

پیشنهاد شاخص تعمیرپذیری قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز گرا پس کشیده تحت زلزله‌های دور از گسل

محمد باوندی^۱، عبدالرضا سروقدمقدم^{۲*}، محمد رضا منصوری^۳، آرمین عظیمی نژاد^۴

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

۲- دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۹۵۳۷۱۴۴۵۳، moghadam@iies.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۵/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۲/۱۰)

چکیده

سیستم‌های رایج مقاوم در برابر نیروی زلزله، اغلب رفتار غیر الاستیکی را طی یک زلزله بزرگ در نقاطی از سازه تجربه می‌کنند و در نهایت موجب تغییر شکل باقیمانده و خرابی در سازه می‌شوند. تعمیر این خرابی‌ها مقرون به صرفه نمی‌باشد و گاهی به تخریب سازه منجر می‌شود. بنابراین، استفاده از سازه‌هایی با قابلیت تمرکز خسارت بر روی عناصر قابل تعویض، که منجر به کاهش خسارت زلزله می‌شود، بسیار مهم است. با توجه به اهمیت عملکرد سازه‌های مرکز گرا در کاهش خسارت آنها در برابر زلزله‌های مختلف، در این تحقیق به تدوین شاخص تعمیرپذیری ساختمان‌های دارای اتصالات مرکز گرای پس کشیده پرداخته شده است. بر اساس ۱۲ مدل ساختمان مورد مطالعه ساختمانی تعمیرپذیر است که بعد از اعمال زلزله حداکثر دوران اتصال آن از میزان دوران مجاز سطح قابلیت استفاده بی وقفه تجاوز نکند. بر این اساس داده‌های خروجی تحلیل IDA در نرم افزار OPENSEES برحسب دوران اتصال-شتاب طیفی رسم شده است. با توجه به سطوح رفتاری پیش بینی شده گارلوک برای هر سطح شتاب، میزان بازشدگی اتصال بر باز شدگی سطح DBE تقسیم خواهد شد. منحنی حاصل شاخص تعمیرپذیری بر حسب شتاب طیفی نشان می‌دهد که این میزان اگر کوچک‌تر از یک باشد هدف تعمیرپذیری تامین خواهد شد. برای بررسی خسارت نبشی‌ها، شاخص شکست نبشی با توجه به منحنی شکنندگی تعیین و شدت خسارت در هر ساختمان بر حسب رابطه ای بیان شده است.

واژگان کلیدی

اتصالات مرکز گرا، شاخص تعمیر پذیری، تحلیل دینامیکی افزاینده، بازشدگی اتصال، قابلیت استفاده بی وقفه

The proposal of the repairability index for post-tensioned self-centering steel moment frames under far-field earthquakes

M. Bavandi, A.S. Moghadam, M.R. Mansoori, A. Aziminejad

Abstract

Conventional earthquake-resistant systems, often experience inelastic behavior in a part of the structure during a large earthquake and eventually causing residual deformation and damage to the structure. Repairing these damages is unaffordable and often leads to structure destruction. Therefore, the use of structures with the ability to focus damage on interchangeable elements, which leads to reduced earthquake damage, is very important. Due to the importance of the performance of self-centering structures to reduce their damage against various earthquakes, in this study, the repairability index of buildings with post-tensioned self-centering connections has been developed. According to the 12 models of the studied building, a building that can be repaired, that the maximum rotation in its connection after the earthquake does not exceed the rotation of the immediate occupancy performance. Based on this, the output data of IDA analysis in OPENSEES were drawn according to the connection rotation-spectral acceleration. According to the predicted performance levels of Garlock for each acceleration level, the value of the connection opening is divided by the opening of the DBE level. The resulting curve shows the repairability index according to spectral acceleration, which if less than one, the repairability target is achieved. To evaluate the damage of angles, the failure index of the angle is determined according to the fragility curve and the intensity of damage in each building is expressed according to an equation.

Keywords

Self-centering connection, Repairable index, Incremental dynamic analysis, Connection opening, Immediate occupancy performance

اگرچه در زلزله‌های اخیر دنیا، سازه‌های طراحی شده براساس ضوابط لرزه‌ای موجود، در حفظ ایمنی افراد، مناسب عمل کرده‌اند اما دامنه‌ی خرابی‌های ایجاد شده در سازه‌ها و خسارت اقتصادی وارده، بسیار گسترده و خارج از انتظار بوده است. امروزه به خوبی مشخص شده است که سازه‌های طراحی شده بر اساس این ضوابط، در برابر زلزله‌های شدید متحمل خسارات سنگین خواهند شد. از اینرو طراحی براساس عملکرد به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییرمکان و شکل پذیری مورد انتظار (همان‌گونه با سطوح مورد انتظار) باشد، مورد توجه قرار گرفت. از مهمترین مقولات در طراحی عملکردی، داشتن تصویری روشن از مقدار خسارت وارد بر سازه طراحی شده در سطوح مختلف خطر می‌باشد. این واقعیت سبب شکل‌گیری نظریه استفاده از المان‌های جاذب انرژی شد. این المان‌ها با مفهوم هدایت خسارت، خسارت را به مکان‌های تعمیرپذیر هدایت می‌نمایند. در این صورت پس از وقوع زلزله با تعویض این المان‌ها می‌توان مجدداً از سازه بهره‌برداری نمود. این تعمیرپذیری در ابعاد اقتصادی و زمانی حداکثر بازده را دارا می‌باشد. بنابراین محدود نمودن این آسیب‌ها و یا متمرکز ساختن آن‌ها در یک ناحیه و یا اعضاء خاص، یک هدف مطلوب در طرح لرزه‌ای سازه خواهد بود. استفاده از "فیوز سازه‌ای" در کنار سیستم سازه یکی از راهکارهای رسیدن به این هدف است. در این گونه سیستم‌های سازه‌ای، اعضاء فیوز پیش از دیگر اعضاء وارد رفتار غیرالاستیک شده و سبب افزایش استهلاك انرژی لرزه‌ای در سازه می‌شود. حالت ایده‌آل این فیوزها، فیوزهای سازه‌ای قابل تعویض هستند، به طوری‌که بتوان آن‌ها را پس از رخ داد زلزله و آسیب، به راحتی با اعضاء جدید تعویض نمود. با تعویض فیوزهای آسیب دیده در صورتی که اعضاء اصلی سازه در حد الاستیک باقی مانده باشند، ساختمان به حالت اولیه خود بازگشته و تغییرشکل‌های ماندگار طبقه نیز از بین خواهد رفت. در این حالت زمان و هزینه تعمیر ساختمان پایین بوده و ساختمان در کمترین مدت به خدمت رسانی خود باز می‌گردد. **Pekcan** و همکارانش [۱] جهت افزایش ویژگی برگشت پذیری در سازه‌هایی با سیستم تعمیرپذیر از کابل‌های پس تنیده که در کف سازه به پی متصل می‌شوند، استفاده کردند. به این ترتیب سیستم تعمیرپذیر به دلیل وجود کابل‌های پس تنیده، تمایل برگشت به حالت اولیه را حتی بعد از جابجایی‌های بزرگ، خواهد داشت. **Christopoulos** و همکارانش [۲] سیستم

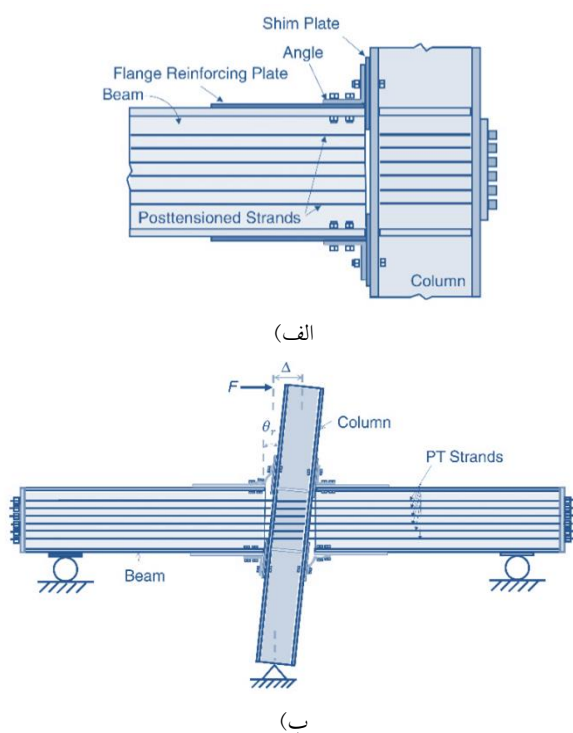
مرکز گرا با چرخه‌های پرچم شکل در نظر گرفته‌اند. با توجه به ناحیه زیر منحنی چرخه‌ای، انرژی مستهلک شده و رفتار پرچمی شکل، ویژگی برگشت‌پذیری را در این سیستم نشان می‌دهد. **Hitaka** و همکارانش [۳] برای از بین بردن انرژی لرزه‌ای و اطمینان از تعمیر آسان پس از خسارت ناشی از زلزله، پانل‌های برشی به عنوان فیوز در سیستم مقاوم جانبی را مورد استفاده قرار داده‌اند. **Eatherton** و همکارانش [۴] مشاهده کرده‌اند ادغام اثر فیوز قابل تعویض و کابل‌های پس تنیده و حرکت گهواره‌ای در سیستم تعمیرپذیر سیستم خسارت کنترل شده یک پاسخ چرخه‌ای پرچمی شکل دارد که مشخصه ویژگی برگشت پذیری سیستم است. در ادامه **Eatherton** و همکارانش [۵] دریافتند نیروی پس تنیدگی هنگام برکنش ستون، با نیروی اولیه در کابل‌های پس تنیده و واژگونی موثر ابعاد دهانه قاب با امکان حرکت گهواره‌ای، متناسب است. سیستم‌های مختلف سازه‌ای با قابلیت برگشت پذیری سریع ساختمان به خدمت رسانی از جمله گسترش و استفاده از سیستم‌های سازه‌ای با بادبندهای کم‌انرژی تاب تعویض شونده [۹-۶]، سیستم‌های سازه‌های مرکزگرا [۱۲-۱۰]، ادوات مستهلک کننده **FUSEIS1** و **FUSEIS2** [۱۳ و ۱۴] و سیستم قاب باستون پیوند شده (**LCF**) [۱۵] نمونه‌هایی از اینگونه سیستم‌های تعمیرپذیر هستند. در اتصالات مرکز گرای فولادی مطابق شکل (۱)، کابل‌های پس کشیده با مقاومت بالا به موازات محور تیر تعبیه شده‌اند و بال‌های تیر را در مقابل بال‌های ستون فشرده می‌کنند. تحت گشتاور خمشی ناشی از بارگذاری لرزه‌ای، بازشدگی در سطح مشترک بال کششی تیر و بال ستون ایجاد می‌گردد. هنگامی که گشتاور خمشی به صفر برسد، بازشدگی نیز به صفر رسیده و تغییرشکل دائمی در سازه به وجود نمی‌آید. مهمترین مزیت اتصال تیر به ستون پس‌کشیده با نبشی فوقانی و تحتانی آن است که تیرها و ستون‌ها در کلیه مراحل بارگذاری ارتجاعی باقی می‌مانند، در حالیکه نبشی‌های فوقانی و تحتانی رفتار خمیری داشته و انرژی را مستهلک می‌کنند.

