

# پیشنهاد شاخص تعمیرپذیری قاب های خمی فولادی دارای اتصالات مرکز گرا پس کشیده تحت زلزله های دور از گسل

محمد باوندی<sup>۱</sup>، عبدالرضا سروقدام<sup>۲</sup>، محمد رضا منصوری<sup>۳</sup>، آرمین عظیمی نژاد<sup>۴</sup>

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

۲- دانشیار، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران

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

۴- تهران، صندوق پستی ۱۹۵۳۷۱۴۴۵۳  
[moghadam@iies.ac.ir](mailto:moghadam@iies.ac.ir)

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

## چکیده

سیستم های رایج مقاوم در برابر نیروی زلزله، اغلب رفتار غیر الاستیکی را طی یک زلزله بزرگ در نقاطی از سازه تجربه می کنند و در نهایت موجب تغییر شکل باقیمانده و خرابی در سازه می شوند. تعمیر این خرابی ها مقرن به صرفه نمی باشد و گاهآن به تخریب سازه منجر می شود. بنابراین، استفاده از سازه هایی با قابلیت تمرکر خسارت بر روی عناصر قابل تعویض، که منجر به کاهش خسارت زلزله می شود، بسیار مهم است. با توجه به اهمیت عملکرد سازه های مرکز گرا در کاهش خسارت آنها در برابر زلزله های مختلف، در این تحقیق به تدوین شاخص تعمیرپذیری ساختمان های دارای اتصالات مرکز گرا پس کشیده پرداخته شده است. بر اساس ۱۲ مدل ساختمان مورد مطالعه ساختمان های تعمیرپذیر است که بعد از اعمال زلزله حداکثر دوران اتصال آن از میزان دوران مجاز سطح قابلیت استفاده بی وقهه تجاوز نکند. بر این اساس داده های خروجی تحلیل IDA در نرم افزار OPENSEES بر حسب دوران اتصال-شتاب طیفی رسم شده است. با توجه به سطوح رفتاری پیش بینی شده گارلوك برای هر سطح شتاب، میزان بازشدگی اتصال بر باز شدگی سطح DBE تقسیم خواهد شد. منحنی حاصل شاخص تعمیرپذیری بر حسب شتاب طیفیرا نشان می دهد که این میزان اگر کوچکتر از یک باشد هدف تعمیرپذیری تامین خواهد شد. برای بررسی خسارت نیشی ها، شاخص شکست نبیشی 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 وقهه

## The proposal of the repairabilityindex 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



## ۱- مقدمه

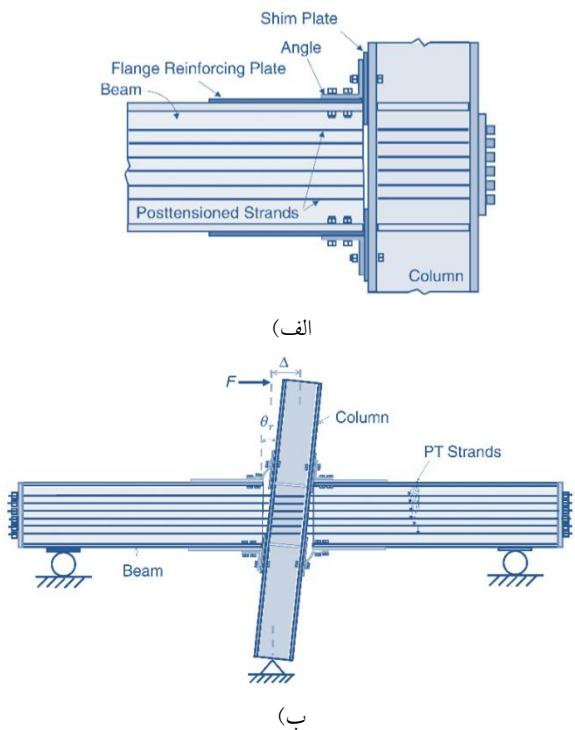
مرکز گرا با چرخه های پرچم شکل در نظر گرفته اند. با توجه به ناحیه زیر منحنی چرخه ای، انرژی مستهلك شده و رفتار پرچمی شکل، ویژگی برگشت پذیری را در این سیستم نشان می دهد. Hitaka و همکارانش [۳] برای از بین بردن انرژی لرزه ها و خسارت اطمینان از تعمیر آسان پس از خسارت ناشی از زلزله، پانل های برشی به عنوان فیوز در سیستم مقاوم جانبی را مورد استفاده قرار داده اند. Eatherton و همکارانش [۴] مشاهده کرده اند ادغام اثر فیوز قابل تعویض و کابل های پس تینده و حرکت گهواره ای در سیستم تعمیر پذیر سیستم خسارت کنترل شده یک پاسخ چرخه ای پرچمی شکل دارد که مشخصه ویژگی برگشت پذیری سیستم است. در ادامه Eatherton و همکارانش [۵] دریافتند نیروی پس تینیدگی هنگام برکنش ستون، با نیروی اولیه در کابل های پس تینده و واژگونی موثر ابعاد دهانه قاب با امکان حرکت گهواره ای، متناسب است. سیستم های مختلف سازه های با قابلیت برگشت پذیری سریع ساختمان به خدمت رسانی از جمله گسترش و استفاده از سیستم های سازه های با بادینده ای کمانش تاب تعویض شونده [۶-۹]، سیستم های سازه های مرکز گرا [۱۰-۱۲]، ادوات مستهلك کننده FUSEIS1 و FUSEIS2 [۱۳ و ۱۴] و سیستم قاب باستون پیوند شده (LCF) [۱۵] نمونه هایی از اینگونه سیستم های تعمیر پذیر هستند. در اتصالات مرکز گرای فولادی مطابق شکل (۱)، کابل های پس کشیده با مقاومت بالا به موازات محور تیر تعییه شده اند و بال های تیر را در مقابل بال های ستون فشرده می کنند. تحت گشتاور خمی ناشی از بارگذاری لرزه ای، بازشدگی در سطح مشترک بال کششی تیر و بال ستون ایجاد می گردد. هنگامی که گشتاور خمی به صفر برسد، بازشدگی نیز به صفر رسیده و تغییر شکل دائمی در سازه به وجود نمی آید. مهمترین مزیت اتصال تیر به ستون پس کشیده با نیشی فوقانی و تحثانی آن است که تیرها و ستونها در کلیه مراحل بارگذاری ارجاعی باقی می مانند، در حالیکه نبشی های فوقانی و تحثانی رفتار خمیری داشته و انرژی را مستهلك می کنند.

