



www.cpjournals.com

نشریه عمران و پروژه
Civil & Project Journal (CPJ)

Seismic Damage Indices Prioritization in Irregular Steel Moment-Resisting Frames

Abbasali Sadeghi^۱, Seyede Vahide Hashemi^۲ and Kourosh Mehdizadeh^{۳*}

۱- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran
Email: sss1991b@gmail.com

۲- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran
Email: hashemi.vahide@yahoo.com

۳*- Department of Civil Engineering, Garmsar Branch, Islamic Azad University, Garmsar, Iran
Email: ko_ma751@mail.um.ac.ir

ABSTRACT

In recent years, with the advancement of technology related to structural computations and the significant increasing in knowledge and experience about the seismic behavior of structures, the study of their failure rate has become more serious, so it is necessary to define damage indices (DIs) are those that express amount of failure quantitatively and qualitatively. In many cases, Damage indices are dimensionless parameters, the range of which is usually between zero for no damage state and one for the structural collapse, and the values between these two indices are shown different damage states.

In this study, in order to evaluate and prioritize damage indices, four types of irregular intermediate ductility steel moment-resisting frame structure (mass irregularity) with ۲, ۵, ۸ and ۱۲-story were designed in Etabs software and then nonlinear dynamic time history analysis has been performed under far-fault earthquakes using SeismoStruct software so the parameters needed to obtain structural damage indices such as local indices like local indices: interstory drift, maximum roof displacement, banon failure, kinematic, banon normalized cumulative rotation, cumulative plastic rotation, ductility and park-ang and also global indices: park-ang, energy, roufaiel and meyer, papadopoulos, sozen, rosenblueth, ductility, hysteretic energy, Park-Ang and base shear, banon failure (weighted index) and interstory rotation have been derived, calculated and prioritized.

ARTICLE INFO

Received: ۲۰۲۰/۱۶/۰۳

Accepted: ۲۰۲۰/۱۹/۰۴

Keywords:

Damage Index

Steel Moment-Resisting Frame

Irregular

Fa-Fault Earthquake

Nonlinear Time History Analysis

All rights reserved to Civil & Project Journal.



www.cpjournals.com

نشریه عمران و پروژه Civil & Project Journal (CPJ)

اولویت بندی شاخص های خرابی لرزه ای در قاب های خمشی فولادی نامنظم

عباسعلی صادقی^۱، سیده وحیده هاشمی^۲ و کوروش مهدی زاده^{۳*}

۱- دانشجوی دکتری تخصصی مهندسی سازه، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

sss1991b@gmail.com

۲- دانشجوی دکتری تخصصی مهندسی سازه، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

hashemi.vahide@yahoo.com

۳- مربی، گروه عمران، واحد گرمسار، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمسار، ایران

ko_ma751@mail.um.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۸/۱۲/۲۶ تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۹/۰۱/۳۰

چکیده

در سال های اخیر هم زمان با پیشرفت فناوری های مرتبط با محاسبات سازه و افزایش قابل توجه دانش و تجربه در مورد رفتار لرزه ای سازه ها، بررسی میزان خرابی آن ها شکل جدی تری به خود گرفته است در نتیجه نیاز به تعریف شاخص های خرابی (DI) می باشد که میزان خرابی را به صورت کمی و کیفی بیان می کنند. در بسیاری از موارد، شاخص های خرابی پارامترهای بدون بُعدی می باشند که دامنه آن ها معمولاً بین مقدار صفر برای حالت بدون خسارت و مقدار یک برای حالت فروپاشی سازه می باشد و مقادیر بین این دو مقدار، حالات مختلف خرابی را نشان می دهند. در این تحقیق، به منظور ارزیابی و اولویت بندی شاخص های خرابی، چهار تیب سازه قاب خمشی فولادی نامنظم (نامنظمی جرمی) با شکل پذیری متوسط و تعداد طبقات ۲، ۵، ۸ و ۱۲ در نرم افزار Etabs طراحی شدند و با استفاده از نرم افزار اجزا محدودی SeismoStruct تحت زلزله های دور از گسل مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفته اند سپس پارامترهای مورد نیاز برای به دست آوردن شاخص های خرابی سازه ای از قبیل شاخص های محلی مانند: تغییر مکان نسبی، جابجایی بیشینه بام، گسیختگی، سینماتیکی، دوران تجمعی نرمال بانون، دوران تجمعی پلاستیک، شکل پذیری و پارک-انگ و شاخص های کلی مانند: پارک-انگ، انرژی، رافائل و میر، پادوپولوس، رزن بلو، شکل پذیری، سوزن، برش پایه، گسیختگی (وزنی) و دوران نسبی محاسبه، بررسی و اولویت بندی شده اند.

کلمات کلیدی: شاخص خرابی، قاب خمشی فولادی، نامنظم، زلزله دور از گسل، تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی.

۱- مقدمه

زلزله به عنوان یکی از پیچیده‌ترین پدیده‌های طبیعی شناخته می‌شود. از سوی دیگر سازه‌ها به دلیل تنوع در ترکیب‌بندی، پلان، ابعاد، هندسه و مصالح رفتارهای بسیار متفاوتی را از خود نشان می‌دهند. لذا پیش‌بینی صحیح عملکرد سازه در زلزله‌ها عملاً کاری بسیار دشوار بوده است. زمانی که سازه‌ای در معرض زمین‌لرزه قرار می‌گیرد بسته به شدت و بزرگای آن، ممکن است به کل تخریب شود یا کاملاً سالم باقی بماند و یا برخی از اعضای آن از حالت پایدار خود خارج شوند. تاکنون تحقیقاتی در زمینه‌ی عملکرد سازه در مقابل نیروی زلزله و تعیین شاخص خرابی صورت پذیرفته است و در این زمینه شاخص‌های مختلفی بر اساس معیارهای مختلف سازه‌ای مانند: شکل‌پذیری، تغییرشکل، تغییرمکان، دوران، سختی، نرمی، زمان تناوب، فرکانس و یا انرژی هیستریزس ارائه شده است بنابراین با توجه به این شاخص‌ها، میزان خسارت‌پذیری سازه به هنگام مواجهه با زلزله تعیین می‌گردد. در دهه‌های اخیر، توسعه روش‌های بررسی خسارت در قالب‌های فولادی و بتنی بسیار مورد توجه قرار گرفته است. هدف از این بررسی‌ها، به حداقل رساندن هزینه‌های طراحی تحت مقاومت مطلوب و محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای موجود می‌باشد که مستلزم مطالعات گسترده و انجام آزمایش‌های گوناگون است. بنابراین تخمین خرابی سازه‌ها با در نظر گرفتن قابلیت کاربری، تابع خسارت مفروض و ویژگی‌های سازه موردنظر، با استفاده از مفاهیم مختلف و روش‌هایی با قابلیت تفسیر فیزیکی صورت می‌پذیرد. روش‌های تعریف یک شاخص خرابی در سطح سازه در چهار قالب کلی به صورت نیاز مقاومت (در محدوده-ی الاستیک و غیر الاستیک)، نیاز شکل‌پذیری، انرژی هیستریزس و کاهش سختی انجام می‌شود؛ عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را می‌توان با تعیین حدود خرابی به کمک شاخص‌های خسارت به صورت کمی، به صورت قابل درک تفسیر نمود (صادقی و همکاران، ۲۰۱۸).

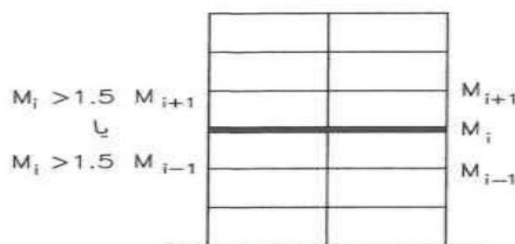
نتایج حاصل از مطالعه‌ی علل ویرانی ساختمان‌ها در اثر وقوع زلزله‌های مخرب و نیز تجربیات آزمایشگاهی که بر روی مدل‌های ساختمانی انجام شده به نحوی قاطع ثابت کرده‌اند که شکل ساختمان تأثیری به سزایی در پایداری آن در مقابل زلزله دارد. باوجود این در طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله هنوز چنان‌که شایسته است به انتخاب شکل مناسب عنایتی نمی‌شود و تصور عام بر آن است که تنها محاسبه‌ی سازه‌ی مقاوم در برابر زلزله برای یک ساختمان در تأمین پایداری آن در برابر لرزش‌های زمین کافی است. طراحی معماری و تصمیماتی که منجر به آن می‌شود نقش مهمی را در عملکرد لرزه‌ای ساختمان ایفا می‌کند. معماری یک ساختمان باید تا جایی که ممکن است اجازه‌ی طراحی مؤثر سازه در برابر زلزله را بدهد. همزمان با آن طراحی باید امکان دستیابی به اهداف بهینه و عملکردی ساختمان را فراهم کند. از این رو، معماران و مهندسين سازه بایستی روی پلان ساختمان با یکدیگر همکاری نمایند تا از پلان‌های نامنظم اجتناب شده و طراحی معماری مناسبی انتخاب شود. در بین مراحل مختلفی که یک ساختمان برای پایداری در برابر زلزله مورد مطالعه قرار می‌گیرد، مرحله اتخاذ تصمیم در مورد تعیین پیکربندی و مشخصات هندسی ساختمان، نظیر اندازه‌ها در نقشه، ارتفاعات و موقعیت و اهمیت عناصر نامنظم، نوع و وضعیت اجزاء سازه‌ها، نظیر دیوارها، ستون‌ها، قفسه‌های پله یا آسانسور و نیز طبیعت و طرز قرارگیری اجزاء غیر سازه‌ای از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این مرحله، آنچه بیش از همه مدنظر است شناسایی پیکربندی‌هایی است که احتمالاً بر واکنش ساختمان در برابر زلزله اثر می‌گذارند. هرچه اشکال ساختمان منظم‌تر و توزیع جرم‌ها و سختی‌ها در سطح افق (پلان) و در ارتفاع، منظم‌تر باشد، مقاومت احتمالی آن در برابر زلزله افزایش خواهد یافت. اغلب ساختمان‌هایی که دارای پیکربندی نامنظم‌اند، در مقابل زلزله خسارت بیشتری می‌بینند. بهترین تلاش‌ها و مشارکت تمام اجزای اسکلت در جذب و استهلاک نیروهایی است که در اثر زلزله به ساختمان وارد می‌شود. نامنظمی به دو نوع نامنظمی در ارتفاع و نامنظمی در پلان تقسیم می‌شود. نامنظمی در ارتفاع از ناپیوستگی در جرم، سختی و مقاومت به وجود می‌آید در حالی که نامنظمی در پلان، به علت وجود فاصله بین مرکز سختی و مرکز جرم، سازه نامنظم محسوب می‌شود و در هنگام وقوع زلزله، علاوه بر ارتعاش جانبی، متحمل ارتعاش پیچشی نیز خواهد شد و باعث ایجاد خسارات قابل توجهی به اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌شود و احتمال فروریزش سازه دارای نامنظمی بیشتر می‌باشد (لوچینی و کونات، ۲۰۰۹).