به منظور کنترل میزان خسارت و اقلان هدف تعمیرپذیری سازه، محققین شاخص‌های بسیاری را معرفی نموده‌اند، که هر یک به گونه‌ای میزان خسارت وارد بر سازه را تخمین می‌زنند. این شاخص‌ها را می‌توان به سه دسته تقسیم نمود: دسته‌ی اول شاخص‌هایی که براساس بیشترین تغییرشکل تجربه شده‌ی سازه می‌باشند، مانند بیشترین تغییرمکان نسبی طبقات [۱۶] و بیشترین نسبت شکل پذیری طبقات [۱۷]. دسته‌ی دوم شاخص‌هایی



بر اساس خسارت تجمعی می‌باشند که از آن میان می‌توان به شاخص خسارت **Ghobarah** که بر پایه تحلیل بارافزون می‌باشد [۱۸] و شاخص خسارت **Chai** و همکارانش بر اساس انرژی ورودی اشاره نمود [۱۹]. دسته‌ی سوم شاخص‌هایی هستند که ترکیبی از ماکزیمم تغییر شکل و خسارت تجمعی می‌باشند، که از آن میان می‌توان به شاخص خسارت **Park** و **Ang** [۲۰] و **Banone** و **Veneziano** [۲۱] اشاره نمود. از دیگر شاخص‌های خسارت معرفی شده توسط محققین در سال‌های اخیر می‌توان به تحقیق **Faleiro** و همکارانش [۲۲] اشاره نمود که با استفاده از انرژی پلاستیک در مفاصل پلاستیک به ارائه شاخصی برای ارزیابی میزان خسارت وارد بر قاب‌های بتن مسلح پرداختند، البته لازم به ذکر است که، در این تحقیق از ایده‌ی مفصل پلاستیک متمرکز استفاده شده که در مورد سازه‌های بتن مسلح به علت پدیده‌ی ترک خوردگی نمی‌تواند رفتار واقعی سازه را به شکل مطلوب مدل‌سازی کند. **Zhang** و همکارانش [۲۳] با استفاده از روش مقایسه نیرو و ترکیبی از انرژی و تغییر مکان سازه (دسته سوم) شاخصی را معرفی نمودند و به مقایسه نتایج حاصل این شاخص با استفاده از انجام تحلیل تاریخچه زمانی و ترکیب جذر مجموع مربعات حاصل از در نظر گرفتن سه مد اول سازه برای دو زلزله السنترو و نورتریج پرداختند. در سال‌های اخیر توجه زیادی به سمت سیستم جدید خسارت کنترل شده معطوف شده است. این سیستم رفتار حرکت گهواره‌ای ساختمان‌ها را کنترل می‌کند و ظرفیت بالا و موثر جذب انرژی لرزه‌ای را به وسیله ادغام استفاده از المان‌های قابل تعویض فیوز و رفتار حرکت گهواره‌ای قاب ساختمان‌ها، ایجاد می‌کند. **Eatherton** و همکارانش [۲۴] دریافتند سیستم خسارت کنترل شده، پیکربندی معمولی یک قاب مهاربندی فولادی را با فیوز جهت جذب انرژی لرزه‌ای و تمرکز خسارت، کابل‌های پس تنیده قائم جهت ایجاد ویژگی برگشت پذیری در سازه برای کاهش تغییر شکل باقیمانده و امکان حرکت گهواره‌ای ادغام می‌کند. اما شاخص جدید تعمیرپذیری در این مقاله‌ها توجه به کنترل عملکرد سازه‌های مرکز گرا در حد معینی از خسارت که از قبل پیش بینی شده است با توجه به منحنی رفتاری سازه‌ها برآورد می‌شود. **Bavandi** و همکارانش در سال ۱۳۹۹ [۲۵] به ارزیابی کارایی در قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز گرا پرداختند. **Bavandi** و همکارانش [۲۶] در سال ۲۰۲۱ تدوین شاخص جدید کارایی اتصالات مرکز گرای پس کشیده را ارائه دادند. **Maleki** و همکارانش [۲۷] به ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای SMRF ها با اتصالات فلنج سوراخ شده با استفاده از

زلزله‌های مختلف پرداختند. **Maleki** و همکارانش [۲۸] ارزیابی احتمالی لرزه‌ای SMF ها با اتصالات فلنج سوراخ شده تحت زلزله‌های نزدیک به گسل را مورد ارزیابی قرار دادند. **Rad** و همکارانش [۲۹] بر روی ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های فولادی همراه با آلیاژهای حافظه‌دار در اتصالات آنها کار کرده‌اند. **Shams** و همکارانش [۳۰] توسعه یک ساختمان مرکز گرا ترکیبی با مفهوم تاب آوری لرزه‌ای را ارائه دادند. **Salehi** و همکارانش [۳۱] سازه مهاربندی کماتش تاب لرزه‌ای مجهز به دستگاه ترکیبی در پایه را مورد مطالعه قرار دادند.



شکل ۱- (الف) شکل شماتیک اتصال مورد بررسی و (ب) نحوه بارگذاری آن در آزمایشگاه [۳۴]

در این تحقیق ضمن اعتبار سنجی شش نمونه اتصال صلیبی مرکز گرا تیر به ستون طبق مقالات **Garlock** [۳۲]، **Ricles** [۳۳] و **Moradi** [۳۴]، با توجه به متدولوژی **Garlock** و همکارانش [۳۵]، دوران‌های متناسب با سطوح خطر و همچنین سطوح عملکردی دو ساختمان ۳ و ۹ طبقه با اتصالات مرکز گرا مطابق گزارش SAC [۳۶] محاسبه شده است. پارامتر حداکثر بازشدگی اتصال تحت ۱۱ زوج زلزله انتخابی طبق FEMA P695 [۳۷] محاسبه شده است. علت انتخاب این نوع زلزله بررسی رفتار این شاخص در مقابل نوع خاصی از زمین لرزه‌ها می‌باشد و در ادامه تحقیق می‌شود برای زلزله‌های نزدیک گسل هم تحلیل‌های

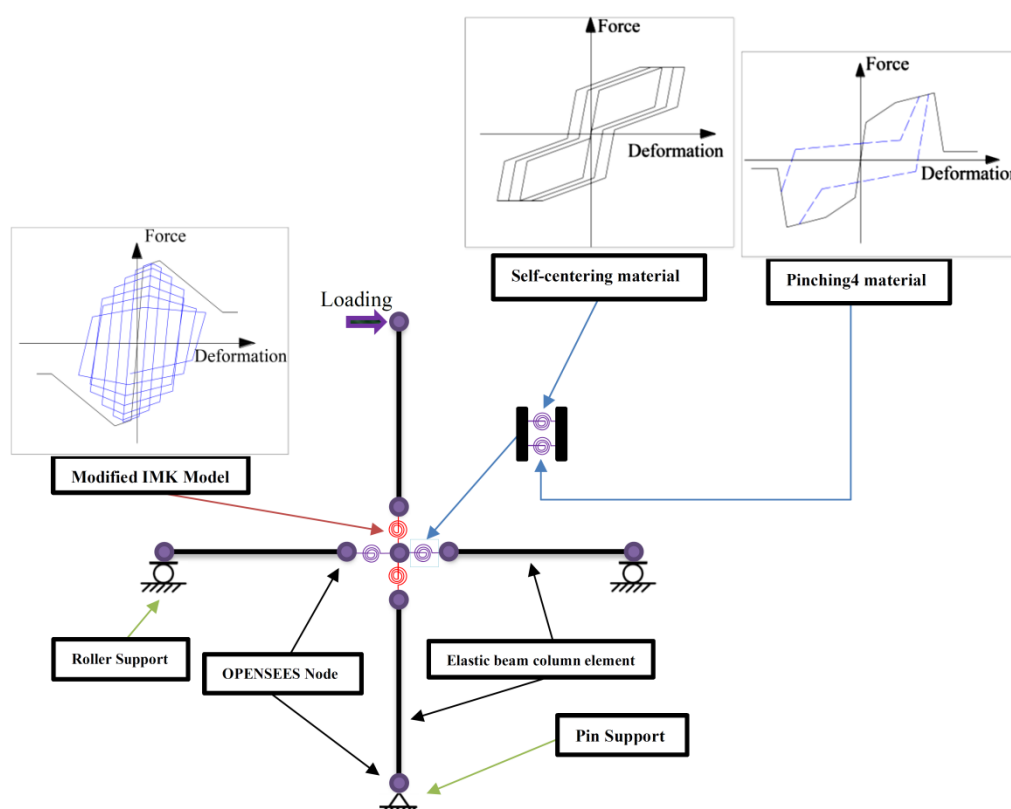
پیش‌رو را انجام داد.