به منظور کنترل میزان خسارت و اقناع هدف تعمیر پذیری سازه، محققین شاخص های بسیاری را معرفی نموده اند، که هر یک به گونه ای میزان خسارت وارد بر سازه را تخمین میزنند. این شاخص ها را می توان به سه دسته تقسیم نمود: دسته ای اول شاخص هایی که براساس بیشترین تغییر شکل تجربه شده سازه می باشند، مانند بیشترین تغییر مکان نسبی طبقات [۱۶] و بیشترین نسبت شکل پذیری طبقات [۱۷]. دسته ای دوم شاخص هایی

اگرچه در زلزله های اخیر دنیا، سازه های طراحی شده براساس ضوابط لرزه ای موجود، در حفظ اینمی افراد، مناسب عمل کرده اند اما دامنه خرابی های ایجاد شده در سازه ها و خسارت اقتصادی وارد، بسیار گسترده و خارج از انتظار بوده است. امروزه به خوبی مشخص شده است که سازه های طراحی شده براساس این ضوابط، در برابر زلزله های شدید متحمل خسارات سنگین خواهند شد. از اینرو طراحی براساس عملکرد به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییر مکان و شکل پذیری مورد انتظار (همانگ 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 می باشد. این واقعیت سبب شکل گیری نظریه استفاده از المان های جاذب انرژی شد. این المان ها با مفهوم هدایت خسارت، خسارت را به مکان های تعمیر پذیر هدایت می نمایند. در این صورت پس از وقوع زلزله با تعویض این المان ها می توان مجدداً از سازه بهره برداری نمود. این تعمیر پذیری در ابعاد اقتصادی و زمانی حداقل بازده را دارا می باشد. بنابراین محدود نمودن این آسیب ها و یا متمرکز ساختن آنها در یک ناحیه و یا اعضاء خاص، یک هدف مطلوب در طرح لرزه ای سازه خواهد بود. استفاده از "فیوز سازه ای" در کنار سیستم سازه یکی از راهکارهای رسیدن به این هدف است. در این گونه سیستم های سازه ای، اعضاء فیوز پیش از دیگر اعضاء وارد رفتار غیراستیک شده و سبب افزایش استهلاک انرژی لرزه ای در سازه می شود. حالت ایده آل این فیوزها، فیوز های سازه ای قابل تعویض هستند، به طوریکه بتوان آنها را پس از رخ داد زلزله و آسیب، به راحتی با اعضاء جدید تعویض نمود. با تعویض فیوز های آسیب دیده در صورتی که اعضاء اصلی سازه در حد الاستیک باقی مانده باشند، ساختمان به حالت اولیه خود بازگشته و تغییر شکل های 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 می گردد. Pekcan و همکارانش [۱] جهت افزایش ویژگی برگشت پذیری در سازه هایی با سیستم تعمیر پذیر از کابل های پس تینده که در کف سازه به پی متصل می شوند، استفاده کردند. به این ترتیب سیستم تعمیر پذیر به دلیل وجود کابل های پس تینده، تمايل برگشت به حالت اولیه را حتی بعد از جایگابی های بزرگ، خواهد داشت. Christopoulos و همکارانش [۲] سیستم



زلزله های مختلف پرداختند. Maleki و همکارانش [۲۸] ارزیابی احتمالی لرزه های SMF ها با اتصالات فلنج سوراخ شده تحت زلزله های نزدیک به گسل را مورد ارزیابی قرار دادند. Rad و همکارانش [۲۹] بر روی ارزیابی لرزه های قاب های فولادی همراه با آیاژ های حافظه دار در اتصالات آنها کار کردند. Shams و همکارانش [۳۰] توسعه یک ساختمان مرکز گرا ترکیبی با مفهوم تاب آوری لرزه ای را ارائه دادند. Salehi و همکارانش [۳۱] سازه مهاربندی کمانش تاب لرزه ای مججهز 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 متداول وزیری Garlock و همکارانش [۳۵]، دوران های 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 لرزه ها می باشد و در ادامه تحقیق می شود برای زلزله های نزدیک گسل هم تحلیل های

بر اساس خسارت تجمعی می باشند که از آن میان می توان به شاخص خسارت Ghobarah که بر پایه تحلیل بارافزون می باشد [۱۸] و شاخص خسارت Chai و همکارانش بر اساس انرژی ورودی اشاره نمود [۱۹]. دسته سوم شاخص هایی هستند که از ترکیبی از ماکزیمم تغییر شکل و خسارت تجمعی می باشند، که از آن میان می توان به شاخص خسارت Park و Ang [۲۰] و Veneziano و Banon [۲۱] اشاره نمود. از دیگر شاخص های خسارت معرفی شده توسط محققین در سال های اخیر می توان 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 قاب های بتن مسلح پرداختند، البته لازم به ذکر است که، در این تحقیق از ایده مفصل پلاستیک متتمرکز استفاده شده که در مورد سازه های بتن مسلح به علت پدیده خودگی نمی تواند رفتار واقعی سازه را به شکل مطلوب مدل سازی 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 تاریخ چه زمانی و ترکیب جذر مجموع مربعات حاصل از در نظر گرفتن سه مد اویل سازه برای دو زلزله استرو و نورث ریج پرداختند. در سال های اخیر توجه زیادی به سمت سیستم جدید خسارت کنترل شده معطوف شده است. این سیستم رفتار حرکت گهواره ای ساختمان ها را کنترل می کند و ظرفیت بالا و موثر جذب انرژی لرزه ای را به وسیله ادغام استفاده از المان های قابل تعویض فیوز و رفتار حرکت گهواره ای قاب ساختمان ها، ایجاد می کند. Eatherton و همکارانش [۲۴] دریافتند سیستم خسارت کنترل شده، پیکربندی معمولی یک قاب مهاربندی فولادی را با فیوز جهت جذب انرژی لرزه ای و تمرکز خسارت، کابل های پس تنیده قائم جهت ایجاد ویژگی برگشت پذیری در سازه برای کاهش تغییر شکل با قیمانده و امکان حرکت گهواره ای ادغام می کند. اما شاخص جدید تعمیر پذیری در این مقاله با توجه به کنترل عملکرد سازه های مرکز گرا در حد معینی از خسارت که از قبل پیش بینی شده است با توجه به منحنی رفتاری سازه ها برآورد می شود. Bavandi و همکارانش در سال ۱۳۹۹ [۲۵] به ارزیابی کارایی در قاب های خمی فولادی دارای اتصالات مرکز گرا پرداختند. Bavandi و همکارانش [۲۶] در سال ۲۰۲۱ تدوین شاخص جدید کارایی اتصالات مرکز گرای پس کشیدگی را ارائه دادند. Maleki و همکارانش [۲۷] به ارزیابی شکنندگی لرزه ای SMRF ها با اتصالات فلنج سوراخ شده با استفاده از

مطابق شکل (۲) می‌باشد، از جمله این مدل‌ها، مدل PC3 و PC4، مدل ۲۰s-18 [۳۳] Ricles و مدل Garlock [۳۲] و مدل‌های M1 و M5 [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 پواسون المان‌ها به ترتیب ۰/۳ و ۲۰۰ GPa 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 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 [۳۸] و Ibarra-Krawinkler [۳۹] تعریف شده است، با توجه به منحنی رفتاری و تحلیل استاتیکی غیر خطی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.