به‌طور کلی یک ساختمان متشکل از اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌باشد که جهت کمی نمودن خرابی ساختمان بایستی هر یک از اجزا آن به صورت جداگانه، مورد تحلیل و ارزیابی قرار گیرند. بنابراین محققین پیشنهاد می‌کنند که یک کمیت عددی می‌تواند وضعیت خرابی یک عضو یا سازه را بیان نماید که بدیهی است این کمیت می‌تواند به شکل توابعی مبتنی بر خصوصیات سازه و یا بار خارجی بوده و دارای پیچیدگی‌های زیادی باشد. این توابع معمولاً بر اساس پارامترهای مختلفی از مقاومت، سختی، شکل‌پذیری، انرژی جذب‌شده، تغییرات

خصوصیات مکانیکی اعضا، کل یا بخشی از سازه تعریف شده و به صورت کمیت عددی بین صفر تا یک بیان می‌گردند. معمولاً در توابع پیشنهادی خسارت عدد "صفر" بیانگر عدم فروریختگی سازه و عدد "یک" معرف فروریختگی کلی عضو یا سازه می‌باشد. با تقسیم‌بندی دیگری می‌توان انواع توابع خسارت محلی (برای عضو) و توابع خسارت کلی (برای کل سازه) به صورت تجمعی و غیرتجمعی را تعریف نمود. شاخص خرابی کلی را می‌توان با میانگین‌گیری ساده و یا وزنی از شاخص‌های محلی، خسارت در کل سازه را به دست آورد و یا مقدار آن را با مقایسه خواص مدی سازه قبل زلزله، بعد زلزله یا در حین زلزله محاسبه کرد (کازمی و همکاران، ۲۰۱۳).

۲- منظمی و نامنظمی در ساختمان‌ها

ساختمان نامنظم به ساختمانی اطلاق می‌شود که شرایط ساختمان منظم را نداشته باشد. طراحی ساختمان‌های نامنظم پیچیده‌تر از سازه‌های منظم است. طراحی سازه‌های منظم بر دو پایه استوار است. یکی اینکه تغییرات خطی نیروی جانبی به صورت محافظه‌کارانه می‌باشد، دوم اینکه تغییرشکل‌های نامنظمی غیرارتجاعی را می‌توان به صورت یکنواختی در نظر گرفت. اولین آیین‌نامه‌ای که در طراحی، سازه‌های نامنظم را در نظر گرفت، آیین‌نامه UBC در سال ۱۹۷۳ بود. به‌طور کلی ساختمان‌ها در استاندارد ۲۸۰۰ ایران از لحاظ منظمی به دو دسته ساختمان‌های منظم و نامنظم تقسیم می‌شوند و بررسی منظم بودن ساختمان به دو حالت منظم بودن در پلان و منظم بودن در ارتفاع قابل بررسی می‌باشد. طبق استاندارد ۲۸۰۰، ساختمان‌های نامنظم بالای ۵ طبقه باید طبق تحلیل دینامیکی در مقابل زلزله محاسبه شوند اما لازم به ذکر است که می‌توان تمام ساختمان‌های منظم و نامنظم را مورد تحلیل دینامیکی قرار داد. باید گفت که مقایسه بین تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی سازه‌ها در مقابل زلزله تنها در ساختمان‌های نامنظم در ارتفاع تفاوت زیادی از خود نشان می‌دهند و در مورد ساختمان‌های نامنظم در پلان تفاوت اندکی دارند. طبق استاندارد ۲۸۰۰ بند ۳-۴-۲-۲ باید دو نتیجه مورد تعدیل قرار گیرند و مقادیر آن اصلاح شود و مقادیر اصلاح‌شده برش پایه به‌عنوان برش پایه زلزله ساختمان مورد محاسبه قرار گیرد که از آن تحت عنوان همپایه‌سازی یاد می‌شود. تحلیل دینامیکی سازه در برابر زلزله را می‌توان به دو روش تحلیل طیفی سازه و تحلیل تاریخچه زمانی تقسیم‌بندی نمود. در این تحقیق، نامنظمی جرمی در ارتفاع مدنظر است در نتیجه تعریف این نوع نامنظمی ارائه می‌شود. بر اساس بند ۱-۷-۲ ب استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، در مواردی که جرم طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم‌های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد سازه در ارتفاع نامنظمی جرمی خواهد داشت، لازم به ذکر است طبقات بام و خرپشته از تعریف فوق مستثنی می‌باشند. مطابق تعریف فوق در طراحی ساختمان‌هایی که در طبقات کاربری‌های مختلفی مانند کتابخانه و یا رستوران دارند باید دقت بیشتری کرد تا سازه در ارتفاع دچار نامنظمی جرمی نگردد. (مطابق شکل (۱))



شکل ۱: نامنظمی جرمی (استاندارد ۲۸۰۰، ۱۳۹۳)

۳- شاخص خرابی

هدف از طراحی سازه‌ها در برابر زلزله ساخت سازه‌هایی است که در اثر تحریکات زلزله بتوانند سطح عملکرد مناسبی را داشته باشند. به‌عبارت‌دیگر بتوانند اهداف ایمنی از ساخت خود را برآورده سازند. این هدف برای سازه‌های مختلف تا حدودی متنوع می‌باشد و دامنه وسیعی از حفظ کاربری تا عدم تخریب را شامل می‌گردد. برای نیل به این هدف باید بتوان پاسخ یک سازه را تحت اثر تحریکات احتمالی زلزله به‌درستی حدس زده و سازه را برای آن نیازها طراحی کرده و یا سازه طراحی و ساخته‌شده را بهسازی نمود. در اینجا دو پارامتر اصلی وجود دارد، اول آن که تحریکات احتمالی زلزله چه تحریکاتی هستند. در مهندسی زلزله سعی می‌شود تا بر اساس نتایج آماری که از قبل

به دست آمده است زلزله‌های آینده حدس زده شود. لیکن ماهیت تصادفی بودن زلزله‌ها را نمی‌توان انکار کرد و حال آن که هر شتاب‌نگاشت اتفاقی که تولید شود می‌تواند یک زلزله احتمالی باشد. دوم آن که پاسخ سازه به زلزله چگونه تعیین می‌شود. تاکنون روش‌های بسیار متنوعی برای محاسبه پاسخ سازه‌ها ارائه گردیده است که هر کدام نقاط ضعف و قوت خاصی دارند و استفاده از هر روش شرایط خاصی را ایجاب می‌نماید. امروزه اکثر آیین‌نامه‌ها به روش "طراحی بر اساس عملکرد" روی آورده‌اند، به طوری که روش‌های سنتی طراحی لرزه‌ای به تدریج جایگاه خود را از دست می‌دهند. همچنین تعیین پتانسیل آسیب‌پذیری ساختمان‌های موجود و بررسی راهکارهای مقاوم‌سازی آن‌ها در اکثر نقاط لرزه‌خیز دنیا و از جمله در ایران اهمیت شایانی یافته است. از این جهت "معیار" مناسبی مورد نیاز است که بتوان "احتمال خرابی" در سازه در هنگام وقوع زلزله طراحی را توسط آن بیان کرد و برای بیان "احتمال خرابی" نیز باید ابتدا به تعریف "خرابی" پرداخته شود (کاظمی و همکاران، ۲۰۱۳).