بر اساس ۱۲ مدل ساختمان مورد مطالعه ساختمانی تعمیرپذیر است که بعد از اعمال زلزله، دوران آن از میزان دوران مجاز سطح قابلیت استفاده بی‌وقعه تجاوز نکند. در این سطح مطابق مطالعات آزمایشگاهی Garlock فقط نبشی‌ها که عناصر مستهلک کننده انرژی هستند آسیب می‌بینند. بر این اساس داده‌های خروجی تحلیل IDA در نرم افزار OPENSEES با توجه به پراکندگی پاسخ‌ها برحسب دوران اتصال-شتاب طیفی رسم شده است. با توجه به سطوح رفتاری پیش بینی شده Garlock برای هر سطح شتاب، میزان بازشدگی بر باز شدگی سطح DBE تقسیم خواهد شد. منحنی حاصل منحنی شاخص تعمیرپذیری بر حسب شتاب طیفی خواهد بود که این میزان اگر کوچک‌تر از یک باشد هدف تعمیر پذیری تامین خواهد شد. برای بررسی شکست فیوزهای سازه‌ایا نبشی‌ها هم شاخص شکست نبشی با ترسیم منحنی شکنندگی تعیین و شدت خسارت در هر ساختمان بر حسب رابطه‌ای بیان شده است.

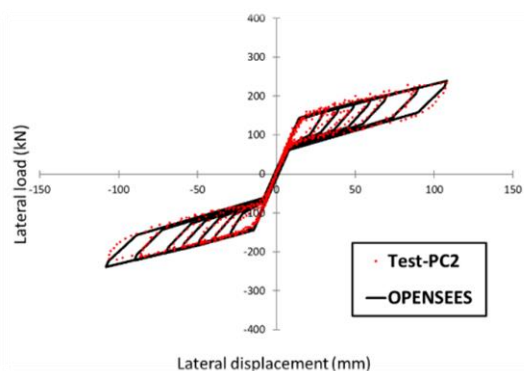
۲- اعتبار سنجی

مدل‌های مورد بررسی در این تحقیق شش مدل اتصال صلیبی

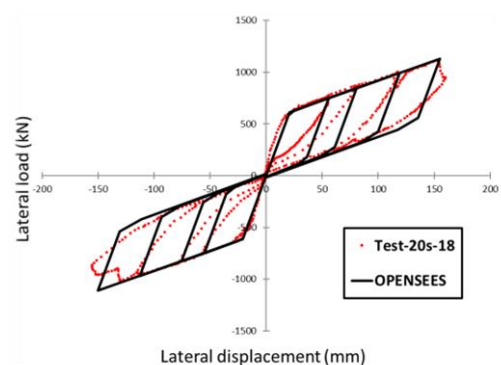
مطابق شکل (۲) می‌باشد، از جمله این مدل‌ها، مدل PC2، PC3 و PC4، Ricles [۳۳]، مدل 20s-18، Garlock [۳۲] و مدل‌های M1 و M5، Moradi [۳۴] می‌باشد. این اتصالات شامل کابل‌ها و پیچ‌های پر مقاومت، نبشی بالا و نشیمن، ورق پیشانی همچنین ورق‌های تقویتی بال تیر می‌باشند. تمامی اعضا به غیر از کابل‌ها و پیچ‌ها از فولاد ASTM A572 رده ۵۰ ساخته شده‌اند. پیچ‌ها از فولاد ASTM A490 و کابل‌ها از فولاد ASTM A416 هستند [۳۲-۳۴]. مدول الاستیسیته و نسبت بواسون المان‌ها به ترتیب ۲۰۰ GPa و $\frac{1}{3}$ در نظر گرفته شده است. مدل سازی مطابق شکل (۳) در نرم افزار OpenSEES [۳۷] انجام شده است. در مدل سازی از المان‌های الاستیک برای تیر و ستون استفاده شده و در محل اتصال تیر به ستون از المان‌های موازی با مصالح Self-centering و Pinching4 [۳۸] و اتصال ستون‌ها با استفاده از مصالح Ibarra-Krawinkler [۳۸ و ۳۹] تعریف شده است، تیرها بر روی تکیه‌گاه غلتکی و ستون بر تکیه‌گاه مفصلی قرار دارد. چهار مدل اول با نمودار چرخه‌ای با توجه به پروتکل‌های بارگذاری در مراجع ذکر شده [۳۲ و ۳۳] و دو مدل Moradi [۳۴] با توجه به منحنی رفتاری و تحلیل استاتیکی غیر خطی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.



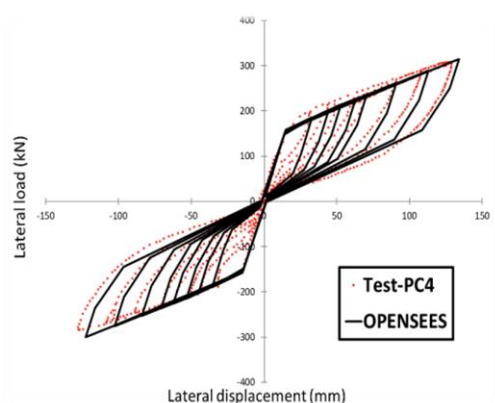
شکل ۲- شکل شماتیک اتصالات مورد بررسی در نرم افزار OpenSEES



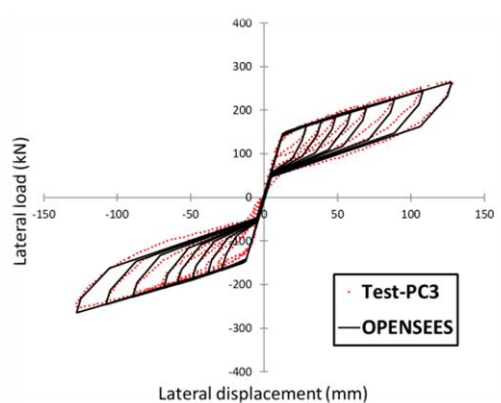
ب) نمودار چرخه‌ای مدل PC2 (Ricles)



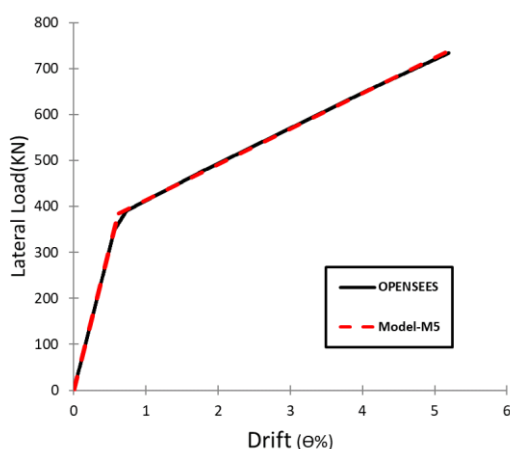
الف) نمودار چرخه‌ای مدل 20s-18 (Garlock)



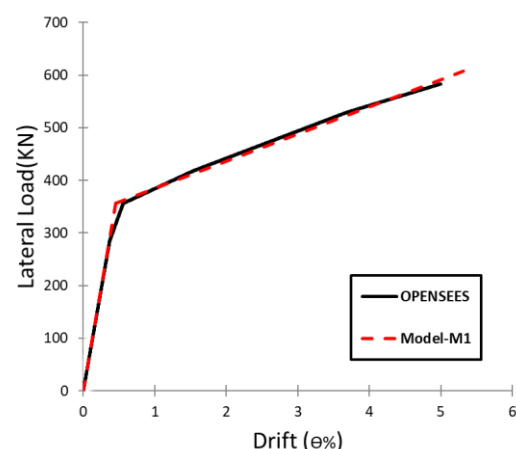
د) نمودار چرخه‌ای مدل PC4 (Ricles)



ج) نمودار چرخه‌ای مدل مدل PC3 (Ricles)



ه) نمودار رفتاری مدل M5 (Moradi)



و) نمودار رفتاری مدل M1 (Moradi)

شکل ۳- صحت سنجی شش نمونه مورد ارزیابی با نرم افزار OpenSEES [۳۲-۳۴]

نمونه‌های مدل‌سازی شده در OpenSEES با رنگ سیاه مشخص شده‌اند. در شکل (۲) دو نوع مصالح Self-centering و Pinching4 نشان داده شده است. هر یک از این مصالح با تعدادی پارامتر که عموماً نیرو و تغییر شکل که نحوه تحمل بار و خرابی را نشان می‌دهند، تعریف می‌شوند. برای تعریف مصالح

نامگذاری و ترتیب مدل‌های مورد مطالعه به صورت M1 (Model 1)، M5 (Model 2)، 20s-18 (Model 3)، PC2 (Model 4)، PC3 (Model 5)، PC4 (Model 6) می‌باشند. مطابق شکل‌های (۳)، شش نمونه اتصال صلیبی اعتبار سنجی شده است. در این اشکال نمونه‌های مرجع با رنگ قرمز و

$$\Delta_{roof,DBE} = C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des} \quad (1)$$

$$\Delta_{roof,DBE} = 1.5 C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des} \quad (2)$$

$$\theta_{DBE} = \frac{C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}}{h_f} \quad (3)$$

$$\theta_{DBE} = \frac{C_{\xi} C_T R \Delta_{el-des}}{h_f} \quad (4)$$

$$\theta_{r,DBE} = \theta_{DBE} - \frac{C_{\theta} V_{DBE}}{K_{f\Delta} h_f} \quad (5)$$

$$\theta_{r,MCE} = \theta_{MCE} - \frac{C_{\theta} V_{MCE}}{K_{f\Delta} h_f} \quad (6)$$

$$V_{DBE} = \Omega_{DBE} \times V_{DBE} \quad (7)$$

$$V_{MCE} = \Omega_{MCE} \times V_{MCE} \quad (8)$$

$$C_{\xi} = \frac{\sqrt{1 + 25\xi_{5\%}}}{\sqrt{1 + 25\xi}}, \text{ and } \xi_{5\%} = 0.05 \quad (9)$$

$$C_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_{roof}} \quad (10)$$

$$C_T = \frac{T_{des}}{T_1} \quad (11)$$

مطابق روابط بالا می‌توان جابجایی نسبی بام (θ_{DBE} و θ_{MCE}) و بازشدگی حداکثر اتصال ($\theta_{r,DBE}$ و $\theta_{r,MCE}$) را در دو سطح خطر زلزله برای هر ساختمان بدست آورد.