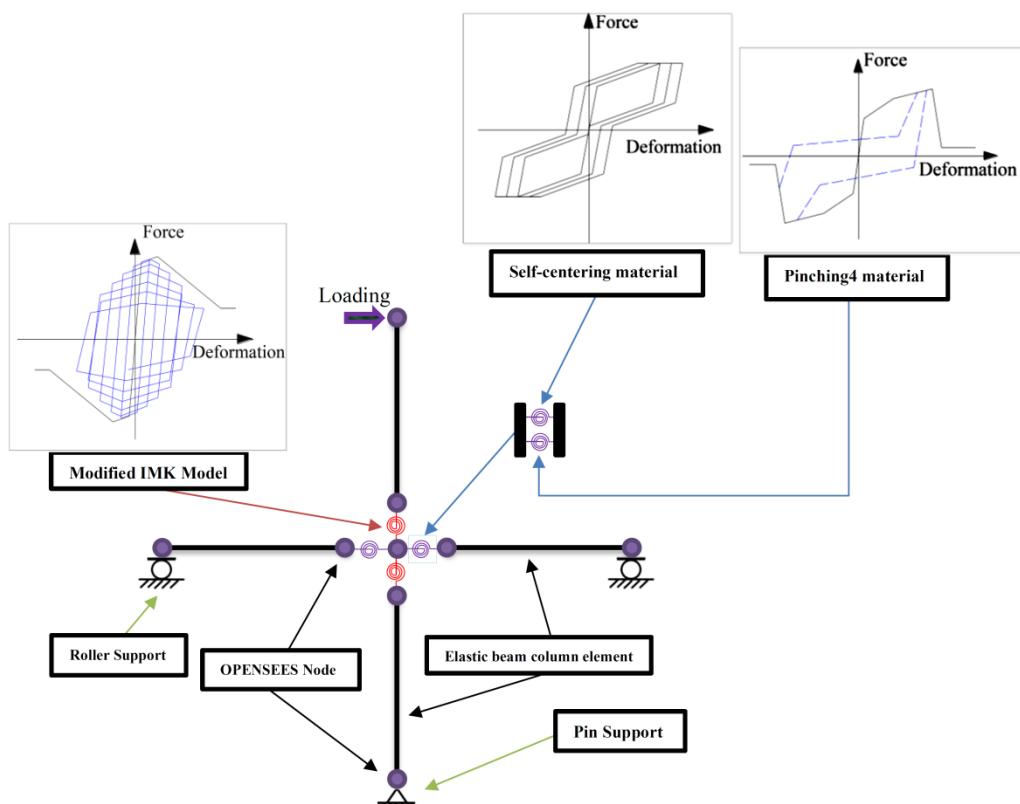
پیش‌رو را انجام داد.

بر اساس ۱۲ مدل ساختمان مورد مطالعه ساختمانی تعمیرپذیر است که بعد از اعمال زلزله، دوران آن از میزان دوران مجاز سطح قابلیت استفاده بی‌وقげ تجاوز نکند. در این سطح مطابق مطالعات آزمایشگاهی Garlock فقط نبشی‌ها که عناصر مستهلك کننده انرژی هستند آسیب می‌بینند. بر این اساس داده‌های خروجی تحلیل IDA در نرم افزار OPENSEES با توجه به پراکندگی پاسخ‌ها بر حسب دوران اتصال-شتاب طیفی رسم شده است. با توجه به سطوح رفتاری پیش‌بینی شده DBE برای هر سطح شتاب، میزان بازشدنگی بر بازشدنگی 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 سازه‌ایها نبشی‌ها هم شاخص شکست نبشی با ترسیم منحنی شکنندگی تعیین و شدت خسارت در هر ساختمان بر حسب رابطه‌ای بیان شده است.

