

## Developing a damage index based on plastic strain energy and fragility curve based on this index in RC bending resisting frames

Seyed Ebrahim Mirzadeh Goudarzi<sup>1</sup>, Alireza Mortezaei<sup>2\*</sup>, Alireza Bitaraf<sup>3</sup>, Ali Hemmati<sup>4</sup>

1- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Semnan branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

2- Professor, Department of Civil Engineering, Semnan branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

3-Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Semnan branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

4-Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Semnan branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

### ABSTRACT

The aim of this research is to provide a simple method for calculating the damage index and also the development of fragility based on this index in 3, 6 and 9 story reinforced concrete structures with a special bending frame system. After the initial design, the structures have been modeled non-linearly in PERFORM-3D software and analyzed by IDA by 20 near-field records. The proposed damage index is defined as the amount of strain energy lost in the structure in each record to the amount of energy at the instability point of the structure in the same record. In order to reach these two important parameters, incremental dynamic analysis should be performed considering the wasted strain energy as the engineering demand parameter (EDP). In order to evaluate the efficiency and accuracy of this method, the damage index and fragility curves were also calculated based on the Park-Eng method and the results were compared with the presented method. Also, low, medium, high and complete damage levels have been calculated by calibrating the presented method with the Park-Eng method. The results show that the fragility obtained by the Park-Eng method is very similar to the simple method presented in this research. For example, 50% fragility in a three-story structure, with the method presented in this research in four levels of low, medium, high, and complete damage, respectively, at the maximum accelerations of 0.45, 0.7, 1, and 1.15g, and with the Park-Eng method in Maximum accelerations of 0.6, 0.75, 0.95 and 1.2 g occur.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 31 August 2024

Revise Date: 16 November 2024

Accept Date: 24 December 2024

### Keywords:

damage index

Energy method

RC structures

IDA analysis

Plastic strain energy

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: [10.22065/jsce.2024.469836.3488](https://doi.org/10.22065/jsce.2024.469836.3488)

\*Corresponding author: Alireza Mortezaei

Email address: [a.mortezaei@semnaniau.ac.ir](mailto:a.mortezaei@semnaniau.ac.ir)

## ارائه یک شاخص آسیب مبتنی بر انرژی کرنشی پلاستیک و توسعه منحنی‌های شکنندگی بر اساس این شاخص در قاب‌های خمشی بتن آرمه ویژه

سیدابراهیم میرزاده<sup>۱</sup>، علیرضا مرتضایی<sup>۲\*</sup>، علیرضا بیطرف<sup>۳</sup>، علی همتی<sup>۴</sup>

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

۲ - استاد، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

۳ - استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

۴ - استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

### چکیده

هدف از این تحقیق ارائه یک روش ساده برای محاسبه شاخص آسیب و همچنین توسعه منحنی‌های شکنندگی بر اساس این شاخص در سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه بتن آرمه با سیستم قاب خمشی ویژه است. سازه‌ها پس از طراحی اولیه به صورت غیرخطی در نرم‌افزار *PERFORM-3D* مدل‌سازی و به صورت دینامیکی افزایشی توسط ۲۰ رکورد حوزه نزدیک تحلیل شده است. شاخص آسیب پیشنهاد شده به صورت مقدار انرژی کرنشی تلف شده در سازه در هر رکورد به مقدار انرژی در نقطه‌ی ناپایداری سازه در همان رکورد تعریف شده است. برای رسیدن به این دو پارامتر مهم باید تحلیل دینامیکی افزایشی با در نظر گرفتن انرژی کرنشی تلف شده به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی (*EDP*) انجام شود. برای ارزیابی کارایی و دقت این روش شاخص آسیب و منحنی‌های شکنندگی بر اساس روش پارک-انگ نیز محاسبه و نتایج با روش ارائه شده مقایسه شده است. همچنین سطوح آسیب کم، متوسط، زیاد و کامل نیز با کالیبره کردن روش ارائه شده با روش پارک-انگ محاسبه شده است. نتایج نشان می‌دهد شکنندگی حاصل از روش پارک-انگ با روش ساده ارائه شده در این تحقیق مقاربت زیادی دارند. به طور مثال شکنندگی ۵۰٪ در سازه سه طبقه، با روش ارائه شده در این تحقیق در چهار سطح آسیب کم، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب در بیشینه شتاب‌های  $0.07g$ ،  $0.145g$ ،  $0.17g$  و  $0.15g$  و با روش پارک-انگ در بیشینه شتاب‌های  $0.06g$  و  $0.095g$  و  $0.12g$  اتفاق می‌افتد.

کلمات کلیدی: شاخص آسیب، روش انرژی، قاب خمشی ویژه بتن آرمه، تحلیل *IDA*، انرژی کرنشی پلاستیک، زلزله حوزه نزدیک.

doi:	سابقه مقاله:			شناسه دیجیتال:	
	دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ
<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2024.469836.3488">10.22065/jsce.2024.469836.3488</a>	۱۴۰۳/۰۶/۱۰	۱۴۰۳/۰۸/۲۶	۱۴۰۳/۱۰/۰۴	۱۴۰۳/۱۰/۰۴	۱۴۰۴/۰۱/۳۱
<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2024.469836.3488">https://doi.org/10.22065/jsce.2024.469836.3488</a>					
*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:			علیرضا مرتضایی a.mortezaei@semnaniau.ac.ir		

## ۱- مقدمه

سازه‌های مختلف در طول عمر مفید خود در معرض بارهای مختلفی قرار می‌گیرند. یکی از این بارها بار ناشی از زلزله است. زلزله در اثر آزاد شدن ناگهانی انرژی در زمین ایجاد می‌شود [۱، ۲]. این انرژی به صورت حرکات زمین به سازه منتقل می‌شود که در علم مهندسی زلزله نیروی ناشی از آن در سیستم تک درجه آزاد را به صورت حاصل ضرب شتاب زمین در جرم سازه معادل می‌کنند. این انرژی همان انرژی ورودی در سازه است [۳، ۴]. این انرژی اگر بتواند با انرژی‌های درونی در تعادل باشد، سازه پایدار باقی مانده و در غیر این صورت ناپایدار می‌شود [۵، ۶]. انرژی درونی شامل انرژی جنبشی، انرژی تلف شده ناشی از میرایی، انرژی کرنشی الاستیک و انرژی کرنشی پلاستیک می‌شود [۷، ۸]. در صورتی که مقدار انرژی ورودی در سازه کم باشد و انرژی ورودی با انرژی‌های جنبشی، انرژی تلف شده ناشی از میرایی و انرژی کرنشی الاستیک در تعادل باشد، سازه رفتار الاستیک داشته و دچار آسیب نمی‌شود [۱]. اما اگر مقدار انرژی ورودی بیشتر شود در آن هنگام انرژی‌های درونی ذکر شده توانایی ایجاد تعادل در سازه را نداشته و ناچار انرژی کرنشی پلاستیک نیز به انرژی‌های درونی اضافه می‌شود. در این هنگام است که سازه به علت ورود به محدوده غیرخطی و تحمل تغییرشکل‌های پلاستیک دچار آسیب سازه‌ای می‌شود [۹]. انتخاب مناسب آسیب مربوط به سطوح مختلف آسیب نقش مهمی در ایمنی و صرفه‌جویی در یک پروژه طراحی دارد [۱۰، ۱۱]. در مقالات متعددی به ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه‌ای سازه‌ها اعم از ساختمان و پل‌ها پرداخته‌اند [۱۲-۱۶] ولیکن در اکثر این مقالات معیار خرابی سازه نسبت تغییرمکان نسبی و یا انحنای در نظر گرفته شده است و کمتر به ارزیابی شاخص خرابی با توجه به انرژی درونی سازه‌ها پرداخته شده است که در این مقاله به آن پرداخته شده است.

یکی از راه‌های بیان آسیب در سازه استفاده و تعریف شاخص آسیب است. شاخص آسیب میزان آسیب در اعضا یا در کل سازه را بیان می‌کند و طبیعتاً هرچه این شاخص مقدار بیشتری داشته، میزان آسیب دیدگی در اعضا و یا کل سازه بیشتر می‌شود [۱۷]. شاخص‌های آسیب متعددی در علم مهندسی سازه و زلزله تعریف شده است. به عنوان مثال نیومارک (۱۹۷۴) نسبت شکل‌پذیری را به عنوان شاخص آسیب تعریف کرد [۱۸]. این شاخص بر اساس نسبت تغییرمکان (و یا دوران یا انحنای نهایی به تغییرمکان (و یا دوران یا انحنای) تسلیم تعریف می‌شود. پارک و انگ یکی از مهم‌ترین و معروف‌ترین شاخص‌های آسیب را ارائه دادند [۱۹] (رابطه ۱):

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (1)$$

که در آن:  $\delta_m$  بیشینه تغییرشکل ایجاد شده در عضو،  $\delta_u$  تغییرشکل نهایی عضو،  $Q_y$  مقاومت تسلیم عضو،  $\int dE$  انرژی تلف شده در طی بارگذاری و  $\beta$  پارامتر ثابت مدل تعریف شده است. بعدها محققانی همچون کونات رابطه ارائه شده توسط پارک و انگ را اصلاح کردند [۲۰]. شاخص آسیب ارائه شده توسط پارک و انگ برای اعضای سازه‌ای ارائه شده بود. بعدها محققانی مانند گش، داتا و کاتاکدون (۲۰۱۱) این رابطه را برای حالت کلی توسعه داده و شاخص را با ارائه اصلاحاتی (مانند اصلاح ضریب  $\beta$ ) برای سیستم‌های چند درجه آزاد پیشنهاد دادند [۲۱]. گش و همکاران شاخص آسیب پارک-انگ را برای حالت کلی در سازه به صورت رابطه ۲ تعریف کردند:

$$DI = \frac{D_m - D_y}{D_u - D_y} + \frac{\beta}{Q_y D_u} \int dE \quad (2)$$

که در آن:  $D_m$  بیشینه تغییرشکل ایجاد شده در عضو،  $D_u$  تغییرشکل نهایی عضو،  $D_y$  تغییرمکان تسلیم در کل سازه است. در این رابطه برای سازه‌های بتن‌آرمه مقدار ضریب  $\beta$  برابر با ۰/۰۵ پیشنهاد شده است. در این سال‌ها شاخص‌های آسیب مختلفی هم به صورت احتمالاتی و هم به صورت تعیینی ارائه شده است. یکی از شاخص‌های آسیب پیشنهاد شده مبتنی بر انرژی است. این انرژی به صورت رابطه ۳ تعریف شده است [۲۲]:

$$DI = \frac{E_h}{E_{hu}}$$

۳)

(

که در آن  $E_h$  انرژی کرنشی تلف شده در عضو و  $E_{hu}$  انرژی تلف شده بر اثر یک بار یکنواخت افزایشی تا مرحله تخریب است. کیودخانی و همکاران (۲۰۲۴) به ارزیابی آسیب مبتنی بر انرژی در سازه‌های بتن‌آرمه پرداختند. آن‌ها یک شاخص انرژی بر پایه انرژی تلف شده و تغییر شکل در تیرهای غیرقابل انعطاف ارائه دادند. این شاخص برای اعضا کاربر دارد و نمی‌توان از آن برای کل سازه استفاده نمود [۲۳]. مظلوم و فلاح (۲۰۲۳) نیز به ارائه یک شاخص آسیب مبتنی بر سختی در سازه‌های بتن‌آرمه پرداختند. فرمولاسیون این شاخص پیشنهادی بسیار ساده و مبتنی بر سختی ناحیه الاستیک در منحنی پش آور است. با استفاده از منحنی ظرفیت به دست آمده از خروجی تحلیل پش آور، این شاخص می‌تواند تخمین کمی از میزان آسیب وارده به کل سازه ارائه دهد که طبیعتاً به علت دقت پائین با اعمال اصلاحاتی بهبود یافته است [۲۴]. ایراهیم و همکاران (۲۰۲۳) به توسعه شاخص آسیب مبنی بر دریافت در سازه‌های بتن‌آرمه دارای دیوار برشی پرداختند. نکته کلیدی این مطالعه شناسایی یک معیار کارآمد برای تعیین وضعیت سازه تحت بارهای دینامیکی مختلف است. بر این اساس، فرمول جدیدی برای تعیین کمیت آسیب با تلاش کم محاسباتی پیشنهاد شده است [۲۵]. تحقیقات دیگری نیز در سال‌های اخیر در زمینه ارزیابی عملکرد و شکنندگی با استفاده از شاخص آسیب و یا ارائه شاخص‌های آسیب انجام شده است. به عنوان مثال ژانگ و همکاران (۲۰۲۳) با استفاده از ماشین لرنینگ یک رابطه جدید را برای ارزیابی شاخص آسیب پیشنهاد دادند که با محاسبات کم می‌توان به آن دست یافت [۲۶]. معصومی و همکاران به تخمین پتانسیل آسیب قاب‌های بتن‌آرمه با استفاده از پارامترهای لرزه‌ای پرداختند [۲۷].

اگرچه رابطه ۳ ساده به نظر می‌رسد اما می‌تواند در بحث بار لرزه‌ای با خطاهایی همراه باشد. تعداد چرخه‌ها، محتوای فرکانسی و شدت بار لرزه‌ای پارامترهایی هستند که در هر بار لرزه‌ای نسبت به بار لرزه‌ای دیگر متفاوت است. هریک از بار لرزه‌ای می‌تواند مقدار  $E_{hu}$  خاص خود را در سازه ایجاد کند [۱، ۴، ۲۸]. این پارامتر علاوه بر دوران‌های غیرخطی می‌توان ناشی از تغییرشکل‌های غیرخطی برشی یا محوری نیز باشد که در سازه‌های مختلف متفاوت است [۲۹].