در این راستا مفهوم "شاخص خرابی" توسط محققین ارائه شده است، تا به ارائه معیاری کمی برای تخمین مقدار خرابی ناشی از پاسخ سازه بپردازد. از این پارامتر بدون بعد می‌توان در سطوح مختلف سازه اعم از عضو، طبقه و یا کل سازه استفاده نمود و بر مبنای تعریف صورت گرفته از آن کمیتی بین "صفر" تا "یک" می‌باشد. سازه‌ای که شاخص خرابی آن صفر می‌گردد بیانگر عدم خرابی سازه و در عین حال سازه‌ای با شاخص خرابی یک، کاملاً تخریب شده است. اعداد بین صفر تا یک نیز نشان‌دهنده خرابی‌های مابین این دو حالت حدی می‌باشند. شاخص‌های خرابی به طور کلی به دو دسته زیر تقسیم می‌شوند:

(۱) شاخص‌های محلی (موضعی): شدت خسارت در یک عضو سازه‌ای را بیان می‌کنند.

(۲) شاخص‌های کلی (سراسری): شدت خسارت در کل سازه را بیان می‌کنند.

معمولاً در آسیبی که برای کل سازه تعریف می‌شود از پاسخ‌های سازه استفاده می‌شود (مانند: جابجایی گره‌ها یا کار انجام شده توسط نیروهای اعمال شده). محاسبه این متغیرها نسبتاً ساده است و روش‌های متعددی برای این منظور وجود دارد. این متغیرها از نوع و محل خسارت وارده، اطلاعات اندکی را بیان می‌کنند ولی در متغیرهای خسارتی که برای عضو یا زیر سازه به کار می‌روند، از پاسخ‌ها و نتایج المانی استفاده می‌شود (مانند دوران مفاصل خمیری یا کاهش مقاومت) و محاسبه آن‌ها پیچیده‌تر می‌باشد و روش‌های محدودتری برای محاسبه آن‌ها موجود است اما معمولاً این نوع شاخص‌ها، اطلاعات بیشتری از خسارت بیان می‌کنند. خصوصاً اگر توزیع آسیب‌ها، غیریکنواخت یا متمرکز باشد، شاخص محاسبه شده از کل سازه غیرقابل اعتماد خواهد بود. از طرف دیگر محاسبه شاخص خرابی از پاسخ‌های سازه‌ای نسبتاً راحت است. ولی محاسبه پاسخ‌های المانی مانند استهلاک انرژی و چرخش‌های غیر ارتجاعی پیچیده می‌باشد و با نرم‌افزارهای معمولی امکان‌پذیر نخواهد بود. حتی در صورت امکان محاسبه متغیرهای خسارت، مسائل دیگری نظیر انتخاب متغیرهایی که دقیقاً با خسارت مرتبط باشند، انتخاب مقادیر اولیه و نهایی متغیرها و برقراری ارتباط بین متغیرها و شاخص آسیب وجود خواهد داشت. برای تخمین خسارت احتمالی آینده در اثر زلزله، خسارت باید قابل اندازه‌گیری و پیشگویی باشد، شاخص خرابی راهکار مناسبی برای تعیین خسارت و ارتباط دادن آن به هزینه‌های بازسازی و همچنین بررسی پتانسیل خرابی پس از زلزله می‌باشد (صادقی و همکاران، ۲۰۱۸).

۴- پیشینه‌ی تحقیق

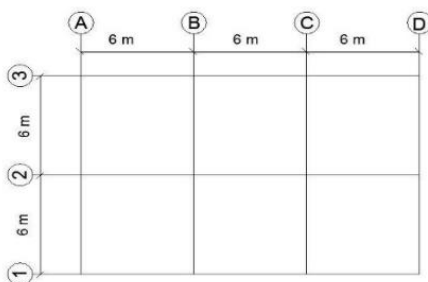
ارائه‌ی شاخص برای تعیین خرابی موضوعی است که از سه دهه پیش توجه محققین را به سوی خود جلب کرده است. بدین منظور که با دانستن شاخص‌های خرابی یک سازه می‌توان علاوه بر داشتن درک صحیح از رفتار آن، نسبت به تبیین خطوط قرمز طراحی اقدام نمود. از دیگر سو برای کنترل وضع موجود یک سازه، نیز دانستن مکانیسم و نحوه خرابی آن در سطح مشخصی از بارهای جانبی وارده برای ارائه برنامه‌های بهسازی الزامی است. به عبارت دیگر یافتن شاخص خرابی در یک سازه باعث آن می‌شود تا مشخص شود سازه مورد نظر تا چه حد در برابر نیروهای جانبی مانند زلزله پایداری دارد. به منظور آشنایی سریع، در ادامه به طور خلاصه به ذکر محققین و موضوعات مورد بررسی آن‌ها پرداخته می‌شود.

پیشینه‌ی فعالیت‌ها در زمینه‌ی مطالعه آسیب‌پذیری و شاخص خرابی ساختمان‌ها به سال‌های اول دهه هفتاد باز می‌گردد. در این زمان مدل‌های غیرخطی برای ارزیابی رفتار ساختمان‌ها در برابر زلزله پیشنهاد گردید. شیگا و همکاران (۱۹۶۸)، برای اولین بار از