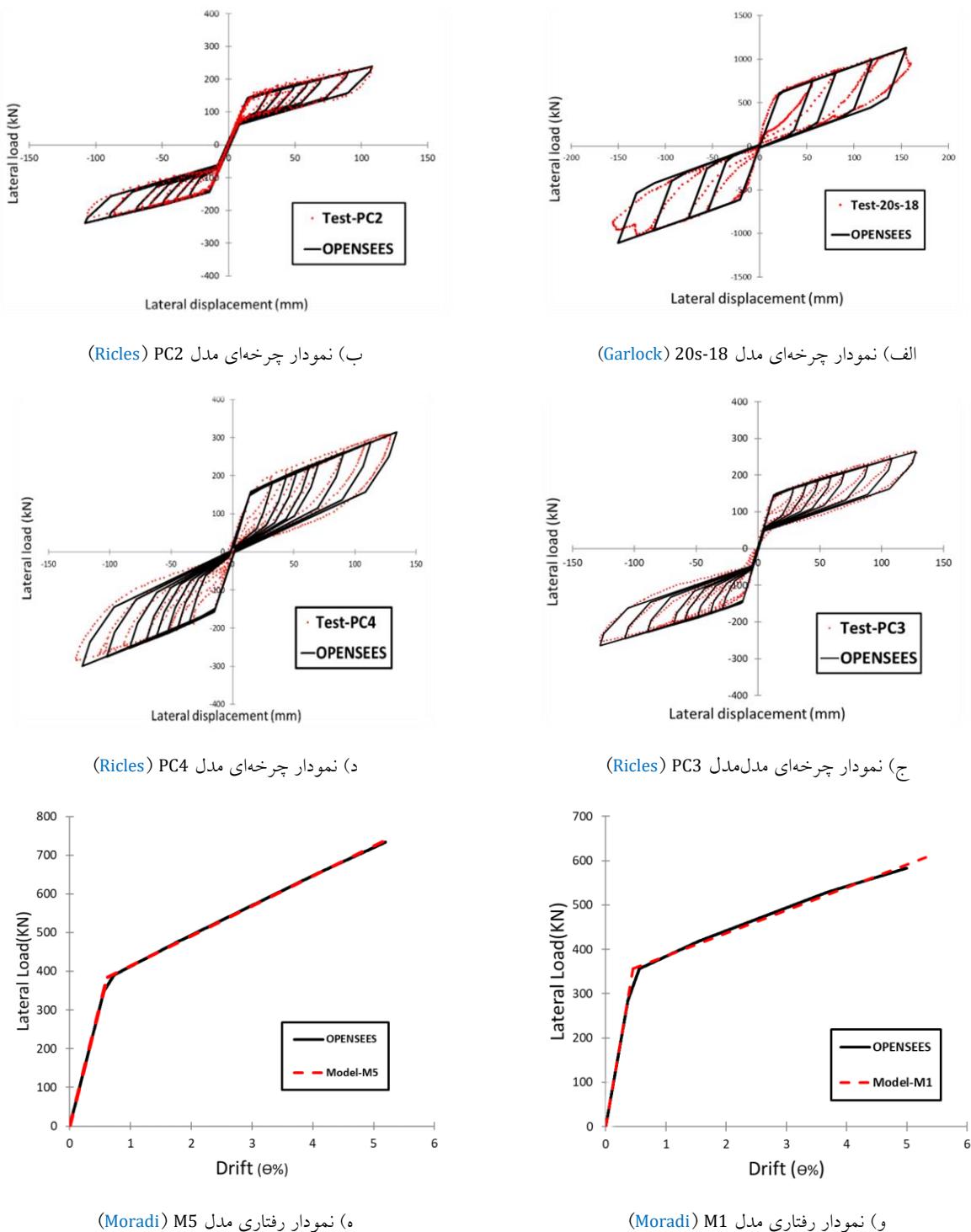
## ۲- اعتبار سنجی

مدل‌های مورد بررسی در این تحقیق شش مدل اتصال صلیبی



شکل ۲- شماتیک اتصالات مورد بررسی در نرم افزار OpenSEES





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

نمونه‌های مدل‌سازی شده در OpenSEES بار 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)، M2 (Model 2)، M3 (Model 3)، 20s-18 (Model 4)، PC3 (Model 5)، PC4 (Model 6) می‌باشد. 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 ( $\theta_{MCE}$  و  $\theta_{DBE}$ ) و بازشده‌گی حداقل اتصال ( $\theta_{r,MCE}$  و  $\theta_{r,DBE}$ ) 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 مرکزگرا 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 فلوچارت 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

با چهار پارامتر موافق خواهیم بود که به ترتیب  $k1$  و  $k2$  نشان دهنده سختی اولیه و سخت شوندگی ثانویه،  $\beta$  نقطه‌ای که نیروی ناشی از تسلیم را نشان می‌دهد و  $\text{sigAct}$  که پارامتری بی‌بعد می‌باشد که نشان دهنده ناحیه محصور شده در حلقه هیسترسیس است. برای تعریف مصالح Pinching4 از هشت پارامتر که به ترتیب  $ePf4$  تا  $ePf1$  که نشان‌دهنده مقادیر نیرویی متناظر با تغییر مکان‌های  $ePd4$  تا  $ePd1$  که مربوط به بخش مثبت نمودار می‌باشند عموماً بخش منفی با بخش مثبت یکسان در نظر گرفته می‌شوند. برای قسمت منفی نمودار هم نیروهای  $eNf4$  تا  $eNf1$  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].

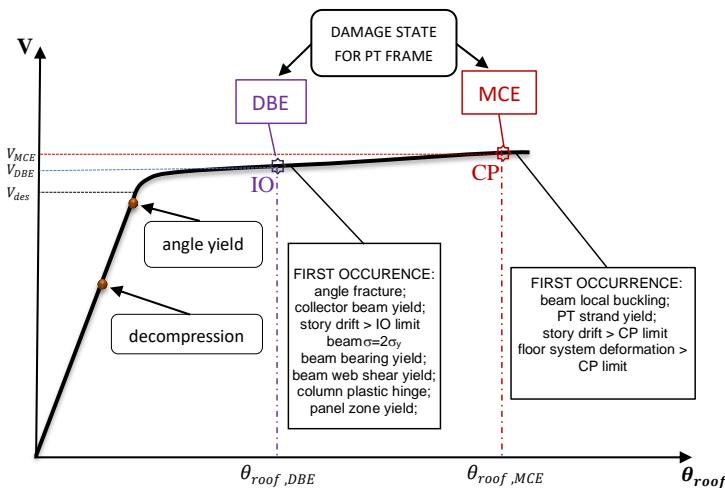
#### ۳- تعیین پارامترهای رفتاری

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 و قله لحظه‌ای از رفتار سازه است که بعد از آن در نبیشی‌ها شکست رخ می‌دهد همچنین تیرها و ستون‌ها به حد تسلیم خواهند رسید. در این متداول‌ترین ابتدا هر ساختمان با توجه به ساختگاه، نوع سازه و بارگذاری آن طبق روش بارگانی معادل آبین 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 و قله (IO)، آستانه فروریزش (CP) خواهد شد. مطابق روابط (۱) تا (۱۱) این پارامترها به ترتیب  $C_\theta$  ضریب اصلاح مکان نسبی،  $C_T$  ضریب اصلاح میرایی،  $C_{el-des}$  ضریب اصلاح زمان تناوب ساختمان،  $h_f$  ارتفاع کلی قاب مورد بررسی،  $K_{f\Delta}$  سختی الاستیک اولیه قاب،  $R$  ضریب اضافه مقاومت،  $V$  برنش پایه،  $T_{des}$  زمان تناوب و تغییر مکان میرایی سازه،  $T_{el-des}$  زمان تناوب و تغییر مکان استاتیکی حاصل از مراحل ELF و  $T_1$  زمان تناوب مود اول حاصل تحلیل مودال می‌باشد.