لذا در این تحقیق سعی شده است تا بر مبنای رابطه ۳ یک شاخص آسیب مبتنی بر انرژی کرنشی پلاستیک در سازه ایجاد شود تا هم خطاهای رابطه ۳ را در بر نداشته باشد و هم برای کل سازه (و نه عضو سازه‌ای) کاربردی باشد. از این روی در این تحقیق سعی شده است تا با استفاده از مفاهیم انرژی کرنشی تلف شده در سازه و همچنین استفاده از رابطه ۳ یک شاخص آسیب مبتنی بر انرژی کرنشی در کل سازه تعریف شود. از آنجایی که هر شاخص آسیب باید دارای سطوح مختلفی باشد، شاخص ارائه شده در این تحقیق با شاخص ارائه شده در رابطه ۲ کالیبره شده و سطوح آسیب برای آن تعریف شده است. در نهایت با استفاده از شاخص پیشنهاد شده منحنی‌های شکنندگی نیز برای سازه‌های مورد نظر تحقیق محاسبه و ارائه شده است. در ادامه مدل‌های سازه‌ای و روش تحقیق ارائه شده است.

## ۲- معرفی مدل عددی

در این تحقیق از سه مدل سازه‌ای ۳، ۶ و ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه با شکل پذیری ویژه استفاده شده است. ارتفاع طبقه یکی از پارامترهایی است که در تحقیقات گوناگون مورد توجه قرار می‌گیرد و به عنوان متغیر به آن نگاه می‌شود و اثر آن بر تغییرات پاسخ‌های لرزه‌ای مورد بحث قرار می‌گیرد. در این تحقیق نیز سعی شده است از سه تیپ سازه‌ای استفاده شود. طبیعتاً یکی از پارامترهای تأثیر گذار بر عملکرد سازه‌ها ارتفاع آن‌ها است. ارتفاع سازه بر پیوند سازه تأثیر گذار است و باعث می‌شود پاسخ لرزه‌ای تحت تأثیر قرار گیرد. از آنجایی که رکوردهای حوزه نزدیک انتخاب شده است و این رکوردها بر سازه‌های کوتاه تأثیر بیشتری دارند تا بلند، سعی شده است تا تیپ بندی متمرکز بر سازه‌های کوتاه تا متوسط باشد. در بسیاری از تحقیقات از جمله [۳۰-۳۲] از تیپ‌های سه تا نه طبقه استفاده کرده‌اند.

سازه دارای یک پلان منظم با سه دهانه ۷ متری (شکل ۱) و ارتفاع طبقات نیز برابر با ۳ متر در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ها فرض شده است سازه‌ها در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی زیاد و در زمینی با خاک نوع ۳ قرار دارد. با توجه به سیستم

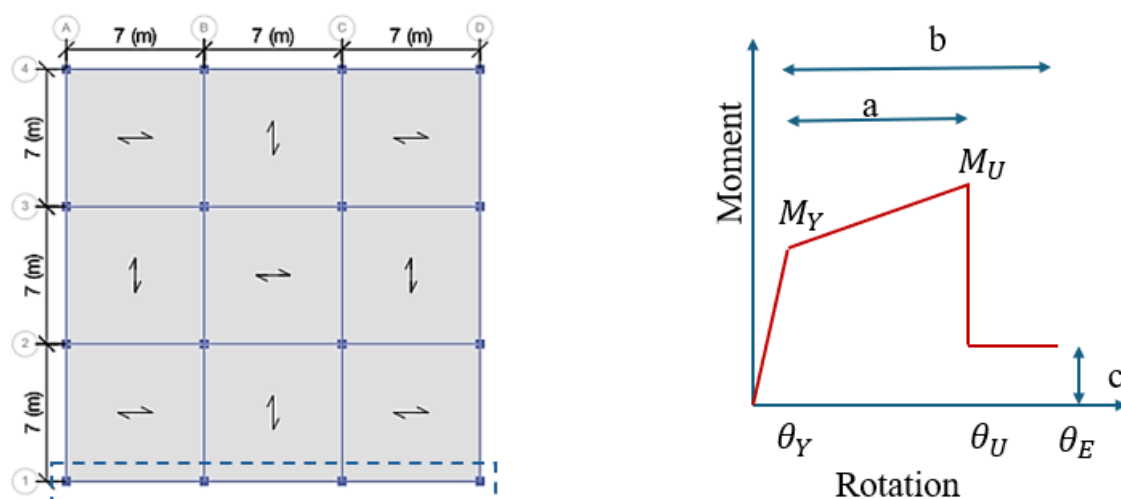
سازه، نوع زمین منطقه لرزه خیزی و با فرض کاربری مسکونی، بار زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه و به سازه اعمال شده است. سازه با روش اجزای محدود در نرم افزار ایتبس مدل سازی و بارگذاری شده است. فرض شده است نوع بتن C25 و آرماتورهای طولی از رده S400 و آرماتورهای عرضی از رده S340 هستند. بار مرده برابر با ۵، بار زنده ۲ و بار پارتیشن برابر با ۱ کیلو پاسکال در نظر گرفته شده است. در طراحی سازه سعی شده است تا از مقاطعی استفاده شود که ضمن کفایت مقاومت (نسبت DCR نزدیک به یک) مقدار نسبت تغییر مکان نسبی (Drift Ratio) طبقه نیز در سازه در محدوده مجاز قرار گیرد. با توجه به شکل پذیری سازه، قاعده تیر ضعیف و ستون قوی نیز در نظر گرفته شده است. نتایج اولیه حاصل از طراحی سازه در جدول ۱ ارائه شده است. در این تحقیق سعی شده است هر سه طبقه دارای یک تیپ مقاطع باشند. در کارهای پژوهشی استفاده از تیپ بندی مقاطع کاری متداول است. به عنوان مثال در تحقیق [۱، ۳] هر پنج و ده طبقه به عنوان تیپ در نظر گرفته شده است. در این تحقیق نیز سعی شده است تعداد تیپ طبقات متناسب با طبقات کوتاه باشد که عدد سه طبقه عددی منطقی بود چراکه با رعایت دررفت نسبت تنش در محدوده ۰.۷ تا ۰.۹ در نظر گرفته شده است. کنترل های طراحی اولیه بر مبنای ظرفیت و ماکزیمم دررفت طبقات انجام شده است. درصد آرماتورهای طولی و عرضی محدود به پیشنهاد آئین نامه بر اساس سازه های شکل پذیر زیاد تعیین شده است. همچنین با حفظ ماکزیمم دررفت طبقات و رعایت تیپ بندی سعی شده است بازه تغییرات نسبت DCR در محدوده ۰.۷ تا ۰.۹ قرار گیرد.

جدول ۱: مقاطع سازه ای

سازه	طبقه	تیر		ستون	
		آرماتور پائین	آرماتور بالا	ابعاد (mm)	آرماتور
سه طبقه	1-3	4T18	6T18	450x450	16T18
شش طبقه	1-3	5T18	8T18	600x600	20T20
نه طبقه	4-6	4T18	7T18	500x500	16T18
	1-3	7T18	8T18	700x700	28T22
	4-6	5T18	7T18	600x600	24T20
	7-9	4T18	6T18	500x500	20T16

پس از مدل طراحی اولیه و مشخص شدن مقاطع سازه ای، یک قاب پیرامونی (مطابق شکل ۱) از سازه انتخاب و به صورت غیرخطی در نرم افزار Perform-3D مدل سازی شده است. در این نرم افزار برخلاف نرم افزارهایی مانند اپنسیس و آباکوس، مصالح تعریف نمی شود بلکه مدل رفتاری تعیین می شود. به عنوان مثال در مدل سازی تیرها ابتدا در بخش Cross Section مشخصات الاستیک مقاطع تعریف می شود. در این بخش مشخصات مصالح مانند مدول الاستیسیته و ضریب پواسن وارد می شود. سپس با استفاده از المان های FEMA Beam یک مدل غیرخطی مبتنی بر لنگر دوران بر مبنای استانداردهای FEMA 365 تعریف و سپس در بخش compound مشخصات الاستیک و پلاستیک بر مبنای پلاستیسیتیه متمرکز با هم ترکیب شده و یک المان با مشخصات غیرخطی در ناحیه مفاصل پلاستیک را ایجاد می کنند. استفاده از پلان منظم با ارتفاع طبقه یکسان و طول دهانه متعارف در صورتی که هدف تحقیق ارزیابی نامنظمی های پلان و ارتفاع نباشد امری متعارف است. در تحقیقات مرتبط با شاخص آسیب معمولاً از مدل های دوبعدی سه دهانه با ارتفاع یکسان در سه تیپ ارتفاعی استفاده می شود [۳۳، ۳۴].

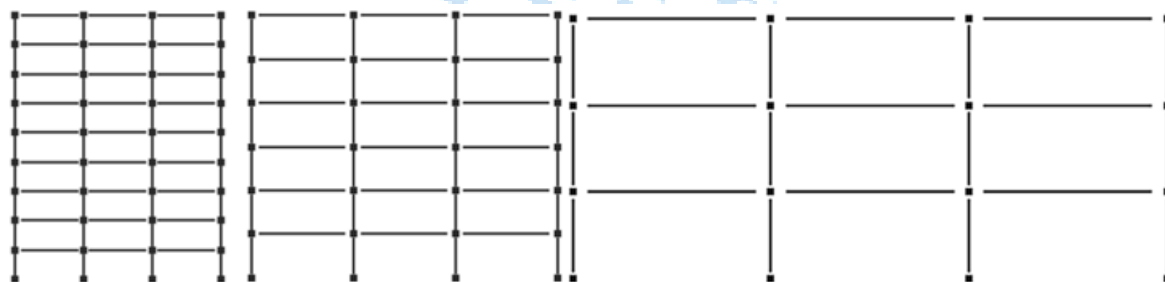
در مدل سازی غیرخطی از روش پلاستیسیتیه متمرکز بر اساس استاندارد FEMA 365 [۳۵] استفاده شده است. مفاصل پلاستیک در تیرها با در نظر گرفتن نوع آرماتورگذاری عرضی، مقدار آرماتورهای طولی مثبت به منفی و همچنین اندرکنش برش وارده تعریف شده است.



شکل ۱: پلان سازه‌ها

شکل ۲: مدل رفتار غیرخطی مفاصل پلاستیک [۳۵]

مدل رفتاری مفاصل پلاستیک متمرکز در شکل ۲ ارائه شده است. مدل رفتاری استفاده شده بر مبنای پلاستیسیته متمرکز تعریف شده است. به عنوان مثال برای تیرها عواملی مانند درصد آرماتور کششی و فشاری، برش وارده و جزئیات آرماتورهای عرضی مدل رفتاری را تعیین کردند. در ستون‌ها نیز علاوه بر موارد یادشده در تیر، بار محوری نیز بر شکل پذیری مدل رفتاری تأثیر گذار است. پارامترهای مدل‌سازی و همچنین معیارهای پذیرش از جداول مربوطه در FEMA 365 استخراج شده است. برای مدل‌سازی مفاصل پلاستیک در تیرها از مدل FEMABEAM در کتابخانه نرم‌افزار پرفورم استفاده شده است. منحنی رفتاری در ناحیه مفاصل پلاستیک از سه بخش تشکیل می‌شود. بخش اول مربوط به ناحیه الاستیک و رفتار خطی عضو است (دوران کمتر از دوران تسلیم). با افزایش بار مقدار تلاش‌های عضو از محدوده الاستیک فراتر رفته و وارد محدوده غیرخطی می‌شود. پس از رسیدن عضو به مقاومت نهایی ( $M_u$ ) افت مقاومت در عضو ایجاد شده و در نهایت با افزایش بیشتر بار، عضو به محدوده گسیختگی می‌رسد. رفتار غیرخطی تک تک اعضا، رفتار غیرخطی کلی سازه را تعریف می‌کند [۳۶]. همچنین مفاصل پلاستیک در ستون‌ها با در نظر گرفتن نوع آرماتورگذاری عرضی، مقدار بار محوری و همچنین اندرکنش برش وارده تعریف شده است. برای مدل‌سازی مفاصل پلاستیک در تیرها از مدل FEMAColumn در کتابخانه نرم‌افزار پرفورم استفاده شده است. در شکل ۳ مدل‌های غیرخطی با روش اجزای محدود در نرم‌افزار PERFORM-3D نشان داده شده است.