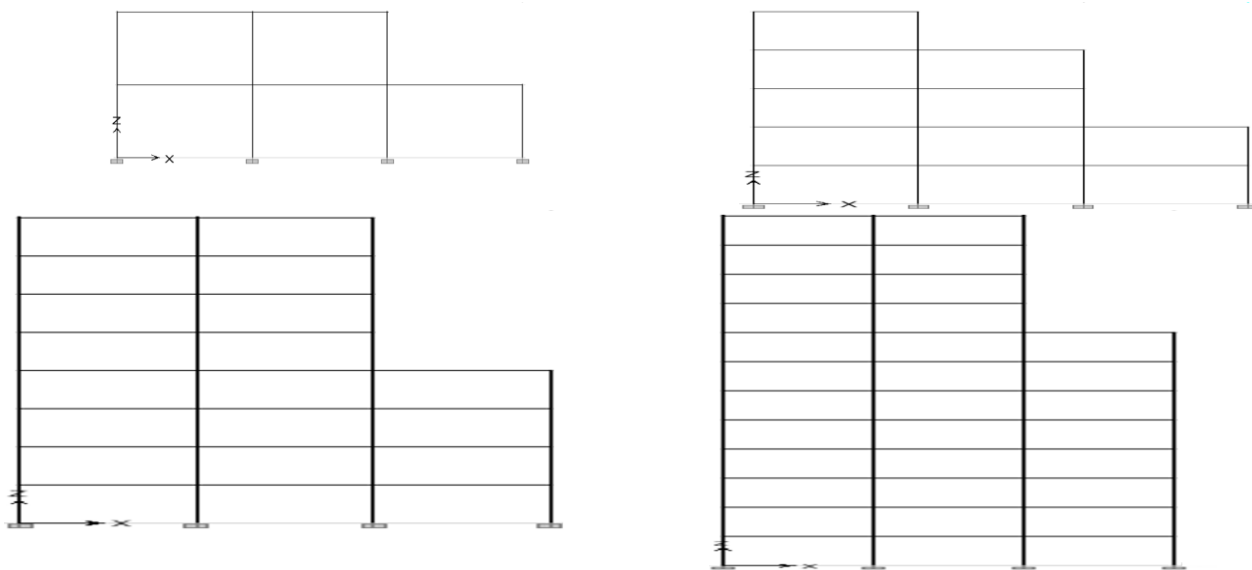
شاخص‌های خرابی بر اساس مقاومت استفاده کردند. ویتمن (۱۹۷۲)، با ارائه روش خاصی، اولین قدم را در این راه برداشت. در این روش، شدت حرکت زمین با مقیاس مرکالی اصلاح شده و شاخص خرابی ناشی از زمین‌لرزه با نسبت هزینه ترمیم و مرمت به هزینه ساخت مجدد، بیان شد. بانون و همکاران (۱۹۸۲)، نیز شاخص خرابی ارائه دادند که بر اساس نسبت سختی اولیه سازه به سختی سازه در ماکزیمم جابجایی طبقات، سنجیده می‌شود و همچنین مدل خرابی بر اساس فاکتورهای شکل‌پذیری تعریف نمودند. کراوینکلر و همکاران (۱۹۸۳) یک اندیس به‌منظور تخمین خرابی تجمعی پیشنهاد نمودند که مستقیماً با پارامتر عملکرد سازه، میزان تغییرشکل پلاستیک، تغییرشکل تسلیم و تعداد کل حرکات سیکلی در زلزله ارتباط دارد. پارک و همکاران (۱۹۸۴)، با ارائه یک شاخص خرابی، کمبودهای تحقیقات گذشته را پوشش داده و ارزیابی آسیب‌پذیری را دستخوش تحولی بزرگ نمودند. آنان با در نظر گرفتن مدل‌های جامع‌تری از رفتار غیرخطی اعضای بتنی مسلح تحت بارهای نوسانی، شکل‌پذیری و انرژی تلف‌شده توسط اعضای سازه‌ای را در خسارت متحمل شده توسط اعضا، دخالت داده و عملاً جایگاه آسیب‌پذیری کمی را، تحکیم بخشیدند. پارک و انگ (۱۹۸۵)، بر مبنای حداکثر تغییر شکل ممکن یک عضو و تغییر شکل نهایی و تلفیق آن‌ها با حداکثر انرژی جذب‌شده روش جدیدتری را ارائه کردند. رافائل و میر (۱۹۸۷)، برای ارزیابی لرزه‌های تحلیلی سازه‌های فولادی و بتن مسلح، شاخص‌های نرم‌شدگی با توجه به خصوصیات سازه‌ای را به‌صورت یک تک پارامتر برای کل سازه تعریف کردند. آن‌ها تلاش کردند فرضیات مربوط به فلزات را برای بتن مسلح نیز بر اساس روابط ظرفیت و نیاز بسط دهند. کراوینکلر و ناصر (۱۹۹۲)، خرابی بر پایه شکل‌پذیری و خسارت تجمعی را مدنظر قرار دادند. در این روش با فرض سطح قابل قبولی از خسارت، شکل‌پذیری متناظر با آن به دست می‌آید و سپس مقاومت لازم برای محدود کردن شکل‌پذیری تقاضا به ظرفیت موجود، محاسبه می‌شود که این شیوه، نگرشی کلی به رفتار سازه دارد. قبارا و ابوالفتح (۱۹۹۷)، روش پیشنهادی را برای شاخص خرابی ارائه کردند که بر اساس پاسخ سازه و اندازه‌گیری زوال سختی طبقات مختلف و کل ساختمان تحت اثر بار لرزه‌ای بود. این عمل با انجام یک تحلیل استاتیکی بار افزون قبل و بعد از اعمال زلزله صورت گرفت. این مدل توانایی در نظر گرفتن مدهای مختلف گسیختگی سازه را در برداشت و در نهایت شاخص به‌دست‌آمده با شاخص‌های دیگر مقایسه گردید و مشاهده شد که هماهنگی مناسبی بین آن‌ها وجود دارد. قبارا و العطار (۱۹۹۷)، رفتار سازه‌های ساختمان‌های بتن مسلح موجود که تنها برای بارهای ثقلی طراحی شده بود را با ساختمان‌های طراحی‌شده بر اساس بار ثقلی و جانبی مقایسه کردند و نتیجه گرفتند که ساختمان‌های طراحی‌شده بر اساس بارهای ثقلی، به علت ناکافی بودن طول وصله پوششی، ظرفیت برشی ستون (عدم محصورشدگی و جزئیات ضعیف آرماتور گذاری)، اتصالات ضعیف (ظرفیت برشی محدود و ناکافی بودن آرماتورهای عرضی) و عدم وجود ظرفیت دورانی در انتهای تیرها (کافی نبودن مهار آرماتورهای مثبت) رفتار ضعیفی از خود نشان می‌دهند. جنونگ و الناشایی (۲۰۰۶)، استخراج منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های نامنظم در پلان ارائه داده که یک رابطه چندبعدی برای شاخص خرابی مبتنی بر تغییرمکان را معرفی نمودند. صادقی (۲۰۱۱)، شاخص خرابی ساده و دقیقی برای ارزیابی خرابی عضو سازه‌ای در مدل بارگذاری چرخه‌ای پیشنهاد داد. کاظمی و همکاران (۲۰۱۳)، شاخص خرابی الناشایی را مورد بازبینی قرار دادند و آن را بهینه نمودند و از این شاخص نوین برای ارزیابی خسارت سازه‌های نامنظم دارای قاب خمشی فولادی به همراه دیوار برشی بتنی در شهر مشهد استفاده کردند. وی وان کا او و رونق (۲۰۱۴)، ارتباط بین پارامترهای لرزه‌ای حرکت در گسل‌های حوزه دور و شاخص خرابی قاب‌های بتنی مسلح کوتاه را ارائه دادند. راجیو و همکاران (۲۰۱۴)، شاخص خرابی بر اساس مقدار انرژی جذب‌شده در سازه‌های دارای مهاربند همگرا را پیشنهاد نمودند. امامی و همکاران (۲۰۱۵)، شاخص خرابی پارک-انگ را به‌صورت (عضو، طبقه و کلی) برای سه مدل ۴، ۸ و ۱۲ طبقه قاب خمشی بتن مسلح به‌صورت سه‌بعدی در پلان منظم تحت ۱۴ رکورد نزدیک به گسل مورد ارزیابی قرار دادند. وثوقی و همکاران (۲۰۱۶)، سازه‌ی قاب فولادی سبکی را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه، از منظر کمی و کیفی با استفاده از شاخص خرابی پادوپولوس مورد ارزیابی و مقایسه قرار دادند. صادقی و همکاران (۲۰۱۸)، به ارزیابی و اولویت‌بندی شاخص‌های خسارت لرزه‌ای در سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط تحت زلزله‌های نزدیک به گسل پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که شاخص‌های خسارت گسیختگی بانون، دریافت و پارک-انگ به ترتیب به‌عنوان دقیق‌ترین شاخص‌های خرابی محلی، طبقه و کلی معرفی شده‌اند. در این تحقیق، به‌عنوان نوآوری شاخص‌های خرابی در سازه‌های فولادی نامنظم جرمی در ارتفاع با سیستم قاب خمشی فولادی دارای شکل‌پذیری متوسط تحت زلزله‌های دور از گسل بر اساس تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی موردبررسی و اولویت‌بندی قرار گرفته است.

۵- طراحی قاب‌ها

بررسی و تحقیق بر روی ساختمان‌ها جهت ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و تعیین شاخص‌های خسارت، مستلزم انجام مدل‌سازی و تحلیل بر روی سازه‌ها می‌باشد، در صورت امکان انجام مطالعات آزمایشگاهی و مقایسه نتایج حاصل با مدل‌سازی تئوری، راهگشا می‌باشد ولی از آنجایی که مطالعات آزمایشگاهی پرهزینه می‌باشند در نتیجه به منظور مطالعه و مقایسه میزان خسارت اعضا و طبقات در ساختمان‌های فولادی با سیستم قاب خمشی و با تعداد طبقات (۲، ۵، ۸ و ۱۲) و با هندسه نامنظم در ارتفاع استفاده شده است تا بتوان ارزیابی و اولویت‌بندی دقیقی از شاخص‌های خرابی بررسی شده، داشت. پلان ساختمان‌های مورد مطالعه، طول دهانه‌ها و ارتفاع هر طبقه بر اساس مقاله کومار و همکاران در سال ۲۰۱۳ که در شکل (۲) نشان داده شده، انتخاب شده است. در این پژوهش، به منظور انجام عملیات تحلیل - دینامیکی غیرخطی و استخراج شاخص خرابی سازه‌ای، قاب محور ۲ از ساختمان فولادی انتخاب شد و پیکربندی قاب‌ها در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۲: پلان سازه به همراه موقعیت ستون‌ها (کومار و همکاران، ۲۰۱۳)



شکل ۳: پیکربندی قاب خمشی نامنظم

بارگذاری ثقلی سازه‌ها بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و بارگذاری لرزه‌ای بر اساس استاندارد ملی ۲۸۰۰ ایران - (ویرایش چهارم) انجام شده و سپس طبق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مورد تحلیل دینامیکی طیفی قرار گرفته‌اند و مقاطع

قاب‌ها مطابق ضوابط مذکور طراحی شدند ضمناً لازم به ذکر است که کلیه بارهای قائم و جانبی در این سیستم توسط قاب تحمل می‌شود. جزئیات مربوط به بارگذاری قاب‌های فولادی در جدول (۱) آمده است:

جدول ۱: جزئیات مربوط به بارگذاری مدل‌ها

تعداد دهانه در جهت طولی	۳ دهانه
طول دهانه	۶ متر
ارتفاع طبقه اول	۴/۵ متر
ارتفاع سایر طبقات	۳/۵ متر
بار مرده طبقات	۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع
بار زنده طبقات	۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع
بار مرده بام	۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع
بار زنده بام	۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع
وزن طبقه	DL+۲۰٪LL

۵-۱- مشخصات قاب‌های فولادی

مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌های قاب‌های فولادی مورد مطالعه در جدول‌های (۲) الی (۵) خلاصه شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود ستون‌های کلیه طبقات با مقطع قوطی شکل (BOX) و تیرهای طبقات نیز با پروفیل مقاطع I شکل (HEB) مدل‌سازی، طراحی و اجرا شده‌اند، همچنین نوع مصالح فولاد ساختمانی به کار رفته در قاب‌های فولادی ST-۳۷ با مقاومت تسلیم ۲۴۰ MPa و تنش نهایی ۳۶۰ MPa و مدول الاستیسیته ۲۰۰ G pa می‌باشد.