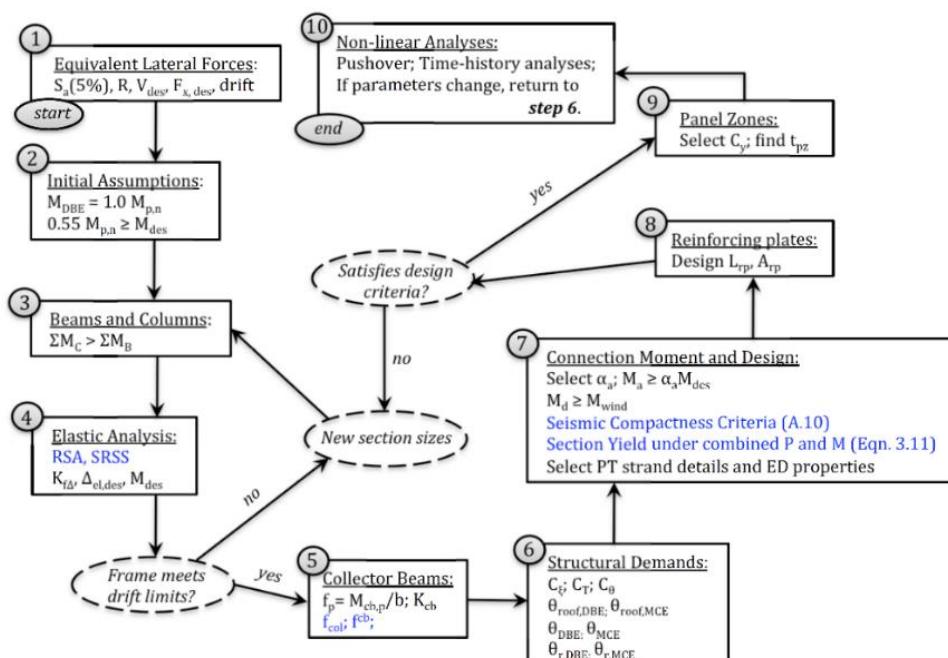


چهار قاب خارجی قرار دارند. مدل های مورد بررسی ساختمان اداری در شهر لس آنجلس با خطر لرزه خیزی زیاد و دارای خاک نوع سخت می باشند. بارهای ساختمان به صورت کلی عبارتند از دال بتني با وزن  $1/14$  کیلونیوتن بر متر مربع برای بار مرده طبقات،  $4/42$  کیلونیوتن بر متر مربع بار مرده بام،  $1$  کیلونیوتن بر متر مربع وزن تیغه ها همچنین مطابق بار اداره آئین نامه لرزه ای آمریکا، بار زنده طبقات  $2/4$  کیلونیوتن بر متر مربع و بار زنده بام  $0/96$  کیلونیوتن بر متر مربع می باشد.

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



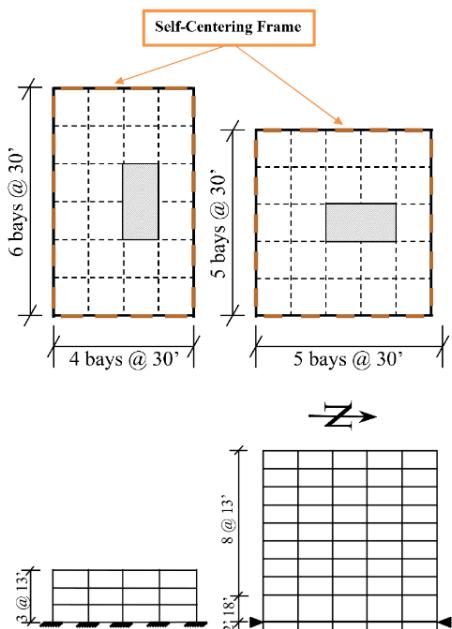
شکل ۴- منحنی رفتاری سطوح مختلف قاب های خمی فولادی مرکز گرا بر اساس مطالعات Garlock [۳۲] در سال ۲۰۰۵



شکل ۵- فلوچارت طراحی سازه های مرکز گرای [۳۵] Garlock

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

(ب)



(الف)

شکل ۶- (الف) هندسه مدل و (ب) مقاطع مورد ارزیابی در تحقیق [۴۰ و ۴۱]

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

ضریب مصالح موازی	ضرایب مصالح				شماره مدل
	$\beta$	$sigAct$ (kN-mm)	$k_2$ (kN-mm/rad)	$k_1$ (kN-mm/rad)	
۰/۸۰	۰/۶۰	۷/۱۰e+۰۴	۱/۱۰e+۰۸	۲/۸۰e+۱۲	M1
۰/۹۰	۰/۸۲	۸/۵۰e+۰۴	۲/۰۰e+۰۸	۸/۶۰e+۱۲	M5
۰/۹۸	۰/۹۰	۱/۲۸e+۰۶	۳/۷۰e+۰۷	۳/۵۰e+۱۲	20s-18
۰/۱۲	۰/۸۵	۲/۳۰e+۰۶	۷/۰۰e+۰۷	۲/۰۰e+۱۲	PC2
۰/۲۷	۰/۸۵	۲/۴۰e+۰۶	۷/۱۰e+۰۷	۴/۰۰e+۱۲	PC3
۰/۵۲	۰/۹۰	۱/۹۰e+۰۶	۸/۷۰e+۰۷	۲/۰۰e+۱۲	PC4

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

ضریب مصالح موازی	Pinching4								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	۱/۰۰e+۰۳	۱/۰۰e+۰۷	۱/۱۳e+۰۷	۹/۰۰e+۰۵	۶/۸۰e+۰۵	M1
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	۱/۰۰e+۰۳	۱/۰۰e+۰۷	۱/۱۳e+۰۷	۹/۰۰e+۰۵	۶/۸۰e+۰۵	M5
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	۱/۰۰e+۰۳	۱/۰۰e+۰۷	۱/۱۳e+۰۷	۹/۰۰e+۰۵	۶/۸۰e+۰۵	20s-18
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	۱/۰۰e+۰۳	۱/۰۰e+۰۷	۱/۱۳e+۰۷	۹/۰۰e+۰۵	۶/۸۰e+۰۵	PC2
۰/۱۰	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	۱/۰۰e+۰۳	۱/۰۰e+۰۷	۱/۱۳e+۰۷	۹/۰۰e+۰۵	۶/۸۰e+۰۵	PC3
۰/۱۵	۰/۳	۰/۰۳	۰/۰۱	۱/۰۰e+۰۳	۱/۰۰e+۰۷	۱/۱۳e+۰۷	۹/۰۰e+۰۵	۶/۸۰e+۰۵	PC4



انتخاب شده است. مطابق جدول (۳) این رخدادهای انتخابی با ذکر بزرگا، نام، تاریخ، محل وقوع رخداد و حداقل شتاب محتمل آنها ارائه شده است. در شکل (۵) طیف زلزله‌های دور از گسل همچنین زمان تناوب متوسط ساختمان‌های مورد ارزیابی نشان داده شده است.

