



http://journaliss.ir

## ارزیابی خسارت تجمعی سازه‌های فولادی تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک با استفاده از شاخص‌های خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ

حمیدرضا دهقان نیری<sup>۱</sup>، محمدحسین رزمخواه<sup>۲</sup>، محسن گرامی<sup>۳\*</sup>، رضا وهدانی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۲- دانشجوی دکتری زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۳- هیات علمی دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، ایران

\*smngerami@semnan.ac.ir، ۱۹۱۱۱-۳۵۱۳۱، صندوق پستی

### چکیده

از کارهای تجربی و مطالعات تحلیلی کاملاً اثبات شده است که پارامترهای مقاومت و سختی المان‌ها و سازه در طی بارگذاری چرخه‌ای ناشی از ماهیت دینامیکی تحریک‌های لرزه‌ای، روبه‌زوال می‌رود. تأثیر هم‌زمان بزرگی پاسخ سیستم و تعداد چرخه‌های بارگذاری با قوانین خسارت تجمعی بیان می‌شود؛ به عبارت دیگر تغییر شکل‌های فعلی یک المان یا سازه بستگی به تجمع آسیب در همه نوسانات گذشته دارد که در حافظه سیستم باقی مانده است. تحلیل و طراحی سازه‌ها بر پایه عملکردی و شاخه پایش سلامت سازه‌ها به داشتن تصویری روشن از مقدار خسارت‌های احتمالی در سطوح مختلف خطر منجر شده است و در چند دهه اخیر توجه محققین بسیاری را به این حوزه جلب کرده است تا با توسعه روش‌های مختلف ارزیابی آسیب‌پذیری قدمی مؤثر در جلوگیری از فروپاشی سازه‌های مهندسی و رخداد فجایع انسانی برداشته شود. در این پژوهش به بررسی ارزیابی خسارت تجمعی سازه‌های فولادی تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک با استفاده از شاخص‌های خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ پرداخته شده است. دو سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه فولادی (قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربند همگرای ویژه) با تعداد طبقات ۸، ۱۵ و ۲۳ مورد مطالعه و بررسی قرار گرفت. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که شاخص خسارت کرتزیگ مقادیر آسیب بیشتری را نسبت به شاخص خسارت پارک-آنگ برای سازه مشابه تحت رکورد زلزله یکسان به دست می‌دهد، همچنین با تغییر سیستم قاب خمشی به قاب دوگانه مقادیر آسیب کاهش می‌یابد.

### واژگان کلیدی

شاخص خسارت پارک-آنگ، شاخص خسارت کرتزیگ، قاب خمشی فولادی ویژه، سیستم دوگانه فولادی، زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک

## Evaluation of cumulative damage of steel structures under far and near field earthquakes using Park-Ang krazzig damage indices

H. Dehghan Niri, M.H. Razmkhah, M. Gerami, R. Vahdani

### Abstract

From experimental researches and analytical studies, it has been fully proven that the resistance and stiffness parameters of elements and structures decline during cyclic loading due to the dynamic nature of seismic excitations. The simultaneous effect of the magnitude of the system response and the number of loading cycles is expressed by cumulative damage laws; In other words, the current deformation of an element or structure depends on the accumulation of damage in all past oscillations that remain in the system's memory. The analysis and design of structures based on performance and the branch of health monitoring of structures has led to having a clear picture of the amount of possible damage at different levels of risk, and in the last few decades, it has drawn the attention of many researchers to this field by developing different evaluation methods. In this research, the evaluation of the cumulative damage of steel structures under far and near field earthquakes has been investigated using Park-Ang and Krazzig damage indices. Two structural systems of special steel moment frame and dual structural system (special steel moment frame and special concentric braced frame) with the number of floors 8, 15 and 23 were studied and investigated. The results of this research show that the Krazzig damage index shows more damage values than the Park-Ang damage index for the same structure under the same earthquake record, and the damage values are reduced by changing the moment frame system to a dual structural system.

### Keywords

damage index, cumulative damage, dual structural system, special steel moment frame, far and near field earthquakes



طبقه، حداکثر زاویه جابجایی نسبی سقف و یا پیک شتاب سقف توصیف و ارزیابی می‌شد [۳] و بدین صورت سعی در کمی نمودن آسیب داشتند چرا که واژه کلیدی خسارت یک مفهوم کیفی است و طراح ناگزیر به حرکت به سمت اعداد و روابط در فرایند طراحی است، اما مطالعات تجربی نشان داده است که پاسخ دینامیکی و خسارت سازه‌ها تنها تابع حداکثر مقادیر نبوده و بسته به تعداد چرخه‌های بارگذاری تجمعی در خسارت و صدمات وارده، می‌تواند منجر به افت مقاومت و سختی شده و در نهایت ظرفیت‌های تغییرشکل اعضا و سازه، دچار تنزل گردند. شاخص‌ها و معیارهای سنتی معمولاً زمانی که سازه تحت زلزله با شدت نسبتاً بالایی قرار گیرد خسارت را به‌خوبی ارزیابی می‌کنند اما یک سازه ممکن است خسارت‌های شدیدی در زلزله‌های با شدت کم ولی دوام بالا و یا در توالی چندین پس‌لرزه با شدت بالا تجربه کند. در چنین رویدادهایی عناصر سازه‌ای به دلیل تجمع انرژی در طول زلزله منجر به شکست در سطوح تغییرشکلی می‌شوند که به صورت قابل توجهی کم‌تر از حالت سطوح تغییرشکلی ناشی از بار یکنواخت است. علاوه بر نوع تحریک سازه، شکل و مصالح مصرفی بر میزان و شدت خرابی موثرند، به طور مثال خرابی در سیستم‌های شکل‌پذیر نظیر قاب فولادی به تغییرشکل‌های غیر الاستیک تجمعی بستگی دارد. در این حالت روش‌های سنتی ذکر شده نمی‌توانند خسارت‌های واقعی سازه را ارزیابی کنند و ارزیابی عملکرد سازه‌ها تنها بر اساس پارامترهای حداکثری، تصویر کامل و صحیحی از نحوه توزیع خسارت در سازه ارائه نمی‌کند [۴].

خسارت تدریجی مورد بحث در ادبیات فنی به روندی گفته می‌شود که در مقیاس کوچک با تجمع تنش‌های جزئی ناشی از شروع تحریکات در نقاط ضعف سازه آغاز و در مقیاس متوسط با افزایش بارگذاری توسعه می‌یابد تا در نهایت با توجه به شدت تحریکات در مقیاس بزرگ‌تر با انهدام اعضا به پایان رسد [۵]. مطالعه پاسخ سازه و انباشتگی آسیب‌ها در هر چرخه‌ای که طی می‌شود تحت عنوان قوانین خسارت تجمعی، دیدی متفاوت از رفتار سازه و آسیب‌پذیری آن ایجاد می‌کند. مطالعات بر روی

روش‌های فعلی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مبتنی بر پذیرش اتلاف انرژی در اثر ورود سازه به ناحیه غیرخطی و تغییرشکل‌های پلاستیک می‌باشد تا با ایجاد سطح مشخصی از آسیب در المان‌های از پیش تعیین شده و قابل تعویض (فیوزهای سازه‌ای) تحت زلزله علاوه بر استفاده از ظرفیت کامل مقطع باعث شود تا از لحاظ اقتصادی طرح توجیه‌پذیر باشد [۱]. علاوه بر این موضوع، خطاهای حین اجرا و عدم قطعیت‌ها، موجب وقوع خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای در زلزله‌های شدید می‌گردد. از این رو مفاهیمی چون خسارت و نرخ آسیب‌پذیری در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها اهمیت می‌یابد. تحت تأثیر قرار دادن عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها در نقاط مهمی چون ستون‌ها و دیگر اعضای باربر، چنین سؤالی را در این زمینه ایجاد می‌کند که تحت بارگذاری تحمیلی مقدار آسیب‌دیدگی یک عضو و به تبع آن کل سازه و فاصله سازه تا مرحله انهدام نهایی چه می‌زانی است. برای پاسخ به این سؤال، شناخت و تقسیم‌بندی انواع آسیب‌های محتمل وارد بر یک سازه و تعریف مدل‌هایی که با محاسبه آن‌ها دید کلی از خسارت ایجاد شود، دو مسیر اصلی ارزیابی آسیب به شمار می‌آیند که باید به موازات یکدیگر پیموده شوند [۲]. در حقیقت ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های آسیب‌دیده موجود یک پیش‌بینی در جهت آسیب‌دیدگی چنین سازه‌هایی در برابر لرزه‌های احتمالی آینده می‌باشد.

ماهیت دینامیکی زلزله‌ها با اعمال یک بارگذاری چرخه‌ای، نیازهای کرنشی کششی و فشاری را به ستون‌ها، دیوارها و دیگر المان‌های سازه تحمیل می‌کند. زمانی که نیازها به اندازه کافی بیش از ظرفیت باشند، سازه با یک یا چند بار پاسخ پلاستیک، خسارت‌های پایدار را تجربه می‌کند. بیش‌تر مقررات لرزه‌ای به برآورد پاسخ دینامیکی سیستم‌های مقاوم می‌پردازند که به جهت ارزیابی آن‌ها از پارامتری مانند حداکثر جابه‌جایی استفاده می‌شود، هم‌چنین بیش‌تر مطالعات گذشته نشان می‌دهد خسارت در ساختمان‌هایی که تحت بارگذاری لرزه‌ای رفت و برگشتی بودند با معیارها و شاخص‌های سنتی، حداکثر زاویه جابه‌جایی نسبی



آسیب‌های تجمعی به سال ۱۹۲۰ برمی‌گردد که ایده محاسبه خسارت تجمعی خستگی توسط [۶] مطرح شد که در سال‌های بعد یعنی ۱۹۴۵ همان فرضیه توسط ماینر<sup>۱</sup> [۷] به صورت روابطی تدوین شد که امروزه به قانون ماینر شناخته می‌شود.

محققین زیادی بر روی ارائه شاخص‌های جدید متمرکز شده‌اند که به مرور زمان توسط مطالعات عددی و آزمایشگاهی دیگر محققین نقاط ضعف و قوت آن‌ها آشکار و تکامل یافته‌اند. هدف ارائه شاخص‌های جدید، به دست آوردن شاخص‌هایی است که ضمن کاربردی بودن و محاسبه راحت، کم‌ترین وابستگی را به ضرایب آزمایشگاهی داشته باشد که در یک سازه نسبت به سازه دیگر متغیر است [۵].

در این پژوهش به بررسی میزان آسیب وارده به قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه فولادی (قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربند همگرای ویژه) تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک با استفاده از شاخص‌های خسارت پارک-آنگ<sup>۲</sup> و کرتزیگ<sup>۳</sup> پرداخته شده است، که این سیستم سازه‌ای تا کنون هم‌زمان مورد مقایسه دو شاخص خرابی پارک-آنگ و کرتزیگ قرار نگرفته است. شاخص خسارت کرتزیگ نسبت به شاخص خسارت پارک-آنگ جدیدتر بوده و خسارت وارد بر سازه را با دقت بیشتری تعیین می‌کند. هدف از این پژوهش نشان دادن این موضوع است که در صورت استفاده از شاخص خرابی پارک-آنگ ممکن است برآوردی دست پایین از خسارت وارد بر سازه به دست آید، همان‌گونه که در ادامه بیان خواهد شد که سازه ۸ طبقه مورد بررسی، تحت رکورد حوزه نزدیک بر اساس شاخص پارک-آنگ به مرحله فروریزش نمی‌رسد اما بر اساس شاخص کرتزیگ مشاهده می‌شود که این سازه تحت همان رکورد حوزه نزدیک دچار فروریزش می‌گردد.

## ۲- شاخص خسارت پارک-آنگ (DPA)

شاخص پارک-آنگ یکی از رایج‌ترین شاخص‌های خسارت مورد استفاده در مقالات و مجامع علمی می‌باشد و به عنوان مبنا برای

مقایسه با شاخص‌های دیگر مورد استفاده قرار می‌گیرد. این شاخص در سال ۱۹۸۵ برای اولین بار توسط پارک و آنگ بر اساس رفتار سازه‌های بتن‌آرمه و مشاهده خسارت لرزه‌ای اعضای بتنی ارائه شد [۸]. به مرور زمان به وسیله آزمایش‌های بعدی اصلاح شد و با توجه به مفهومی که داشت توسعه یافت و برای ارزیابی خسارت سازه‌های فولادی مورد استفاده قرار گرفت. فرم اولیه این شاخص به صورت ترکیب خطی تغییر شکل نرمالیزه شده و انرژی جذب شده است که به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود این رابطه در نسخه اولیه نرم‌افزار آیدارک<sup>۴</sup> نیز استفاده شده است.

$$D_{pA} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{Q_y \delta_u} \quad (1)$$

قسمت اول رابطه نسبت حداکثر پاسخ تغییر شکل  $\delta_M$  حاصل از تحلیل دینامیکی به حداکثر ظرفیت تغییر شکل  $\delta_u$  حاصل از تحلیل استاتیکی است و قسمت دوم نسبت کل انرژی تلف شده به ظرفیت انرژی سازه است. در این قسمت  $\beta$  ضریب ثابت پارک-آنگ است که جهت تأثیر بارگذاری چرخه‌ای و در پی آن زوال مقاومت اجزاء بر اساس داده‌های تجربی در رابطه وارد می‌شود و  $Q_y$  نیز مقاومت تسلیم می‌باشد.