جدول ۲: مشخصات مقاطع برای مدل قاب خمشی ۲ طبقه نامنظم

مقطع ستون	مقطع تیر	طبقات
BOX۲۰۰*۲۰۰*۲۰	HE۲۷۰B	طبقه اول
BOX۲۰۰*۲۰۰*۲۰	HE۲۷۰B	طبقه دوم

جدول ۳: مشخصات مقاطع برای مدل قاب خمشی ۵ طبقه نامنظم

مقطع ستون	مقطع تیر	طبقات
BOX۲۵۰*۲۵۰*۲۵	HE۳۲۰B	طبقه اول
BOX۲۵۰*۲۵۰*۲۵	HE۳۰۰B	طبقه دوم
BOX۲۰۰*۲۰۰*۲۰	HE۳۰۰B	طبقه سوم
BOX۲۰۰*۲۰۰*۲۰	HE۲۷۰B	طبقه چهارم
BOX۲۰۰*۲۰۰*۲۰	HE۲۴۰B	طبقه پنجم

جدول ۴: مشخصات مقاطع برای مدل قاب خمشی ۸ طبقه نامنظم

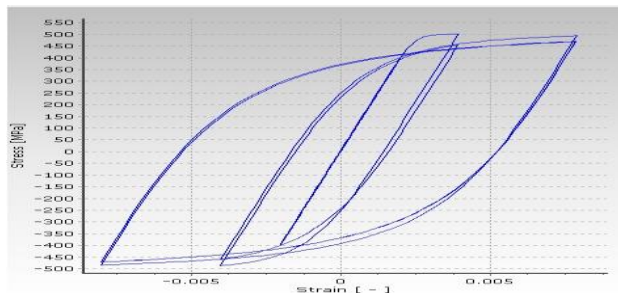
مقطع ستون	مقطع تیر	نوع مقطع طبقات
BOX250*250*25	HE340.B	طبقه اول
BOX250*250*25	HE320.B	طبقه دوم و سوم
BOX250*250*25	HE270.B	طبقه چهارم و پنجم
BOX250*250*25	HE240.B	طبقه ششم و هفتم
BOX250*250*25	HE220.B	طبقه هشتم

جدول ۵: مشخصات مقاطع برای مدل قاب خمشی ۱۲ طبقه نامنظم

مقطع ستون	مقطع تیر	طبقات
BOX250*250*25	HE450.B	طبقه اول و دوم
BOX250*250*25	HE360.B	طبقه چهارم و پنجم
BOX250*250*25	HE300.B	طبقه ششم و هفتم
BOX250*250*25	HE260.B	طبقه هشتم و نهم
BOX250*250*25	HE240.B	طبقه دهم
BOX250*250*25	HE220.B	طبقه یازدهم و دوازدهم

۲-۵- تحلیل دینامیکی غیر خطی (تاریخچه زمانی)

در این پژوهش، ابتدا قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از نرم افزار ETABS طراحی شدند و سپس از نرم افزار اجزا محدودی SEISMOSTRUCT جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. این نرم افزار توسط پینهو ارائه گردیده و دارای محیط گرافیکی ساده است. برای تعریف رفتار غیرخطی از المان‌های فایبر (Fiber Element) (توزیع گسترده پلاستیسیته در طول کل عضو) برای مدل سازی اعضای قابی (تیر- ستون) استفاده شده است و رفتار غیر خطی اعضای قاب فولادی توسط مدل رفتاری غیرخطی (Menegotto-Pinto) (۱۹۷۳) در نتیجه مدل رفتاری این مصالح به ترتیب در شکل (۳) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که المان‌های فایبر، مدلی است که رفتار غیرخطی را به صورت پخش شده در نظر می گیرد و قادر بوده تا خواص غیرخطی را در المان‌های فولادی با وضوح بیشتری نشان دهد. المان مورد استفاده اعضای قابی در مدل‌های مذکور از نوع (infrFB) (inelastic force-based frame element) استفاده شده است. تعداد مقاطع فایبر ۲۰۰ عدد و تعداد انتگرال گیری گوس در طول المان‌های تیر- ستون ۵ عدد می باشد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی به مصالح اجازه داده می شود تا وارد محدوده رفتار غیرخطی شده و در نتیجه تغییر شکل‌های بزرگ و اتلاف انرژی در اثر جاری شدن مصالح، ترک خوردگی و شکست، رخ خواهد داد و فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی در طول تحلیل از یک گام به گام بعد می تواند تغییر کند. اما این ماتریس‌ها در طول هر گام زمانی، ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می شود.



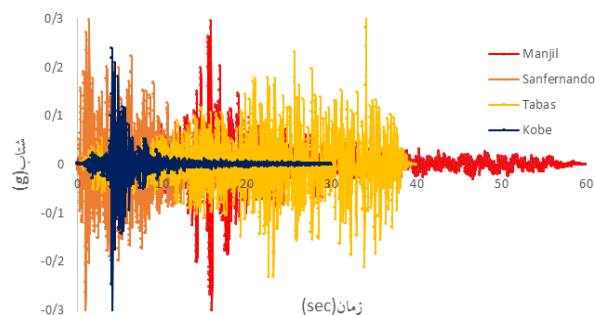
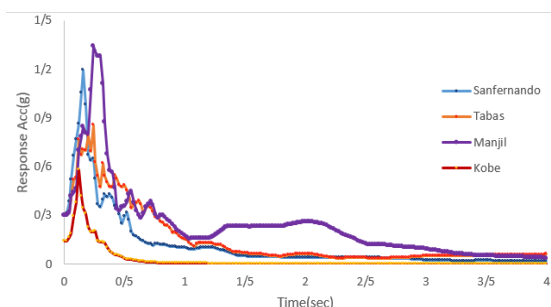
شکل ۴: مدل رفتار چرخه‌ای فولاد (Menegotto-Pinto, ۱۹۷۳)

۳-۵- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

یکی از مهم‌ترین پارامترهای موثر در انرژی ورودی به سازه‌ها، شتاب‌نگاشت زلزله به کار رفته در تحلیل لرزه‌ای می‌باشد و همچنین انتخاب شتاب‌نگاشت‌های زمین‌لرزه جهت تحلیل دینامیکی سازه‌ها، در ارزیابی آسیب‌پذیری آن‌ها بسیار اهمیت دارد. در این پژوهش، جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، چهار رکورد زمین‌لرزه دور از گسل سن فرناندو آمریکا (۱۹۷۱)، طبرس ایران (۱۹۷۸)، منجیل ایران (۱۹۹۰) و کوبه ژاپن (۱۹۹۵) که از بانک داده‌های زلزله (PEER) استخراج شده که دارای بزرگای بین ۶/۵ تا ۷/۵ و در خاک نوع II با سرعت موج برشی $۲۷۵ < V_s < ۷۵۰$ ثبت گردیده، انتخاب شده‌اند. سعی شده است شرایط تکتونیک حاکم بر فلات ایران در تحلیل‌ها لحاظ شده بنابراین دو زلزله از فلات ایران انتخاب گردیده و همچنین با توجه به آن که معمولاً خیلی از شهرها دور از منابع لرزه‌ای قوی احداث شده‌اند، فاصله ایستگاه ثبت این شتاب‌نگاشت از مرکز سطحی زلزله آن‌ها بین ۳۰ تا ۱۰۰ کیلومتر انتخاب شده‌اند، شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس حداکثر شتاب مؤثر، به شتاب مبنای طرح ($۰/۳g$) هم پایه شده‌اند تا امکان مقایسه نتایج تحلیل‌ها تحت اثر این نگاشت‌ها مهیا شده و ترکیب این نتایج امکان‌پذیر باشد. در ادامه معیارهای انتخاب و مشخصات زلزله‌های مذکور در جدول (۶) ارائه شده‌اند؛ بدین ترتیب انتظار می‌رود نتایج تحلیل و مقادیر شاخص‌های خسارت قابل مقایسه و میزان خرابی در ارتفاع سازه‌ها قابل ارزیابی باشد.

جدول ۶: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

نام زلزله	ایستگاه	سال	PGA (g)
Kobe- Japan	HIK	۱۹۹۵	۰.۱۳۹ at ۱۰.۵۲sec
Manjil- Iran	Ghazvin	۱۹۹۰	۰.۱۸۴ at ۱۵.۸۶sec
San Fernando- America	Pearblossom Pump	۱۹۷۱	۰.۱۳۸ at ۱ sec
Tabas- Iran	Ferdows	۱۹۷۸	۰.۱۰۵ at ۵.۵sec



شکل ۵: شتاب‌نگاشت هم پایه $۰/۳g$ زلزله‌های حوزه دور شکل ۶: طیف پاسخ شتاب الاستیک زلزله‌های هم پایه $۰/۳g$ با میرایی ۵ درصد

پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از چهار شتاب‌نگاشت مذکور مطابق شکل‌های (۵) و (۶) برای بررسی دقیق‌تر و درک بهتر رفتار سازه‌ها به بررسی نتایج خسارت حاصل از تحلیل‌های دینامیکی پرداخته شده است.

۶- شاخص‌های خرابی مورد مطالعه

۶-۱- شاخص‌های خرابی محلی

شاخص‌هایی که بیانگر خسارت محلی در یک عضو و یا یک گره (اتصال) تحت بارگذاری زلزله هستند، شرح داده می‌شوند. در اکثر حالات، این شاخص‌ها پارامترهای بدون بُعدی هستند که مقدار صفر را برای حالت بدون خسارت و مقدار یک را برای فروریزش سازه به خود می‌گیرند، ضمن آن‌که مقادیر بین صفر و یک، درجات مختلف خرابی را نشان می‌دهند. اکثر شاخص‌های محلی، طبیعتاً تجمعی می‌باشند که وابستگی خسارت به دامنه و تعداد نوسان‌های بارگذاری را منعکس می‌کنند (شیگا و همکاران، ۱۹۶۸).

۶-۱-۱- شاخص تغییر مکان نسبی

شاخص خرابی تغییر مکان نسبی طبقه نیز به شرح ذیل است. لازم به ذکر است این شاخص با استفاده از تحلیل دینامیکی و بار افزون قابل محاسبه می‌باشد و رابطه آن به صورت رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$\delta_i = \frac{\Delta i}{h} \quad (1)$$

که در آن Δi : جابجایی نسبی طبقه، h : ارتفاع طبقه و δ_i : جابجایی نسبی طبقه i ام می‌باشد (صادقی و همکاران، ۲۰۱۸).