شکل ۳: مدل‌های عددی غیرخطی ایجاد شده در نرم‌افزار PERFORM-3D بر مبنای روش اجزای محدود

### ۳- روش تحقیق

همان‌طور که در انتهای بخش مقدمه به آن اشاره شده است هدف این تحقیق ارائه یک روش مبتنی بر انرژی کرنشی پلاستیک به عنوان معیار ایجاد آسیب در سازه بر اساس رابطه ۳ است. استفاده از رابطه ۳ به عنوان شاخص آسیب در اثر بار لرزه‌ای چندان کارآمد به

نظر نمی‌رسد. تخمین  $E_{hu}$  بر اساس یک بار چرخه‌ای افزایشی می‌تواند مقدار دقیقی در ارزیابی ظرفیت انرژی کرنشی پلاستیک سازه‌ها در بار لرزه‌ای باشد [۳۷]. ضمن اینکه این رابطه اساساً برای عضو پیشنهاد شده است و استفاده از آن برای کل سازه در تحقیقی پیشنهاد نشده است [۳۸]. انرژی کرنشی ( $E_s$ ) در سازه مطابق رابطه ۴ برابر است با مجموع انرژی کرنشی الاستیک ( $E_e$ ) و انرژی کرنشی پلاستیک ( $E_{in}$ ) [۳]:

$$E_s = E_e + E_{in} = E_e + E_{in} = \int f_s du \quad (۴)$$

که در این رابطه  $f_s$  نیرو و  $u$  تغییرمکان (دوران یا انحنای) است. انرژی کرنشی پلاستیک در سازه زمانی وارد تعادل انرژی می‌شود که مجموع انرژی‌های درونی در حالت الاستیک (انرژی جنبشی، انرژی تلف شده ناشی از میرایی و انرژی کرنشی الاستیک) نتواند با انرژی ورودی در سازه به تعادل برسد. با ورود سازه به محدوده غیرخطی و اتلاف انرژی با کرنش‌های غیرخطی، تغییرمکان‌های پسماند نیز در سازه ایجاد می‌شود. در سازه‌های بتن‌آرمه این تغییرمکان‌های پسماند با ترک خوردن بتن و جاری شدن آرماتورها یا به عبارت ساده‌تر ایجاد آسیب در اعضا همراه است [۳۹]. از آنجایی که وجود آسیب در سازه با انرژی کرنشی پلاستیک ارتباط مستقیم داد به نظر می‌رسد این پارامتر بهترین معیار برای ارزیابی آسیب در سازه باشد [۳۹]. در این تحقیق پیشنهاد می‌شود شاخص آسیب بر اساس رابطه ۵ تعریف شود:

$$DI = \frac{E_{in}}{E_C} \quad (۵)$$

که در این رابطه  $E_{in}$  مقدار انرژی کرنشی پلاستیک تلف شده در سازه و  $E_C$  مقدار ظرفیت انرژی کرنشی پلاستیک در سازه در هر بار لرزه‌ای است. این پارامتر را می‌توان به صورت مقدار انرژی کرنشی پلاستیک سازه در لحظه ناپایداری سازه در بار لرزه‌ای تعریف کرد. برای این منظور می‌توان شدتی از بار لرزه‌ای که در آن سازه دچار ناپایداری می‌شود را به سازه اعمال و مقدار انرژی کرنشی پلاستیک تلف شده را در لحظه ناپایداری محاسبه نمود. طبیعی است مقدار  $E_C$  برای هر سازه نمی‌تواند یک مقدار مشخص و ثابت باشد چراکه این پارامتر به عواملی مانند تعداد چرخه‌ها و محتوای فرکانسی هر رکورد وابسته است [۴۰، ۴۱]. به عبارت ساده‌تر مقدار  $E_C$  در رکوردی که یک پیک اصلی دارد و سازه در اثر آن به ناپایداری می‌رسد متفاوت است از  $E_C$  ای که پس از چند چرخه به ناپایداری می‌رسد. بنابراین  $E_C$  در هر رکورد می‌تواند یک مقدار مشخص داشته باشد. برای محاسبه  $E_C$  می‌توان از روش ارائه شده در تحقیق مرادی و عبدالمحمدی (۲۰۲۰) استفاده کرد [۳]. آن‌ها منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) و شکنندگی را بر اساس انرژی کرنشی پلاستیک تعریف کردند. آن‌ها بجای استفاده از دریافت، از  $E_{in}$  به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) استفاده کردند. برای محاسبه  $E_C$  می‌توان یک تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) با در نظر گرفتن  $E_{in}$  به عنوان EDP انجام داد. مقدار انرژی کرنشی پلاستیک تلف شده در لحظه ناپایداری سازه همان ظرفیت انرژی سازه ( $E_C$ ) تحت آن رکورد مشخص است. بنابراین می‌توان با داشتن  $E_C$  هر رکورد و مقدار  $E_{in}$  مقدار DI را در شدت‌های مختلف بار لرزه‌ای بر مبنای رابطه ۵ تعریف نمود.

برای ارزیابی این روش، در هر بار لرزه‌ای شاخص آسیب ارائه شده توسط پارک-انگ که با روش گش و همکاران (۲۰۱۱) برای سازه قابل استفاده شده است، نیز محاسبه و با روش ارائه شده در این تحقیق مقایسه شده است. در انتها با استفاده از کالیبره کردن شاخص آسیب پیشنهاد شده در این تحقیق با تحقیق گش و همکاران (۲۰۱۱)، سطوح مختلف آسیب نیز پیشنهاد شده است.

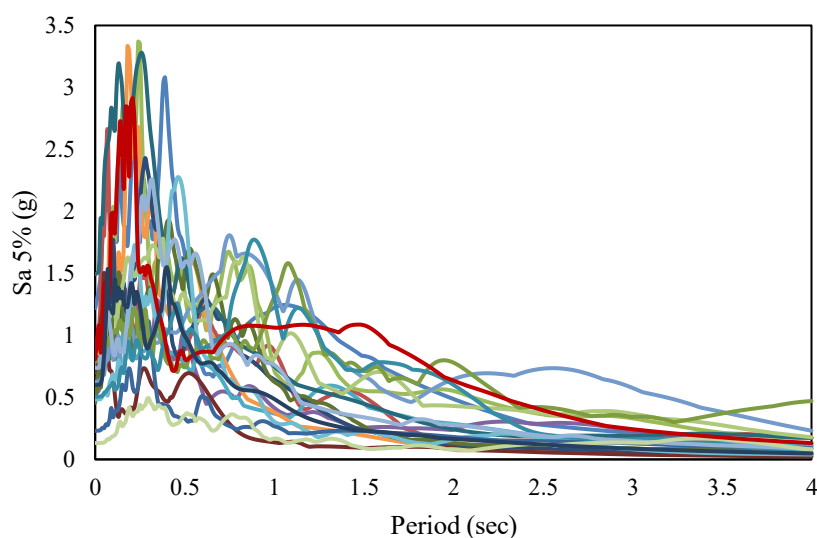
#### ۴- بارهای لرزه‌ای

در این تحقیق از بیست رکورد حوزه نزدیک بر مبنای پیشنهاد FEMA P695 استفاده شده است. ۱۴ رکورد از این بیست رکورد دارای پالس و ۶ رکورد نیز بدون پالس هستند. در جدول ۲ نام و مشخصات این رکوردها ارائه شده است. رکوردهای حوزه نزدیک دارای ویژگی‌هایی مانند فاصله کم از گسل، پیرو غالب کمتر، نسبت PGV به PGA کمتری نسبت به رکوردهای حوزه دور هستند [۴۲، ۴۳]. معمولاً برای سازه‌های کوتاه و میان مرتبه رکوردهای حوزه نزدیک پاسخ بیشتری را ایجاد می‌نمایند [۴۴، ۵]. در شکل ۴ طیف پاسخ این

رکوردها ارائه شده است. در این تحقیق از روش دینامیکی افزایشی استفاده شده است. برای شدت بار لرزه‌ای از PGA استفاده شده است. هر رکورد از PGA برابر با ۰/۱ شتاب زمین مقیاس و با گام‌های ۰/۱ تا نقطه ناپایداری سازه مقیاس و به سازه اعمال شده است. نقطه ناپایداری سازه نیز منطبق بر رسیدن بیشینه نسبت تغییر مکان طبقات (Maximum drift ratio) سازه به مقدار ۰/۱ [۱] در نظر گرفته شده است. تحلیل IDA معمولاً تا نقطه ناپایداری سازه ادامه می‌یابد. البته در تحقیقات متعدد اگر صرفاً شکنندگی تا سطح آستانه فروریزش ملاک باشد تا دریافت این سطح انجام می‌شود. در تحقیقات متعدد مانند [۱، ۳] معیار ناپایداری سازه مقدار نسبت دریافت ۰.۱ در نظر گرفته شده است. البته روش‌های دیگری مانند نقطه‌ای که شیب منحنی IDA به ۲۰٪ شیب اولیه می‌رسد نیز به عنوان معیار پایان این تحلیل معرفی شده است که در این تحقیق مورد استفاده قرار نگرفته است. در ادامه رفتار لرزه‌ای مدل‌های سازه‌ای تحت این رکوردها ارائه شده است. در تحقیقات متعددی [۱، ۳، ۱۱، ۴۵، ۴۶] از تعداد ۲۰ رکورد استفاده شده است. طبیعتاً هرچه تعداد رکوردها بیشتر باشد دقت تحلیل بیشتر بوده اما در عوض زمان و هزینه تحلیل بیشتر است اما در تحقیقات متعدد استفاده از ۲۰ رکورد به عنوان یک عدد قابل قبول امری متداول است. شوم و کرنل (۱۹۹۹) [۴۷] نشان دادند انتخاب ده تا بیست رکورد می‌تواند دقت آنالیز را بالا ببرد و بیشتر تحقیقات نیز از همین رفرنس استفاده کرده و تعداد ۲۰ رکورد را در نظر گرفته‌اند. البته FEMA p695 ۲۸ رکورد را برای حوزه نزدیک معرفی کرده است که از بین آن‌ها ۲۰ رکورد انتخاب شده‌اند.

جدول ۲: مشخصات رکوردها [۴۸-۵۰]

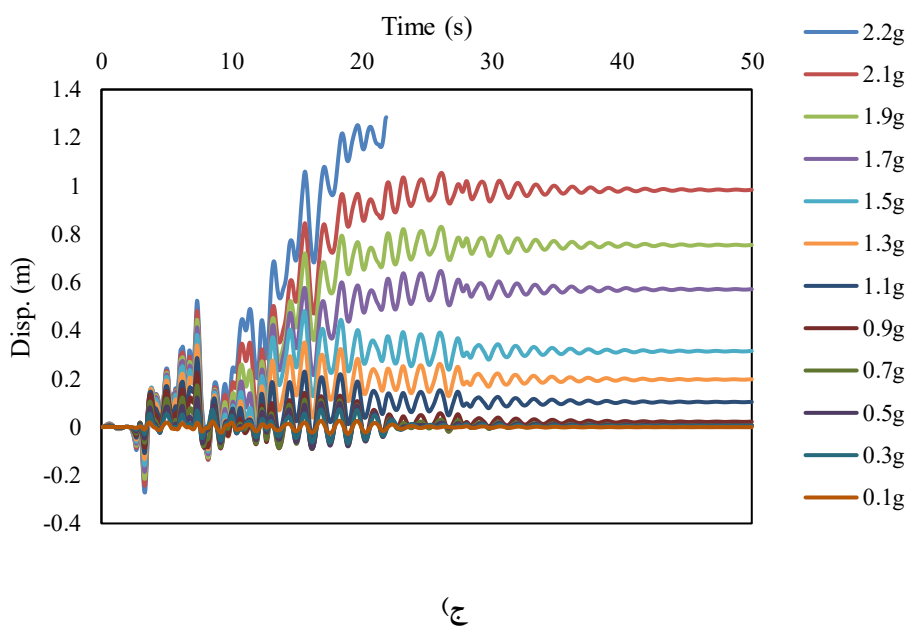
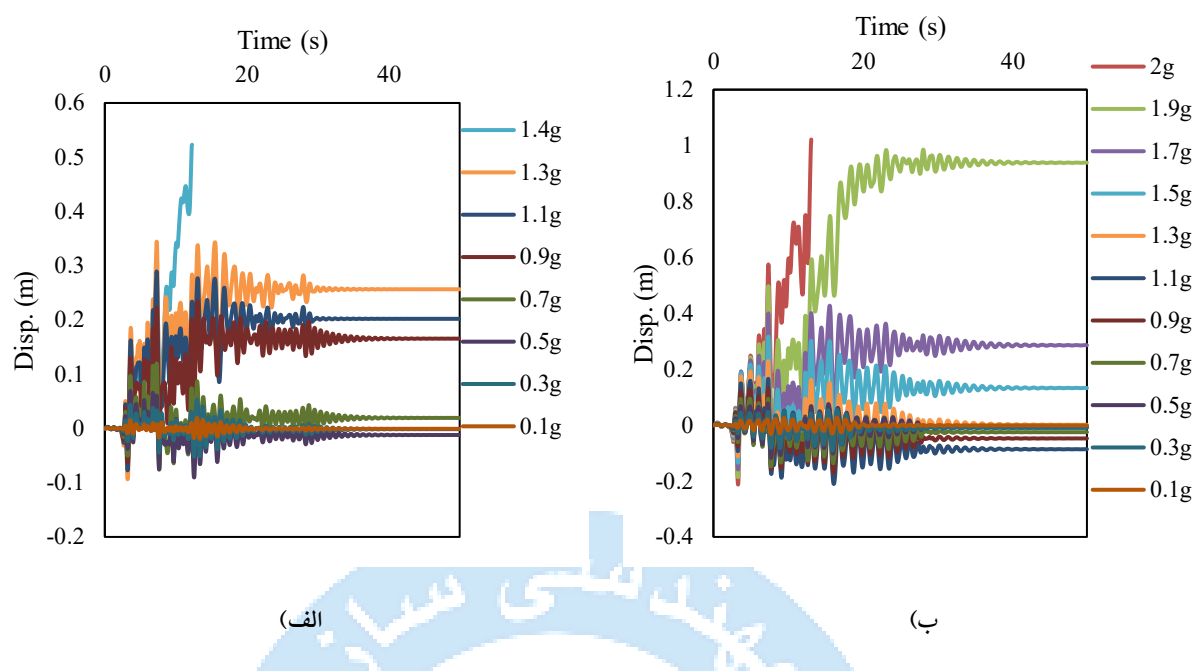
ID No.	Lowest Freq (Hz.)	PEER.NGA Record information		PGAmax (g)	M	PGVmax (cm/s.)
		FN Component	FP Component			
1	0.13	IMPVALL/H-E06_233	IMPVALL/H-E06_323	0.44	6.5	111.9
2	0.13	IMPVALL/H-E07_233	IMPVALL/H-E07_323	0.46	6.5	108.9
3	0.16	ITALY/A-STU_223	ITALY/A-STU_313	0.31	6.9	45.5
4	0.15	SUPERST/B-PTS_037	SUPERST/B-PTS_127	0.42	6.5	106.8
5	0.13	LOMAP/STG_038	LOMAP/STG_128	0.38	6.9	55.6
6	0.13	ERZIKAN/ERZ_032	ERZIKAN/ERZ_122	0.49	6.7	95.5
7	0.07	CAPEMEND/PET_260	CAPEMEND/PET_350	0.63	7	82.1
8	0.10	LANDERS/LCN_239	LANDERS/LCN_329	0.79	7.3	140.3
9	0.11	NORTHR/RRS_032	NORTHR/RRS_122	0.87	6.7	167.3
10	0.12	NORTHR/SYL_032	NORTHR/SYL_122	0.73	6.7	122.8
11	0.13	KOCAELI/IZT_180	KOCAELI/IZT_270	0.22	7.5	29.8
12	0.08	CHICHI/TCU065_272	CHICHI/TCU065_002	0.82	7.6	127.7
13	0.06	CHICHI/TCU102_278	CHICHI/TCU102_008	0.29	7.6	106.6
14	0.10	DUZCE/DZC_172	DUZCE/DZC_262	0.52	7.1	79.3
15	0.06	GAZLI/GAZ_177	GAZLI/GAZ_267	0.71	6.8	71.2
16	0.13	IMPVALL/H-BCR_233	IMPVALL/H-BCR_323	0.76	6.5	44.3
17	0.06	IMPVALL/H-CHI_233	IMPVALL/H-CHI_323	0.28	6.5	30.5
18	0.13	NAHANNI/S2_070	NAHANNI/S2_160	0.45	6.8	34.7
19	0.13	LOMAP/BRN_038	LOMAP/BRN_128	0.64	6.9	55.9
20	0.25	LOMAP/CLS_038	LOMAP/CLS_128	0.51	6.9	45.5