۴- مدل‌سازی سازه

مطابق روند قبل با توجه به صحت سنجی ۶ نمونه اتصال مرکز گرا مطابق فصل گذشته در نرم افزار OpenSEES، این اتصالات در قاب‌های پیرامونی دو ساختمان سه بعدی قرار داده شده‌اند. این ساختمان‌های سه بعدی با تعداد طبقات ۳ و ۹ طبقه گزارش SAC [۳۶]، در نظر گرفته شده است. بنابراین برای هر دو ساختمان مورد نظر شش اتصال به عنوان عناصر مقاوم لرزه‌ای در قاب‌های پیرامونی قرار داده شده‌اند و به طور کلی ۱۲ مدل برای انجام ارزیابی و تحلیل انتخاب شده است. این دو ساختمان مطابق شکل (۵) بر طبق فلوجارت طراحی Garlock در سال ۲۰۰۷ [۳۵] که برای این نوع اتصالات ارائه کرده است نشان داده شده است. مقاطع تیر و ستون در هر دو ساختمان مطابق

Self-centering با چهار پارامتر مواجه خواهیم بود که به ترتیب $k1$ و $k2$ نشان دهنده سختی اولیه و سخت شوندگی ثانویه، sigAct نقطه‌ای که نیروی ناشی از تسلیم را نشان می‌دهد و β که پارامتری بی‌بعد می‌باشد که نشان دهنده ناحیه محصور شده در حلقه هیستریسیس است. برای تعریف مصالح Pinching4 از هشت پارامتر که به ترتیب $ePf1$ تا $ePf4$ که نشان‌دهنده مقادیر نیرویی متناظر با تغییر مکان‌های $ePd1$ تا $ePd4$ که مربوط به بخش مثبت نمودار می‌باشند عموماً بخش منفی با بخش مثبت یکسان در نظر گرفته می‌شوند. برای قسمت منفی نمودار هم نیروهای $eNf1$ تا $eNf4$ متناظر با تغییر مکان‌های $eNd1$ تا $eNd4$ را خواهیم داشت. این دو مصالح مطابق جدول (۱) و (۲) به صورت فنر دورانی موازی به صورت مفصل در انتهای تیر با درصدهای مورد نیاز ترکیب شده‌اند. سایر پارامترهای در دستورالعمل OpenSEES ارائه شده است [۳۸].

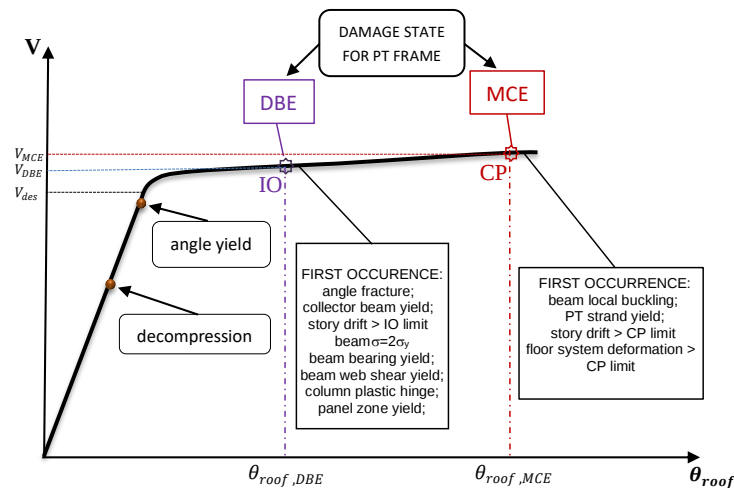
۳- تعیین پارامترهای رفتاری

مطالعات رفتاری قاب‌ها با اتصالات مرکزگرای پس کشیده توسط Garlock انجام گرفته است. متد طراحی و مراحل تعیین سطوح خطر و عملکردی این قابها در قالب روابط (۱) تا (۱۱) ارائه شده است. مطابق منحنی (۴) سطح قابلیت استفاده بی وقفه لحظه‌ای از رفتار سازه است که بعد از آن در نبشی‌ها شکست رخ می‌دهد همچنین تیرها و ستون‌ها به حد تسلیم خواهند رسید. در این متدولوژی ابتدا هر ساختمان با توجه به ساختگاه، نوع سازه و بارگذاری آن طبق روش بارجانبی معادل آیین نامه زلزله آمریکا (ELF) [۴۰] مورد ارزیابی لرزه‌ای گرفته است. سپس با توجه به تغییر شکل استاتیکی خروجی، شش پارامتر معرفی شده توسط Garlock تبدیل به دوران دو سطح خطر با احتمال رخداد زلزله با فراگذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال (DBE)، احتمال رخداد زلزله با فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال (MCE) و یا سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه (IO)، آستانه فروریزش (CP) خواهد شد. مطابق روابط (۱) تا (۱۰) این پارامترها به ترتیب C_{θ} ضریب اصلاح تغییر مکان نسبی، C_T ضریب اصلاح میرایی، C_{ξ} ضریب اصلاح زمان تناوب ساختمان، h_f ارتفاع کلی قاب مورد بررسی، $K_{f\Delta}$ سختی الاستیک اولیه قاب، Ω ضریب اضافه مقاومت، V برش پایه، R ضریب رفتار، ξ میرایی سازه، T_{des} و Δ_{el-des} زمان تناوب و تغییر مکان استاتیکی حاصل از مراحل ELF و T_1 زمان تناوب مود اول حاصل تحلیل مودال می‌باشد.

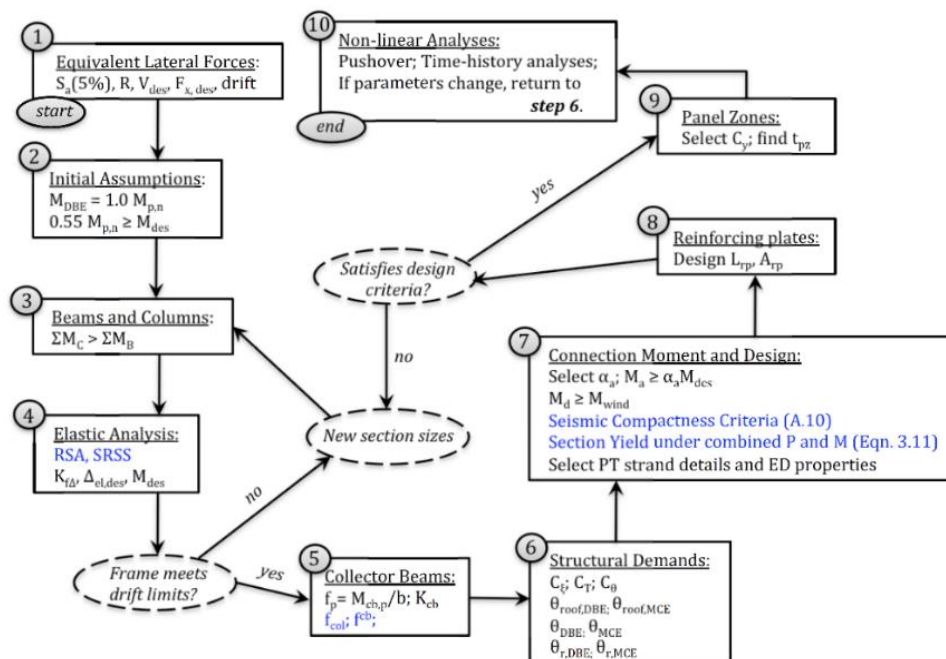


چهار قاب خارجی قرار دارند. مدل‌های مورد بررسی ساختمان اداری در شهر لس آنجلس با خطر لرزه خیزی زیاد و دارای خاک نوع سخت می‌باشند. بارهای ساختمان به صورت کلی عبارتند از دال بتنی با وزن $4/14$ کیلونیوتن بر متر مربع برای بار مرده طبقات، $4/62$ کیلونیوتن بر متر مربع بار مرده بام، 1 کیلونیوتن بر متر مربع وزن تیغه‌ها همچنین مطابق بار اداره آیین نامه لرزه‌ای آمریکا، بار زنده طبقات $2/4$ کیلونیوتن بر متر مربع و بار زنده بام $0/96$ کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد.