۶-۱-۲- شاخص جابجایی بیشینه

بسیاری از خرابی‌ها و فروریزیهای سازه در اثر زمین لرزه‌های شدید ناشی از تغییر مکان بیش از حد بوجود آمده در طبقات، بام، المانهای سازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌باشد. بنابراین یکی از اهداف بسیار مهم در طراحی مناسب لرزه‌ای سازه‌ها تعیین جابجایی‌ها و تغییر مکانهای نسبی واقعی غیر الاستیک بوجود آمده در سازه تحت اثر زمین لرزه‌های شدید می‌باشد. در آیین‌نامه‌های کنونی معیار اساسی طراحی ساختمانها، مقاومت است، در حالی که واکنش ساختمانها در زمین لرزه‌های بزرگ همواره با عبور از حد تسلیم و تحمل کرنشهای بزرگ می‌باشد و مطابق با نمودار نیرو- تغییر مکان سازه، در این ناحیه، تغییرات مقاومت ناچیز و کنترل کننده رفتار ساختمان، تغییر شکل یا جابجایی است. در یک زمین لرزه، اگر میزان جابجایی بام یا طبقات از حد معینی فراتر رود سازه فروریخته تلقی می‌شود. زیرا در موارد بسیاری، جابجاییهای بزرگ معادل با خسارت وسیع در طبقات است. بنابراین توجه به جابجایی به‌عنوان معیار مناسبی برای طراحی سازه‌ها خصوصاً در سازه‌های بلند ضروری به نظر می‌رسد (صادقی و همکاران، ۲۰۱۸).

۶-۱-۳- شاخص گسیختگی

در بسیاری از اعضای سازه‌ای، تغییر شکل‌های غیر خطی به صورت مفصل‌های خمیری در انتهای اعضا (محل لنگهای حداکثر) تشکیل می‌شود. بنابراین، برای ارزیابی آسیب‌پذیری این‌گونه اعضا می‌توان از پارامتر دوران (ϕ) به جای تغییر مکان استفاده کرد. چنانچه در رابطه‌ی پارک-انگ که بر اساس انرژی جذب‌شده می‌باشد از ترم دوم رابطه (اتلاف انرژی) صرف نظر شود، شاخص خرابی به صورت رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$DI = \frac{\phi_{max}}{\phi_u} \quad (2)$$

که در رابطه فوق ϕ_{max} و ϕ_u به ترتیب نشان‌دهنده‌ی دوران بیشینه و دوران نهایی می‌باشند (بانون و همکاران، ۱۹۸۲).

۶-۱-۴- شاخص سینماتیکی

از دیگر شاخص‌های خرابی که در مطالعات و به ویژه به منظور مقایسه عملکرد شاخص‌های خرابی قابل اطمینان تر به کار می‌رود، شاخص خرابی سینماتیکی می‌باشد که مطابق رابطه (۳) تعریف می‌گردد:

$$DI = \frac{D_m - D_y}{D_u - D_y} \quad (3)$$

پارامتر D_m حداکثر تغییر شکل پلاستیک مدل در حین زلزله؛ D_u حداکثر قابلیت تغییر شکل سازه؛ D_y تغییر مکان تسلیم می‌باشد. رابطه فوق برحسب زاویه‌های دوران المان‌ها نیز بیان شده است (بانون و همکاران، ۱۹۸۲).

۶-۱-۵- شاخص دوران تجمعی نرمال بانون

شاخص خرابی دورانی تجمعی نرمال توسط بانون و ونزیانو (۱۹۸۲)، معرفی گردیده است. پارامتر ϕ_{im} نشان‌دهنده‌ی دوران ماکزیمم در چرخه‌ی i ام می‌باشد.

$$NCR = \frac{\sum(\phi_{im} - \phi_y)}{\phi_u} \quad (4)$$

این اندازه‌گیری برای تعدادی از آزمایش‌های بار چرخه‌ای که در آن‌ها اساساً خمش حاکم بود و همچنین برای تعدادی که شامل بار محوری مهم بود انجام شد. اگرچه همبستگی‌های وسیعی وجود داشت اما مقادیر شاخص درگسیختگی، پراکندگی قابل ملاحظه‌ای را نشان می‌داد (بانون و همکاران، ۱۹۸۲).

۶-۱-۶- شاخص دوران تجمعی پلاستیک

شاخص خرابی دورانی تجمعی پلاستیک توسط بانون (۱۹۸۱)، معرفی گردیده است. پارامتر ϕ_{pi} نشان‌دهنده‌ی دوران پلاستیک در چرخه‌ی i ام می‌باشد (بانون و همکاران، ۱۹۸۲).

$$\theta_{pa} = \sum_{i=1}^N \theta_{pi} \quad (5)$$

۶-۱-۷- شاخص شکل پذیری

ضریب شکل‌پذیری توسط نیومارک و رزن بلو (۱۹۷۲)، معرفی گردیده است و پارامتر ϕ_m نشان‌دهنده‌ی دوران بیشینه و پارامتر ϕ_y نشان‌دهنده‌ی دوران تسلیم می‌باشد (نیومارک و رزن بلو، ۱۹۷۲).

$$\mu_r(\phi) = \frac{\phi_m}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_y} \quad (6)$$

۵-۱-۸- شاخص دوران نسبی

شاخص خرابی دوران طبقه‌ای نیز به شرح ذیل است. لازم به ذکر است این شاخص با استفاده از تحلیل دینامیکی و بار افزون قابل محاسبه می‌باشد و رابطه آن به صورت رابطه (۷) محاسبه می‌شود:

$$\phi * i = \frac{\phi_i}{h} \quad (7)$$

که در آن ϕ_i : دوران طبقه، h : ارتفاع طبقه و $\phi * i$: دوران نسبی طبقه i ام می‌باشد (صادقی و همکاران، ۲۰۱۸).

۶-۱-۹- شاخص گسیختگی طبقه (وزنی)

تابع خسارت کلی بر اساس توابع وزنی خسارت‌های محلی بدین صورت است که D_i بیان‌گر خسارت محلی عضو i ام و w_i نیز نشان‌دهنده‌ی سطح بارگیر المان سازه‌ای می‌باشد و فرمول آن به شرح ذیل می‌باشد:

$$D_{global} = \frac{\sum_{story,i=1}^N W_{story,i} D_{story,i}^{b+1}}{\sum_{story,i=1}^N W_{story,i} D_{story,i}^b} \quad (8)$$

در حالت ساده‌تر فرمول فوق به صورت رابطه (۹) تغییر می‌کند:

$$DI = \sum_{i=1}^n \frac{D_i^2}{D_i} \quad (9)$$

بانون و همکاران، وزن‌های W را بصورت بارهای ثقلی تحمل شده توسط المان A تقسیم بر وزن کلی سازه تعریف نمودند. با توجه به این تعریف، به‌آسیب محتمل شده در قسمت‌های پایه یک سازه نسبت به طبقات بالاتر، وزن دهی بسیار بیشتری داده می‌شود زیرا امکان فرو ریزش کامل سازه به علت این آسیب خیلی بیشتر خواهد بود (بانون و همکاران، ۱۹۸۲).

۲-۶- شاخص‌های خرابی کلی

اگر یک سازه از نظر استاتیکی معین باشد، خرابی محلی در اغلب اعضای صدمه دیده، برای تعیین حالت خرابی کل سازه، کافی می‌باشد. اما برای سازه‌های نامعین، لازم است که به‌منظور در نظر گرفتن نحوه گسترده‌گی و توزیع خرابی‌های محلی، یک شاخص کلی تعریف گردد. شاخص‌های کلی به دو روش قابل تعیین است. اول آنکه میانگین وزنی شاخص‌های محلی برای تمام اعضای سازه در نظر گرفته شود. در روش دوم از پارامترهایی که مبین رفتار کل سازه می‌باشد (مانند: پیوندها و فرکانس‌های مدّی) استفاده می‌شود. شاخص‌های کلی را می‌توان با معدل‌گیری از شاخص‌های محلی در کل سازه به دست‌آورد یا با مقایسه خواص مدّی سازه، قبل و بعد از زلزله یا در حین آن محاسبه کرد. شاخص‌های کلی خسارت به‌دست‌آمده از معدل‌گیری شاخص‌های محلی دارای همان مشکلات شاخص‌های خسارت محلی می‌باشند (صادقی و همکاران، ۲۰۱۸).

۱-۲-۶- شاخص رافائل و میر

رافائل و میر (۱۹۸۷)، شاخص خرابی به‌صورت ذیل برای سازه‌های فولادی و بتن مسلح پیشنهاد نمود.

$$DI = \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y} \quad (10)$$

پارامتر d_m : تغییر مکان ماکزیمم در اثر زلزله؛ d_u : تغییر مکان نهایی؛ d_y : تغییر مکان تسلیم (رافائل و میر، ۱۹۸۷).

۲-۲-۶- شاخص پادوپولوس

رابطه پادوپولوس و همکاران علی‌رغم سادگی به‌صورت یک رابطه آزمایشگاهی - عددی ارائه شده است. از این رو استفاده از این رابطه، مهندسان طراح و محققین را دچار چالش می‌نماید. در این شاخص، تاثیرات ژئوتکنیکی لرزه‌ای را مبنای عمل قرار داده شده است و به‌صورت رابطه (۱۱) در می‌آید:

$$GDP_r = r \cdot \frac{d_r - d_y}{d_f - d_y} \quad (11)$$

در رابطه قبل، r ضریب اصلاح است که بیانگر تاثیرات ژئوتکنیکی لرزه‌ای می‌باشد که برای خاک تیپ II، ۲ می‌باشد (پادوپولوس و همکاران، ۲۰۰۲).