به عنوان مرزی برای خسارت‌های قابل تعمیر و خسارت‌های غیرقابل تعمیر پارک و همکاران مقدار  $D_{pA} = 0.4$  را پیشنهاد دادند. هم‌چنین برای مهم‌ترین ضریب ( $\beta$ ) پارک و آنگ یک معادله تجربی برای اعضای بتن مسلح بر اساس تنش‌های محوری، نسبت آرماتور طولی، نسبت دهانه برش و غیره ارائه دادند. مشکل رابطه ارائه شده، به دست آوردن مقادیر کوچکی برای این ضریب است و عملاً باعث بی‌اثر شدن ترم دوم رابطه (انرژی) می‌شود در بعضی از پژوهش‌ها محققین  $\beta$  را به صورت احتمالاتی با میانگین ۰/۲۷ و انحراف معیار ۰/۶ به صورت تصادفی پیشنهاد کردند [۹].

در برنامه آیدارک نیز این پارامتر در شرایط عادی نباید از ۰/۵ تجاوز کند [۱۰]. تعداد کمی از مطالعات نیز سعی در توسعه ضریب مذکور داشتند تا از آن برای سازه‌های فولادی استفاده کنند،

<sup>4</sup> IDARC

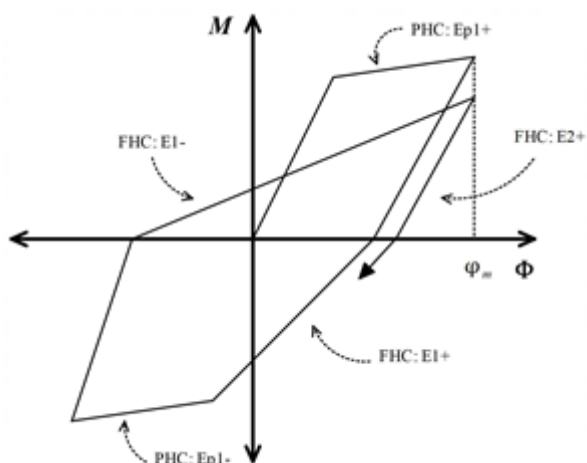
<sup>1</sup> Miner

<sup>2</sup> Park-Ang

<sup>3</sup> Kratzig



انرژی که در یک عضو تلف می‌شود، ناشی از میرایی و تغییر شکل‌های عضو پس از تسلیم است. **کرتزیگ و همکاران<sup>۲</sup>** [۱۴] یک شاخص خسارت برای بیان تأثیر بارگذاری چرخه‌ای متوالی، برحسب انرژی ارائه دادند. این شاخص بر پایه مفاهیم نیم‌سیکل‌های اصلی (PHCs) و نیم‌سیکل‌های پیرو (FHCs) می‌باشد که در آن انرژی مستهلک‌شده در هر نیم‌سیکل به صورت تجمعی وارد محاسبات می‌شود و همین موضوع تفاوت اصلی این شاخص با دیگر شاخص‌ها است. در شکل (۱) نیم‌سیکل‌های اصلی و نیم‌سیکل‌های پیرو نمایش داده شده است. بر اساس همین شکل PHC نشان‌دهنده قسمتی از چرخه هیستریک است که در آن ممان و چرخش هم علامت هستند و FHC نیز نشان دهنده یک چهارم چرخه بعد از PHC است، به طوری که قدرمطلق ممان حداکثر عضو از PHC قبلی بیش تر نشود.



شکل ۱- نمایش نیم‌سیکل اصلی (PHC) و نیم‌سیکل پیرو (FHC)

این شاخص به صورت روابط (۲) تا (۴) بیان می‌شود.

$$D_{\text{kratzig}} = D^+ + D^- - D^+ * D^- \quad (2)$$

$$D^+ = \frac{\sum E_{\text{PHC},i}^+ + \sum E_{\text{FHC},i}^+}{E_f^+ + \sum E_{\text{FHC},i}^+} \quad (3)$$

$$D^- = \frac{\sum E_{\text{PHC},i}^- + \sum E_{\text{FHC},i}^-}{E_f^- + \sum E_{\text{FHC},i}^-} \quad (4)$$

از جمله این موارد می‌توان به مطالعه **کونسنزا و همکارانش<sup>۱</sup>** [۱۱] اشاره کرد. این محققین توصیه کردند برای اعضای فولادی ضریب  $\beta$  را ۰/۱۵ در نظر بگیرند.

شاخص پارک-آنگ با این حال که مفهوم ساده‌ای دارد اما نقص‌هایی نیز در آن مشاهده می‌شود که به شرح زیر است:

- شکل ترکیب خطی تغییر شکل و انرژی اجزاء با وجود غیرخطی بودن و وابستگی متقابل آن‌ها.
- عدم توجه به تأثیر بارگذاری‌های متوالی و یکنواخت.
- ناتوانی شاخص در همگرا شدن به صفر زمانی که سازه ارتجاعی باقی می‌ماند.
- جابه‌جایی نهایی برای اعضای مانند تیرهای طره مشخص است ولی برای اعضای مانند تیر دوسرگردار و مفصلی واضح نمی‌باشد.

نقد دیگری که به این شاخص وارد است این است که این شاخص در اهمیت دادن به ستون‌ها، تیرها و طبقات مختلف یکسان عمل می‌کند لذا تحقیقاتی از جمله **تحقیق گل‌افشانی و همکارانش** [۱۲] به اصلاح این شاخص پرداختند تا با استفاده از ضرایب وزنی بتوان اهمیت ستون‌ها و طبقات ابتدایی را افزایش داد.

بر اساس دستورالعمل ATC40 [۱۳] سطوح عملکرد سازه را می‌توان برحسب شاخص پارک-آنگ به صورت جدول (۱) نوشت.

جدول ۱- مقدار شاخص خسارت پارک-آنگ برای سطوح

مختلف عملکردی

سطوح عملکردی	شاخص خسارت پارک-آنگ
IO (استفاده بی‌وقفه)	۰/۰ - ۰/۳
LS (ایمنی جانی)	۰/۳ - ۰/۵
CP (آستانه فروریزش)	۰/۵ - ۰/۸

۳- شاخص خسارت کرتزیگ

<sup>2</sup> Krätzig et al.

<sup>1</sup> Consenza et al.



زمین‌لرزه از جمله بلاای طبیعی است که سالانه جان هزاران انسان را می‌گیرد و خسارت‌های اقتصادی زیادی بر جای می‌گذارد و هم‌چنان از پدیده‌های غیر قابل پیش‌بینی با وجود تلاش محققین به شمار می‌آید. مشخصات متفاوت امواج لرزه‌ای ثبت‌شده در نزدیکی گسل‌ها نسبت به امواج لرزه‌ای دور از گسل، باعث می‌شود سازه رفتاری متفاوت از آنچه انتظار می‌رود نشان دهد. در ایران نیز به دلیل فرار گرفتن اکثریت شهرها در حریم گسل خطر زلزله‌های حوزه نزدیک همیشه وجود داشته است. از جمله زلزله‌های حوزه نزدیک مخربی که کشور ما را تحت تأثیر قرار داده و خرابی‌های گسترده‌ای بر جای گذاشته است می‌توان به زلزله بم اشاره نمود. لذا شناسایی مشخصات، بیان صحیح پارامتری، مدل‌های تحلیلی و شبیه‌سازی عددی حرکات لرزه‌ای زمین در حوزه نزدیک و مطالعه اثرات این حرکات بر عملکرد سازه‌های مهندسی از موضوعات مطرح تحقیقاتی در دو حوزه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله است.

اولین بار واژه نزدیک گسل توسط بولت<sup>۱</sup> [۱۵] در سال ۱۹۷۵ بعد از زلزله‌های ۱۹۶۶ کالیفرنیا<sup>۲</sup> و زلزله ۱۹۷۱ سانفرناندو<sup>۳</sup> مطرح شد. اما اهمیت موضوع در طراحی سازه‌های مهندسی پس از وقوع زلزله‌های حوزه نزدیک مخربی هم‌چون نورثریج<sup>۴</sup> (۱۹۹۴)، کوبه<sup>۵</sup> (۱۹۹۵)، کوکاییلی<sup>۶</sup> (۱۹۹۹)، چی‌چی<sup>۷</sup> (۱۹۹۹) و آسیب‌های اساسی ایجادشده در اثر آن‌ها مورد توجه قرار گرفت و باعث شد محققین بسیاری به دلیل اهمیت موضوع در این زمینه به مطالعه بپردازند.

معمولاً به رکورد زلزله‌ای که محل ثبت شتاب‌نگاشت آن در فواصل بیش از ۱۵ km از گسل ایجادکننده زلزله باشد، اصطلاحاً رکورد زلزله دور از گسل گفته شده و به رکورد زلزله با فاصله نزدیک‌تر از ۱۵ km اصطلاحاً رکورد زلزله نزدیک گسل گفته می‌شود. از تفاوت‌های ارتعاشات حوزه نزدیک با امواج ثبت‌شده دور از گسل اثرات پالس‌گونه با دوره تناوب بلند (بیش از ۰/۷s)

که  $D^+$  و  $D^-$  به ترتیب شاخص‌های کرتزیگ برای قسمت‌های مثبت و منفی پاسخ سازه می‌باشند.  $E_{PHC,i}^+$  و  $E_{PHC,i}^-$  انرژی‌های جذب‌شده در نیم‌سیکل اصلی  $i$  از پاسخ سازه و  $E_{FHC,i}^+$  و  $E_{FHC,i}^-$  نیز انرژی‌های جذب‌شده در نیم‌سیکل پیرو  $i$  می‌باشند.  $E_f^+$  و  $E_f^-$  انرژی‌های جذب‌شده در یک بارگذاری یکنواخت افزایشی تا رسیدن به لحظه گسیختگی می‌باشند. اگر مقطع متقارن باشد  $E_f^+$  و  $E_f^-$  برابر فرض می‌شود.

با توجه به صورت و مخرج رابطه از شاخص کرتزیگ مشخص می‌گردد که انرژی نیم‌چرخه‌های پیرو نسبت به انرژی نیم‌چرخه‌های اصلی تأثیر کم‌تری روی این شاخص دارد، در نتیجه تابع خسارت پیشنهادی قادر خواهد بود اثرات تغییرشکل و خسارت ناشی از خستگی را هم‌زمان در نظر بگیرد زیرا خسارت‌های شدید هم می‌تواند در اثر یک سیکل بارگذاری با شدت بالا باشد یا تعدادی سیکل بارگذاری با شدت کم.

شاخص پیشنهادی ذکرشده در بالا اگرچه نسبت به شاخص پارک-آنگ پیچیدگی بیش‌تری دارد ولی از مزایای این شاخص کرتزیگ نسبت به شاخص پارک-آنگ می‌توان موارد زیر را برشمرد:

(۱) جداسازی نمودار هیستریزس به بخش‌های مثبت و منفی، امکان بررسی بهتر نمودارهای هیستریزس که دارای بخش‌های نامتقارن می‌باشند را فراهم می‌آورد.

(۲) تعریف نیم‌سیکل‌های اصلی (PHCs) و نیم‌سیکل‌های پیرو (FHCs)، دقت محاسباتی را افزایش می‌دهد.

(۳) نحوه قرارگیری نیم‌سیکل‌های اصلی (PHCs) و نیم‌سیکل‌های پیرو (FHCs) در فرمول شاخص خرابی کرتزیگ بیانگر آن است که PHCs تأثیر آسیب لحظه‌ای و شدید را در نظر می‌گیرد و FHCs برای آسیب‌های طولانی مدت ولی با شدت کم کاربرد دارد.

#### ۴- زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک

<sup>5</sup> Kobe

<sup>6</sup> Kocaeli

<sup>7</sup> Chi Chi

<sup>1</sup> Bolt

<sup>2</sup> California

<sup>3</sup> San Fernando

<sup>4</sup> Northridge



در نگاهت سرعت ارتعاشات حوزه نزدیک می‌باشد و هم‌چنین ارتعاشات حوزه نزدیک دارای اثر جهت‌پذیری می‌باشند که به ارتعاش زمین به صورت ضربه افقی بزرگ که به صورت عمود بر امتداد گسل می‌باشد اثر جهت‌پذیری می‌گویند [۱۶].

**محبوبی و شیراوند [۱۷]** به مطالعه و ارزیابی آسیب پل‌های بتنی تحت بارگذاری لرزه‌ای از طریق شاخص‌های خسارت پرداختند در این مطالعه از سه شاخص پارک-آنگ، هندی-سکسمیت<sup>۱</sup> و شاخص مبتنی بر انرژی ورودی استفاده شد. در جهان تعداد کمی از مناطق همانند مکزیکوسیتی وجود دارند که در یک مدت زمان کوتاه تحت تأثیر طولانی‌ترین و شدیدترین زمین‌لرزه‌ها قرار گیرند. **کویند و همکارانش [۱۸]** به مطالعه تحلیل نیازهای لرزه‌ای انرژی ورودی، انرژی هیستریک و انرژی هیستریک نرمال‌شده در منطقه مکزیکوسیتی بر اساس زلزله ۱۹ سپتامبر ۲۰۱۷ پرداختند. هم‌چنین خسارت تجمعی در طول زمان نیز از نظر پارامتر انرژی تلف‌شده برای یک قاب فولادی ۱۲ طبقه تحت شدیدترین زمین‌لرزه‌های منطقه مکزیکوسیتی طی ۳۵ سال تحلیل و بررسی شد. مطالعه دیگری که در سال ۲۰۲۰ بر روی زمین‌لرزه‌های شدید منطقه مکزیکوسیتی صورت گرفت مربوط به تحقیق **ماسونه و همکارانش [۱۹]** می‌باشد. در این مطالعه نیز خسارت تجمعی زلزله ۱۹ سپتامبر ۲۰۱۷ مورد مطالعه قرار گرفت. چرا که باعث ویرانی ۴۴ ساختمانی شد که ۹۱ درصد آن‌ها قبل از سال ۱۹۸۵ ایجاد شده‌اند.