شکل (۶) ارائه شده است. در مدل سازی از مقاطع W در هر طبقه برای تیرها و ستون‌ها استفاده شده است، همچنین در مدل سازی در OpenSEES [۳۸] از سازه دو بعدی معادل همراه با leaningcolumn که اثر P-Delta را معادل سازی می‌نماید، استفاده شده است. مطابق جدول (۱) و (۲) ویژگی‌های مصالح برای شش نمونه ساختمان سه طبقه ارائه شده است. سایر ساختمان‌ها هم به طور مشابه با ساختمان‌های Garlock [۴۱] راستی آزمایی شده‌اند. اتصالات مرکزگرا مطابق شکل (۶) در هر



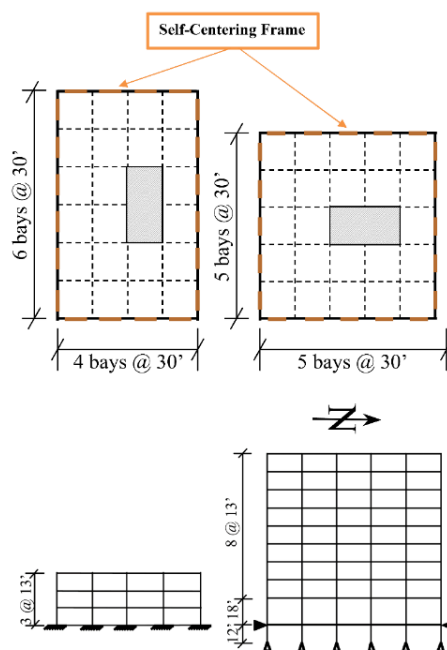
شکل ۴- منحنی رفتاری سطوح مختلف قاب‌های خمشی فولادی مرکز گرا بر اساس مطالعات Garlock در سال ۲۰۰۵ [۳۲]



شکل ۵- فلوچارت طراحی سازه‌های مرکز گرای Garlock [۳۵]

مقاطع ستون	مقاطع تیر		
W14X159	W18X106	RF	طبقه ۹
W14X159	W18X106	۹	
W14X159	W18X106	۸	
W14X233	W21X111	۷	
W14X233	W21X122	۶	
W14X233	W24X131	۵	
W14X311	W27X146	۴	
W14X311	W27X161	۳	
W14X426	W30X211	۲	طبقه ۳
W14X233	W24X146	RF	
W14X233	W24X146	۳	
W14X257	W24X146	۲	

(ب)



(الف)

شکل ۶- الف) هندسه مدل و ب) مقاطع مورد ارزیابی در تحقیق [۳۵ و ۴۰]

جدول ۱- پارامترهای مدل‌سازی مصالح Self-Centering برای ۶ نوع اتصال در سازه سه طبقه

ضریب مصالح موازی	Self-centering مصالح				شماره مدل
	β	$sigAct$ (kN-mm)	k_2 (kN-mm/rad)	k_1 (kN-mm/rad)	
۰/۸۰	۰/۶۰	$7/10e+04$	$1/10e+08$	$2/80e+12$	M1
۰/۹۰	۰/۸۲	$8/50e+04$	$2/00e+08$	$8/60e+12$	M5
۰/۹۸	۰/۹۰	$1/28e+06$	$3/70e+07$	$3/50e+12$	20s-18
۰/۱۲	۰/۸۵	$2/30e+06$	$7/00e+07$	$2/00e+12$	PC2
۰/۲۷	۰/۸۵	$2/40e+06$	$7/10e+07$	$4/00e+12$	PC3
۰/۵۲	۰/۹۵	$1/90e+06$	$8/30e+07$	$2/00e+12$	PC4

جدول ۲- پارامترهای مدل‌سازی مصالح Pinching4 برای ۶ نوع اتصال در سازه سه طبقه

ضریب مصالح موازی	Pinching4 مصالح								شماره مدل
	ePd_4 (rad)	ePd_3 (rad)	ePd_2 (rad)	ePd_1 (rad)	ePf_4 (kN-mm)	ePf_3 (kN-mm)	ePf_2 (kN-mm)	ePf_1 (kN-mm)	
۰/۱۵	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	M1
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	M5
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	20s-18
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	PC2
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	PC3
۰/۱۵	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	$1/00e+03$	$1/00e+06$	$1/13e+06$	$9/00e+05$	$6/80e+05$	PC4



با توجه به تحلیل مودال ۱۲ مدل ساختمان زمان تناوب طبیعی مود اول این سازه‌ها به طور متوسط به ترتیب ۰/۹۴ و ۱/۴۸ ثانیه می‌باشد.

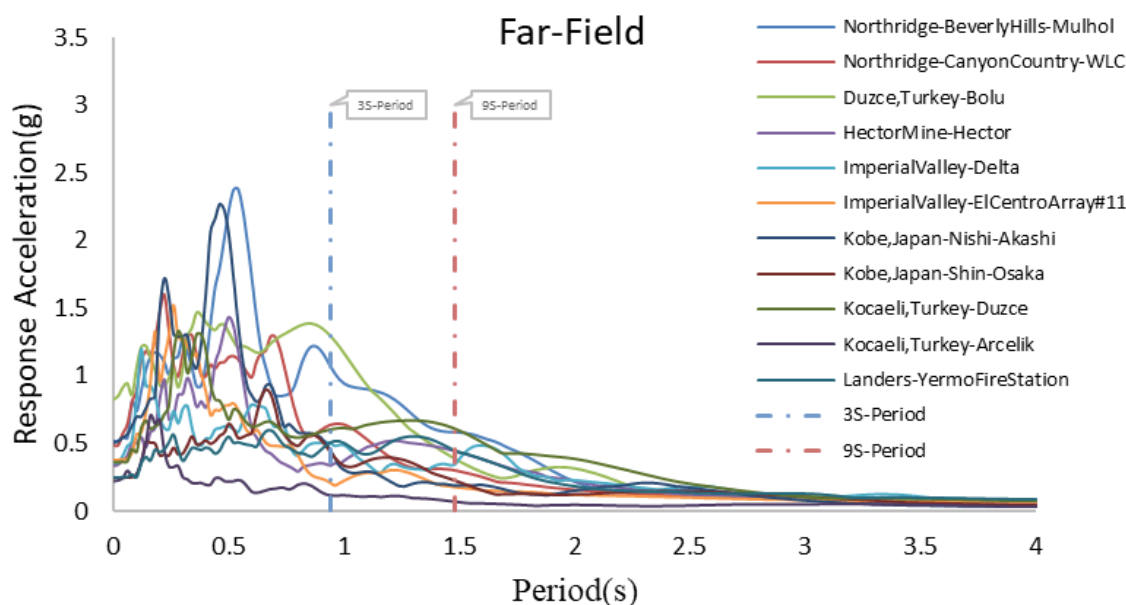
۵- پارامترهای لرزه‌ای در تحلیل دینامیکی

بر اساس گزارش FEMA P695 [۳۷]، ۱۱ زلزله دور از گسل

انتخاب شده است. مطابق جدول (۳) این رخدادهای انتخابی با ذکر بزرگا، نام، تاریخ، محل وقوع رخداد و حداکثر شتاب محتمل آنها ارائه شده است. در شکل (۷) طیف زلزله‌های دور از گسل همچنین زمان تناوب متوسط ساختمان‌های مورد ارزیابی نشان داده شده است.

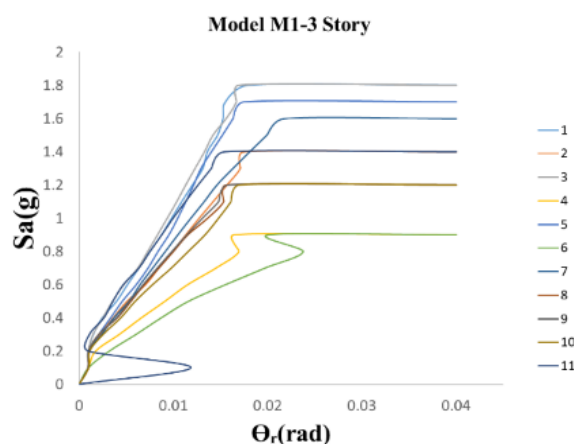
جدول ۳- رخداد زلزله، ایستگاه، ضریب مقیاس، بزرگی و شتاب زلزله دور از گسل [۳۶]

شماره رخداد	بزرگی	سال	نام	نام ایستگاه	مالکیت	حداکثر شتاب محتمل
۱	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	USC	۰/۵۱۶
۲	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country-WLC	USC	۰/۴۸۲
۳	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Bolu	ERD	۰/۸۲۲
۴	۷/۱	۱۹۹۹	HectorMine	Hector	SCSN	۰/۳۳۶
۵	۶/۵	۱۹۷۹	ImperialValley	Delta	UNAMUCSD	۰/۳۵۱
۶	۶/۵	۱۹۷۹	ImperialValley	ElCentroArray#11	USGS	۰/۳۷۹
۷	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE	۰/۵۰۹
۸	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE	۰/۲۴۳
۹	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD	۰/۳۵۷
۱۰	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI	۰/۲۱۸
۱۱	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Yermo FireStation	CDMG	۰/۲۴۴

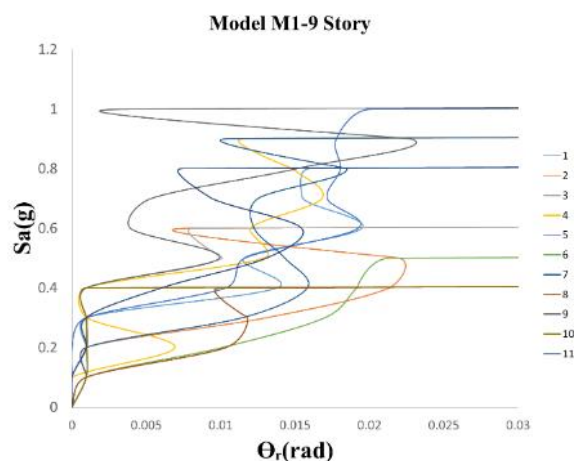


شکل ۷- طیف‌های ۱۱ زلزله دور از گسل و زمان تناوب متوسط دو ساختمان مورد مطالعه [۳۹]

جداول مقادیر پیش بینی شده دوران بام و بازشدگی اتصال بر اساس متد Garlock برای هر ساختمان در دو سطح خطر زلزله محاسبه شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۹- نمودار تحلیل IDA دو نمونه ساختمان (الف) ۳ و (ب) ۹ طبقه مرکز گرا در مقابل ۱۱ زلزله دور از گسل

جدول ۴- بازشدگی اتصال و دوران بام در دو سطح لرزه‌ای در ساختمان‌های مرکز گرا

حدس پارامترهای تقاضای طراحی (rad)			
θ_r	θ_{roof}		
۰/۰۲۱	۰/۰۳۲	DBE	۳ طبقه
۰/۰۳۶	۰/۰۴۹	MCE	
۰/۰۱۷	۰/۰۲۴	DBE	۹ طبقه
۰/۰۲۹	۰/۰۳۶	MCE	

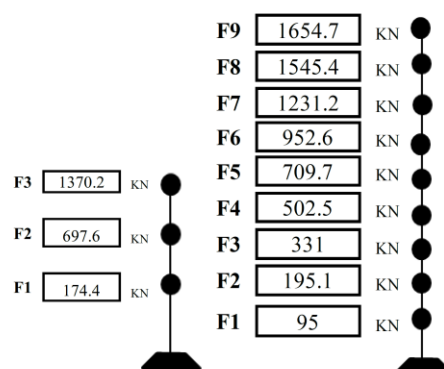
در جدول (۵) ضرایب مورد نیاز برای تبدیل جابجایی



۶- تدوین شاخص تعمیر پذیری قابهای خمشی مرکز گرای پس کشیده

۶-۱- شاخص تعمیرپذیری قاب مرکز گرای پس کشیده

با توجه به شش مدل انتخابی از اتصالات مرکزگرا این اتصالات در قاب‌های پیرامونی ساختمان‌ها قرار داده شده‌اند. با توجه به روال طراحی انجام شده Garlock [۳۲] با ساختمان‌های مورد ارزیابی آن، راستی آزمایی شده است. بعد از اطمینان از مدل‌سازی، ابتدا بر حسب روال ELF نیروی جانبی هر ساختمان برطبق ASCE07-16 تعیین شده است. این مقادیر برای هر ساختمان مدل‌سازی شده مطابق شکل (۸) ارائه شده‌اند. خروجی این تحلیل استاتیکی برای بدست آوردن میزان دوران‌های سطوح خطر و عملکردی ساختمان در مراحل بعدی مورد نیاز خواهد بود.