شکل ۴: طیف پاسخ رکوردهای منتخب

## ۵- ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها

پیش از ورود به بررسی شاخص آسیب بر مبنای روش پیشنهادی، پاسخ دینامیکی سازه‌ها بررسی شده است. عوامل مختلفی در ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌ها معرفی شده‌اند. جابجایی افقی بام، بیشینه نسبت تغییر مکان طبقات، شتاب طبقات، برش پایه، دوران مفاصل پلاستیک و ... پارامترهایی هستند که در ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند [۵۱]. اما در این تحقیق به طور خاص از جابجایی افقی بام، دوران مفاصل پلاستیک و منحنی تاریخچه زمانی انرژی کرنشی پلاستیک در سازه‌ها استفاده شده است. در گام نخست در شکل ۵ منحنی تاریخچه زمانی جابجایی افقی بام سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت رکورد زلزله لوما در بیشینه شتاب‌های مختلف ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد همان‌طور که انتظار می‌رفت با افزایش شتاب وارد بر سازه مقدار حداکثر جابجایی افقی افزایش می‌یابد. در شدت‌های بار لرزه‌ای کم، جابجایی پسماند در انتهای تحلیل برابر صفر است اما با افزایش شتاب وارد بر سازه جابجایی پسماند در سازه ظاهر می‌شود. جابجایی پسماند نیز با افزایش شتاب افزایش می‌یابد. در گام آخر تحلیل (به عنوان مثال بیشینه شتاب  $1/4g$  در سازه سه طبقه) سازه به حد ناپایداری رسیده و تحلیل متوقف شده است.

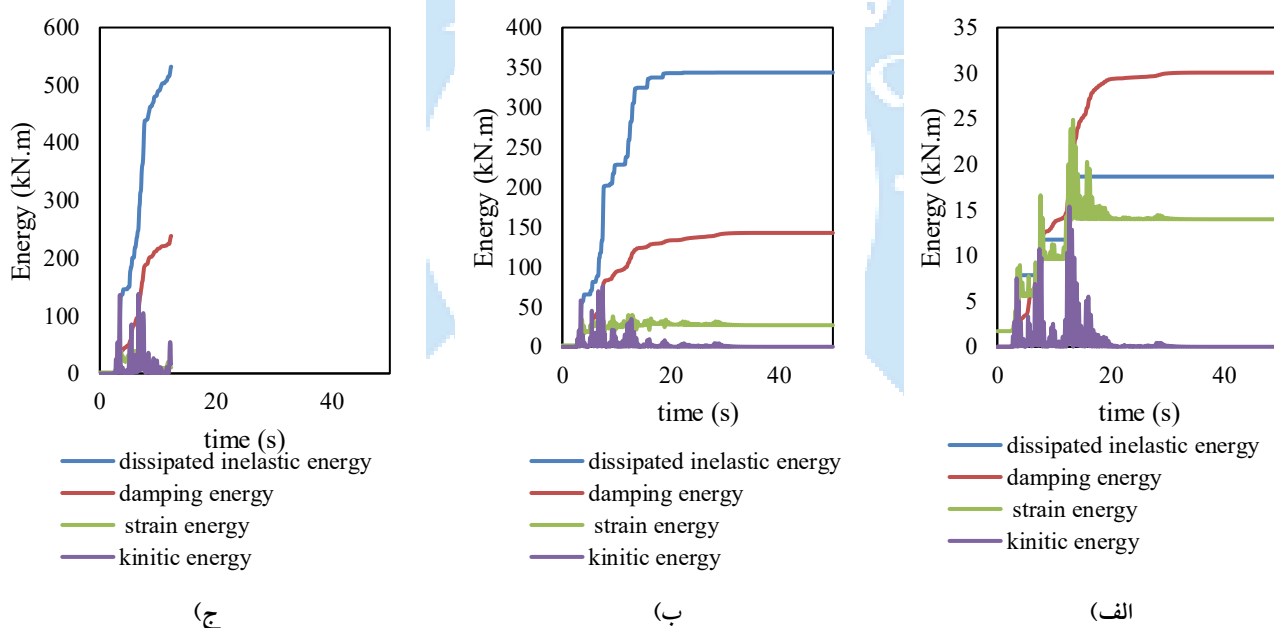


شکل ۵: منحنی تاریخچه زمانی جابجایی افقی بام الف) سازه سه ب) سازه شش ج) سازه نه طبقه

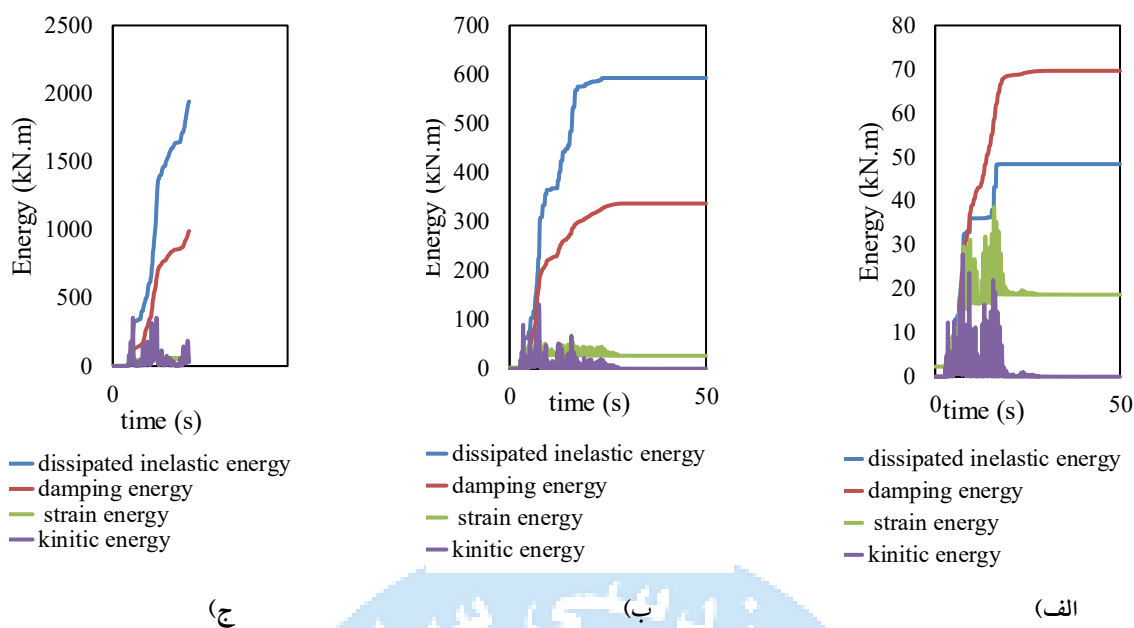
تأثیر یک رکورد بر پاسخ دینامیکی غیر خطی سازه ها به عوامل مختلفی بستگی دارد. پریود سازه، پریود غالب رکورد، مقاطع بکار رفته در سازه و ... از جمله مواردی هستند که باعث می شود پاسخ دینامیکی یک سازه نسبت به سازه دیگر متفاوت باشد. در این شکل، مشخص است در بیشینه شتاب  $1/3g$  سازه سه طبقه به مرز ناپایداری می رسد اما دو سازه شش و نه طبقه در بیشینه شتاب  $1/9g$  و  $2/1g$  به مرز ناپایداری می رسند. این موضوع نشان می دهد که طبیعتاً پاسخ دینامیکی در سازه سه طبقه تحت این رکورد بیشتر از پاسخ دینامیکی در سازه های شش و نه طبقه است بنابراین در از ذهن نیست که نسبت در یقوت در کل سازه (دریفت بام به پای سازه) نزدیک به دریفت سطح ناپایداری باشد. به همین خاطر مقدار جابجایی بیشینه در سازه سه طبقه در این بیشینه شتاب و رکورد برابر با ۳۵ سانتی متر

است. این مقدار در سازه شش طبقه برابر با ۲۵ سانتی متر و در سازه نه طبقه برابر با ۳۲ سانتی متر محاسبه شده است. این مقادیر جابجایی افقی برابر با نسبت دررفت کلی ۰/۰۳۹، ۰/۰۱۴ و ۰/۰۱۳ به ترتیب در سازه‌های سه، شش و نه طبقه است. به عبارت ساده‌تر مقدار نسبت دررفت کلی (جابجایی بام نسبت به پای سازه تقسیم بر ارتفاع کلی سازه) در سازه سه طبقه بیشتر از شش و در سازه شش طبقه بیشتر از نه طبقه در این رکورد خاص در بیشینه شتاب ۱/۳g محاسبه شده است.

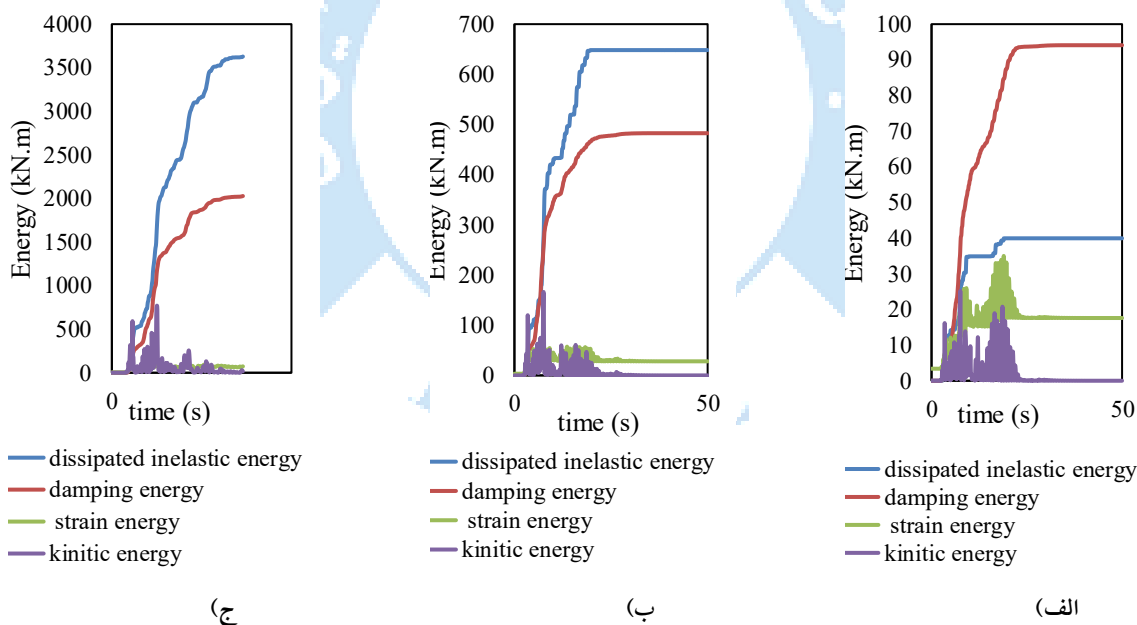
در شکل ۶ منحنی‌های انرژی درونی در سازه‌ی سه طبقه در چند بیشینه شتاب ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود در بیشینه شتاب‌های کم نقش میرایی و انرژی کرنشی الاستیک در تعادل انرژی بیشتر از سایر انرژی‌های درونی است. با افزایش شتاب مقدار انرژی کرنشی پلاستیک تلف شده در سازه و در تعادل انرژی افزایش می‌یابد. به عنوان مثال در شکل ۶ در بیشینه شتاب ۰/۳g انرژی تلف شده در اثر میرایی بیشترین مقدار را در تعادل انرژی دارد. در بیشینه شتاب ۰/۹g انرژی کرنشی پلاستیک بیشترین سهم را در این تعادل دارد که نشان می‌دهد با افزایش شتاب وارده، سهم انرژی کرنشی پلاستیک در تعادل انرژی افزایش می‌یابد. شکل ۶-ج مقدار انرژی‌های درونی را در لحظه ناپایداری سازه ارائه می‌دهد. بر اساس این شکل در لحظه ناپایداری سازه مقادیر انرژی‌های درونی در سازه افزایش ناگهانی دارند. در شکل ۷ و ۸ منحنی‌های تاریخچه زمانی انرژی‌های درونی سازه‌های شش و نه طبقه ارائه شده است. یکی از قابلیت‌های منحصر به فرد نرم‌افزار پرفورم ارائه منحنی‌های انرژی است. این منحنی‌ها هم به صورت انرژی‌های درونی و هم به صورت سهم هر گروه از المان‌ها از انرژی تلف شده قابل ارائه است. به عنوان مثال در شکل ۸ منحنی‌های تاریخچه زمانی انرژی‌های درونی و در شکل ۱۲ منحنی‌های انرژی کرنشی تلف شده در سازه از نرم‌افزار خروجی گرفته و به نمایش در آمده است.