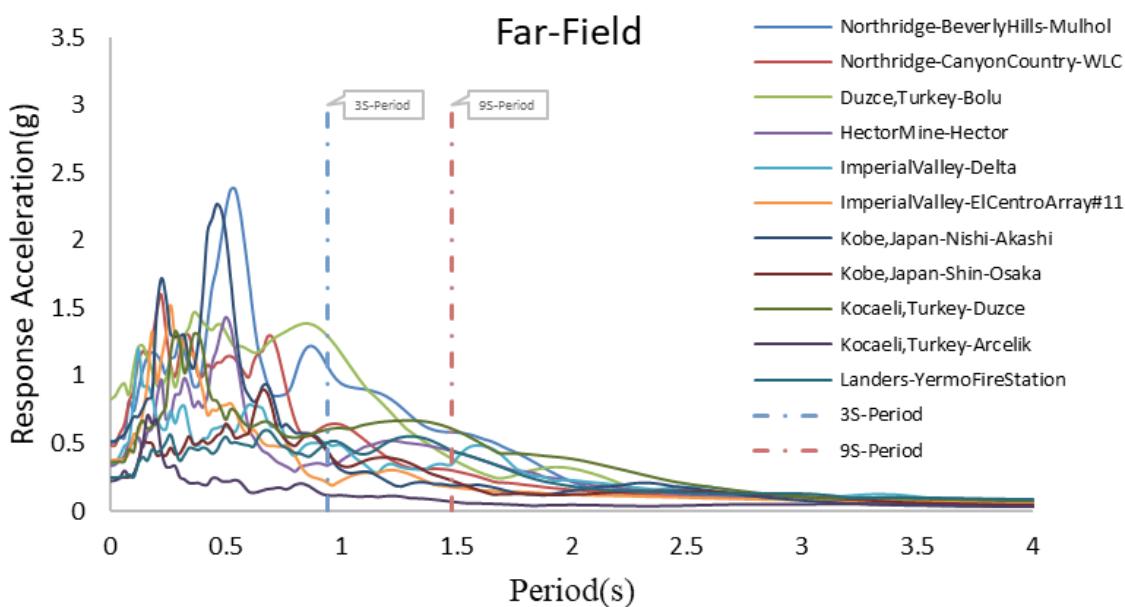
با توجه به تحلیل مودال ۱۲ مدل ساختمان زمان تناوب طبیعی مود اول این سازه‌ها به طور متوسط به ترتیب ۰/۹۴ و ۱/۴۸ ثانیه می‌باشد.

### ۵- پارامترهای لرزه‌ای در تحلیل دینامیکی

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

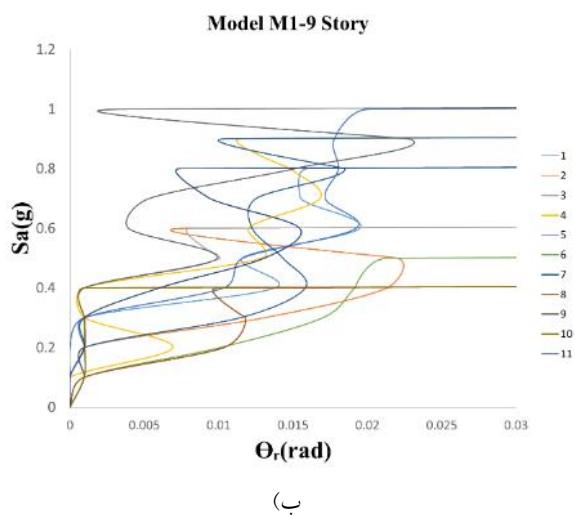
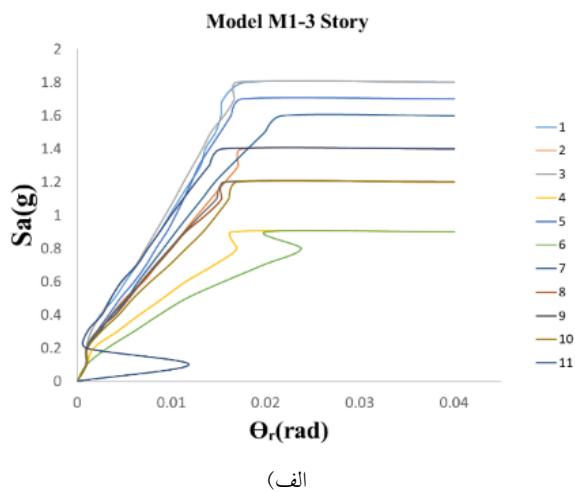
جدول ۳- رخداد زلزله، ایستگاه، ضریب مقیاس، بزرگی و شتاب زلزله دور از گسل [۳۶]

حداقل شتاب محتمل	مالکیت	نام ایستگاه	نام	سال	بزرگی	شماره رخداد
۰/۰۱۶	USC	Beverly Hills-Mulhol	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۱
۰/۴۸۲	USC	Canyon Country-WLC	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۲
۰/۸۲۲	ERD	Bolu	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	۷/۱	۳
۰/۳۳۶	SCSN	Hector	HectorMine	۱۹۹۹	۷/۱	۴
۰/۳۵۱	UNAMUCSD	Delta	ImperialValley	۱۹۷۹	۶/۵	۵
۰/۳۷۹	USGS	ElCentroArray#11	ImperialValley	۱۹۷۹	۶/۵	۶
۰/۵۰۹	CUE	Nishi-Akashi	Kobe, Japan	۱۹۹۰	۶/۹	۷
۰/۲۴۳	CUE	Shin-Osaka	Kobe, Japan	۱۹۹۰	۶/۹	۸
۰/۳۵۷	ERD	Duzce	Kocaeli,Turkey	۱۹۹۹	۷/۵	۹
۰/۲۱۸	KOERI	Arcelik	Kocaeli,Turkey	۱۹۹۹	۷/۵	۱۰
۰/۲۴۴	CDMG	Yermo FireStation	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۱۱



شکل ۷- طیف‌های ۱۱ زلزله دور از گسل و زمان تناوب متوسط دو ساختمان مورد مطالعه [۳۴]

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



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- بازشدنگی اتصال و دوران بام در دو سطح لرزه‌ای در ساختمان‌های مرکز گرا

حدس پارامترهای تقاضای طراحی (rad)		DBE	طبقه ۳
$\theta_r$	$\theta_{rooftop}$		
۰/۰۲۱	۰/۰۳۲		
۰/۰۳۶	۰/۰۴۹	MCE	
۰/۰۱۷	۰/۰۲۴	DBE	طبقه ۹
۰/۰۲۹	۰/۰۳۶	MCE	

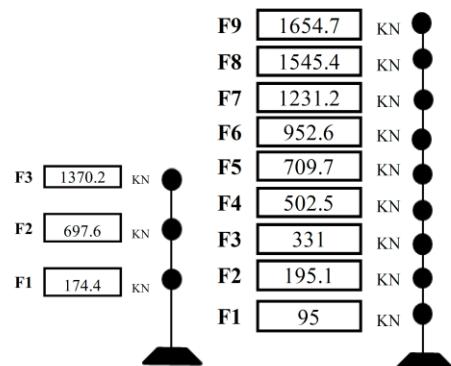
در جدول (۵) ضرایب مورد نیاز برای تبدیل جابجایی