شکل ۸- نیروهای استاتیکی معادل وارد بر ساختمان ۳ و ۹ طبقه مرکز گرا

در مرحله بعدی مطابق منحنی IDA مقادیر شتاب طیفی برحسب حداکثر بازشدگی اتصال محاسبه شده است. این مقادیر تا سطح عملکردی CP که در گام قبل برای هر ساختمان ارائه شده بدست آمده است. از این منحنی‌ها در گام بعدی برای تدوین شاخص تعمیرپذیری استفاده خواهد شد. منحنی‌های مذکور شامل ۶ منحنی IDA برای هر ساختمان می‌باشند که تحت ۱۱ زلزله دور از گسل قرار گرفته‌اند. به طور کلی برای دو ساختمان ۱۲ منحنی IDA و ۱۳۲ بار تحلیل IDA انجام شده است. به علت تعداد زیاد این نمودارها فقط یک نمونه از آنها را برای هر ساختمان طبق شکل (۹) نشان داده شده است.

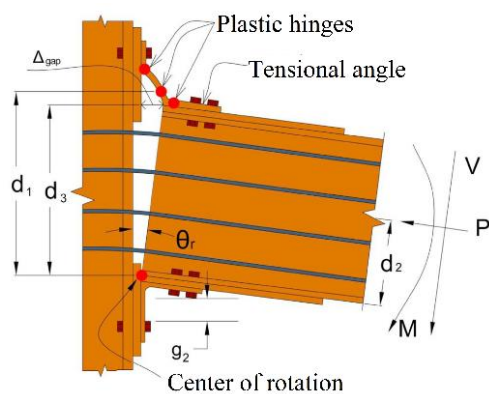
سپس با توجه به مراحل تحلیل عملکردی طبق روابط (۱) تا (۱۱) میزان دوران بام و چرخش اتصال بر حسب تغییر مکان استاتیکی و ضرایب معرفی شده در بخش‌های قبل محاسبه شده است. این روابط به صورت جداول (۴) ارائه خواهد شد. در این

استاتیکی مستخرج شده از تحلیل استاتیکی معادل از جمله ضریب اصلاح تغییر مکان نسبی، ضریب اصلاح میرایی، ضریب اصلاح زمان تناوب، ارتفاع ساختمان و برش پایه طراحی، برای تبدیل به دورانهای سطوح عملکردی ارائه شده‌اند.

جدول ۵- پارامترهای مورد نیاز برای تخمین تغییر مکان عملکردی

پارامترهای تخمین تغییر مکان عملکردی					
نمونه‌ها	$C_{\theta,AVG}$	C_{ξ}	h_f (mm)	C_T	V_{des} (kN)
طبقه ۳	۱/۱۴	۱	۱۱۸۸۷/۲	۰/۷۷	۲۲۴۲/۲۹
طبقه ۹	۱/۶۹	۱	۴۰۸۴۳/۲	۱	۷۲۱۷/۵۷

با توجه به هدف تعمیرپذیری سازه حدی برای خسارت با توجه به روند **Garlock** در نظر گرفته شده است. این حد از خسارت نقطه دوران $\theta_{r,DBE}$ می‌باشد. این ناحیه مطابق نتایج آزمایشگاهی و تحلیل‌های پارامتریک چندین مدل ساختمان و ارزیابی نهایی آن با معیارهایی که در بخش قبل اشاره شده بدست آمده است. تفسیر آن به این صورت است که عناصر منتخب خسارت که هدف تمرکز خسارت در آنها می‌باشند نبشی‌ها هستند. مطابق این مطالعه دوران در نبشی‌ها بالایی به نحوی است که ابتدا شروع به تسلیم کرده و سه مفصل پلاستیک به جهت بازشدگی در آنها اتفاق می‌افتد و نبشی‌های پایینی فقط یک مکانیزم را تجربه خواهند کرد. نواحی مکانیزم در نبشی‌ها مطابق شکل (۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۱۰- نحوه مکانیزم شده عناصر استهلاک انرژی در اتصالات مرکز گرای پس کشیده بعد از بارگذاری [۳۲]

بعد از ناحیه IO (یا سطح DBE) شکست در نبشی‌ها و تسلیم در تیرها و ستون‌ها اتفاق می‌افتد. در این تحقیق حداکثر

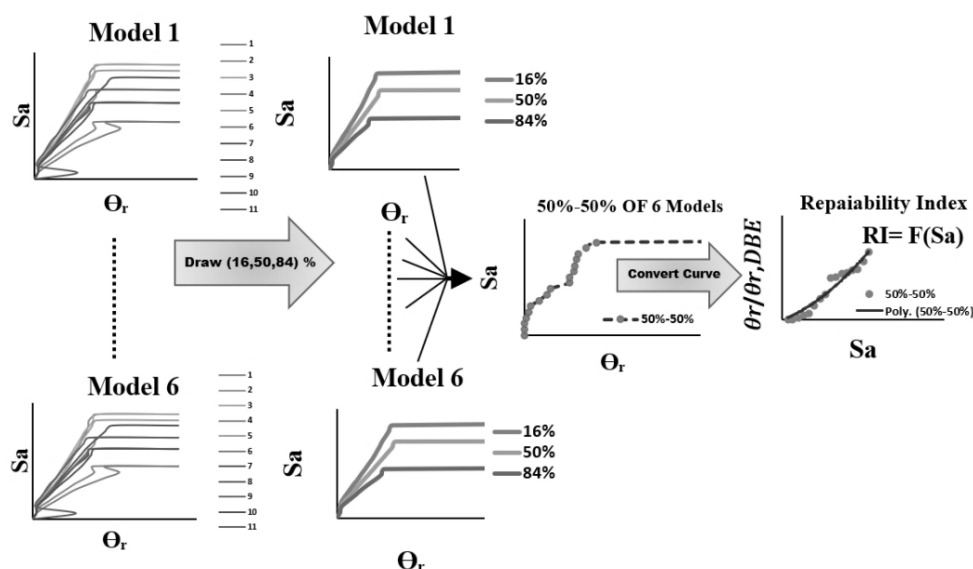
بازشدگی اتصال نقطه‌ای که هدف تعمیرپذیری بعد از آن اقلان نمی‌شود با مطالعات ۸ مرحله‌ای **Garlock** برای هر دو ساختمان و در هر ساختمان برای شش مدل اتصال صلیبی مرکز گرا محاسبه شده است. با توجه به اینکه سطح تعمیرپذیری در ساختمان محاسبه شده است هر ۱۲ مدل ساختمان تحت ۱۱ زلزله دور از گسل با تحلیل IDA در OPENSEES قرار گرفته است و حداکثر بازشدگی اتصال در هر مدل محاسبه شده است. حداکثر دوران حد تعمیر پذیری در واقع اولین محل و لحظه‌ای است که کل ساختمان برای آخرین بار سطح خطر پذیری DBE را تجربه می‌کنند. درواقع این ناحیه متناسب با رفتاری است که **Garlock** با سطح IO در نظر گرفته است و تعیین شاخص تعمیرپذیری تا این نقطه در نظر گرفته خواهد شد. بعد از این نقطه شکست در نبشی‌ها رخ خواهد داد و هدف فراتر نرفتن تغییر شکل‌ها از حدی است که شکست در نبشی‌ها رخ می‌دهد. چون فرض طراحی این اتصالات الاستیک ماندن تیر و ستون‌ها است، بنابراین بعد از زلزله‌های منتخب کابل‌های پس کشیده ساختمان را به محل قبلی بر می‌گردانند و بگونه‌ای جابجایی ماندگار در این اتصالات حذف خواهد شد. برای بهره برداری مجدد می‌توان فقط نبشی‌ها را تعویض کرد و ساختمان مجدد به عملکرد اولیه خود بازگردد. از تقسیم حداکثر بازشدگی اتصال در هرگام از تحلیل IDA برای هر ساختمان بر میزان بازشدگی اتصال پیش بینی شده مطابق روابط **Garlock** معیار تعمیرپذیری قاب‌های مرکز گرا مطابق رابطه (۱۲) تعریف خواهد شد. این معیار نشان می‌دهد اگر باز شدگی اتصال (θ_r) از میزان باز شدگی حد تعمیرپذیری ($\theta_{r,DBE}$) کمتر از یک باشد، نشان دهنده اقلان معیار پذیرش تعمیر پذیری می‌باشد.

$$RI = \frac{\theta_r}{\theta_{r,DBE}} \leq 1 \quad (12)$$

مطابق منحنی IDA پاسخ‌های بازشدگی اتصال بر حسب شتاب طیفی (S_a) برای هر زلزله بدست آمده است. در گام بعد برای هر تیپ ساختمان ۳ و ۹ طبقه یک منحنی IDA خواهیم داشت. سپس برای هر تیپ از هر ساختمان سه صدک ۱۶، ۵۰، ۸۴ درصد را رسم خواهد شد. بعد از این مرحله صدک ۵۰ درصد را برای هر تیپ استخراج کرده و در نتیجه ۶ صدک ۵۰ درصد برای هر ساختمان خواهیم داشت. در ادامه به طور مثال برای ساختمان سه طبقه از ۶ صدک ۵۰ درصد، میانه ۵۰ درصد گرفته و در انتها برای کل ساختمان‌های سه طبقه یک نمودار IDA که نشان دهنده صدک ۵۰ درصد ۵۰ درصد همه نمودارها است، خواهیم داشت. سپس اعداد محور افقی نمودار که نشان

سپس با تحلیل رگرسیونی نموداری رابری نقاط موجود حدس زده خواهد شد. خروجی این حدس رابطه‌ای است که میزان شاخص تعمیرپذیری را بر حسب شتاب طیفی را نشان خواهد داد. در شکل (۱۱) مراحل تعیین شاخص تعمیر پذیری نشان داده شده است.