**تونگ و همکارانش [۲۰]** [۲۰] به مطالعه مهارندهای کماتش‌تاب پرداختند. در این مطالعه از آن جایی که تغییرشکل پلاستیک تجمعی در یک مهاربند کماتش‌تاب ارتباط نزدیکی با تاریخچه بارگذاری آن دارد و می‌تواند عمر خستگی کم‌چرخه یک مهاربند کماتش‌تاب را منعکس کند، دو منحنی تغییرشکل پلاستیک تجمعی تحت آسیب خستگی کم‌چرخه ارائه و مورد

تجزیه و تحلیل قرار گرفت و تأثیر پارامترهای مختلف خستگی بر منحنی‌ها به طور کامل بررسی شد. یک منحنی تحت تاریخچه بارگذاری با دامنه کرنش ثابت و یک منحنی تحت تاریخچه بارگذاری با دامنه تصادفی می‌باشد.

#### ۵- روش انجام پژوهش

به جهت دستیابی به اهداف تحقیق در ابتدا با توجه به نیازها و مطالعات صورت گرفته، دو سیستم مقاوم جانبی شامل قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه (قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربند همگرای ویژه فولادی) به جهت ارزیابی خسارت تجمعی در نظر گرفته شده است. در ادامه از هر یک از سیستم‌های نام برده شده، سه گروه ارتفاعی ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه از یک پلان متقارن سه دهانه انتخاب شده است تا نمونه‌ها بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ایران و استاندارد ۲۸۰۰ در نرم‌افزار ETABS 2019 طراحی شوند و مقاطع به عنوان ورودی اولیه نرم‌افزار OPENSEES استفاده گردد.

به منظور استخراج مقاطع سازه‌های دارای سیستم‌های سازه‌ای ذکرشده به عنوان ورودی اولیه نرم‌افزار OPENSEES از هر سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه مهاربندی‌شده با مهاربند همگرای ویژه سه نمونه مختلف از لحاظ ارتفاعی به صورت سه بعدی در محیط نرم‌افزار ETABS 2019 طراحی شده است. در طراحی سازه‌های نمونه روش طراحی LRFD و آیین‌نامه مورد استفاده ویرایش ۱۴۰۱ مبحث دهم مقررات ملی در نظر گرفته شده است.

سازه‌های مذکور با کاربری مسکونی به صورت ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه که بر اساس دسته‌بندی دستورالعمل HAZUS نماینده سازه‌های متوسط تا بلند می‌باشند با ارتفاع هر طبقه ۳/۲۰ متر در نظر گرفته شده‌اند. تعداد دهانه‌های پلان مربع شکل این مطالعه ۳ با طول هر دهانه ۵ متر منظور شده است. چرا که این پیکربندی در سازه‌های ساختمانی رایج می‌باشد و تمرکز این تحقیق اساساً بر

<sup>4</sup> Massone et al.

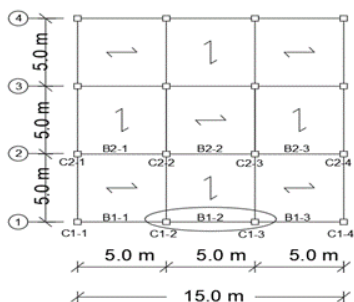
<sup>5</sup> Tong et al.

<sup>1</sup> Hindi & Sexsmith

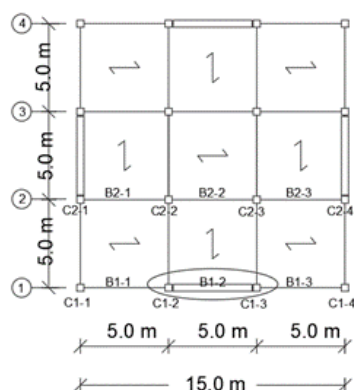
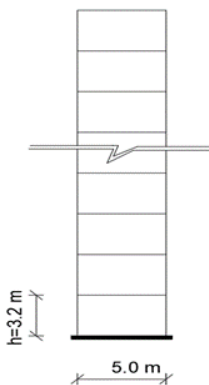
<sup>2</sup> Mexico City

<sup>3</sup> Quinde et al.

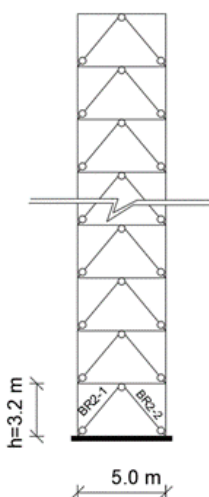




(الف)



(ب)



**شکل ۲-** پلان و نمای قاب یک دهانه از سیستم‌های مورد استفاده در تحقیق: الف) سیستم قاب خمشی فولادی ویژه (ب) سیستم دوگانه مهاربندی شده با مهاربند همگرا شورن با شکل‌پذیری‌های ویژه

نمونه مدل ایجاد شده در نرم‌افزار OPENSEES برای ارزیابی خسارت‌های تجمعی به همراه نام‌گذاری‌ها مطابق پلان‌ها برای یک سازه ۸ طبقه در شکل (۳) آورده شده است.

دهانه محدود است. بدیهی است تعداد دهانه بیش‌تر بر نتایج تحلیل‌ها اثرگذار می‌باشد.

توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ انجام و فرض بر این است که سازه‌های نمونه بر روی خاک نوع ۳ قرار داشته و در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی خیلی زیاد واقع شده‌اند، بنابراین شتاب مبنای طراحی برابر با  $g/35$  به جهت طراحی لحاظ گردیده است. در هر دو سیستم سازه‌ای ستون‌ها از مقاطع استاندارد باکس، تیرها I شکل (IPE یا تیپورق) و مقاطع مهاربندها دوپل ناودانی به هم چسبیده منظور شده است که تمامی مقاطع شرایط فشردگی لرزه‌ای را مطابق جدول آیین‌نامه تأمین می‌کنند. فولاد مورد استفاده ساخت مقاطع در این تحقیق S235 (ST37) با مدول ارتجاعی برابر با ۲۱۰ گیگا پاسکال و تنش تسلیم ۲۴۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شده است. با توجه به ویرایش سال ۹۸ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار مرده طبقات و بام با در نظر گرفتن اثر تیغه‌بندی به ترتیب ۵۰۰ و ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده با توجه به کاربری سازه‌ها ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. درصد میرایی نیز ۵٪ در نظر گرفته شده است. پلان متقارن سازه‌های نمونه ذکر شده به همراه نمایی از قاب تک دهانه آن در شکل (۲) نشان داده شده است.

به جهت مدل‌سازی سازه سه‌بعدی طراحی شده در دو بعد و در نرم‌افزار اجزاء محدود OPENSEES، با توجه به شرایط تقارن در مدل‌ها، نیمی از سازه در نظر گرفته شده است تا با اتصال سری قاب‌های یک جهت به کمک اتصال‌دهنده صلب دو سر مفصلی که نقش دیافراگم صلب را دارد رفتار سازه و سختی قاب‌هایی که در زلزله باربری دارند شبیه‌سازی شود.

جایی که در این تحقیق بررسی عملکرد و آسیب‌پذیری سیستم‌های سازه‌ای ترکیبی (قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربند همگرای ویژه فولادی) به‌روش شاخص خسارت مورد توجه است، هر یک از این سیستم‌های سازه‌ای به صورت جداگانه صحت‌سنجی شده‌اند تا در نهایت صحت مدل‌سازی ترکیب این سیستم‌ها نتیجه شود.

#### ۶-۱- صحت‌سنجی سیستم قاب خمشی فولادی ویژه

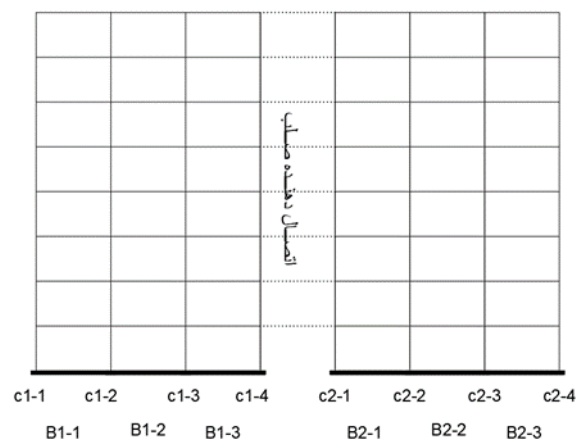
در تحقیق پورشا و همکارانش [۲۱] صحت‌سنجی سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی فولادی مورد توجه قرار گرفته است. هدف اصلی این مطالعه ارائه یک روش تحلیلی جدید بر پایه تحلیل پوش‌اور سنتی و الگوی بار مودال جهت لحاظ اثرات مودهای بالاتر و مقایسه نتایج با تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد.

سازه موجود در این مقاله یک قاب ۱۰ طبقه با ۳ دهانه می‌باشد که با توجه به جزئیات ارائه‌شده در مقاله مرجع طول هر دهانه ۵ متر و ارتفاع طبقات برابر  $3/2$  متر است. مدل سازه‌ای مطرح‌شده تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۷ شتاب‌نگاشت حوزه دور در نرم‌افزار SAP2000 قرار گرفته است و متوسط بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان پاسخ نهایی سازه ارائه شده است (شکل (۴)).

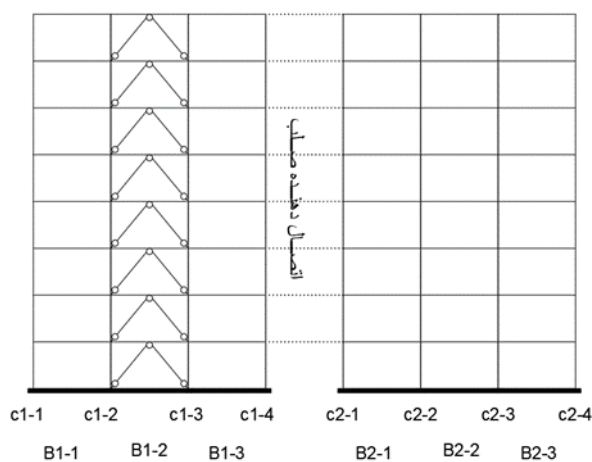
مطابق شکل (۴) حداکثر اختلاف بین نتایج حاصل از تحلیل در نرم‌افزار OPENSEES با نتایج به‌دست‌آمده از مقاله مرجع ۴/۹۲ درصد می‌باشد که می‌توان با درجه اطمینان قابل‌قبولی از این مدل سازه‌ای برای تعیین پاسخ لرزه‌ای سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی استفاده کرد.

#### ۶-۲- صحت‌سنجی سیستم قاب ساده با مهاربند

در این بخش برای حصول اطمینان از دقت مدل‌سازی نمونه‌های مهاربندی‌شده مدل آزمایشگاهی مورد استفاده در صحت‌سنجی کار تحقیقی دهقان و همکارانش [۲۲] مورد بررسی قرار گرفته است.



(الف)



(ب)

#### شکل ۳- نمونه پیکربندی مدل ایجادشده در نرم‌افزار

OPENSEES برای سازه ۸ طبقه: الف) سیستم قاب خمشی فولادی ویژه ب) سیستم دوگانه مهاربندی‌شده با مهاربند همگرا شورن و شکل‌پذیری‌های ویژه

در ادامه مطابق نام‌گذاری مطرح‌شده مقاطع نهایی به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی طیفی سازه‌ها در نرم‌افزار ETABS در جدول‌های (۲) تا (۴) ارائه شده است.