## ۶- تدوین شاخص تعییر پذیری قابهای خمشی مرکز گرای پس کشیده

### ۶-۱- شاخص تعییر پذیری قاب مرکز گرای پس کشیده

با توجه به شش مدل انتخابی از اتصالات مرکز گرا این اتصالات در قابهای پیرامونی ساختمان‌ها قرار داده شده‌اند. با توجه به روال طراحی انجام شده **Garlock** [۳۲] با ساختمان‌های مورد ارزیابی آن، راستی آزمایش شده است. بعد از اطمینان از مدل‌سازی، ابتدا بر حسب روال ELF نیروی جانبی هر ساختمان بر طبق 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 بر حسب حداقل بازشدنگی 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 تعییر پذیری 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

بازشدگی اتصال نقطه‌ای که هدف تعمیرپذیری بعد از آن اقطاع نمی‌شود با مطالعات ۸ مرحله‌ای **Garlock** برای هر دو ساختمان و در هر ساختمان برای شش مدل اتصال سلیمانی 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 تعمیرپذیری در واقع اولین محل و لحظه‌ای است که کل ساختمان برای آخرین بار سطح خطر پذیری 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 نبیشی‌ها رخ خواهد داد و هدف فراتر نزفند تغییر شکل‌ها از حدی است که شکست در نبیشی‌ها 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 نبیشی‌ها 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 پیش‌بینی شده مطابق روابط **Garlock** معیار تعمیرپذیری قاب‌های مرکز گرا مطابق رابطه (۱۲) تعریف خواهد شد. این معیار نشان می‌دهد اگر باز شدگی اتصال ( $\theta_r$ ) از میزان باز شدگی حد تعمیرپذیری ( $\theta_{r,DBE}$ ) کمتر از یک باشد، نشان دهنده اقطاع معیار پذیرش تعمیرپذیری می‌باشد.

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

مطابق منحنی IDA پاسخ‌های بازشدگی اتصال بر حسب شتاب طیفی (Sa) 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 انتهای برای کل ساختمان‌های سه طبقه یک نمودار IDA که نشان دهنده صدک ۵۰ درصد همه نمودارها است، خواهیم داشت. سپس اعداد محور افقی نمودار که نشان

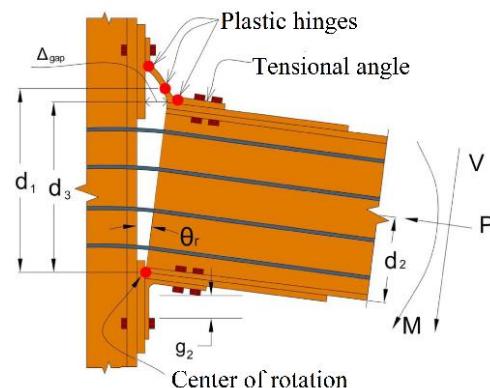
استاتیکی مستخرج شده از تحلیل استاتیکی معادل از جمله ضریب اصلاح تغییر مکان نسبی، ضریب اصلاح میرایی، ضریب اصلاح زمان تناوب، ارتفاع ساختمان و برش پایه طراحی، برای تبدیل به دوران‌های سطوح عملکردی ارائه شده‌اند.

جدول ۵- پارامترهای مورد نیاز برای تخمین تغییر مکان عملکردی

ساختمان‌های مرکز گرا

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

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 نبیشی‌ها هستند. مطابق این مطالعه دوران در نبیشی‌ها بالایی به نحوی است که ابتدا شروع به تسیلیم کرده و سه مفصل پلاستیک به جهت بازشدگی در آنها اتفاق می‌افتد و نبیشی‌های پایینی فقط یک مکانیزم را تجربه خواهند کرد. نواحی مکانیزم در نبیشی‌ها مطابق شکل (۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۱۰- نحوه مکانیزم شده عناصر استهلاک انژی در اتصالات

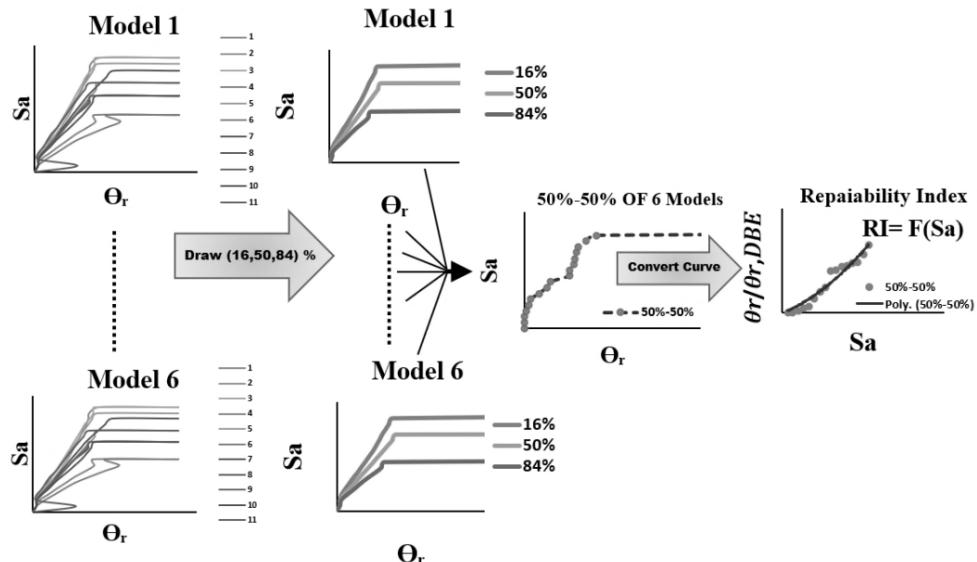
مرکز گرای پس کشیده بعد از بارگذاری [۳۲]

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



سپس با تحلیل رگرسیونی نموداری رابرای 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.

