buildings due to Earthquake Loads", *International Journal of Civil Engineering*, 2017, 15 (5), 809-825.
- Kordbagh B, Mohammadi M, "Influence of seismicity level and height of the building on progressive collapse resistance of steel frames", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2017, 26 (2).
- Simeon D, Greenberg J, Nelson D, Schmeidler J, Hollander E, "Dissociation and posttraumatic stress 1 year after the World Trade Center disaster: follow-up of a longitudinal survey", *The Journal of clinical psychiatry*, 2005, 66 (2), 231-237.
- Sitterle Karen A, Robin H, Gurwitch, "The terrorist bombing in Oklahoma City", Chapter 9 of *When a Community Weeps: Case studies in group survivorship*, 160-189, Taylor & Francis, Philadelphia, 1999.
- Tavakoli HR, Alashti AR, "Evaluation of progressive collapse potential of multi-story moment resisting steel frame buildings under lateral loading", *Scientia Iranica*, 20 (1), 77-86, 2013.
- Wee Tan Ko, "Preliminary Structural Engineering Study of Explosion Load on Taipei 101", Ph.D. Thesis. University of Technology, Malaysia, 2010.
- Wikipedia contributors. Plasco Building. In Wikipedia, The Free Encyclopedia, from https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=Plasco_Building&oldid=846962968, 24 June, 2018.