شکل ۶: منحنی‌های تاریخچه زمانی انرژی‌های درونی در سازه سه طبقه تحت رکورد زلزله لوما در بیشینه شتاب‌های الف) ۰/۳g ب) ۰/۹g ج) ۱/۴g



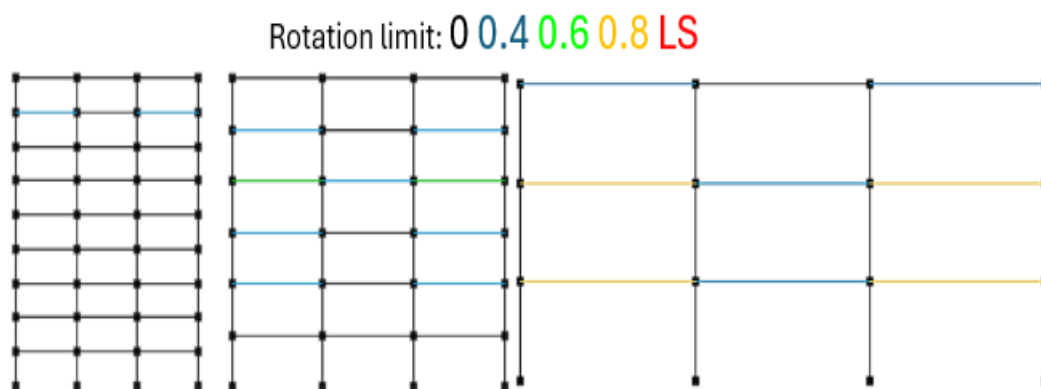
شکل ۷: منحنی‌های تاریخچه زمانی انرژی‌های درونی در سازه شش طبقه تحت رکورد زلزله لوما در بیشینه شتاب‌های الف) ۰/۳ g (ب) ۰/۹ g (ج) ۱/۴ g



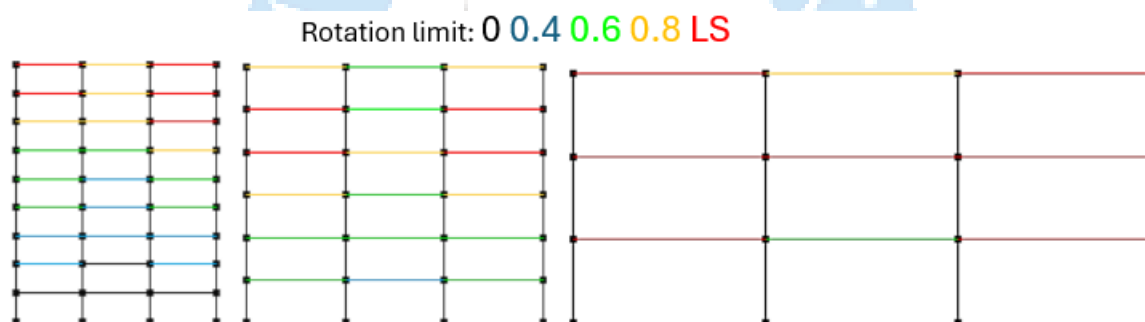
شکل ۸: منحنی‌های تاریخچه زمانی انرژی‌های درونی در سازه شش طبقه تحت رکورد زلزله لوما در بیشینه شتاب‌های الف) ۰/۳ g (ب) ۰/۹ g (ج) ۲/۲ g

برای درک بهتر از مقدار انرژی کرنشی تلف شده در سازه، بازه دوران مفاصل پلاستیک در سطوح عملکرد ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) برای سازه‌های سه، شش و نه طبقه مورد نظر این تحقیق تحت بیشینه شتاب‌های مختلف در شکل ۹ تا ۱۱ ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود در بیشینه شتاب ۰/۳g دوران در سازه‌های شش و نه طبقه دور از سطح LS است اما دوران بعضی تیرهای سازه سه طبقه در آستانه رسیدن به سطح LS هستند. با افزایش شتاب وارد بر سازه به مقدار ۰/۹ g دوران در اعضا افزایش می‌یابد به گونه‌ای که در هر سه تیپ سازه‌ای برخی از تیرها به دوران سطح LS رسیده‌اند. در بیشینه شتاب مربوط به ناپایداری سازه نیز دوران بسیاری از اعضا به سطح CP رسیده یا از آن رد شده‌اند. مکانیسم ناپایداری در سازه‌های سه و شش طبقه از طبقه اول و در سازه نه طبقه از

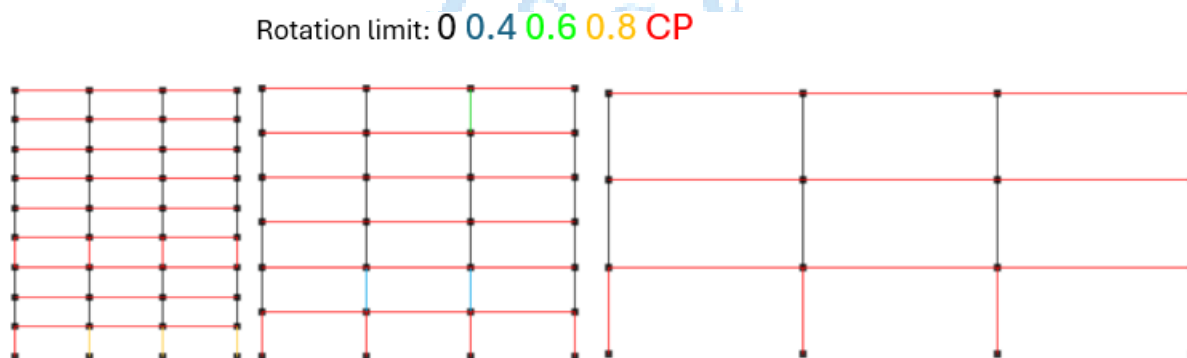
طبقه چهارم شروع شده است. همان طور که در متن بیان شده است تحلیل مورد استفاده در این تحقیق از نوع دینامیکی افزایشی است که تمامی سطوح را از ناحیه الاستیک تا ناحیه ناپایداری را در برمی گیرد. نتایج ارائه شده در این تحقیق نیز گواه بر این ادعا هستند. آنجایی که در شکل ۱۰ دوران سطوح عملکردی برای سطح ایمنی جانی و در شکل ۱۱ برای سطح آستانه فروریزش ارائه شده است. در نرم افزار Perform-3d برخلاف نرم افزار Sap2000 نتایج برای تمام سطوح عملکردی به صورت یکجا ارائه نمی شود بلکه باید مشخص شود که دوران برای کدام سطح آسیب باید ارائه شود. به همین دلیل به تفکیک رنگ نمی توان دوران را به صورت یکجا به نمایش گذاشت.



شکل ۹: بازه دوران مفاصل پلاستیک در سازه های مورد نظر تحقیق تحت رکورد زلزله لوما در بیشینه شتاب  $g/0.3$



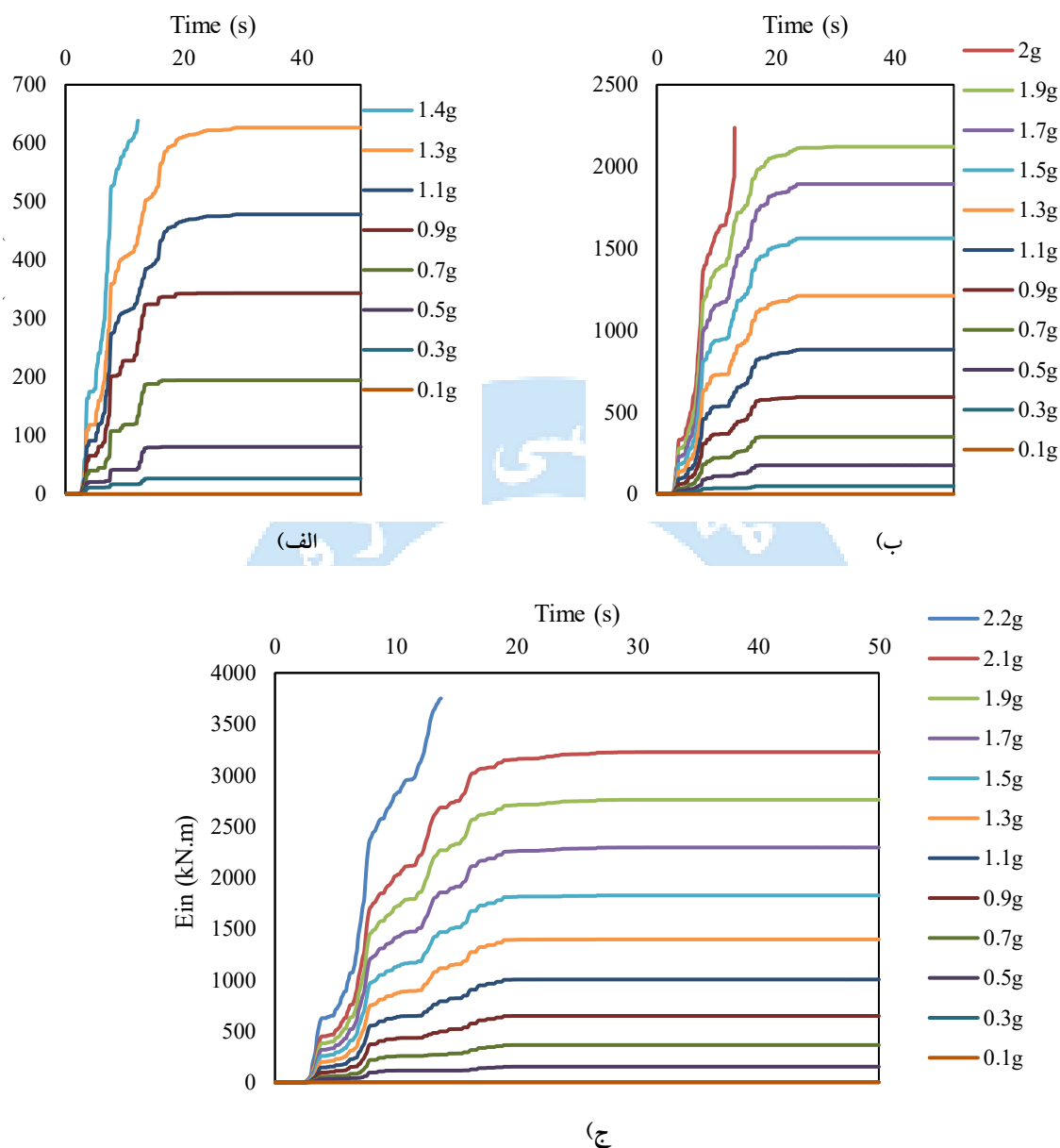
شکل ۱۰: بازه دوران مفاصل پلاستیک در سازه های مورد نظر تحقیق تحت رکورد زلزله لوما در بیشینه شتاب  $g/0.9$



شکل ۱۱: بازه [۰-۰.۲] دوران مفاصل پلاستیک در سازه های مورد نظر تحقیق تحت رکورد زلزله لوما در بیشینه شتاب سطح ناپایداری

در شکل ۱۲ منحنی های تاریخچه زمانی انرژی کرنشی تلف شده در سازه های مورد نظر تحقیق تحت رکورد زلزله لوما در بیشینه شتاب های مختلف ارائه شده است. بر اساس این شکل، در بیشینه شتاب های کم مقدار انرژی کرنشی تلف شده در سیستم برابر صفر بوده و

با افزایش شتاب افزایش می‌یابد. بر اساس نتایج و بر اساس انتظار مقادیر انرژی کرنشی پلاستیک در سازه‌ی سه طبقه کمتر از سازه شش و در شش کمتر از نه طبقه است. چراکه سازه نه طبقه مقاطع بیشتر و بزرگ‌تر و در نتیجه ظرفیت انرژی بیشتری نسبت به سایر سازه‌ها دارد.