دهنه بازشدگی اتصال در هر مرحله هستند را تقسیم بر بازشدگی سطح DBE که قبل 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 خمی فولادی دارای اتصالات مرکز گرا

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

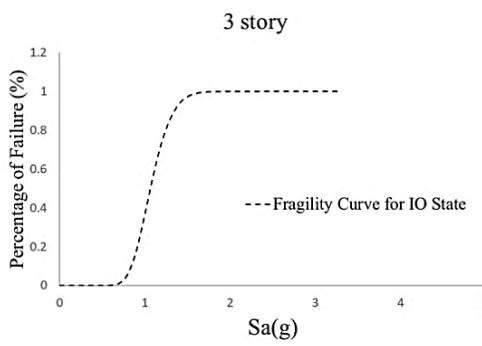
جدول ۶- پارامترهای مورد نیاز برای تدوین رابطه شاخص تعمیرپذیری سه ساختمان مرکز گرا

طبقه ۹	طبقه ۳	پارامتر
$2/85e-05$	$7/37e+00$	$A_1$
$-7/82e-00$	$9/01e+00$	$B_1$
$2/58e-05$	$3/15e+00$	$C_1$
۲	۱	$n$

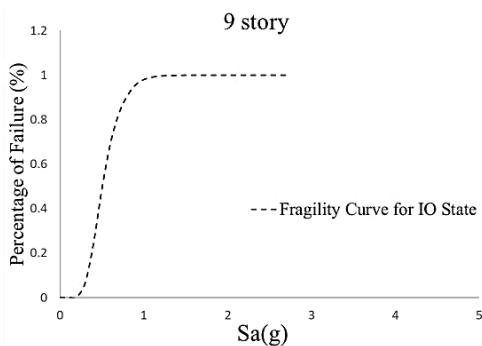
۲-۶- شاخص خرابی نبشی در قاب مرکز گرای پس کشیده در گام بعدی برای بررسی کیفی خسارت در سطح تعمیرپذیری خرابی نبشی بررسی خواهد شد. برای این منظور با توجه به شکل (۴) در ابتدای بارگذاری نبشی کاملاً سالم می‌باشد و در سطح ۱۰ شکست کامل در نبشی رخ خواهد داد. با توجه به این رفتار نمودار IDA سازه‌های مورد بررسی تا سطح ۱۰ 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 گارلوك 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 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  $A_1$ ،  $B_1$  و  $C_1$  در رابطه (۱۳) تعیین می‌شوند.





(الف)



(ب)

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

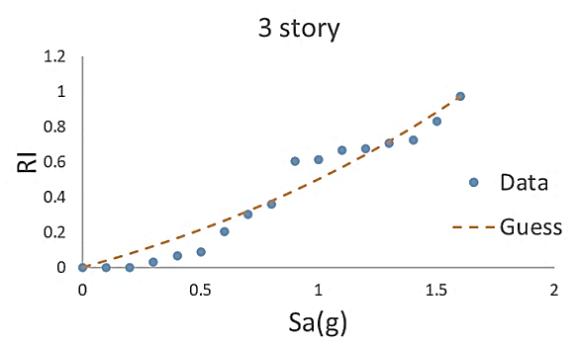
جدول ۷- پارامترهای مورد نیاز برای تدوین رابطه شاخص تعییرپذیری دو ساختمان مرکز گرا

طبقه ۹	طبقه ۳	پارامتر
$9.89e-01$	$2.48e+00$	$P_1$
$-3.09e-01$	$-2.75e+00$	$P_2$
$2.29e-02$	$8.09e-01$	$P_3$
$-3.79e-05$	$-4.17e-02$	$P_4$
$-3.29e-01$	$5.00e+00$	$q_1$
$-5.78e-02$	$-1.31e+01$	$q_2$
$1.05e-01$	$8.43e+00$	$q_3$

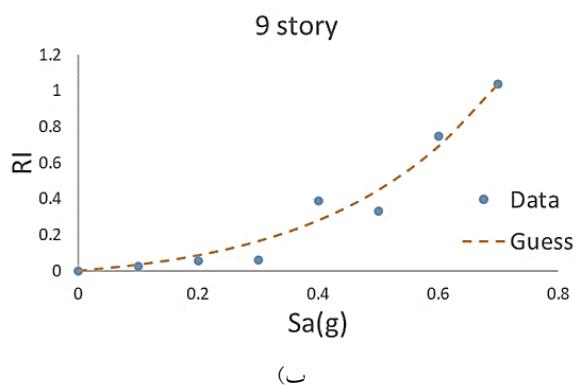
با توجه به روابط بالا به صورت کلی با داشتن شتاب طیفی مود اول می‌توان شاخص تعییرپذیری قاب مرکز گرا همچنین خرابی نبشی متناسب با آن سطح تعییرپذیری را نیز تعیین نمود.

#### ۷- نتیجه‌گیری

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



(الف)



(ب)

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

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 (۱۴) 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.

$$\text{AFPSCF} =$$

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

- [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 braces 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 تعییرپذیری برای قاب‌های خمی 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 تعییرپذیری ارائه داده است. اگر شاخص تعییرپذیری کمتر از یک باشد، سازه مورد نظر تعییرپذیر می‌باشد.

با توجه به ورودی شتاب طیفی مود اول سازه، می‌شود برآورد مناسبی از خرابی نبی‌ها داشت. بنابراین برای ساختمان‌های با تعداد طبقات و پلان‌های مشابه حدس مناسبی برای درصد خرابی نبی‌ها ارائه شده است.

با توجه به تغییرمکان نسبی بام و بازشگی اتصال پیش‌بینی 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.

طبقه شاخص تعییرپذیری 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 تعییرپذیری کمتری از خود نشان می‌دهد. یعنی دیرتر وارد حد نهایی تعییرپذیری خود خواهد شد.

طبقه منحنی شکنندگی دو ساختمان مرکز گرا تحت ۱۱ زلزله دور از گسل مشاهده شده است هر چه از ساختمان ۹ 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 نبی‌ها 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 تعییرپذیری، اثر ترکیبی ساختمان‌های مرکز گرا به همراه سایر وسائل مستهلك 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 مزايا و معایب آن از جهت افزایش و کاهش پاسخ‌ها، همچنین صرفه اقتصادي 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.
- [42] Shams, A.S. and Ghobadi, M.S. (2021), "Development of a high-performance hybrid self-centering building for seismic resilience", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 16, pp. 719-734.
- [43] 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.
- [44] Ghobarah, A., Abou-Elfath, H. and Biddah, A. (1999), "Response-based damage assessment of structures", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 28, pp. 79-104.
- [45] 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.
- [46] 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.
- [47] Banon, H. and Veneziano, D. (1982), "Seismic safety of reinforced concrete members and structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 179-193.
- [48] Faleiro, J., Oller, S. and Barbat, A.H. (2008), "Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames", *Computers & structures*, Vol. 86, pp. 581-597.
- [49] 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.
- [50] 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.
- [51] 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.
- [52] 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.
- [53] 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.
- [54] 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.
- [55] 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.

## پی نوشت

<sup>1</sup> Equivalent lateral force

<sup>2</sup> Repairability index of self-centering frame

<sup>3</sup> The angle failure probability of self-centering frame