۳-۲-۶- شاخص رزن بلو

نیومارک و رزن بلو در ارزیابی تقاضای سازه‌ای از رابطه (۱۲) استفاده کردند:

$$DI = \delta a / \delta u \quad (12)$$

که در آن δa و δu به ترتیب حداکثر تغییر مکان (طبقه یا بام) و تغییر مکان نهایی بام تحت بار استاتیکی یکنواخت می‌باشند (نیومارک و رزن بلو، ۱۹۷۲).

۶-۲-۴- شاخص شکل پذیری

نیومارک و رزن بلو در ارزیابی ظرفیت‌های سازه‌های از نسبت شکل‌پذیری مطابق رابطه (۱۳) استفاده کردند:

$$DI = \delta a / \delta y \quad (13)$$

که در آن δa و δy به ترتیب حداکثر تغییر مکان (طبقه یا بام) و تغییر مکان لحظه تسلیم تحت بار استاتیکی یکنواخت می‌باشند. اگر در این رابطه حداکثر تغییر مکان طبقه یا بام محاسبه شود، به ترتیب شاخص‌های خرابی طبقه و کل ساختمان به دست می‌آید. معمولاً فرض می‌شود زمانی که شکل‌پذیری نیاز از ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌های تجاوز کند، گسیختگی رخ می‌دهد (نیومارک و رزن بلو، ۱۹۷۲).

۶-۲-۵- شاخص سوزن

سوزن (۱۹۷۷)، مطابق رابطه‌ی (۱۴) خرابی سازه‌ها را به صورت درصدی از بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌های تعریف کرد:

$$DI = 50.7 - 25 \quad (14)$$

درصد خرابی که در آن ۷٪ بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌های بر حسب درصد است. از تجزیه و تحلیل داده‌های آزمایش بر روی اجزای و سازه‌های با مقیاس کوچک، مشخص شده است که مقدار جابه‌جایی-های نسبی طبقه‌ها کوچکتر از ۱ درصد، بزرگتر از ۴ درصد و بزرگتر از ۶ درصد به ترتیب باعث خرابی اعضای غیر سازه‌ای، خرابی‌های قابل تعمیر و خرابی کلی ساختمان می‌شود (سوزن و یاو، ۱۹۷۵).

۶-۲-۶- شاخص برش پایه

بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها بر اساس برش پایه ساده‌ترین روش برآورد می‌باشد. در این روش نیروی برشی پایه ارتجاعی ناشی از نیروهای زلزله با مقاومت برشی پایه ساختمان مقایسه می‌شود. بنابراین، شاخص خرابی به صورت رابطه (۱۵) تعریف می‌شود:

$$DI = \frac{S_{cap}}{S_{req}} \quad (15)$$

در رابطه فوق، R شاخص خرابی، S_{cap} ظرفیت مقاومت برشی موجود و S_{req} ظرفیت نیروی برشی زلزله می‌باشند. در صورتی که شاخص خرابی DI کم باشد ($DI \leq 0.5$) مقاومت سازه رضایت بخش نیست ولی اگر این پارامتر بزرگ باشد (مثلاً $DI > 1$) سازه ایمنی کافی در مقابل زلزله دارد و برای مقادیر مابین دو حد بالا می‌توان با بهسازی نسبی ایمنی سازه را تامین نمود (گنجوی و همکاران، ۲۰۱۴).

۶-۲-۷- شاخص پارک-انگ

پارک و انگ در سال ۱۹۸۵، شاخص خسارتی که دارای ترکیب خطی بین انرژی جذب شده و تغییر مکان ماکزیمم بود ارائه داد. یک شاخص خسارت مناسب برای بیان میزان خسارت سازه‌های بتن آرمه توسط پارک-انگ به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$DI = \frac{dm}{du} + \beta_e \frac{\int dE}{F_y du} \quad (16)$$

$$DI = \frac{u_{max}}{u_u} + \frac{\beta}{Q_r u_r} \sum dE \quad (17)$$

پارامترهای u_{max} ، u_u و u_r با ترتیب مقادیر جابجایی نظیر تقاضا، ظرفیت و تسلیم هستند. E انرژی هیستریزیس و Q_r مقدار برش یا لنگر از تحلیل پوش آور است. ضریب β_e از نتایج آزمایش های تجربی بدست می آید. جمله اول رابطه فوق معیاری ساده از تغییر مکان شبه استاتیکی است و خسارت تجمعی را در نظر نمی گیرد در حالی که آسیب تجمعی در جمله دوم (جملهء مربوط به انرژی) ظاهر شده (پارک و انگ، ۱۹۸۵).

۶-۲-۸- شاخص تجمعی بر اساس انرژی هیستریزیس

از آنجایی که تغییر مکان نسبی طبقه در لحظهء کوتاهی از زمان وقوع لرزه اتفاق می افتد، با وجود سادگی آن، معیار مناسبی برای ظرفیت مقاومت لرزه ای سازه نیست و در نظر گرفتن پارامتری مثل ظرفیت جذب انرژی برای برآورد ظرفیت مقاومت لرزه ای سازه معیار مناسب تری می باشد بنابراین شاخص خسارت بر مبنای جذب انرژی را می توان به صورت زیر بیان نمود (پرهلاد و همکاران، ۲۰۰۷):

$$\xi = \frac{\sum E_p}{\Delta_y Q_y} = \frac{\sum \Delta_{pi}}{\Delta_y} \quad (18)$$

ξ : شاخص خسارت

$\sum E_p$: کل انرژی خمیری ذخیره شده در حلقه های هیستریزیس

Q_y : نیروی حد تسلیم

Δ_y : تغییر مکان حد تسلیم

$\sum \Delta_{pi}$: تجمیع تغییر شکل های خمیری در حلقه های هیستریزیس

۷- بررسی شاخص های مورد مطالعه

وضعیت قاب های فولادی خمشی نامنظم در ارتفاع بر اساس شاخص های خرابی معرفی شده مطابق تعاریف ذیل در جداول (۷ و ۸) بررسی شده اند:

تعاریف حالات:

بحرانی: میزان خرابی در حد متوسط و یا رو به بالا که نیاز به مرمت و تعمیر دارد؛

نیمه بحرانی: میزان خرابی بین کم و متوسط؛

غیر بحرانی: میزان خرابی کم و یا بدون خسارت؛

جدول ۷: وضعیت قاب‌های فولادی از نظر شاخص‌های خرابی محلی تحت رکوردهای حوزه دور

اعضای سازه‌ای	تیر					ستون				
	شاخص خرابی	زلزله	۲ طبقه	۵ طبقه	۸ طبقه	۱۲ طبقه	۲ طبقه	۵ طبقه	۸ طبقه	۱۲ طبقه
گسیختگی	منجیل	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طبس	بحرانی	نیمه بحرانی			بحرانی				بحرانی
	سن فرناندو	نیمه بحرانی		نیمه بحرانی		نیمه بحرانی	نیمه	بحرانی	نیمه	بحرانی
	کوبه		غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه	بحرانی	نیمه	غیر بحرانی
شکل پذیری	منجیل	غیر بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طبس		غیر بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی			بحرانی
	سن فرناندو					بحرانی		بحرانی	بحرانی	بحرانی
	کوبه					نیمه بحرانی				بحرانی
سینما تیکی	منجیل	غیر بحرانی	غیر بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طبس				غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی			نیمه بحرانی
	سن فرناندو			غیر بحرانی				غیر بحرانی	غیر بحرانی	بحرانی
	کوبه									غیر بحرانی
دوران تجمعی نرمال بانون	منجیل	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی	غیر بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طبس			نیمه بحرانی	نیمه		نیمه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
	سن فرناندو				بحرانی		بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	کوبه							غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
دوران تجمعی پلاستیک	منجیل	غیر بحرانی	غیر بحرانی	بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی	منجیل	بحرانی
	طبس			نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	نیمه بحرانی
	سن فرناندو				نیمه بحرانی	نیمه	غیر بحرانی	نیمه	نیمه	غیر بحرانی
	کوبه				نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	غیر بحرانی	بحرانی	بحرانی	غیر بحرانی
پارک-انگ	منجیل	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طبس			نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	سن فرناندو									بحرانی
	کوبه			بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی

جدول ۸: وضعیت قاب‌های فولادی از نظر شاخص‌های خرابی کلی تحت رکوردهای حوزه دور

شاخص خرابی	زلزله	۲ طبقه	۵ طبقه	۸ طبقه	۱۲ طبقه
تغییر مکان نسبی	منجیل	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طیس	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	سن فرناندو	بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی
	کوبه	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	غیر بحرانی
جابجایی بیشینه بام	منجیل	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طیس	غیر بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی
	سن فرناندو	غیر بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی
	کوبه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
رافائل و میر	منجیل	بحرانی	بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
	طیس	بحرانی	بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
	سن فرناندو	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
	کوبه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
پاپادوپولوس	منجیل	بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طیس	بحرانی	غیر بحرانی	نیمه بحرانی	غیر بحرانی
	سن فرناندو	نیمه بحرانی	غیر بحرانی	نیمه بحرانی	غیر بحرانی
	کوبه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
رزن بلو	منجیل	بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طیس	بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی
	سن فرناندو	بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	نیمه بحرانی
	کوبه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
شکل پذیری	منجیل	بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طیس	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	سن فرناندو	نیمه بحرانی	بحرانی	غیر بحرانی	نیمه بحرانی
	کوبه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
سوزن	منجیل	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طیس	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
	سن فرناندو	بحرانی	نیمه بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
	کوبه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
طبقه بانون	منجیل	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طیس	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	سن فرناندو	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	کوبه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	نیمه بحرانی	غیر بحرانی
دوران طبقه‌ای	منجیل	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	طیس	بحرانی	بحرانی	بحرانی	نیمه بحرانی
	سن فرناندو	بحرانی	بحرانی	غیر بحرانی	نیمه بحرانی
	کوبه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی