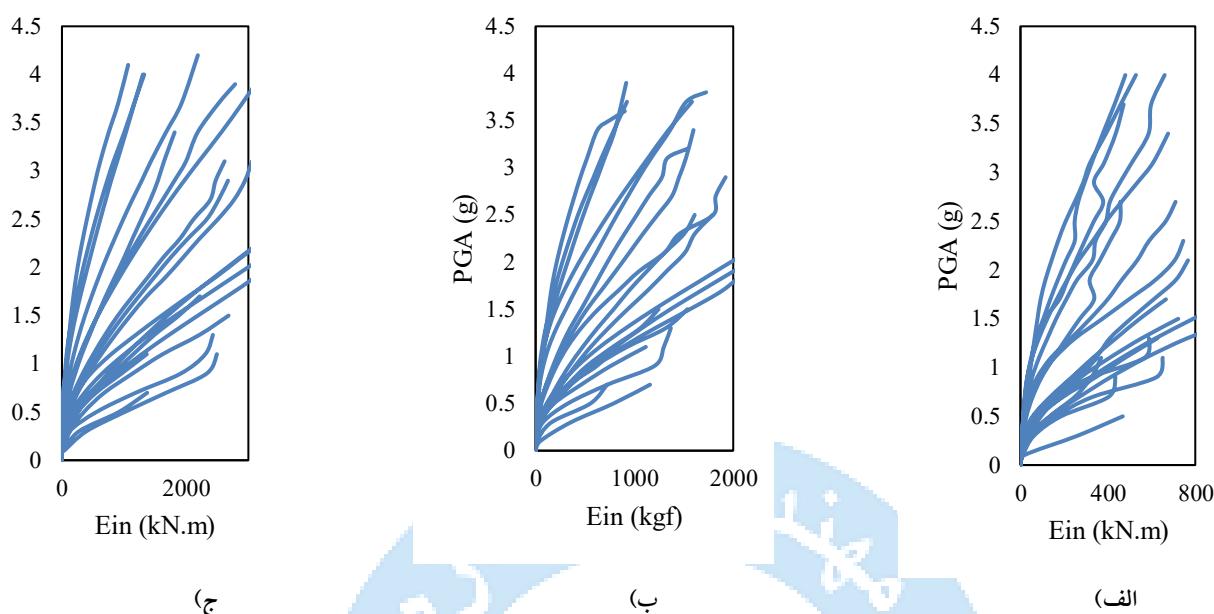


شکل ۱۲: منحنی تاریخچه زمانی انرژی کرنشی پلاستیک (الف) سازه سه (ب) سازه شش (ج) سازه نه طبقه

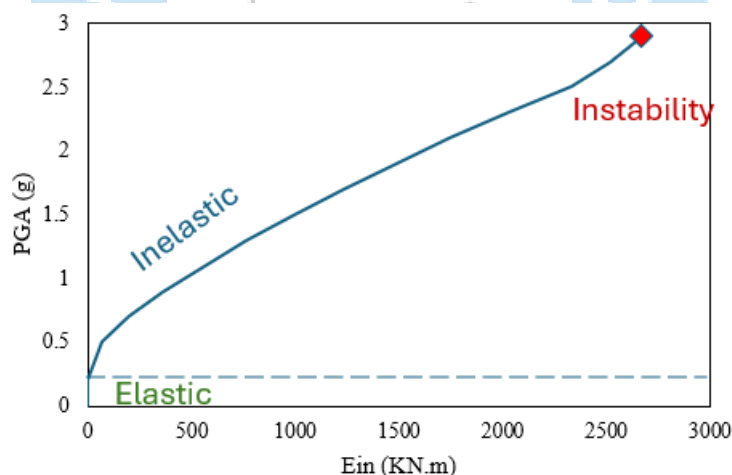
## ۶- محاسبه شاخص آسیب در سازه‌ها

برای ارزیابی خاص آسیب در روش پیشنهادی ابتدا نیاز به استخراج منحنی‌های IDA بر مبنای انرژی کرنشی پلاستیک به عنوان EDP است. در هر شدت بار لرزه‌ای در تحلیل IDA مقدار کل انرژی کرنشی پلاستیک تلف شده محاسبه و در نمودارهای شکل ۱۳ ارائه شده است. این منحنی‌ها از سه بخش تشکیل شده است. بخش اول مربوط به ناحیه الاستیک است که در آن مقدار انرژی کرنشی پلاستیک برابر با صفر است. بخش دوم مربوط به ناحیه پلاستیک است که در آن مقدار انرژی کرنشی بیشتر از صفر است و ناحیه سوم مربوط به

انرژی در آخرین گام تحلیل دینامیکی افزایش یافته که متناظر به نقطه ناپایداری سازه است. برای درک بهتر منحنی IDA مبتنی بر انرژی کرنشی پلاستیک به همراه سه بخش اصلی این منحنی‌ها برای سازه ۹ طبقه تحت رکورد GAZLI در شکل ۱۴ ارائه شده است.

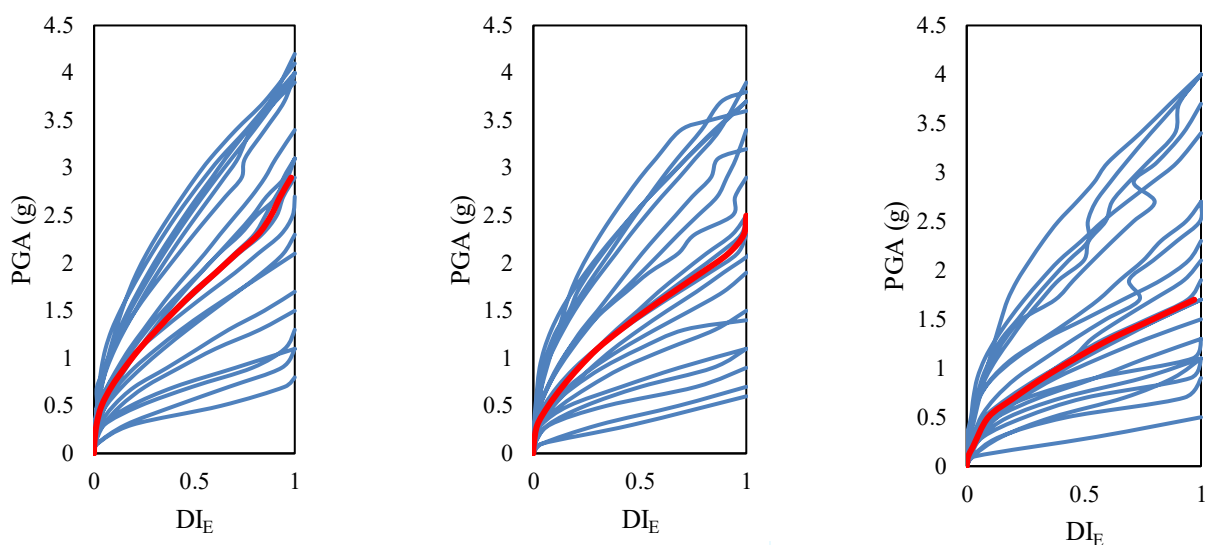


شکل ۱۳: منحنی‌های IDA بر مبنای انرژی کرنشی پلاستیک در سازه الف) سه طبقه ب) شش طبقه ج) نه طبقه



شکل ۱۴: منحنی IDA سازه نه طبقه تحت رکورد زلزله GAZLI بر مبنای Ein

بر اساس رابطه ۵، شاخص آسیب پیشنهادی در این تحقیق ( $DI_E$ ) برابر است با نسبت مقدار انرژی کرنشی پلاستیک تلف شده در هر بیشینه شتاب ( $E_{in}$ ) به مقدار انرژی کرنشی تلف شده در نقطه ناپایداری سازه (نقطه قرمز در شکل ۱۴) که به عنوان ظرفیت انرژی کرنشی کل سازه در هر رکورد ( $E_c$ ) تعریف شده است. در شکل ۱۵ منحنی‌های IDA بر مبنای شاخص آسیب ارائه شده در این تحقیق (رابطه ۵) نشان داده شده است. در این شکل منحنی قرمز رنگ نشان‌دهنده میانه منحنی‌های IDA است. منحنی‌های IDA حاصل از شاخص انرژی پیشنهاد شده در این تحقیق از سه بخش بدون آسیب (شاخص آسیب برابر با صفر)، بخش آسیب (شاخص آسیب بین صفر و یک) و بخش ناپایداری (شاخص آسیب برابر با یک) تشکیل شده است. ویژگی اصلی این شاخص که مبتنی بر انرژی است این است که به سادگی بر اساس مقدار شاخص مشخص می‌شود سازه در محدوده پلاستیک قرار می‌گیرد یا بدون آسیب و در محدوده الاستیک است. این ویژگی در سایر شاخص‌های آسیب وجود ندارد و صرفاً با حالات آسیب کم، متوسط و ... بیان می‌شود. در تحقیقات مختلف نیز آسیب پذیری سازه به چهار دسته کم، متوسط، زیاد و کامل تقسیم بندی شده است و منحنی‌های شکنندگی بر این اساس ترسیم شدند [۱۱-۷].



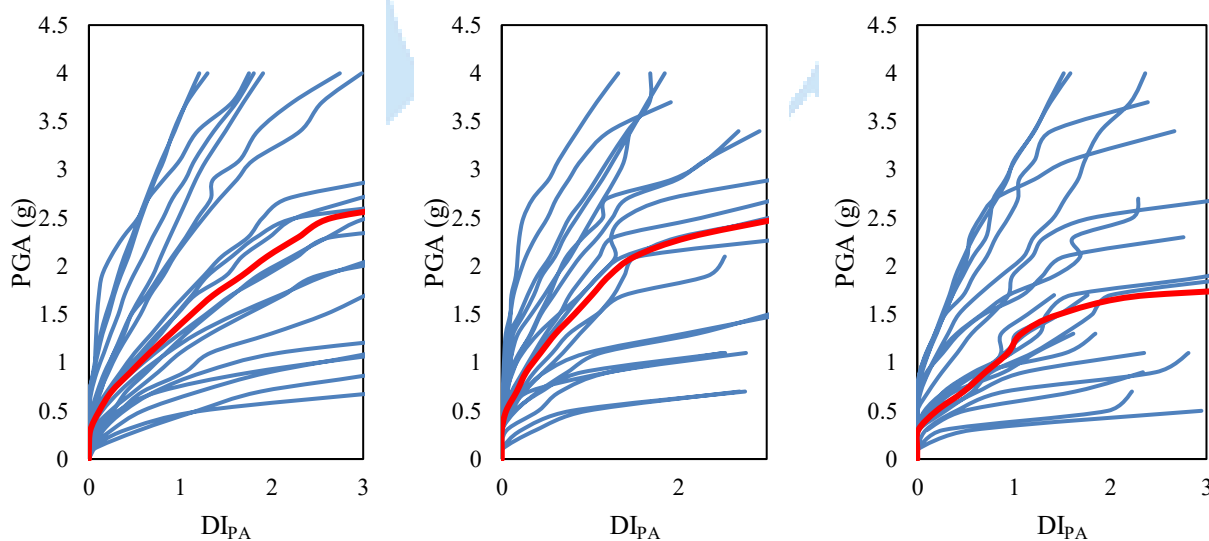
(ج)

(ب)

(الف)

شکل ۱۵: منحنی IDA بر مبنای شاخص آسیب پیشنهاد شده در تحقیق حاضر در سازه‌های الف) سه ب) شش طبقه ج) نه طبقه

برای ارزیابی روش ارائه شده در این تحقیق، شاخص آسیب‌های سازه‌های مد نظر این تحقیق با روش پارک-انگ که با روش گش و همکاران (۲۰۱۱) ( $DI_{PA}$ ) برای سازه‌ها کارا شده مقایسه شده است. در شکل ۱۶ منحنی‌های IDA بر مبنای شاخص آسیب به روش پارک-انگ برای سازه‌های مختلف ارائه شده است. در این شکل نیز منحنی قرمز رنگ نشان‌دهنده میانه منحنی‌های IDA در هر PGA است.



(ج)

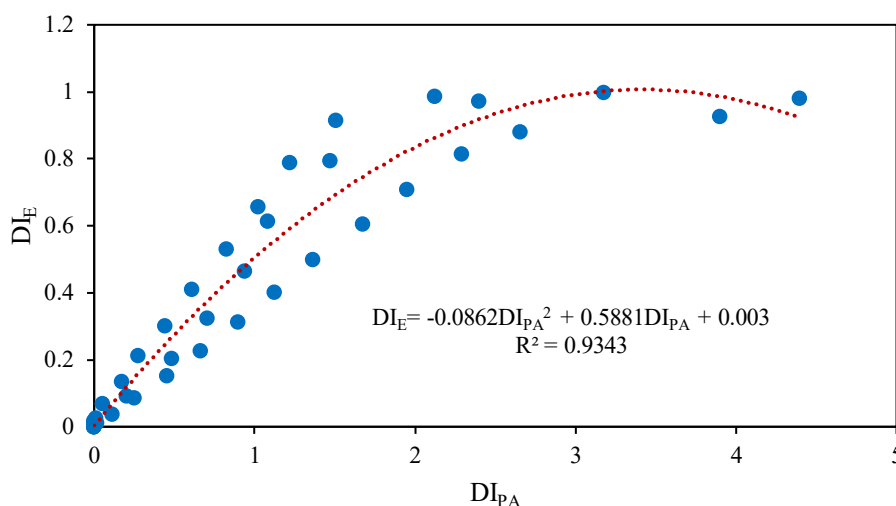
(ب)

(الف)

شکل ۱۶: منحنی IDA بر مبنای شاخص آسیب پارک-انگ در سازه‌های الف) سه ب) شش طبقه ج) نه طبقه