#### ۶- صحت‌سنجی

در این قسمت برای اطمینان از دقت مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار OPENSEES برای هر یک از سیستم‌های مورد مطالعه این تحقیق، نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌سازی نرم‌افزاری با نتایج مقالات معتبر تحلیلی و آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است. از آن

جدول ۲- مقاطع تیرها و ستون‌های قاب واقع در محور شماره ۱ حاصل از طراحی در نرم‌افزار ETABS

نوع سیستم سازه‌ای	قاب نمونه	تیرها			ستون‌ها					
		طبقه	گوشه		میان	طبقه	میان		گوشه	
			B1-1	B1-3			B1-2	C1-2	C1-3	C1-1
قاب خمشی فولادی ویژه	۸ طبقه	۱-۴	IPE ۴۰۰		۱-۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		
		۵-۷	IPE ۳۳۰		۶-۸	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		Box ۲۰۰x۲۰۰x۱۲		
		۸	IPE ۲۷۰							
	۱۵ طبقه	۱-۵	IPE ۵۰۰		۱-۳	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		
		۶-۱۱	IPE ۴۵۰		۴-۸	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		
		۱۲-۱۵	IPE ۳۶۰		۹-۱۳	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		
					۱۴-۱۵	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰				
	۲۳ طبقه	۱-۴	IPE ۵۵۰		۱-۹	Box ۵۰۰x۵۰۰x۴۰		Box ۴۵۰x۴۵۰x۳۵		
		۵-۱۶	IPE ۵۰۰		۱۰-۱۷	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵		Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵		
		۱۷-۲۱	IPE ۴۵۰		۱۸-۱۹	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		
		۲۲	IPE ۴۰۰		۲۰-۲۳	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		
		۲۳	IPE ۳۶۰							
سیستم دوگانه مهاربندی شده	۸ طبقه	۱-۲	IPE ۲۰۰	PLG <sup>۱</sup>	۱-۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		
		۳-۸		IPE ۶۰۰	۶-۸	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		Box ۲۰۰x۲۰۰x۱۲		
	۱۵ طبقه	۱-۱۵	IPE ۳۰۰	PLG <sup>۱</sup>	۱-۳	Box ۶۰۰x۶۰۰x۴۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		
					۴			Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰		
					۵-۸	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۰		Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		
					۹-۱۳	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		
	۲۳ طبقه	۱-۱۸	IPE ۳۶۰	PLG <sup>۲</sup>	۱	Box ۶۵۰x۶۵۰x۴۰		Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵		
					۲-۶			Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		
		۱۹-۲۳	IPE ۲۰۰		۷-۱۲	Box ۵۰۰x۵۰۰x۴۰		Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		
					۱۳-۱۵					
					۱۶-۲۳	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰		

بارهای جانبی مقاوم شده است. شکل (۵) پیکربندی از این قاب و کمانش خارج از صفحه مهاربند آن در محیط آزمایشگاه تحت بارگذاری را نشان می‌دهد.

مدل سازه‌ای استفاده شده در تحقیق یک قاب ساده دوطبقه و تک‌دهانه با ارتفاع هر طبقه ۳/۳ متر و طول دهانه برابر با ۶/۳ متر می‌باشد که با استفاده از مهاربند همگرای ویژه شورون در برابر



جدول ۳- مقاطع تیرها و ستون‌های قاب واقع در محور شماره ۲ حاصل از طراحی در نرم‌افزار ETABS

نوع سیستم سازه ای	قاب نمونه	تیرها			ستون‌ها					
		طبقه	گوشه		میانی	طبقه	میانی		گوشه	
			B۲-۱	B۲-۳	B۲-۲		C۲-۲	C۲-۳	C۲-۱	C۲-۴
قاب خمشی فولادی ویژه	۸ طبقه	۱-۴	IPE ۴۵۰		۱-۳	Box 350x350x30				
		۵-۷	IPE ۴۰۰		۴	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰			
		۸	IPE ۲۴۰		۵-۶	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰			
	۱۵ طبقه	۱-۹	IPE ۵۵۰		۱-۳	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۰	Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵			
		۱۰-۱۲	IPE ۴۵۰		۴-۱۰	Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰			
		۱۳-۱۴	IPE ۴۰۰		۱۱-۱۳	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰			
		۱۵	IPE ۳۰۰		۱۴-۱۵	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰				
	۲۳ طبقه	۱-۱۱	IPE ۵۵۰		۱-۸	Box ۵۲۰x۵۲۰x۴۰	Box ۵۰۰x۵۰۰x۴۰			
		۱۲-۱۷	IPE ۵۰۰		۹-۱۵	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵	Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵			
		۱۸-۲۰	IPE ۴۵۰		۱۶-۱۹	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰			
		۲۱-۲۲	IPE ۴۰۰		۲۰-۲۳	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰			
		۲۳	IPE ۳۶۰							
	سیستم دوگانه مهاربندی شده	۸ طبقه	۱-۵	IPE ۳۰۰		۱-۴	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰			
			۶-۷	IPE ۲۷۰		۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۲۰	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		
			۸	IPE ۲۴۰		۶		Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰		
۱۵ طبقه		۱-۱۲	IPE ۳۳۰	IPE ۳۰۰	۱-۳	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۰	Box ۶۰۰x۶۰۰x۴۰			
		۱۳-۱۴	IPE ۳۰۰		۴-۶	Box ۴۰۰x۴۰۰x۲۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰			
		۱۵	IPE ۲۷۰		۷-۱۰		Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰			
						۱۱-۱۳	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰			
						۱۴-۱۵	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۰	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		
۲۳ طبقه		۱-۱۵	IPE ۵۵۰		IPE ۳۳۰	۱-۲	Box ۵۰۰x۵۰۰x۴۰		Box ۶۵۰x۶۵۰x۴۰	
		۱۶-۱۷	IPE ۴۵۰		IPE ۳۰۰	۳-۵	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		Box ۵۲۰x۵۲۰x۴۰	
		۱۸-۱۹				۶-۱۰			Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵	
		۲۰-۲۱	IPE ۴۰۰		IPE ۲۷۰	۱۱-۱۵	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰			Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰
		۲۲-۲۳						۱۶-۲۳	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰	

پس‌کمانشی عضو مهاربندی به‌اندازه  $\frac{1}{1000}$  طول آن نقص هندسی در وسط مهاربند ایجاد شده است. اثرات دال بتنی نیز در مدل‌سازی مقاله مرجع نادیده گرفته شده است. مجدداً مراحل مدل‌سازی و فرضیات ارائه‌شده در نرم‌افزار اجزاء محدود OPENSEES تکرار و نتایج حاصل از مقاله مرجع با مدل‌سازی صورت گرفته در نرم‌افزار OPENSEES مقایسه شده است.

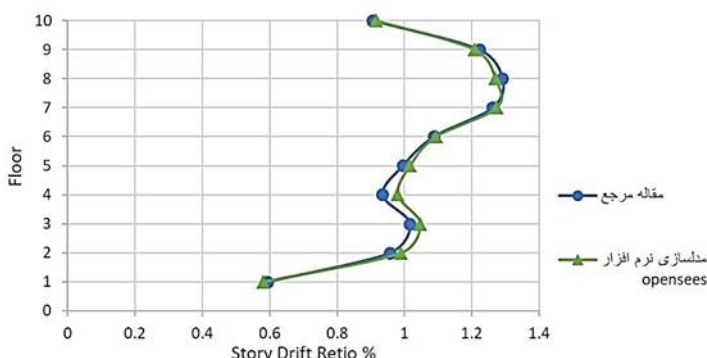
طبق جزئیات مقاله مرجع برای صحت سنجی قاب عنوان‌شده در نرم‌افزار ABAQUS مقاومت تسلیم و نهایی مصالح فولادی به ترتیب ۳۰۰ و ۴۰۰ مگاپاسکال، مدل الاستیسیته برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال و شیب ناحیه سخت‌شوندگی کرنشی ۳ درصد سختی اولیه در نظر گرفته شده است تا تحت بارگذاری چرخه‌ای، پاسخ سازه به دست آید. هم‌چنین به جهت رفتار کمانشی و



جدول ۴- مقاطع مهاربندهای واقع در قاب محور شماره ۱

حاصل از طراحی در نرم افزار ETABS

نوع سیستم سازه ای	قاب نمونه	مهاربندها	
		BR۲-۱	BR۲-۲
سیستم دوگانه مهاربندی شده	۸ طبقه	۱-۲	۲UNP۱۸۰
		۳-۴	۲UNP۱۶۰
		۵-۶	۲UNP۱۴۰
		۷-۸	۲UNP۱۲۰
	۱۵ طبقه	۱-۲	۲UNP۲۰۰
		۳-۵	۲UNP۱۸۰
		۶-۱۵	۲UNP۱۶۰
	۲۳ طبقه	۱-۴	۲UNP۲۰۰
		۵-۸	۲UNP۱۸۰
		۹-۲۳	۲UNP۱۶۰



شکل ۴- مقایسه مقادیر متوسط بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات

حاصل از مدل سازی نرم افزاری با مقاله [۲۱]

در شکل (۶) نتایج ارائه شده در مقاله مرجع شامل نتایج حاصل از بررسی در محیط آزمایشگاه و مدل سازی در نرم افزار ABAQUS به همراه پاسخ حاصل از مدل سازی صورت گرفته در نرم افزار OPENSEES به جهت مقایسه نشان داده شده است. جهت مقایسه بهتر نمودار حاصل شده از نرم افزار OPENSEES و نمودار حاصل از آزمایش مقاله مرجع چند

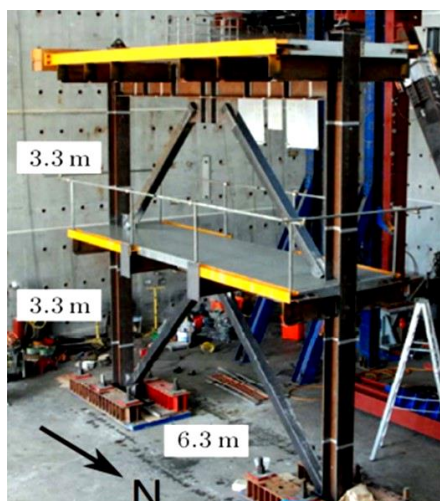
شاخص به صورت کمی از جمله سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری در جدول (۵) ارائه شده است.

مطابق جدول و شکل ارائه شده حداکثر اختلاف بین نتایج حاصل از تحلیل در نرم افزار OPENSEES با نتایج به دست آمده از مقاله مرجع ۱۲/۷۲ درصد می باشد که می توان با درجه نسبتاً قابل قبولی از این الگوی مدل سازی در ساخت نمونه های مهاربندی شده استفاده کرد.

#### ۷- مشخصات شتاب نگاشت های مورد استفاده

انرژی ورودی به یک سازه و ارزیابی آسیب پذیری آن ارتباط مستقیمی به شتاب نگاشت های زلزله مورد استفاده در تحلیل های دینامیکی غیرخطی دارد. در این تحقیق برای برآورد خسارت تجمعی از طریق محاسبه شاخص های خسارت از نتایج پاسخ لرزه ای سازه های هدف تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور و نزدیک استفاده شده است. در انتخاب شتاب نگاشت های مطرح شده به بند ۲-۵-۳ و زیرمجموعه آن، قسمت های الف تا پ بند ۲-۵-۳ از استاندارد ۲۸۰۰ و بخش A-7 از پیوست A، Fema p-695 توجه شده است تا شتاب نگاشت های انتخاب شده شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آنها اثرات بزرگا، شرایط زمین شناسی، سازوکارهای چشمه لرزه زا و غیره دیده شود.

رکوردهای دور از گسلی که در این تحقیق گردآوری شده اند شامل ۱۵ شتاب نگاشت معمولی غیر پالس می باشند که همگی بر روی خاک نوع ۳ با سرعت موج برشی برابر با ۳۷۵-۱۷۵ متر بر ثانیه مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ثبت شده اند که داده ها و دیگر مشخصات آن ها از طریق بانک اطلاعاتی (peer) استخراج گردیده است [۲۳]. پیروید متوسط رکوردهای دور از گسل این تحقیق که از رابطه معروف راجه و همکارانش [۲۴] بر اساس طیف فوریه به دست می آید عددی نزدیک به ۰/۷ ثانیه نشان می دهد که معادل پیروید اولیه در خاک نوع ۳ در استاندارد ۲۸۰۰ است.



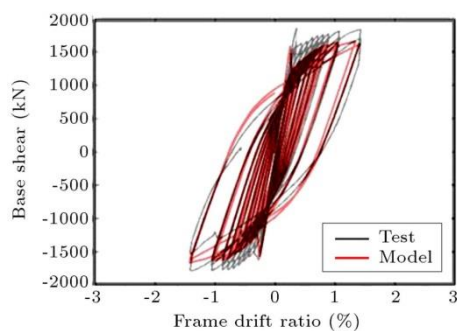
(الف)



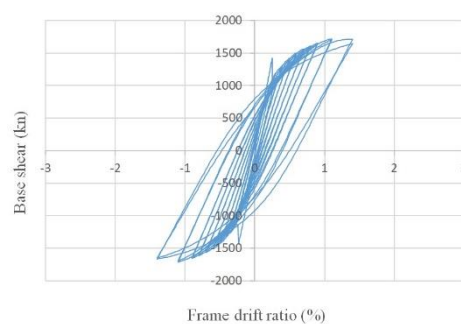
(ب)

شکل ۵- قاب دوطبقه مهاربندی شده با مهاربند همگرا شورن: الف) پیکربندی قاب ساخته شده در محیط آزمایشگاه

ب) کمانش خارج از صفحه عضو مهاربندی تحت بارگذاری [۲۲]



(الف)



(ب)

شکل ۶- بررسی صحت روش مدل سازی قاب مهاربندی شده: الف) مقاله مرجع ب) مدل سازی در نرم افزار OPENSEES

متوسط که عکس پررود متوسط می باشد، در جدول (۶) ارائه شده است.