پارک-انگ	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
انرژی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
	نیمه بحرانی	بحرانی	بحرانی	نیمه بحرانی	نیمه بحرانی
	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	نیمه بحرانی
	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی	بحرانی
برش پایه	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی
	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی	غیر بحرانی

۸- نتیجه گیری

با توجه به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی انجام شده، مهم‌ترین یافته‌های حاصل از این تحقیق به شرح ذیل قابل ذکر می‌باشد:

- ملاحظات معماری باعث عدم تقارن در هندسه، ارتفاع، جرم و به تبع آن سختی و مقاومت در سازه‌ها می‌شود. سازه‌های نامنظم در قبال تحریک زلزله آسیب‌پذیری بیشتری را نسبت به سازه‌های منظم متحمل می‌شوند و در نتیجه شاخص‌های خرابی در آن‌ها بحرانی‌تر می‌باشد. در این تحقیق با افزایش ارتفاع، میزان آسیب‌پذیری در سازه‌های نامنظم افزایش یافته است.
- میزان خسارت در قاب‌های کوتاه مرتبه نامنظم به گونه‌ای است که طبقات اولیه خرابی بیشینه را تحمل می‌کنند ولی با افزایش ارتفاع، خرابی به طبقات میانی و بالایی قاب‌های نامنظم اعمال می‌شود.
- میانگین توزیع خسارت کلی در اعضای قاب‌های خمشی نامنظم در ارتفاع در هریک از طبقات یکسان نبوده و در بیشتر طبقات، میزان خرابی در بعضی ستون‌ها تقریباً بیشتر از تیرها است و این خسارت زیاد می‌باشد و نیاز به مرمت و بهسازی دارد. ضمناً نامنظم بودن سازه‌ها باعث افزایش خرابی‌های لرزه‌ای گردیده است.
- اولویت‌بندی رکوردهای زلزله از نظر میزان خرابی:
 - ۱- منجیل و طبس (خرابی زیاد) ۲- سن فرناندو (خرابی متوسط) ۳- کوبه (خرابی محدود)
- اولویت‌بندی شاخص‌های خرابی بر اساس میزان بحرانی بودن و بیشینه شاخص خرابی به تفکیک شاخص‌های موردبررسی به صورت زیر هستند:

- اولویت‌بندی شاخص‌های خرابی محلی:

- ۱- پارک-انگ ۲- شکل‌پذیری ۳- گسیختگی ۴- دوران تجمعی نرمال بانون ۵- دوران پلاستیک ۶- سینماتیکی

- اولویت‌بندی شاخص‌های خرابی کلی:

- ۱- پارک-انگ ۲- انرژی ۳- دریفت ۴- بانون ۵- دوران ۶- رزن بلو ۷- شکل‌پذیری ۸- سوزن ۹- پاپادوپولوس ۱۰- رافائل و میر ۱۱- برش پایه

مراجع

- استاندارد ۲۸۰۰ (طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۳.
- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان، تهران، نشر توسعه ایران، ۱۳۹۲.
- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان، تهران، نشر توسعه ایران، ۱۳۹۲.
- Banon H., Veneziano D., Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames. *Earthquake Engng. a. Struct. Dyn.*, ۱۰, ۱۷۹-۱۹۳, ۱۹۸۲.
- Emami, AR., Halabian, AM., Spatial distribution of ductility demand and damage index in ۳D RC frame structures considering directionality effects, *The Structural Design of Tall and Special Buildings* ۲۴ (۱۶), ۹۴۱-۹۶۱, ۲۰۱۵.
- ETABS, Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three Dimensional Structures, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, ۲۰۱۶.
- Ganjavi B, Vaseghi Amiri J, Ghodrati Amiri G, Sarvghad moghadam A R. Distribution of damage, absorption and loss of seismic energy in moment resisting RC frames (MDOF). *Proceedings of the ۲nd national congress on civil engineering, Iran University of Science and Technology*, ۲۰۱۴.
- Ghobarah, A., Abou-elfath H., and Biddah, A., Response-based damage assessment of structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ۲۸, ۱۹۹۹.
- Ghobarah, A., EI-Attar, M., Seismic performance evaluation of reinforced concrete buildings, ۱۱th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, ۱۹۹۸.
- Jeong, SH. and Elnashai, AS. New three-dimensional damage index for RC buildings with planar irregularities, *Journal of Structural Engineering*, ۱۳۲(۹), ۱۴۸۲-۱۴۹۰, ۲۰۰۶.
- Kazemi H. Ashtiany M. Azarbakht A., Development of Fragility Curves by using New Spectral Shape Indicators and a Weighted Damage Index: Case Study of the City of Mashhad, Iran, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Vibration*, ۲۰۱۵.
- Krawinkler, H. and Zohrei, M. Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motions, *Comput. Struct*, ۱۶ (۱-۴), ۵۳۱-۵۴, ۱۹۸۳.
- Krawinkler H., Nassar A.A., Seismic Design based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities, *Nonlinear Seismic Analysis and Design Reinforced Concrete Buildings*, Edited by: Fajfar P., Krawinkler H., Elsevier Applied Science, ۱۹۹۲.
- Kumar M, Stafford PJ, Elghazouli AY. Influence of ground motion characteristics on drift demands in steel moment frames designed to Eurocode ۸. *Eng Struct*; ۵۲:۵۰۲-۵۱۷, ۲۰۱۳.
- Lucchini, A. Monti, G. Kunnath, S, Seismic Behavior of Single-story Asymmetric-plan Buildings under Uniaxial Excitation. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, ۳۸:۱۰۵۳-۱۰۷۰, ۲۰۰۹.
- Menegotto M. and Pinto P.E, Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending, *International Association for Bridge and Structural Engineering*, ۱۵-۲۲. Zurich, Switzerland, ۱۹۷۳.

- Mirzaaghabeik, H., and Vosoughifar, H.R., Comparison between quality and quantity seismic damage index for LSF systems, Engineering Science and Technology, an International Journal Volume 19, Issue 1, Pages 497-510, 2016.
- Newmark N.M., Rosenblueth E., Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1974.
- Papadopoulos, P.; Mitsopoulou, E.; and Athanatopoulou, A. Failure Indices for R/C Building Structures", 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 616, Elsevier Science Ltd, 2002.
- Prahlad P., Shrikhande M. and Agarwal P. (2007), Performance-based seismic design using normalized hysteretic energy, SEAOC CONVENTION, September 26-29 Squaw Creek, California, USA, 2007; pp 473-487, 2007.
- Park Y.J., Ang A.H.-S., Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. J. of Struct. Engng. (ASCE), 111, 3, 722-739, 1985.
- Park, Y.J., Reinhorn, A.M., and Kunnath, S.K., Inelastic Damage Analysis of Frame Shear Wall Structure, Technical Report NCEER 87-0008, 1987.
- PEER, Next Generation Attenuation of Ground Motions (Nga) Project, 2006.
- Rajeev, P. and Wijesundara, K. K. Energy-based damage index for concentrically braced steel structure using continuous wavelet transform, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 103, pp. 241-250, 2014.
- Roufaiel M.S.L., Meyer C., Analytical Modelling of Hysteretic Behavior of R/C Frames. J. of Struct. Engng., 113, 3, 429-444, 1987.
- Sadeghi A, Kazemi H, Hashemi VS, Prioritization and assessment of the existing damage indices in steel moment-resisting framed structures, Journal of Civil Engineering and Structures, (2), (3), pp 20-42, 2018.
- Sadeghi, K., Energy based structural damage index based on nonlinear numerical simulation of structures subjected to oriented lateral cyclic loading, International Journal of Civil Engineering, Vol. 9, No. 3, pp 155-164, Accession Number: WOS:000295205800002, IDS Number: 824MK, ISSN: 1735-0522, Sept. 2011.
- Shiga, T., Shibata, A. and Takahashi, T., Earthquake damage and wall index of reinforced concrete buildings, Proc.ohoku District Symp., Architectural Institute of Japan, pp. 29-32, 1968.
- SeismoSoft, SeismoStruct, a computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, 2018.
- Vui Van Cao, Hamid Reza Raonagh. Correlation between seismic parameters of far-fault motions and damage indices of low-rise reinforced concrete frames, soil dynamic and earthquake engineering 66, 102-112, 2014.
- Whitman, R.V.; Reed, J.W. and Hong, S.T. Earthquake Damage Probability Matrices, Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, 1973.
- Yao J.M, Sozen M.A., Effect of Beam Strength and Stiffness on Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Coupled Walls. Univ. of Illinois, Urbana; (Techno.Rep., Civil Engng. Studies, Struct. Res. Series No. 444), 1975.