بر اساس مراجع مختلف [۵۳, ۳۸] سطح آسیب برای سطوح کم، متوسط، زیاد، و کامل بر مبنای شاخص آسیب پارک-انگ به ترتیب برابر با ۰/۱۱، ۰/۴، ۰/۷۷ و ۱ تعریف می‌شود. در ابتدا یک ارتباط بین منحنی‌های میانه شاخص‌های آسیب بر مبنای روش پیشنهادی در این تحقیق ( $DI_E$ ) و روش پارک-انگ ( $DI_{PA}$ ) ارائه شده است. این ارتباط بر مبنای شکل ۱۷ به صورت رابطه ۶ ارائه شده است:

$$DI_E = -0.0862DI_{PA}^2 + 0.5881DI_{PA} + 0.003 \quad (۶)$$

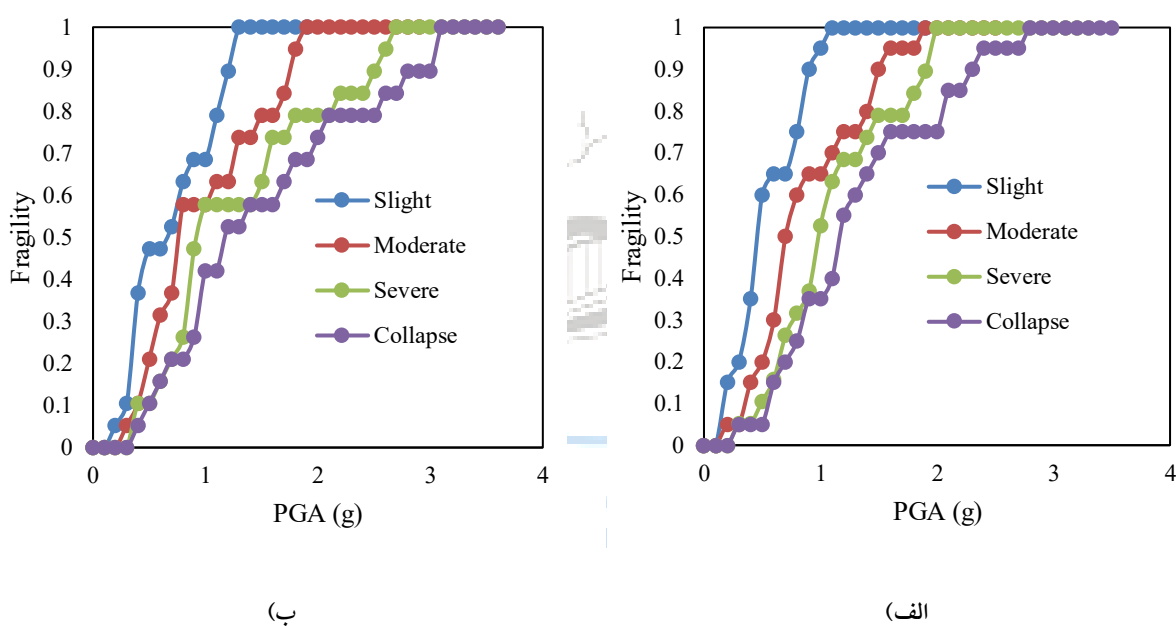


شکل ۱۷: ارتباط بین مقادیر میانه شاخص آسیب حاصل از روش پارک-انگ و روش پیشنهادی در این تحقیق

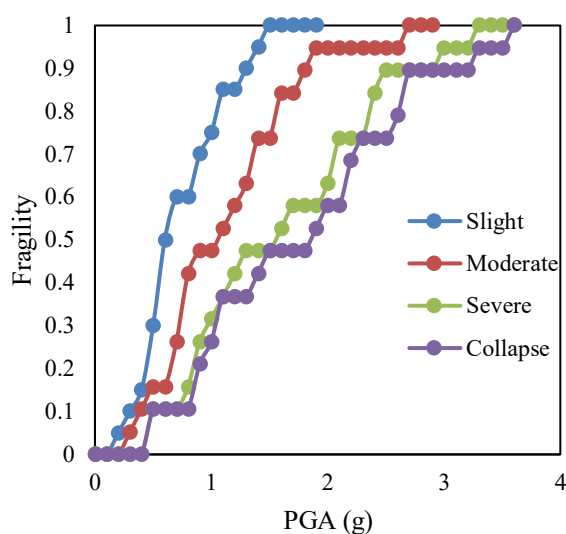
بر این اساس رابطه، سطوح مختلف آسیب در روش پیشنهادی برای سطوح کم، متوسط، زیاد، و کامل به ترتیب برابر با ۰/۰۶۷، ۰/۲۲، ۰/۴ و ۰/۵ محاسبه شده است. به عنوان مثال اگر شاخص آسیب در روش پیشنهادی از ۰/۲۲ عبور کند نشان می‌دهد که سازه دچار سطح آسیب متوسط شده است. از طرفی شاخص پارک-انگ در محاسبه مقدار شاخص آسیب در سطح ناپایداری سازه ناکارآمد است اما در روش پیشنهادی شاخص آسیب یک متناظر با نقطه ناپایداری سازه است. بنابراین با قرار دادن مقدار ۱ به عنوان  $DI_E$  در رابطه ۶ می‌توان مقدار  $DI_{PA}$  را در سطح ناپایداری تخمین زد. این مقدار برابر با ۳/۴ محاسبه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود بر اساس روش پارک-انگ فاصله زیادی بین سطح آسیب خرابی کلی و ناپایداری وجود دارد. لازم به ذکر است که شاخص پارک-انگ در شدت‌های زیاد بار لرزه‌ای از مقدار یک تجاوز می‌کند. در این شاخص آخرین سطح آسیب مربوط به خرابی کلی است که با ناپایداری سازه تفاوت دارد. تا به حال سطحی برای ناپایداری سازه عنوان نشده بود اما در این تحقیق با توجه به اینکه روش پیشنهاد شده مبتنی بر انرژی کرنشی تلف شده در نقطه ناپایداری سازه است و با کمک رابطه ۶ این سطح برای شاخص پارک-انگ ارائه شده است.

همان‌طور که مشخص است مزیت اصلی روش پیشنهاد شده در این تحقیق سهولت استفاده و کارکردن و دخیل کردن شاخص آسیب مبتنی بر انرژی کرنشی تلف شده در سازه است. قطعاً از این روش برای هر سازه‌ی دیگر حتی پل‌ها نیز می‌توان استفاده نمود. این تحقیق یک روش کلی برای محاسبه ظرفیت انرژی و سپس شاخص آسیب پیشنهاد داده است. حال سازه می‌تواند ساختمان یا هر چیز دیگری باشد. در صورتی که یک تحلیل دینامیکی افزاینده انجام شود و ظرفیت انرژی در هر رکورد محاسبه شود این شاخص به سهولت قابل محاسبه است. نتایج نشان داده است که دقت کافی در سازه‌های بتن‌آرمه دارد. این شاخص به تعداد کمتری متغیر (فقط انرژی کرنشی تلف شده در سازه) نیاز دارد. در صورتی که شاخص پارک-انگ به چندین پارامتر جهت محاسبه نیاز دارد.

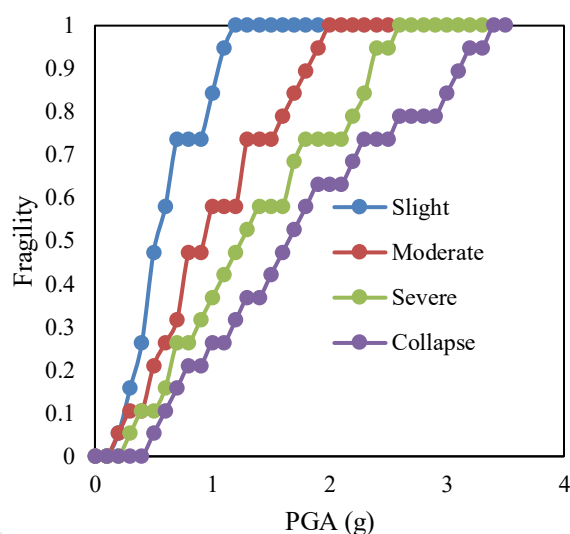
تحقیقات متعددی از شاخص آسیب به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی در ارزیابی شکنندگی سازه‌ها استفاده کردند [۵۴]. در ادامه منحنی‌های شکنندگی بر مبنای شاخص آسیب پارک-انگ و روش ارائه شده در این تحقیق محاسبه و ارائه شده است. منحنی‌های شکنندگی بر مبنای شاخص آسیب به عنوان EDP و چهار حد آسیب کم، متوسط، زیاد و کامل با دو روش پارک-انگ و روش ارائه شده در این تحقیق در شکل‌های ۱۸ تا ۲۰ نشان داده شده است. بررسی منحنی‌ها شکنندگی در سازه سه طبقه بر اساس دو روش نشان می‌دهد شکنندگی ۵۰٪ با روش ارائه شده در این تحقیق در چهار سطح آسیب کم، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب در بیشینه شتاب‌های  $0.45g$ ،  $0.7g$ ،  $1g$  و  $1.15g$  و با روش پارک-انگ در بیشینه شتاب‌های  $0.6g$ ،  $0.75g$ ،  $0.95g$  و  $1.2g$  اتفاق می‌افتد. این مقادیر در سازه ۶ طبقه در روش ارائه شده در این تحقیق به ترتیب برابر با  $0.5g$ ،  $0.9g$ ،  $1.2g$  و  $1.6g$  و با روش پارک-انگ به ترتیب برابر با  $0.6g$ ،  $1g$ ،  $1.3g$  و  $1.7g$  بدست آمده است. مقادیر متناظر با شکنندگی ۵۰٪ در سازه نه طبقه نیز برای چهار سطح آسیب کم، متوسط، زیاد و کامل با روش ارائه شده در این تحقیق به ترتیب در بیشینه شتاب‌های  $0.6g$ ،  $1.05g$ ،  $1.4g$  و  $1.6g$  و با روش پارک-انگ در بیشینه شتاب‌های  $0.5g$ ،  $1g$ ،  $1.1g$  و  $1.4g$  اتفاق افتاده است. اگرچه در احتمال ۵۰٪ مقادیر حاصل از دو روش نزدیک به هم هستند اما در نقاطی نیز اختلاف در دو روش کاملاً مشهود است. به طور کلی بررسی منحنی‌های شکنندگی حاصل از دو روش نشان می‌دهد، روش ارائه شده در این تحقیق به همراه تخمینی که در رابطه ۶ برای سطوح آسیب زده شده است با وجود سادگی و سرعت بالاتر و تعداد کمتر پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه شاخص، مقاربت زیادی با روش پارک-انگ دارد. به عبارت ساده‌تر می‌توان بیان نمود از روش ارائه شده در این تحقیق می‌توان به عنوان جایگزینی مناسب برای شاخص پارک-انگ نام برد.



شکل ۱۸: منحنی‌های شکنندگی سازه سه طبقه الف) بر مبنای روش ارائه شده در این تحقیق ب) روش پارک-انگ

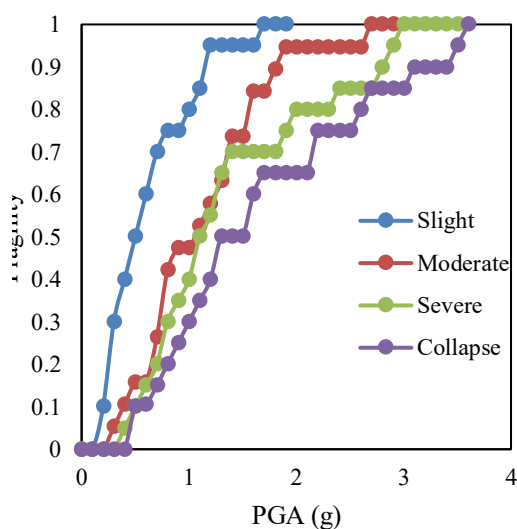


ب)

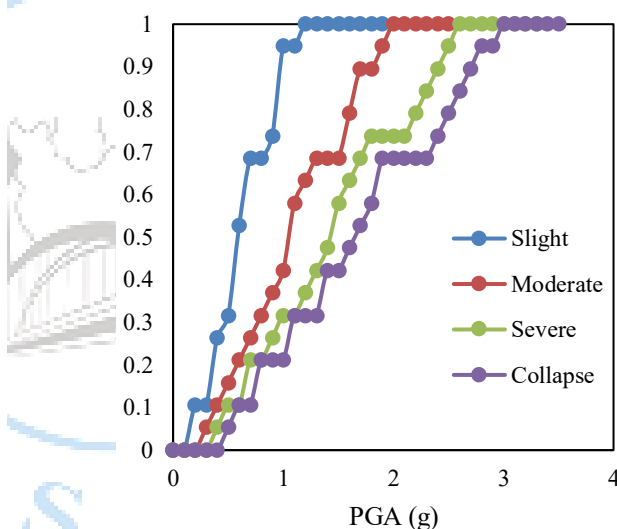


الف)

شکل ۱۹: منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی شش طبقه الف) بر مبنای روش ارائه شده در این تحقیق ب) روش پارک-انگ



ب)



الف)

شکل ۲۰: منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی نه طبقه الف) بر مبنای روش ارائه شده در این تحقیق ب) روش پارک-انگ

## ۷- خلاصه و نتیجه‌گیری

هدف از این تحقیق ارائه یک شاخص آسیب مبتنی بر انرژی کرنشی پلاستیک است که ضمن سادگی دارای دقت مناسبی باشد. این شاخص بر اساس نسبت انرژی کرنشی پلاستیک تلف شده در سازه به نسبت ظرفیت انرژی سازه (در همان رکورد) که انرژی تلف شده در نقطه ناپایداری سازه است پیشنهاد شده است. سه قاب دو بعدی ۳، ۶ و ۹ طبقه به صورت غیرخطی مدل‌سازی شده و با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تحلیل شده است. یکی از نکات مهمی که در این تحقیق به آن پرداخته شده است، ارائه مقادیر شاخص آسیب در سطوح مختلف آسیب که شامل سطح آسیب کم، متوسط، زیاد و کامل است، می‌باشد. در ابتدا پاسخ دینامیکی سازه بر مبنای منحنی‌های تاریخچه زمانی جابجایی افقی بام، انرژی کرنشی پلاستیک و دوران مفاصل پلاستیک بررسی شده و سپس منحنی‌های IDA بر مبنای

شاخص آسیب پیشنهاد شده در این تحقیق ارائه شده است. در انتها نیز منحنی‌های شکنندگی بر اساس شاخص آسیب پیشنهاد شده و شاخص آسیب پارک انگ در سطوح مختلف ارائه و مقایسه شده است. خلاصه نتایج به شرح زیر است:

۱- منحنی‌های IDA حاصل از شاخص انرژی پیشنهاد شده در این تحقیق از سه بخش بدون آسیب (شاخص آسیب برابر با صفر)، بخش آسیب (شاخص آسیب بین صفر و یک) و بخش ناپایداری (شاخص آسیب برابر با یک) تشکیل شده است. ویژگی اصلی این شاخص که مبتنی بر انرژی است این است که به سادگی بر اساس مقدار شاخص مشخص می‌شود سازه در محدوده پلاستیک قرار می‌گیرد یا بدون آسیب و در محدوده الاستیک است. این ویژگی در سایر شاخص‌های آسیب وجود ندارد و صرفاً با حالات آسیب کم، متوسط و ... بیان می‌شود.