دهنده بازشدگی اتصال در هر مرحله هستند را تقسیم بر بازشدگی سطح DBE که قبلاً محاسبه شده بود، خواهیم کرد. نمودار جدید نموداری است که برای نوشتن معادله نهایی تعمیرپذیری باید جای محور افقی که نشان دهنده شاخص تعمیرپذیری $(\theta_r/\theta_{r,DBE})$ می‌باشد با محور قائم تعویض شود.



شکل ۱۱- مراحل کلی تدوین شاخص تعمیرپذیری ساختمان‌های قاب خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز گرا

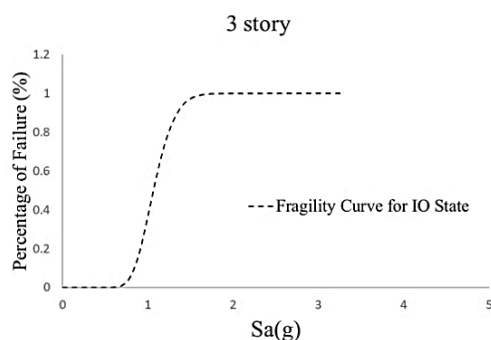
$$RISCF = A_1 \times S_a \times e^{\left(\frac{S_a - B_1}{C_1}\right)^n} \quad (13)$$

جدول ۶- پارامترهای مورد نیاز برای تدوین رابطه شاخص تعمیرپذیری سه ساختمان مرکز گرا

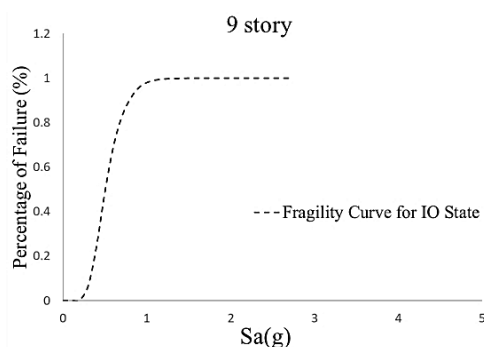
پارامتر	طبقه ۳	طبقه ۹
A_1	$6.37e+00$	$2.85e-05$
B_1	$9.01e+00$	$-7.82e-00$
C_1	$3.15e+00$	$2.58e-05$
n	۱	۲

۶-۲- شاخص خرابی نبشی در قاب مرکز گرای پس کشیده در گام بعدی برای بررسی کیفی خسارت در سطح تعمیرپذیری خرابی نبشی بررسی خواهد شد. برای این منظور با توجه به شکل (۴) در ابتدای بارگذاری نبشی کاملاً سالم می‌باشد و در سطح IO شکست کامل در نبشی رخ خواهد داد. با توجه به این رفتار نمودار IDA سازه‌های مورد بررسی تا سطح IO تحلیل شده و سپس منحنی شکنندگی این نمودارها بدست آمده است.

برای هر ساختمان رابطه تعیین شاخص تعمیرپذیری $(RISCF)$ طبق رابطه (۱۳) ارائه خواهد شد. جدول (۶) ضرایب مربوط به هر ساختمان را از نظر تعداد طبقه بیان می‌کند. این روابط در واقع حدسی برای تعمیرپذیری بودن این ۱۲ مدل ساختمان در برابر ۱۱ زلزله دور از گسل خواهند بود. در این روابط ساختمان‌ها با تعداد طبقات ۳ و ۹ که بر طبق روند طراحی اتصالات مرکز گرا گارلوک طراحی می‌شوند به ازای مقادیر ورودی شتاب طیفی مود اول ارتعاشی سازه مورد نظر در آنها مقادیر شاخص تعمیرپذیری حدس خواهد زد شد. این عدد خروجی اگر کمتر از یک باشد سازه تعمیر پذیر خواهد بود و بعد از زلزله مورد نظر فقط نبشی‌ها تعویض خواهند شد و ساختمان به عملکرد سابق خود بر خواهد گشت. اما اعداد بیشتر از یک نشان دهنده تسلیم شدن تیرها و ستون‌ها، شکست نبشی و جاری شدن کابل‌ها در زلزله‌های با سطح بالاتر می‌باشد که هدف تعمیرپذیری اقناع نخواهد شد. شکل (۱۲) نحوه حدس رگرسیونی روابط شاخص تعمیرپذیری برای هر ساختمان را نشان می‌دهند. مطابق این شکل ضرایب ثابت A_1 ، B_1 ، C_1 و n در رابطه (۱۳) تعیین می‌شوند.

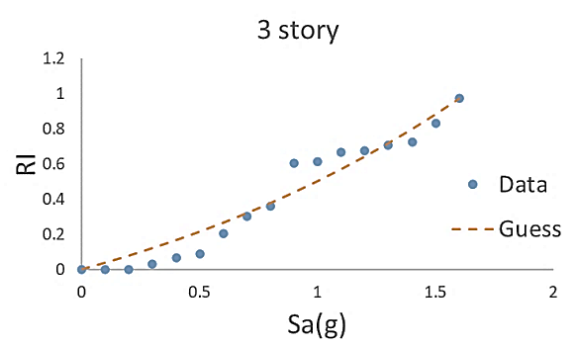


(الف)

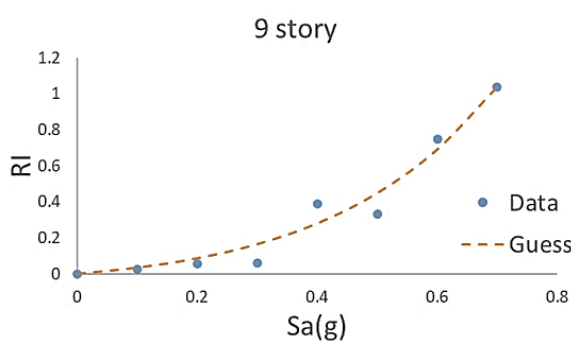


(ب)

شکل ۱۳- حدس رگرسیونی برای تدوین شاخص شکست نبشی دو ساختمان (الف) ۳ و (ب) ۹ طبقه مرکز گرا



(الف)



(ب)

شکل ۱۲- حدس رگرسیون نمایی برای تدوین شاخص تعمیرپذیری دو ساختمان (الف) ۳ و (ب) ۹ طبقه مرکز گرا

جدول ۷- پارامترهای مورد نیاز برای تدوین رابطه شاخص تعمیرپذیری دو ساختمان مرکز گرا

پارامتر	۳ طبقه	۹ طبقه
P_1	$2/48e+00$	$9/89e-01$
P_2	$-2/75e+00$	$-3/09e-01$
P_3	$8/09e-01$	$2/29e-02$
P_4	$-4/17e-02$	$-3/79e-05$
q_1	$5/00e+00$	$-3/29e-01$
q_2	$-1/31e+01$	$-5/78e-02$
q_3	$8/43e+00$	$1/05e-01$

با توجه به روابط بالا به صورت کلی با داشتن شتاب طیفی مود اول می‌توان شاخص تعمیرپذیری قاب مرکز گرا همچنین خرابی نبشی متناسب با آن سطح تعمیرپذیری را نیز تعیین نمود.

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با توجه به ارزیابی و تدوین دو شاخص مهم در قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز گرای پس کشیده

در مرحله بعدی به طور مثال در ۶ مدل از سازه ۳ طبقه میانه نمودار شکنندگی هر ۶ مدل رسم شد و در نتیجه یک نمودار شکنندگی برای هر یک از سازه‌های ۳ و ۹ طبقه بدست آمده است. با حدس رگرسیونی این منحنی‌ها میزان خرابی نبشی تا نقطه شکست یا سطح IO در برابر شتاب طیفی تعیین شده است. معادلات خطوط نام برده شده در نرم افزار MATLAB با دقت بالایی حدس زده شدند در نهایت این معادلات به ازای شتاب طیفی مود اول ارتعاشی سازه میزان خرابی تا لحظه سطح شکست نبشی را گزارش می‌دهند. در زیر مطابق رابطه (۱۴) معادلات شاخص خرابی نبشی قاب مرکز گرا (AFPSCF) به همراه شکل (۱۳) منحنی‌های شکنندگی و جدول (۷) پارامترهای شاخص خرابی آنها ارائه می‌شوند. در رابطه (۱۴) ضرایب P_1 تا P_4 و q_1 تا q_3 ضرایب ثابتی هستند که از حدس رگرسیونی منحنی‌ها بدست آمده‌اند.

$$AFPSCF =$$

$$\frac{p_1 \times S_a^3 + p_2 \times S_a^2 + p_3 \times S_a + p_4}{S_a^3 + q_1 \times S_a^2 + q_2 \times S_a + q_3} \quad (14)$$