همان طور که قبلاً نیز بیان شد با توجه به ویژگی های متفاوت رکوردهای حوزه نزدیک نسبت به دیگر زمین لرزه ها از جمله دارا بودن پالس، معیارهای مختلفی از سوی محققین به جهت انتخاب رکوردهای حوزه نزدیک پیشنهاد گردیده است. در این تحقیق منظور از زمین لرزه های حوزه نزدیک شتاب نگاشت های ثبت شده در مجاورت گسل های فعال با اثرات جهت داری پیش رونده و پالس بزرگ در تاریخچه زمانی سرعت می باشد که در منابع معتبر دسته بندی و مورد استفاده قرار گرفته اند. از جمله معتبرترین

جدول ۵- مقایسه کمی نتایج صحت سنجی

شاخص	مدل سازی نرم افزار	مقاله مرجع	درصد اختلاف
سختی اولیه (kN/m)	۸۶۸۰۰	۸۱۸۳۳/۶۵	۶/۰۶
حداکثر مقاومت (kn)	۱۷۲۰/۰۶	۱۹۳۸/۴۴	۱۲/۶
شکل پذیری	۹/۹۲	۸/۸	۱۲/۷۲

در ادامه مشخصات رکوردهای دور از گسل این تحقیق شامل بزرگا، فاصله از گسل، پررود متوسط، سرعت افقی بیشینه زمین، نسبت سرعت افقی بیشینه به شتاب افقی بیشینه زمین و فرکانس

- شاخص کمی برای تشخیص رکوردهای حاوی اثرات جهت‌داری
- پیش‌رونده، معیار ارائه‌شده توسط بیکر<sup>۱</sup> [۲۵] به شرح زیر
- ظاهر شدن پالس سرعت در ابتدای رکورد
- حداکثر سرعت افقی زمین بالای ۳۰ ثانیه
- شاخص پالس یا به عبارت دیگر نسبت بزرگی پالس اصلی به شتاب‌نگاشت اصلی عددی حداقل برابر ۰/۸۵

جدول ۶- مشخصات رکوردهای دور از گسل

شماره	زلزله، نام ایستگاه و سال وقوع	Mw	R (km)	Tm (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)	Fm (Hz)	Td (s)
۱	Manjil, Iran-Qazvin-۱۹۹۰	۷/۳۷	۴۹/۹۷	۰/۴۹۶۳	۱۵/۴۹۵	۰/۰۸۵۸۶	۲/۰۱۴	۱۸/۱۰
۲	El Mayor-Cucapah, Mexico- Bonds Corner-۲۰۱۰	۷/۲	۳۵/۷۵	۱/۰	۱۹/۵۴۸	۰/۰۷۲۳۶	۱/۰	۳۱/۲۵
۳	Darfield, New Zealand-MAYC-۲۰۱۰	۷/۰	۳۳/۵۴	۰/۴۰۲۹	۵/۳۴۳	۰/۰۸۰۴	۲/۴۸۲	۲۲/۷۸
۴	Imperial Valley-06-Victoria-۱۹۷۹	۶/۵۳	۳۱/۹۲	۰/۳۴۱۶	۸/۸۳۸	۰/۰۵۳۷۱	۲/۹۲۷	۲۹/۵۷
۵	kobe, hik-۱۹۹۵	۶/۹	۹۵/۷۲	۰/۶۱۳	۱۴/۷۱۹	۰/۱۰۰۱۶	۱/۶۳۱	۱۱/۲۶
۶	Landers-Morongo Valley Hall (GEOS #۵۸)-۱۹۹۲	۷/۲۸	۴۰/۶۷	۰/۵۸۷۰	۱۶/۶۵۶	۰/۰۹۰۴۹	۱/۷۰۳	۳۱/۶۳
۷	Superstition Hills-۰۲-El Centro Imp. Co. Cent-۱۹۸۷	۶/۵۴	۱۸/۲	۰/۶۶۴۸	۴۸/۰۷۰	۰/۱۳۷۱۶	۱/۵۰۴	۲۷/۹۹
۸	Superstition Hills-۰۲-Poe Road (temp)-۱۹۸۷	۶/۵۴	۱۱/۱۶	۰/۴۸۴۲	۴۱/۱۶۹	۰/۰۸۸۳۵	۲/۰۶۵	۱۳/۶۹
۹	Loma Prieta-Capitola-۱۹۸۹	۶/۹۳	۸/۶۵	۰/۴۹۷۶	۳۸/۰۲۶	۰/۰۷۵۸۴	۲/۰۰۹	۱۲/۱۵
۱۰	Landers-Yermo Fire Station-۱۹۹۲	۷/۲۸	۲۳/۶۲	۰/۹۰۵۱	۵۱/۱۲۴	۰/۲۱۳۱۳	۱/۱۰۴	۱۷/۵۸
۱۱	Kobe, Japan-Shin-Osaka-۱۹۹۵	۶/۹	۱۹/۱۴	۰/۷۳۰۹	۲۱/۸۱۲	۰/۰۹۵۲۹	۱/۳۶۸	۱۱/۵۹
۱۲	Kocaeli, Turkey-Duzce-۱۹۹۹	۷/۵۱	۱۳/۶	۰/۸۷۴۸	۵۵/۶۶۱	۰/۱۵۵۸	۱/۱۴۳	۱۰/۸۵
۱۳	Borrego Mtn-El Centro Array #9-۱۹۶۸	۶/۶۳	۴۵/۱۲	۱/۳۳۸۷	۲۶/۷۰۳	۰/۲۰۵۱۸	۰/۷۴۷	۴۱/۱۸
۱۴	Imperial Valley-۰۶-Delta-۱۹۷۹	۶/۵۳	۲۲/۰۳	۰/۶۸۸۰	۳۲/۹۹۹	۰/۰۹۶۱۹	۱/۴۵۳	۵۰/۵۱
۱۵	El Mayor-Cucapah, Mexico-Elmore'S Ranch-۲۰۱۰	۷/۲	۵۰/۹۴	۰/۵۰۱۷	۱۵/۸۵۷	۰/۰۷۲۶۶	۱/۹۹۶	۲۶/۰۴

بر روی خاک نوع ۳ با ویژگی‌های عنوان‌شده که مورد استفاده این تحقیق می‌باشند شامل بزرگا، فاصله از گسل، پریود متوسط، سرعت افقی بیشینه زمین، نسبت سرعت افقی بیشینه به شتاب افقی بیشینه زمین و فرکانس متوسط که عکس پریود متوسط می‌باشد در جدول (۷) ارائه شده است.

روش دیگری که برای انتخاب زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس ارائه شده است مربوط به تحقیق ژائو و همکارانش<sup>۲</sup> [۲۶] می‌باشد که از انرژی زمین‌لرزه به عنوان شاخصی برای دسته‌بندی رکوردها استفاده می‌کند. در ادامه، مشخصات ۱۵ شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک ثبت‌شده

<sup>2</sup> Zhao et al.

<sup>1</sup> Baker



جدول ۷- مشخصات رکوردهای نزدیک به گسل

شماره	نام زلزله، نام ایستگاه و سال وقوع	Mw	R (km)	Tm (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)	Fm (Hz)	T <sub>D</sub> (s)
۱۶	Imperial Valley-۰۶, EC County Center FF, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۷/۳۱	۱/۲۷	۷۳/۳۸	۰/۳۱	۰/۷۸۷	۱۳/۱۷
۱۷	Imperial Valley-۰۶, Holtville Post Office, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۵/۳۵	۰/۶۲۲	۵۳/۱۳۶۲	۰/۲۰۹۸	۱/۶۰۵	۱۱/۸۱
۱۸	Imperial Valley-۰۶, El Centro Array #۳, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۱۰/۷۹	۰/۶۲۴	۴۷/۹۷۳۵	۰/۱۸۲۸	۱/۶۰۰	۱۱/۸۹
۱۹	Imperial Valley-۰۶, Agrarias, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۰/۰	۰/۵۷۶	۳۴/۹۳۵۵	۰/۱۲۳۹	۱/۷۳۵	۱۳/۲۹
۲۰	Imperial Valley-۰۶, Brawley Airport, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۸/۵۴	۰/۶۷۶	۴۰/۹۳۸۴	۰/۱۹۰۱	۱/۴۷۷	۱۴/۳۸
۲۱	Loma Prieta-Saratoga -W Valley Coll.-۱۹۸۹	۶/۹۳	۸/۴۸	۰/۹۷۷	۶۴/۹۱۴۱	۰/۱۹۹۷	۱/۰۲۳	۱۰/۶۹
۲۲	Superstition Hills-۰۲-Parachute Test Site-۱۹۸۷	۶/۵۴	۰/۹۵	۱/۱۱۱	۱۳۴/۲۸۸۶	۰/۳۱۷۰	۰/۹۰۰	۱۰/۵۷
۲۳	Montenegro, Yugoslavia-Ulcinj – Hotel Olympic-۱۹۷۹	۷/۱	۳/۹۷	۰/۷۳۷	۴۳/۶۳۵۱	۰/۱۵۱۹	۱/۳۵۶	۲۴/۹۹
۲۴	Kocaeli, Turkey-Yarimca-۱۹۹۹	۷/۵۱	۱/۳۸	۱/۳۳۹	۷۱/۸۸۹۱	۰/۲۲۷۷	۰/۷۴۶	۱۵/۰۸
۲۵	Darfield, New Zealand-GDLC-۲۰۱۰	۷/۰	۱/۲۲	۰/۹۶۵	۱۱۶/۱۰۳۷	۰/۱۵۴۸	۱/۰۳۵	۱۶
۲۶	Darfield, New Zealand-LINC-۲۰۱۰	۷/۰	۵/۰۷	۰/۶۱۵	۱۰۸/۷۴۳۰	۰/۲۴۰۲	۱/۶۲۵	۱۲/۷۲
۲۷	Darfield, New Zealand-TPLC-۲۰۱۰	۷/۰	۶/۱۱	۰/۶۰۴	۷۶/۳۲۸۵	۰/۲۵۹۵	۱/۶۵۴	۲۴/۵۰
۲۸	Imperial Valley-۰۶, El Centro Array #۱۰, ۱۹۷۹	۶/۵۳	۸/۶	۰/۹۱۵	۴۶/۳۷۷۲	۰/۲۰۴۱	۱/۰۹۲	۱۲/۰۴
۲۹	Darfield, New Zealand-ROLC-۲۰۱۰	۷/۰	۰/۰	۰/۷۴۰	۸۵/۷۳۲۷	۰/۲۲۳۸	۱/۳۵۰	۱۰/۱۰
۳۰	Kobe, Japan-Takatori-۱۹۹۵	۶/۹	۱/۴۶	۰/۹۸۶	۱۲۲/۹۶۳۶	۰/۱۸۶۷	۱/۰۱۳	۹/۹۴

۸- ارائه و تفسیر نتایج مطالعه عددی شاخص‌های تجمعی خسارت

در این بخش خروجی تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی با اعمال ۳۰ شتاب‌نگاشت حوزه دور و نزدیک به قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه با تعداد طبقات ۸، ۱۵ و ۲۳ در نرم‌افزار OPENSEES مورد بحث و بررسی قرار گرفته است و با استفاده از خروجی این تحلیل‌ها مقدار کمی شاخص‌های خسارت پارک-آنگ و کرنیزگ به صورت محلی، طبقه‌ای و کلی محاسبه و در قالب نمودارهایی ارائه و تفسیر شده است.

بعد از محاسبه هر یک از پارامترهای موردنیاز شاخص‌های خسارت مورد مطالعه مطابق روابط تشریح شده در بخش قبل می‌توان خسارت دو انتهای اعضا و در نهایت خسارت وارده به هر

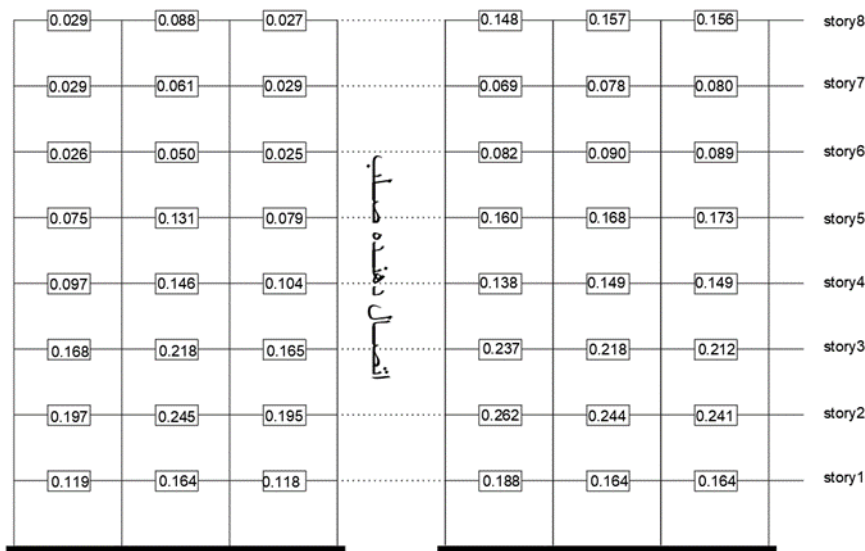
عضو را تعیین کرد. شکل (۷) به عنوان مثال خسارت اعضای نمونه ۸ طبقه دارای سیستم قاب خمشی را که از رابطه شاخص پارک-آنگ محاسبه شده‌اند را نشان می‌دهد.

در شکل (۷) مشاهده می‌شود المان‌های تیر خسارت بیش‌تری متحمل شده‌اند. هم‌چنین برای اعضای قاب پیرامونی خسارت کم‌تری ثبت گردیده است.