۲- تطبیق منحنی‌های IDA میانه در دو روش پارک-انگ و روش پیشنهاد شده در این تحقیق، حکایت از این نکته دارد که می‌توان شاخص آسیب پیشنهادی را به صورت عبارت  $0.0862DI_{PA}^2 + 0.5881DI_{PA} + 0.003$  بر مبنای شاخص پارک-انگ بیان نمود. بر این اساس سطوح مختلف آسیب در روش پیشنهادی برای سطوح کم، متوسط، زیاد، و کامل به ترتیب برابر با  $0.067$ ،  $0.22$ ،  $0.4$  و  $0.5$  محاسبه شده است. همچنین سطح آسیب مربوط به ناپایداری در سازه در روش پارک-انگ برابر با  $3/4$  محاسبه شده است.

۳- بررسی منحنی‌ها شکنندگی در سازه سه طبقه بر اساس دو روش نشان می‌دهد شکنندگی  $50\%$  با روش ارائه شده در این تحقیق در چهار سطح آسیب کم، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب در بیشینه شتاب‌های  $0.7$ ،  $1$  و  $1/15$  برابر شتاب ثقل و با روش پارک-انگ در بیشینه شتاب‌های  $0.6$ ،  $0.75$ ،  $0.95$  و  $1/2$  اتفاق می‌افتد. این مقادیر در سازه ۶ طبقه در روش ارائه شده در این تحقیق به ترتیب برابر با  $0.5$ ،  $0.9$ ،  $1/2$  و  $1/6$  و با روش پارک انگ به ترتیب برابر با  $0.6$ ،  $1$ ،  $1/3$  و  $1/7$  بدست آمده است. مقادیر متناظر با شکنندگی  $50\%$  در سازه نه طبقه نیز برای چهار سطح آسیب کم، متوسط، زیاد و کامل با روش ارائه شده در این تحقیق به ترتیب در بیشینه شتاب‌های  $0.6$ ،  $1.05$ ،  $1/4$  و  $1/6$  و با روش پارک-انگ در بیشینه شتاب‌های  $0.5$ ،  $1$ ،  $1/6$  و  $1/4$  اتفاق افتاده است.

۴- به طور کلی بررسی منحنی‌های شکنندگی حاصل از دو روش نشان می‌دهد، روش ارائه شده در این تحقیق به همراه تخمینی که در رابطه ۶ برای سطوح آسیب زده شده است با وجود سادگی و سرعت بالاتر و تعداد کمتر پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه شاخص، مقاربت زیادی با روش پارک-انگ دارد. به عبارت ساده‌تر می‌توان بیان نمود از روش ارائه شده در این تحقیق می‌توان به عنوان جایگزینی مناسب برای شاخص پارک-انگ نام برد.

## مراجع

1. Goodarzi, M.J., M. Moradi, P. Jalali, M. Abdolmohammadi, and S.M. Hasheminejad, (2023) Fragility assessment of an outrigger structure system based on energy method. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 32(11-12), p. e2017.
2. Moradi, M., H.R. Tavakoli, and G.R. Abdollahzadeh, (2021) Comparison of steel and reinforced concrete frames' durability under fire and post-earthquake fire scenario. *Civil Engineering Infrastructures Journal*. 54(1), p. 145-168.
3. Moradi, M. and M. Abdolmohammadi, (2020) Seismic fragility evaluation of a diagrid structure based on energy method. *Journal of Constructional Steel Research*. 174, p. 106311.
4. Goodarzi, M.J., H. Najafi, and M. Moradi, (2022) Energy-based analysis of a steel moment frame with viscous damper under blast loading. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 9(5), p. 140-162.
5. Tavakoli, H. and M.M. Afrapoli, (2018) Robustness analysis of steel structures with various lateral load resisting systems under the seismic progressive collapse. *Engineering Failure Analysis*. 83, p. 88-101.

6. Moradi, M. and H. Tavakoli,(2020) Proposal of an Energy Based Assessment of Robustness Index of Steel Moment Frames under the Seismic Progressive Collapse. *Civil Engineering Infrastructures Journal*. 53(2), p. 277-293.
7. Tavakoli, H., M. Moradi, M. Goodarzi, and H. Najafi,(2022) Outrigger braced system placement effect on seismic collapse probability of tall buildings. *Civil Engineering Infrastructures Journal*. 55(2), p. 259-276.
8. Moradi, M. and H. Tavakoli,(2020) Energy Balance on Steel Structure with Pall Damper under Blast Loading. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. 52(10), p. 2415-2434.
9. Hait, P., A. Sil, and S. Choudhury,(2020) Seismic damage assessment and prediction using artificial neural network of RC building considering irregularities. *Journal of Structural Integrity and Maintenance*. 5(1), p. 51-69.
10. Mohsenian, V. and A. Mortezaei,(2019) New proposed drift limit states for box-type structural systems considering local and global damage indices. *Advances in Structural Engineering*. 22(15), p. 3352-3366.
11. Moradi, M., H. Tavakoli, and G. Abdollahzade,(Probabilistic evaluation of failure time of reinforced concrete frame in post-earthquake fire scenario. *Structural Concrete*.
12. Naseri, A., A. MirzaGoltabar Roshan, H. Pahlavan, and G. Ghodrati Amiri,(2022) Numerical analysis and vulnerability assessment of horizontally curved multiframe RC box-girder and CFRP retrofitting of existing bridges. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*. 8(3), p. 04022031.
13. Naseri, A., A.M. Roshan, H. Pahlavan, and G.G. Amiri,(2020) Probabilistic seismic assessment of RC box-girder bridges retrofitted with FRP and steel jacketing. *Coupled systems mechanics*. 9(4), p. 359-379.
14. Naseri, A., A.M.G. Roshan, H. Pahlavan, and G.G. Amiri,(2020) Effects of curvature radius on vulnerability of curved bridges subjected to near and far-field strong ground motions. *Struct. Monit. Maint*. 7(4), p. 367-392.
15. Shamekhi Amiri, M., A. Naseri, and M. Messgarpour Amiri,(2021) Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Structures Equipped with Eccentrically Braced Frames Having Vertical Link. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. 53(1), p. 273-296.
16. Naseri, A., H. Pahlavan, and G. Ghodrati Amiri,(2017) Probabilistic seismic assessment of RC frame structures in North of Iran using fragility curves. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 4(4), p. 58-78.
17. Madani, H.M. and K.M. Dolatshahi,(2020) Strength and stiffness estimation of damaged reinforced concrete shear walls using crack patterns. *Structural Control and Health Monitoring*. 27(4), p. e2494.
18. Cosenza, E. and G. Manfredi,(2000) Damage indices and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials*. 2(1), p. 50-59.
19. Park, Y.-J., A.H. Ang, and Y.K. Wen,(1987) Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake spectra*. 3(1), p. 1-26.
20. Kunnath, S. and C. Jenne. *Seismic damage assessment of inelastic RC structures*. in *5th US national conference on earthquake engineering*. 1994. EERI Chicago, Illinois.
21. Ghosh, S., D. Datta, and A.A. Katakdhond,(2011) Estimation of the Park–Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems. *Engineering Structures*. 33(9), p. 2509-2524.
22. Kratzig, W. *Damage evolution in reinforced concrete members under cyclic loading*. in *Proceedings 5th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89)*. 1989.
23. Kaboodkhani, M., H. Bayesteh, and M. Hamidia,(2024) Energy-based damage assessment of RC frames with non-seismic beam-column joint detailing using crack image processing techniques. *Engineering Failure Analysis*. 155, p. 107723.
24. Mazloom, M. and N. Fallah,(2023) Seismic vulnerability assessment of existing rc moment frames using a new stiffness based damage index. *International Journal of Engineering*. 36(5), p. 1000-1011.
25. Ibrahim, A. and D. Makhloof,(2023) Developed drift damage index-based failure criterion for framed-wall structure system. *Engineering Failure Analysis*. 145, p. 107052.

26. Zhang, H., X. Cheng, Y. Li, D. He, and X. Du,(2023) Rapid seismic damage state assessment of RC frames using machine learning methods. *Journal of Building Engineering*. 65, p. 105797.
27. Massumi, A. and M. Rahmati Selkisari,(2023) Estimation of the seismic damage potential of RC frames using seismic parameters. *International Journal of Civil Engineering*. 21(3), p. 461-477.
28. Bastami, M. and B. Ebrahimi,(2019) Modification of Park-Ang Damage Index to Accommodate Effect of Aftershocks on RC Structures. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*. 21(4), p. 21-35.
29. Payganeh, M.B. and A. Mortezaei,(2020) Seismic damage assessment of RC buildings subjected to the rotational ground motion records considering soil-structure interaction. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*. 8(2), p. 62-80.
30. Parisi, F. and N. Augenti,(2012) Influence of seismic design criteria on blast resistance of RC framed buildings: A case study. *Engineering Structures*. 44, p. 78-93.
31. Kang, J.D., et al.,(2023) Shaking table tests of a full-scale 10-story reinforced-concrete building (2015). Phase II: Seismic resisting system. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 52(6), p. 1932-1955.
32. Bilgin, H. and R. Uruçi,(2018) Effects of structural irregularities on low and mid-rise RC building response. *Challenge Journal of Structural Mechanics*. 4(2), p. 33-44.
33. Asadi, P. and I. Hajirasouliha,(2020) A practical methodology for optimum seismic design of RC frames for minimum damage and life-cycle cost. *Engineering Structures*. 202, p. 109896.
34. Abdollahzadeh, G. and H. Faghihmaleki,(2017) Seismic-explosion risk-based robustness index of structures. *International Journal of Damage Mechanics*. 26(4), p. 523-540.
35. BSSC, P.,(2000) Commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-356). *Federal Emergency Management Agency*.
36. Apritasari, D., J.I. Rastandi, M. Orientilize, and B. Sentosa. *Effect of Hinge Properties on Nonlinear Analysis of Eccentrically Steel Braced Frames*. in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. IOP Publishing.
37. Moradi, M., H. Tavakoli, and G. Abdollahzadeh,(2021) Sensitivity analysis of RC frame failure time in fire conditions after removal column under progressive collapse. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 8(2), p. 264-279.
38. Kalateh-Ahani, M. and S. Amiri. *A Park-Ang damage index-based framework for post-mainshock structural safety assessment*. in *Structures*. 2021. Elsevier.
39. Moradi, M., H. Tavakoli, and G.R. Abdollahzadeh,(2022) Collapse probability assessment of a 4-Story RC frame under post-earthquake fire scenario. *Civil Engineering Infrastructures Journal*. 55(1), p. 121-137.
40. Daei, A., M. Poursha, and M. Zarrin,(2022) Seismic performance evaluation of code-compliant rc moment-resisting frame buildings subjected to near-fault pulse-like and non-pulse-like ground motions. *Journal of Earthquake Engineering*. 26(10), p. 5058-5085.
41. Manfredi, V. and A. Masi,(2018) Seismic strengthening and energy efficiency: Towards an integrated approach for the rehabilitation of existing RC buildings. *Buildings*. 8(3), p. 36.
42. Zhang, Y., X. Ouyang, B. Sun, Y. Shi, and Z. Wang,(2022) A comparative study on seismic fragility analysis of RC frame structures with consideration of modeling uncertainty under far-field and near-field ground motion excitation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, p. 1-33.
43. Li, R.-H., H.-N. Li, and C. Li,(2018) Seismic performance assessment of RC frame structures subjected to far-field and near-field ground motions considering strain rate effect. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 18(10), p. 1850127.
44. Manafpour, A.R. and P. Kamrani,(2019) Performance capacity of damaged RC SDOF systems under multiple far-and near-field earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 116, p. 164-173.
45. Kiani, J. and M. Khanmohammadi,(2015) New approach for selection of real input ground motion records for incremental dynamic analysis (IDA). *Journal of Earthquake Engineering*. 19(4), p. 592-623.
46. Vamvatsikos, D. and C.A. Cornell. *The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering*. in *Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering*. 2002.

47. Shome, N. and C. Cornell,(1999) Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. RMS Program. *Report No. RMS35, Stanford University, Stanford, CA, USA.*
48. Council, A.T., *Quantification of building seismic performance factors*. 2009: US Department of Homeland Security, FEMA.
49. Moradi, M., H. Tavakoli, and G. AbdollahZade,(2020) Sensitivity analysis of the failure time of reinforcement concrete frame under postearthquake fire loading. *Structural Concrete*. 21(2), p. 625-641.
50. Moradi, M., H. Tavakoli, and G. Abdollahzade,(2024) Probabilistic evaluation of failure time of reinforced concrete frame in post-earthquake fire scenario. *Structural Concrete*. 25(5), p. 3487-3504.
51. Khan, M.S., A. Basit, and N. Ahmad. *A simplified model for inelastic seismic analysis of RC frame have shear hinge in beam-column joints*. in *Structures*. 2021. Elsevier.
52. Lavaei, M.H., E.M. Dehcheshmeh, P. Safari, V. Broujerdian, and A.H. Gandomi,(2023) Reliability-based design optimization of post-tensioned self-centering rocking steel frame structures. *Journal of Building Engineering*. 75, p. 106955.
53. Datta, D. and S. Ghosh,(2008) Uniform hazard spectra based on Park-Ang damage index. *Journal of Earthquake and Tsunami*. 2(03), p. 241-258.
54. Pedone, L., R. Gentile, C. Galasso, and S. Pampanin,(2023) Energy-based procedures for seismic fragility analysis of mainshock-damaged buildings. *Frontiers in Built Environment*. 9, p. 1183699.