- [1] Pekcan, G., Mander, J.B. and Chen, S.S. (2000), "Experiments on steel MRF building with supplemental tendon system", *Journal of structural engineering*, Vol. 126, pp. 437-444.
- [2] Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C. M. and Folz, B. (2002), "Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, pp. 1111-1120.
- [3] Hitaka, T. and Matsui, C. (2003), "Experimental study on steel shear wall with slits", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 586-595.
- [4] Eatherton, M.R., Hajjar, J.F., Deierlein, G.G., Krawinkler, H., Billington, S. and Ma, X. (2008), "Controlled rocking of steel-framed buildings with replaceable energy-dissipating fuses", In *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, pp. 12-17.
- [5] Deierlein, G.G., Ma, X., Eatherton, M., Hajjar, J., Krawinkler, H. and Takeuchi, T. (2009), "Collaborative research on development of innovative steel braced frame systems with controlled rocking and replaceable fuses", In *Proceedings of 6th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Tokyo, pp. 413-416.
- [6] Aiken, I.D., Clark, P., Tajirian, F., Kasai, K., Kimura, I. and Ko, E. (2000), "Unbonded frames in the United States-Design studies, large-scale testing, and the first building application" In *Japan Passive Control Symp.*
- [7] Saeki, E., Iwamatu, K. and Wada, A. (1996), "Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces", *Journal of Structural and Construction Engineering*, Vol. 484, pp. 111-120.
- [8] Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, C. (2003), "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp. 655-666.
- [9] Iwata, M., Kato, T. and Wada, A. (2000), "Buckling-restrained braces as hysteretic dampers", *Behavior of steel structures in seismic areas*, pp. 33-38.
- [10] Deierlein, G., Krawinkler, H., Ma, X., Eatherton, M., Hajjar, J., Takeuchi, T., Kasai, K. and Midorikawa, M. (2011), "Earthquake resilient steel braced frames with controlled rocking and energy dissipating fuses", *Steel Construction*, Vol. 4, pp. 171-175.
- [11] Eatherton, M.R., Hajjar, J.F., Deierlein, G.G., Krawinkler, H., Billington, S. and Ma, X. (2008), "Controlled rocking of steel-framed buildings with replaceable energy-dissipating fuses", In *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, pp. 12-17.
- [12] Pollino, M. (2015), "Seismic design for enhanced building performance using rocking steel braced frames", *Engineering Structures*, Vol. 83, pp. 129-139.
- [13] Dimakogianni, D., Dougka, G. and Vayas, I. (2015), "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", *Engineering Structures*, Vol. 90, pp. 83-95.
- [14] Vayas, I., Karydakis, P., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A. and Kanyilmaz, A. (2013), "Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (fuseis)", *Research Fund for Coal and Steel*, European Commission, EU, 25901.
- [15] Dusicka, P. and Iwai, R. (2007), "Development of linked column frame system for seismic lateral loads", In *Structural engineering research frontiers*, pp. 1-13.
- [16] Powell, G.H. and Allahabadi, R. (1988), "Seismic damage

- با توجه به تحلیل‌های انجام شده شاخص تعمیرپذیری برای قاب‌های خمشی با اتصالات مرکز گرای پس کشیده تدوین شده است. این شاخص‌ها با توجه به ۱۱ زلزله و ۱۲ مدل ساختمان ۳ و ۹ طبقه رابطه‌ای برای تخمین تعمیرپذیری ارائه داده است. اگر شاخص تعمیرپذیری کمتر از یک باشد، سازه مورد نظر تعمیرپذیر می‌باشد.
- با توجه به ورودی شتاب طیفی مود اول سازه، می‌شود برآورد مناسبی از خرابی نبشی‌ها داشت. بنابراین برای ساختمان‌های با تعداد طبقات و پلان‌های مشابه حدس مناسبی برای درصد خرابی نبشی‌ها ارائه شده است.
- با توجه به تغییر مکان نسبی بام و بازشدگی اتصال پیش بینی شده در دو ساختمان فولادی دارای اتصالات مرکز گرای پس کشیده بر طبق روند Garlock، مقادیر آنها به طور کلی از سازه ۳ تا ۹ طبقه ۲۵٪ کاهش یافته است.
- مطابق شاخص تعمیرپذیری دو ساختمان فولادی مرکز گرا در مقابل ۱۱ زلزله دور از گسل با شتاب طیفی ثابت، مشاهده شده است در منحنی RI-Sa سازه ۹ طبقه نسبت به ۳ طبقه عدد تعمیرپذیری کمتری از خود نشان می‌دهد. یعنی دیرتر وارد حد نهایی تعمیرپذیری خود خواهند شد.
- مطابق منحنی شکنندگی دو ساختمان مرکز گرا تحت ۱۱ زلزله دور از گسل مشاهده شده است هر چه از ساختمان ۳ طبقه به سمت ساختمان ۹ طبقه رفته شود، منحنی به سمت چپ حرکت خواهد کرد. چون این منحنی‌ها برای سطح عملکردی IO ترسیم شده‌اند، نشان دهنده درصد خرابی بیشتر نبشی‌ها به ترتیب در ساختمان ۹ طبقه نسبت به ۳ طبقه در یک شتاب طیفی ثابت می‌باشند. از دیدگاه دیگر سازه سه طبقه به علت ارتفاع کمتر در منحنی شکنندگی از دیدگاه ظرفیتی شرایط بهتری نسبت به سازه دیگر دارد.
- به عنوان پیشنهاد مطابق با شاخص جدید تعمیرپذیری، اثر ترکیبی ساختمان‌های مرکز گرا به همراه سایر وسایل مستهلک کننده انرژی را می‌توان مورد ارزیابی قرار داد. بر طبق مدل‌های منتخب در هر ساختمان در حالت سازه ترکیبی و مرکز گرای تنها، مقایسه‌ای انجام شود تا بدین طریق مزایا و معایب آن از جهت افزایش و کاهش پاسخ‌ها، همچنین صرفه اقتصادی آن بر حسب تحلیل‌های ریسک مورد ارزیابی قرار گیرد.



- [30] Shams, A.S. and Ghobadi, M.S. (2021), "Development of a high-performance hybrid self-centering building for seismic resilience", *Engineering Structures*, Vol. 226, 111382.
- [31] Salehi, S. and Ghobadi, M.S. (2020), "Seismic resilient bracing structure equipped with hybrid device at base", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 138, 106256.
- [32] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005), "Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, pp. 438-448.
- [33] Ricles, J. M., Sause, R., Peng, S. W., & Lu, L. W. (2002). Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 850-859.
- [34] Moradi, S. and Alam, M.S. (2017), "Lateral load-drift response and limit states of posttensioned steel beam-column connections: parametric study", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 143, 04017044.
- [35] Garlock, M.M., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Behavior and design of posttensioned steel frame systems", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, pp. 389-399.
- [36] FEMA 355C, (2000), State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [37] Applied Technology Council, (2009), Quantification of building seismic performance factors, US Department of Homeland Security, FEMA P695.
- [38] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006), The open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manual.
- [39] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1998), "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures", PhD Thesis, Stanford University.
- [40] ASCE 7-16, (2016), Minimum design loads for buildings and other structures, Reston, VA.
- [41] Herning, G. (2011), "Reliability-based evaluation of seismic design and performance of steel self-centering moment-resisting frames", Doctoral dissertation, Princeton University.
- prediction by deterministic methods: concepts and procedures", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 16, pp. 719-734.
- [17] Sozen, M.A. (1981), "Review of earthquake response of reinforced concrete buildings with a view to drift control", *State-of-the-art in earthquake engineering*, pp. 383-418.
- [18] Ghobarah, A., Abou-Elfath, H. and Biddah, A. (1999), "Response-based damage assessment of structures", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 28, pp. 79-104.
- [19] Chai, Y.H., Fajfar, P. and Romstad, K.M. (1998), "Formulation of duration-dependent inelastic seismic design spectrum", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, pp. 913-921.
- [20] Park, Y.J. and Ang, A.H.S. (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of structural engineering*, Vol. 111, pp. 722-739.
- [21] Banon, H. and Veneziano, D. (1982), "Seismic safety of reinforced concrete members and structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 179-193.
- [22] Faleiro, J., Oller, S. and Barbat, A.H. (2008), "Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames", *Computers & structures*, Vol. 86, pp. 581-597.
- [23] Zhang, X., Wong, K.K. and Wang, Y. (2007), "Performance assessment of moment resisting frames during earthquakes based on the force analogy method", *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 2792-2802.
- [24] Eatherton, M., Hajjar, J., Ma, X., Krawinkler, H. and Deierlein, G. (2010), "Seismic design and behavior of steel frames with controlled rocking-part I: concepts and quasi-static subassembly testing", In *Structures Congress*, pp. 1523-1533.
- [25] Bavandi, M., Sarvghad Moghadam, A., Mansoori, M. and Aziminejad, A. (2021), "Development of efficiency index for steel moment frames with Self-Centering Connections", *Journal of Structural and Construction Engineering*, Vol. 8, pp. 62-81.
- [26] Bavandi, M., Moghadam, A. S., Mansoori, M. R. and Aziminejad, A. (2021), "Introducing a new seismic efficiency index of post-tensioned self-centering steel moment connections", In *Structures*, Vol. 33, pp. 463-483.
- [27] Maleki, M., Jazany, R.A. and Ghobadi, M.S. (2019), "Seismic fragility assessment of SMRFs with drilled flange connections using ground motion variability", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, pp. 1733-1746.
- [28] Maleki, M., Jazany, R. A. and Ghobadi, M. S. (2019), "Probabilistic seismic assessment of SMFs with drilled flange connections subjected to near-field ground motions", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 19, pp. 224-240.
- [29] Rad, Z.R., Ghobadi, M.S. and Yakhchalian, M. (2019), "Probabilistic seismic collapse and residual drift assessment of smart buildings equipped with shape memory alloy connections", *Engineering Structures*, Vol. 197, 109375.

بی نوشت

¹ Equivalent lateral force

² Repairability index of self-centering frame

³ The angle failure probability of self-centering frame