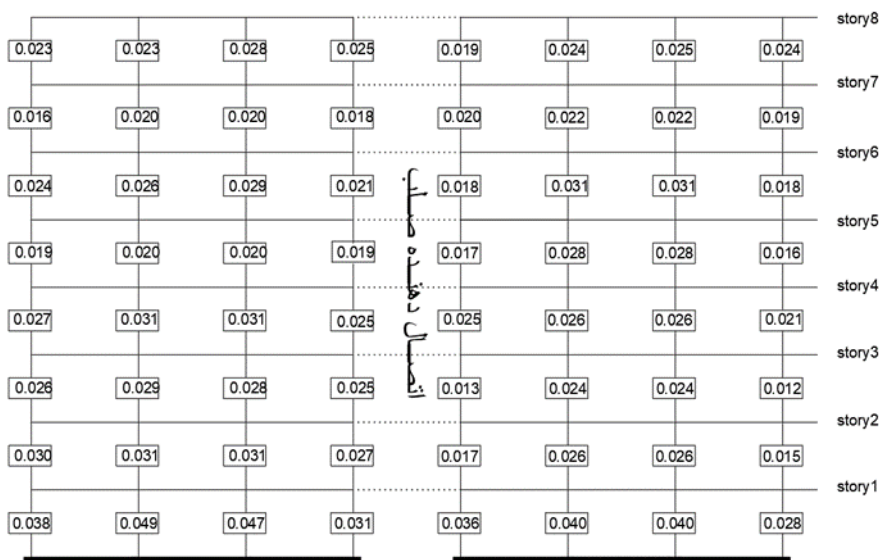
۹- بررسی عملکرد شاخص تغییرمکان نسبی طبقات

یکی از متغیرهای مهم در تحلیل غیرخطی سازه‌ها که ارتباط منطقی با خسارت‌های لرزه‌ای ایجاد شده دارد، تغییرمکان نسبی طبقات است این پارامتر به صورت جابه‌جایی نسبی دو طبقه متوالی که با تقسیم بر ارتفاع طبقه نرمال شده است بیان می‌شود.





(الف)

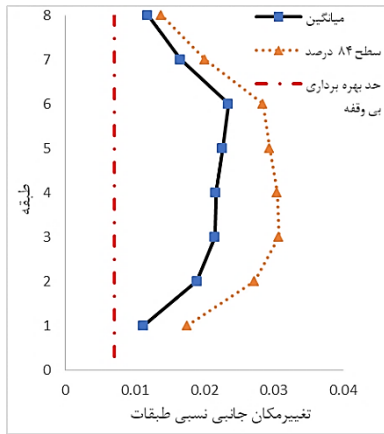


(ب)

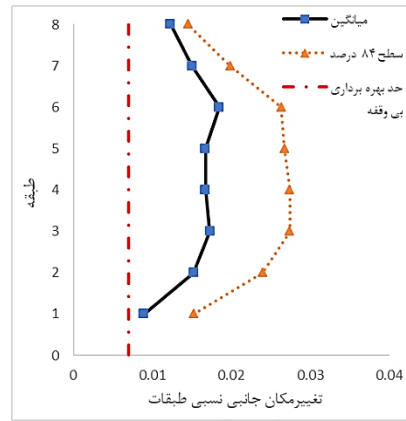
شکل ۷- خسارت اعضای نمونه ۸ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی به دست آمده از رابطه پارک-آنگ: الف) تیرها ب) ستون‌ها

نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی سازه‌های ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم دوگانه فولادی شامل تغییرمکان نسبی طبقات به ازای هر یک از زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک، میانگین پاسخ‌ها و مقادیر میانگین به علاوه انحراف استاندارد پاسخ‌ها برای هر مجموعه رکورد حوزه دور و نزدیک در شکل‌های (۸) و (۹) ارائه شده است.

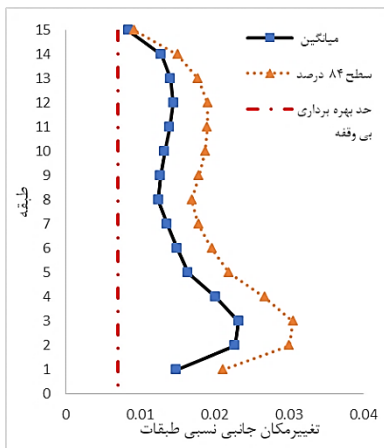
شدت خسارت‌های هر یک از طبقات با استفاده از شاخص‌های آسیب پارک-آنگ و کرتزیگ تحت دو گروه زمین‌لرزه حوزه دور و نزدیک بررسی شده است و برای قاب خمشی فولادی ویژه در شکل (۱۰) و (۱۱) نمایش داده شده است.



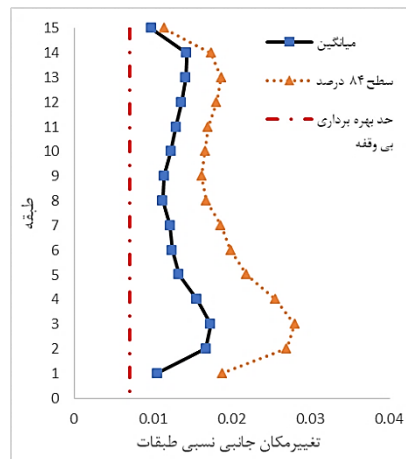
(ب)



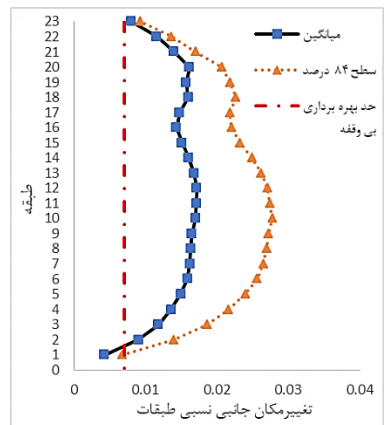
(الف)



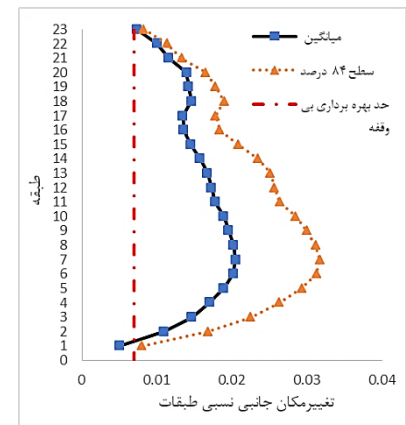
(د)



(ج)



(و)

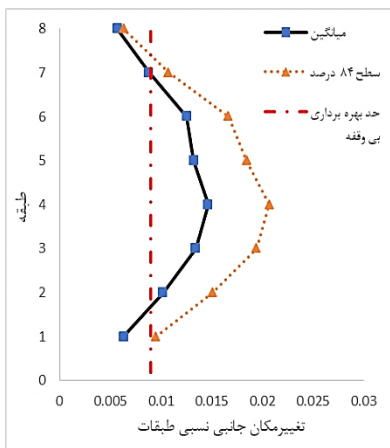


(ه)

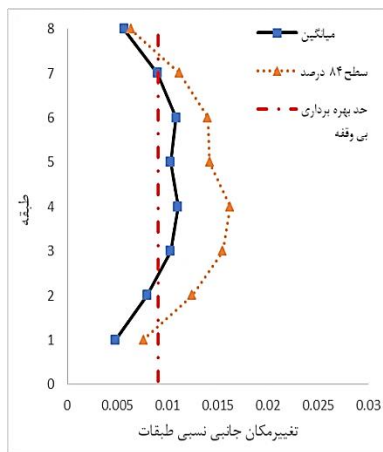
شکل ۸- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد پاسخ‌های تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای زلزله حوزه دور برای سازه قاب خمشی فولادی: (الف) ۸ طبقه، (ج) ۱۵ طبقه و (ه) ۲۳ طبقه و زلزله حوزه نزدیک برای سازه: (ب) ۸ طبقه، (د) ۱۵ طبقه و (و) ۲۳ طبقه

زمین‌لرزه حوزه دور و نزدیک برای سیستم دوگانه در شکل (۱۲) و (۱۳) نمایش داده شده است.

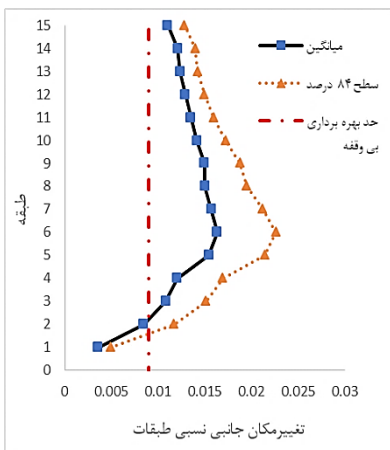
شدت خسارت‌های هر یک از طبقات با استفاده از شاخص‌های آسیب پارک-آنگ و کورتزینگ تحت دو گروه



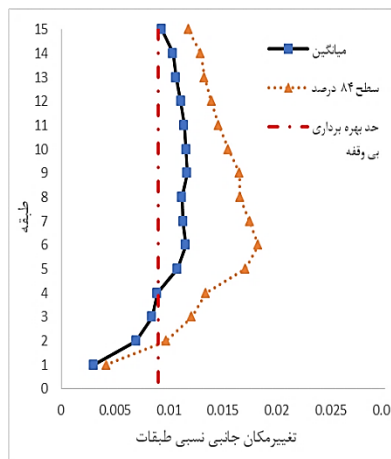
(ب)



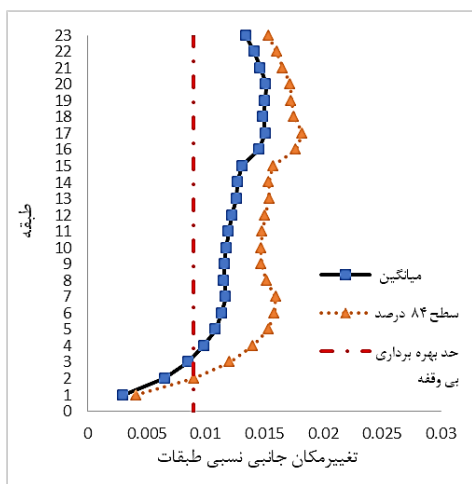
(الف)



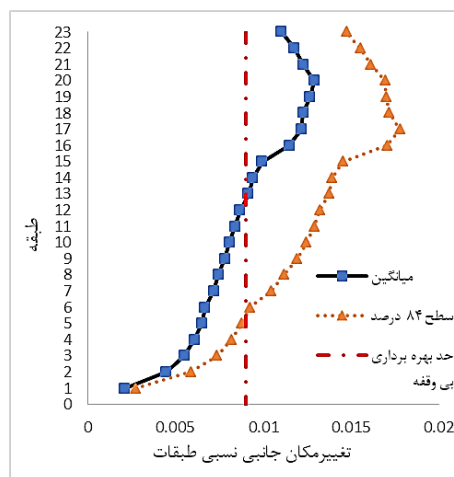
(د)



(ج)

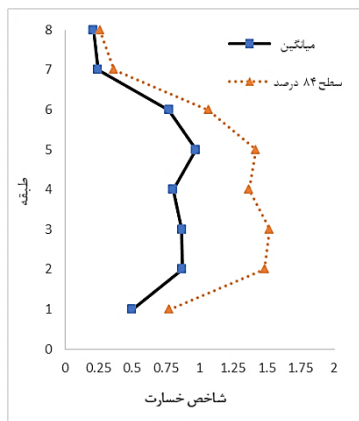


(و)

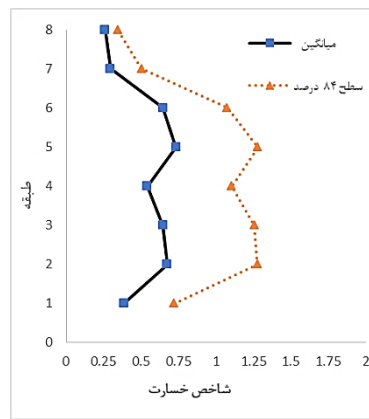


(ه)

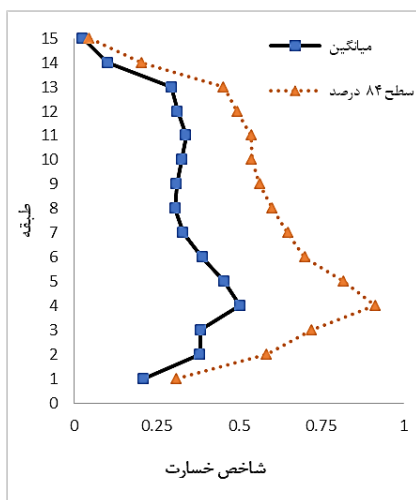
شکل ۹- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد پاسخ‌های تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای زلزله حوزه دور برای سازه قاب دوگانه فولادی: (الف) ۸ طبقه، (ج) ۱۵ طبقه و (ه) ۲۳ طبقه و زلزله حوزه نزدیک برای سازه: (ب) ۸ طبقه، (د) ۱۵ طبقه و (و) ۲۳ طبقه



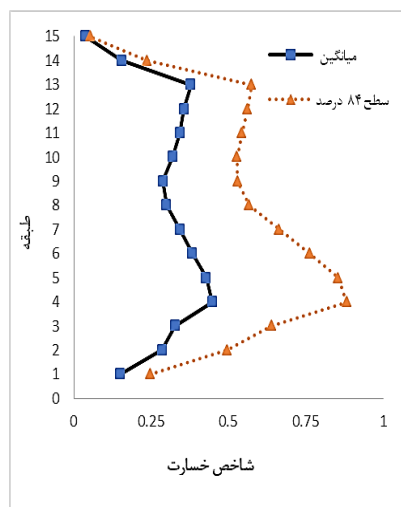
(ب)



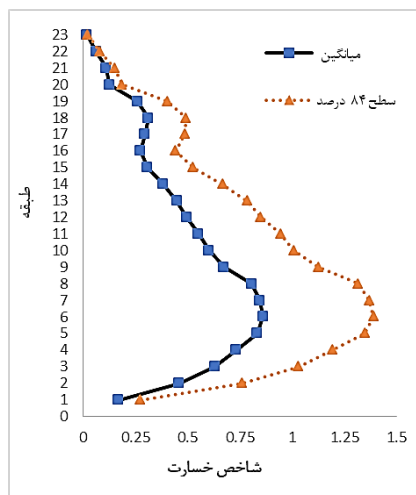
(الف)



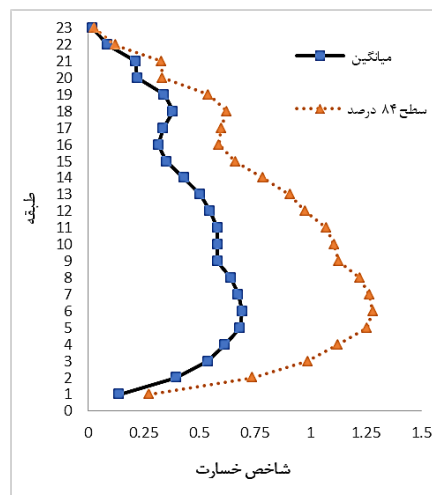
(د)



(ج)

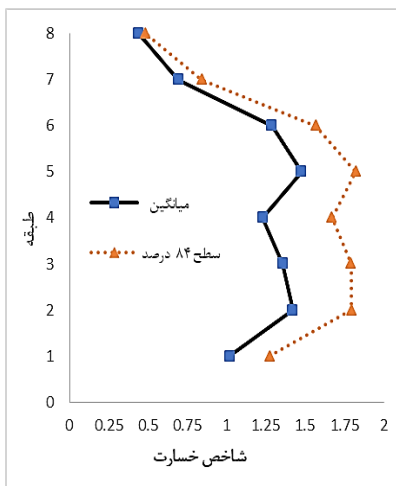


(و)

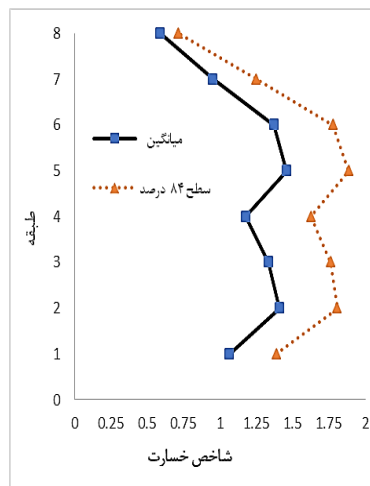


(ه)

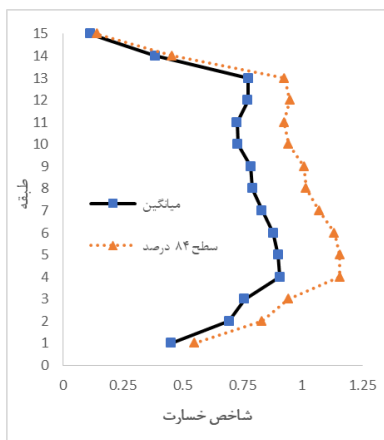
شکل ۱۰- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد خسارت کلی شاخص پارک-آنگ سیستم قاب خمشی فولادی ویژه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) طبقه ۸، (ج) طبقه ۱۵ و (ه) طبقه ۲۳ و تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (ب) طبقه ۸، (د) طبقه ۱۵ و (و) طبقه ۲۳



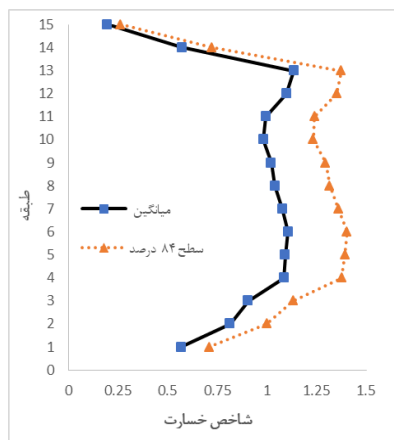
(ب)



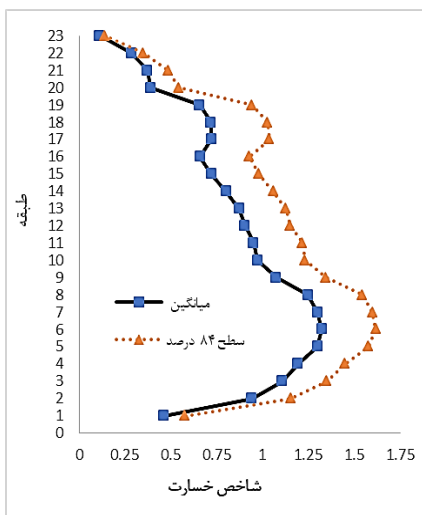
(الف)



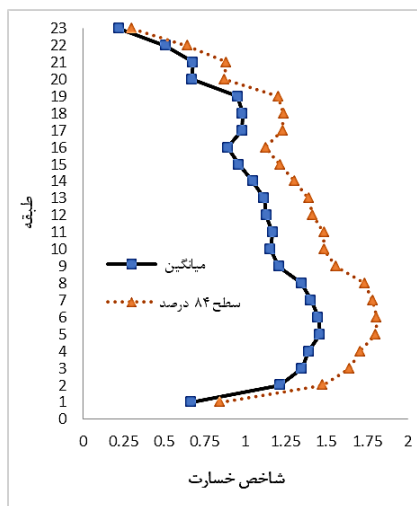
(د)



(ج)

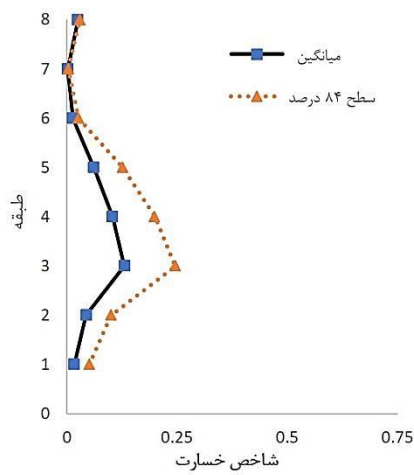


(و)

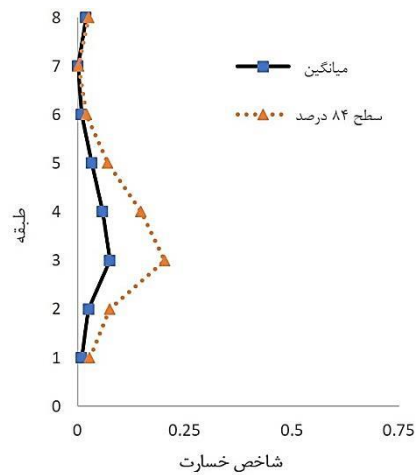


(ه)

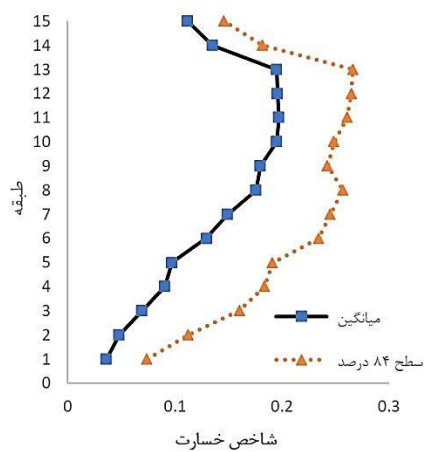
شکل ۱۱- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد خسارت کلی شاخص کرتزیک سیستم قاب خمشی فولادی ویژه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) ۸ طبقه، (ج) ۱۵ طبقه و (ه) ۲۳ طبقه و تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (ب) ۸ طبقه، (د) ۱۵ طبقه و (و) ۲۳ طبقه



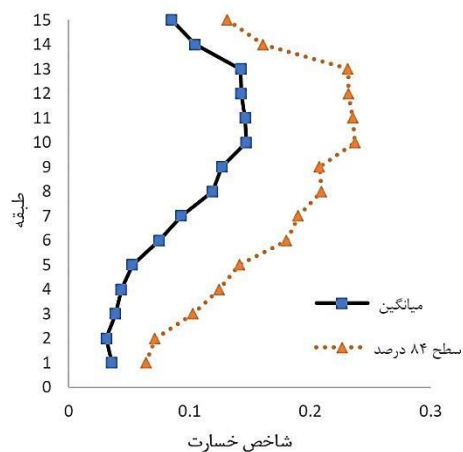
(ب)



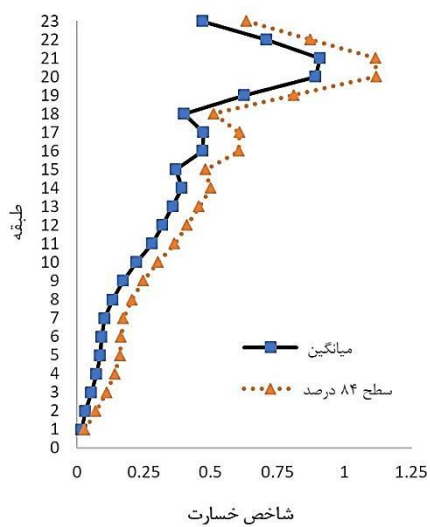
(الف)



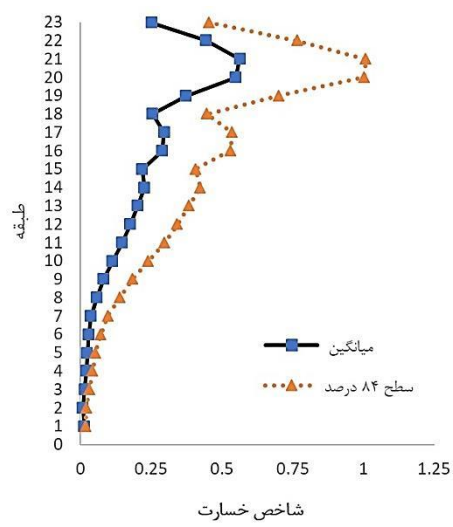
(د)



(ج)

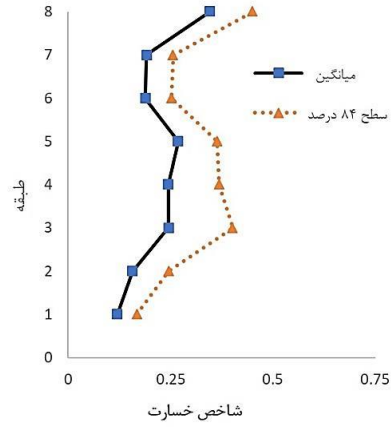
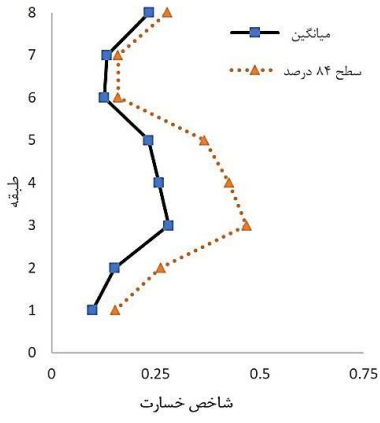


(و)



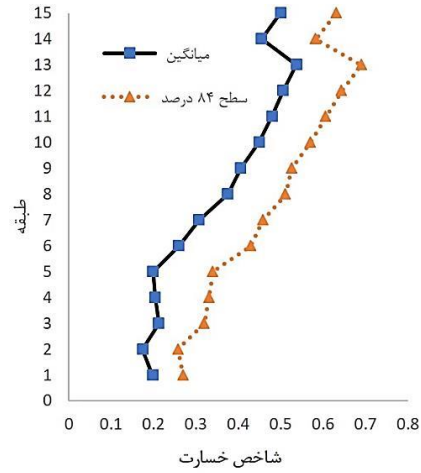
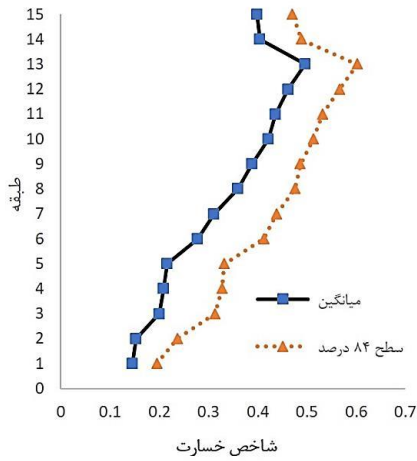
(ه)

شکل ۱۲- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد خسارت کلی شاخص پارک-آنگ سیستم دوگانه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) طبقه ۸، (ج) ۱۵ طبقه و (ه) ۲۳ طبقه و تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (ب) ۸ طبقه، (د) ۱۵ طبقه و (و) ۲۳ طبقه



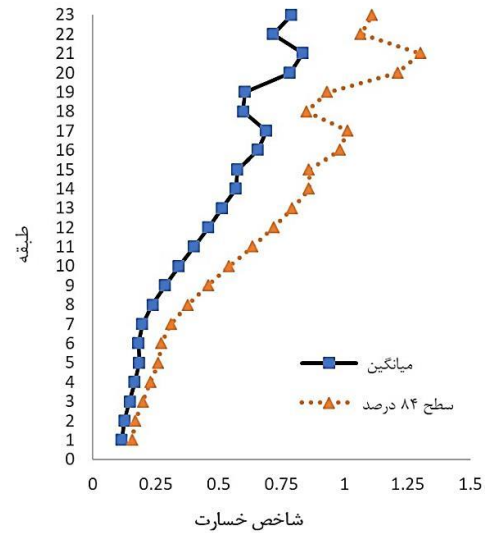
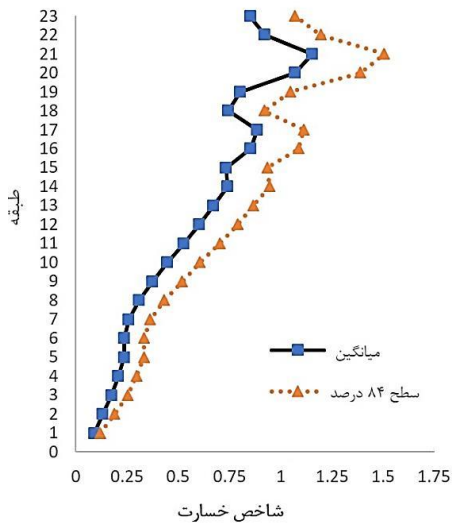
(ب)

(الف)



(د)

(ج)



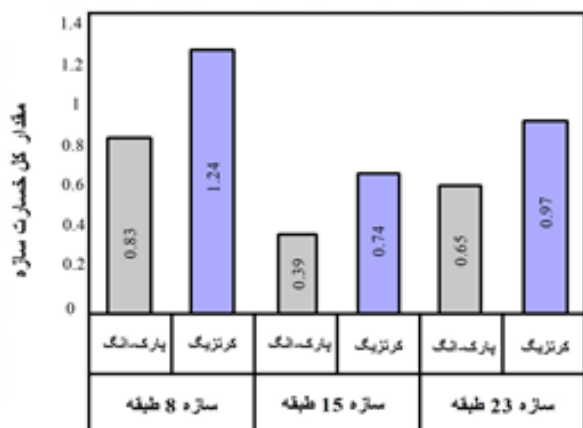
(و)

(ه)

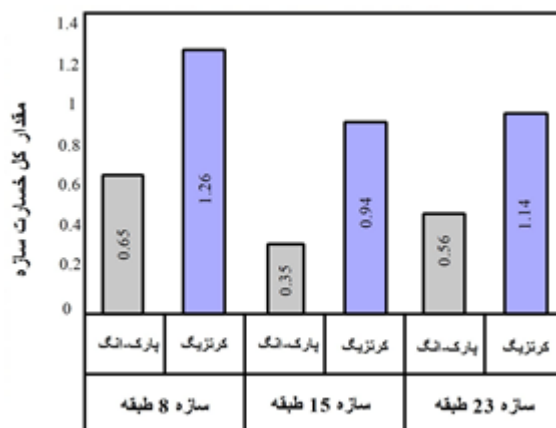
شکل ۱۳- مقادیر متوسط و متوسط به علاوه انحراف استاندارد خسارت کلی شاخص کرتزیگ سیستم دوگانه تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) طبقه ۸، (ج) طبقه ۱۵ و (ه) طبقه ۲۳ و تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (ب) طبقه ۸، (د) طبقه ۱۵ و (و) طبقه ۲۳

ویژه و سیستم دوگانه در شکل‌های (۱۴) تا (۱۷) نمایش داده شده است.

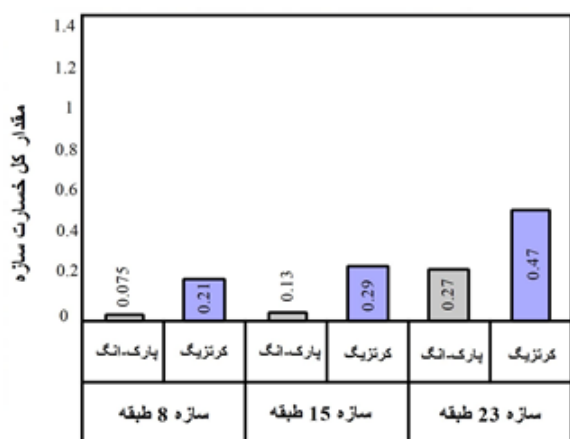
مقدار متوسط خسارت تجمعی در سطح کلی سازه بر اساس شاخص خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ برای سیستم قاب خمشی



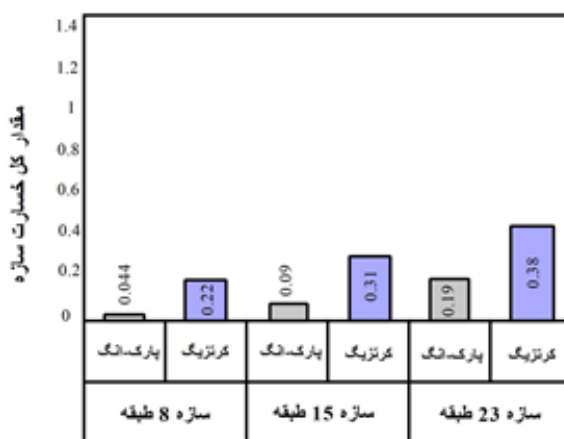
شکل ۱۵- متوسط خسارت‌های کل سازه ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه تحت زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک



شکل ۱۴- متوسط خسارت‌های کل سازه ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور



شکل ۱۷- متوسط خسارت‌های کل سازه ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم دوگانه تحت زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک



شکل ۱۶- متوسط خسارت‌های کل سازه ۸، ۱۵ و ۲۳ طبقه دارای سیستم دوگانه تحت زمین‌لرزه‌های حوزه دور

تحقیق بودند که از طریق روش شاخص خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ عملکرد سیستم‌ها و شدت آسیب ایجاد شده در هر یک از المان‌های سیستم‌های نام برده شده اندازه‌گیری شد و در نهایت مطالب برای طبقات و کل سازه بسط داده شد. با بررسی شاخص‌های خسارت پارک-آنگ و کرتزیگ مشاهده می‌گردد:

#### ۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله به ارزیابی خسارت‌های تجمعی و مقایسه عملکرد دو سیستم سازه‌ای فولادی تحت مجموعه رکوردهای حوزه دور و نزدیک پرداخته شد. قاب‌های خمشی فولادی ویژه و سیستم ترکیبی که از مدل‌سازی قاب خمشی فولادی به همراه مهاربند همگرا ایجاد می‌شود سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه در این



[۲] شکیباپور، ا.، حاجی کاظمی، ح. و کرم‌الدین، ع. (۱۳۹۲)، "ارائه شاخص خسارت جدید برای ارزیابی لرزه ای سازه های شکل پذیر"، وزارت علوم، تحقیقات و فناوری، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده مهندسی.

[3] Yao, K. (2019), "The Mainshock-aftershock Seismic Risk Analysis of a Steel Frame Using Energy-based Damage Index", University of California, Los Angeles.

[۴] گرامی، م. و دانشجو، ف. (۱۳۸۶)، "تغییر شکل پلاستیک تجمعی طبقه بعنوان شاخصی از خسارت قابهای خمشی فولادی MDOF در سطح طبقه"، مجله دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی.

[۵] گلستانه، س.ع.، مرشد، ر. و نژاد، د.م. (۱۳۹۳)، "ارزیابی و تقویت قاب‌های بتنی بر مبنای شاخص خسارت"، وزارت علوم، تحقیقات و فناوری، دانشگاه یزد، دانشکده مهندسی عمران.

[6] Lundberg, G. and Palmgren, A. (1949), "Dynamic capacity of rolling bearings".

[7] Miner, M.A. (1945), "Cumulative damage in fatigue".

[8] Park, Y.J. and Ang, A.H.S. (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal of structural engineering, Vol. 111, No. 4, pp. 722-739.

[۹] رهایی، ع. و نعمتی، س. (۱۳۸۸) "ارزیابی عملکرد و روشهای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی"، انتشارات فدک ایساتیس، تهران، چاپ ۲.

[10] DiPasquale, E. and Cakmak, A. (1990), "Seismic damage assessment using linear models", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 4, pp. 194-215.

[11] Cosenza, E., Manfredi, G. and Ramasco, R. (1993), "The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods," *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 22, No. 10, pp. 855-868.

[12] Golafshani, A., Bakhshi, A. and Tabeshpour, M.R. (2004), "Vulnerability and damage analyses of existing buildings", 13th World conference on earthquake engineering, Vol. 6(1-2), pp. 85-100.

[13] Council, A. (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Report No SSC 96-01, ATC-40, Vol. 1.

- در سیستم‌های قاب خمشی فولادی بر اساس شاخص پارک-آنگ و کرتزیگ کم‌ترین خسارت را طبقات بالایی ثبت کرده‌اند.

- در سیستم دوگانه فولادی مورد مطالعه بر اساس شاخص پارک-آنگ و کرتزیگ کم‌ترین خسارت مربوط به پایین‌ترین طبقات می‌باشد.

- در قاب‌های خمشی فولادی بر اساس شاخص آسیب پارک-آنگ هر چه به تعداد طبقات اضافه شود تمرکز آسیب از طبقات بالایی به طبقات پایینی سازه منتقل می‌شود. حداکثر میانگین خسارت‌های سازه ۸ طبقه دارای سیستم قاب خمشی فولادی در پنجمین طبقه ثبت شده است در حالی که تمرکز آسیب در سازه‌های ۱۵ و ۲۳ طبقه به ترتیب در طبقات چهارم و ششم آن‌ها گزارش شده است.

- تحت رکورد دور از گسل، در سازه قاب خمشی فولادی سازه با تعداد طبقات کم‌تر (۸ طبقه) متحمل بیش‌ترین خسارت کل شده است و در سازه دوگانه برعکس، سازه با تعداد طبقات بیش‌تر (۲۳ طبقه) بیش‌ترین خسارت را متحمل شده است.

- بر اساس شاخص کرتزیگ سازه قاب خمشی فولادی ۸ طبقه در هر دو مجموعه رکورد حوزه نزدیک و حوزه دور به سطح فروریختگی رسیده است.

- در شاخص خسارت کرتزیگ به دلیل واردکردن جداگانه بخش‌های مثبت و منفی از چرخه پاسخ در محاسبات پاسخ‌ها نسبت به شاخص خسارت پارک-آنگ واقع‌بینانه‌تر است، در تحلیل‌های صورت‌گرفته مقادیر خسارت کل بر اساس شاخص کرتزیگ مقادیر بیش‌تری را نسبت به شاخص خسارت پارک-آنگ برای همان سازه تحت رکورد مشابه نشان می‌دهد.

۱۱- مراجع

[۱] قنبری، م. و محبی، ب. (۱۳۹۵)، "تعریف شاخص خسارت برای قاب‌های خمشی با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده"، وزارت علوم، تحقیقات، و فناوری، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، دانشکده فنی و مهندسی.



- [25] Baker, J.W. (2007), "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis", Bulletin of the seismological society of America, Vol. 97, No. 5, pp. 1486-1501.
- [26] Zhao, D., Wang, H., Wang, D., Zhu, R. and Zhang, J., (2022), "Quantitative classification of near-fault ground motions selected by energy indicators", Structures, Vol. 35, pp. 780-791.
- [14] Krätzig, W., Meyer, I. and Meskouris, K. (1989), "Damage evolution in reinforced concrete members under cyclic loading", in Structural safety and reliability, ASCE, pp. 795-804.
- [15] Bolt, B.A. (2004), "Seismic input motions for nonlinear structural analysis", ISET journal of earthquake technology, Vol. 41, No. 2, pp. 223-232.
- [16] Malhotra, P.K. (1999), "Response of buildings to near-field pulse-like ground motions", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 28, No. 11, pp. 1309-1326.
- [17] Mahboubi, S. and Shiravand, M.R. (2019), "Proposed input energy-based damage index for RC bridge piers", Journal of Bridge Engineering, Vol. 24, No. 1, pp. (04018103-1)-(04018103-19).
- [18] Quinde, P., Reinoso, E. and Chávez-Arredondo, L. (2020), "Cumulative damage over time of 2D-frames systems subjected to multiple long-duration recorded earthquakes in the lakebed zone Mexico city", 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan.
- [19] Massone, L. Aceituno, D. and Carrillo, J. (2020), "Cumulative damage in RC buildings in the case of the 2017 Puebla-Morelos earthquake", 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan.
- [20] Tong, C., Wu, J., Hua, K. and Xie, L. (2022), "Low-cycle fatigue life estimation curve for buckling-restrained braces based on cumulative plastic deformation", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 26, No. 6, pp. 2773-2801.
- [21] Poursha, M., Khoshnoudian, F. and Moghadam, A. (2010), "Assessment of modal pushover analysis and conventional nonlinear static procedure with load distributions of federal emergency management agency for high-rise buildings", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 19, No. 3, pp. 291-308.
- [22] Dehghan, S., Najafgholipour, M. and Hooshangi, H. (2020), "Seismic behavior of chevron concentrically braced frames with weak beam", Scientia Iranica, Vol. 27, No. 1, pp. 41-56.
- [23] PEER Center, (2005), "Next Generation Attenuation of Ground Motions (NGA) Project".
- [24] Rathje, E.M., Faraj, F., Russell, S. and Bray, J.D. (2004), "Empirical relationships for frequency content parameters of earthquake ground motions", Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 1, pp. 119-144.

