

بررسی منحنی های شکنندگی در قاب های مهاربندی شورون و قطری با میراگر ویسکوز با استفاده از شتاب نگاشتهای مقیاس شده توسط یک الگوریتم فراابتکاری

داود صداقت شایگان^۱، علیرضا لrk^{۲*}، سید امیر حسین هاشمی^۳

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد قزوین، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد صفادشت، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد قزوین، ایران

چکیده

در صورت طراحی و استفاده مناسب از میراگر های سیال ویسکوز در قاب های ساختمانی می توان نسبت به افزایش کارایی و عملکرد این قاب ها اطمینان بیشتری حاصل کرد. به این منظور در اینجا دو نوع بسیار پر کاربرد از قابهای مهاربندی فولادی شورون و قطری با تجهیز به میراگر سیال ویسکوز مورد مطالعه قرار گرفته است. تمامی مشخصات ابعادی و نیز مشخصات مقاطع و مصالح مورد استفاده برای تیرها، ستونها و مهاربندهای مدلهای قاب، مشابه در نظر گرفته می شود. با کمک نرم افزار توانمند open-sees قاب های مورد نظر به صورت دو بعدی مدل سازی شده و تحت ۱۵ شتابنگاشت حوزه های دور و نزدیک زلزله که بکمک یک الگوریتم فراابتکاری مقیاس شده اند، بارگذاری می شوند. از آنجا که میراگرهای ویسکوز، بعلت وابستگی به سرعت تحریک در اثر حرکت زمین و داشتن رابطه نیرو تغییر مکان غیرخطی، ذاتاً نیازمند به انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی می باشند. لذا تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی افزایشی جهت مطالعه رفتار لرزه ای مدل های قاب فولادی و دستیابی به منحنی های شکنندگی انتخاب می گردد. نتایج مطالعه حاضر بیانگر این واقعیت است که بکارگیری میراگرهای ویسکوز در قابهای فولادی متعارف، موجبات کاهش قابل ملاحظه پاسخهای سازه ای (مانند نیروهای برشی پایه، جابجایی ها، شتابها، میزان پلاستیک شدگی اعضای اصلی سازه) و نیز افزایش قابل توجه انرژی مستهلک شده بصورت ویسکوز در سازه را فراهم می آورد. همچنین می توان این سیستم را برای تامین سطح عملکرد استفاده بدون وقفه در قاب های ساختمانی پیشنهاد داد.

کلمات کلیدی: مهاربند شورون، مهاربند قطری، میراگر سیال ویسکوز، تحلیل دینامیکی غیرخطی، منحنی شکنندگی، الگوریتم فراابتکاری.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/JSCE.2019.144611.1642		دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ
doi:	10.22065/JSCE.2019.144611.1642	۱۳۹۶/۰۵/۲۵	۱۳۹۷/۱۱/۱۳	۱۳۹۷/۰۸/۱۳	۱۳۹۹/۱۰/۰۱	۱۳۹۹/۱۰/۰۱
		* نویسنده مسئول:				
		پست الکترونیکی:				
		علیرضا لrk				
		lorck@safaiu.ac.ir				

The assessment of fragility curves of the Application of diagonal and chevron viscous damper in steel structures using a metaheuristic algorithm for modification of ground motions

Davood Sedaghat Shayegan¹, Alireza Lork^{2*}, Seyed Amir Hossein Hashemi³

¹ PhD student, department of civil engineering, Qazvin Branch, Islamic Azad University, Qazvin, Iran

² Associated professor, department of civil engineering, Safadasht Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

³ Associated professor, department of civil engineering, Qazvin Branch, Islamic Azad University, Qazvin, Iran

ABSTRACT

A proper design of viscous fluid dampers can assure us more efficiency and improvement of structural frames performance. For this purpose, these two common types of steel bracing frames of chevron and diagonal, equipped with viscous fluid dampers, are going to be analysed in this essay. All dimensional specifications, as well as the specifications of the cross sections and materials used for the beams, columns, and braces of the frame models, are considered as similarities. With the assist of the powerful Open-Sees software, considered frames are modelled in a two-dimensional form and loaded under 15 ground motions of the near-fault and far fault earthquake. These ground motions are modified by a metaheuristic algorithm. Since the viscous dampers depend on the speed of the excitement as a result of the motion of the earth and having a non-linear force-displacement relationship, they require performing nonlinear dynamic analysis, so Incremental Dynamic Analysis is selected for obtaining fragility curves. The results of this study show that using the viscous dampers in conventional steel frames would cause significant reductions in structural responses (such as base shear forces, displacements, accelerations and rate of plasticity of the main members of the structure) and also noticeable increase in dissipated energy in a viscous form. This system could also be suggested for immediate occupancy performance level.

ARTICLE INFO

Receive Date: 16 August 2018

Revise Date: 02 February 2019

Accept Date: 02 February 2019

Keywords:

Chevron bracing

Dagonal bracing

Viscous fluid damper

Nonlinear dynamic analysis

Fragility curve

Metaheuristic algorithm

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.144611.1642

*Corresponding author: Alireza Lork

Email address: lork@safaiu.ac.ir

۱- مقدمه

یکی از کاربردی ترین و موثرترین روش های کنترل نیروهای وارد شده و افزایش میزان جذب انرژی ناشی از آن، استفاده از میراگرها در مقاوم سازی سازه ها است. میراگرها با توجه به عواملی همچون پریود سازه، نوع ساختگاه، جنس سازه، نوع سیستم مهاربندی، نیروی جانبی سازه و موقعیت مکانی و جغرافیایی سازه، فاصله ی آن از گسل زلزله یا مرکز زلزله و سایر عوامل تاثیرگذار انتخاب می شوند [۱].

میراگرهای ویسکوز متنوعی برای کاربرد های ساختمانی توسعه یافته اند. به عنوان مثال میراگرهای ویسکوز دیواری شکل در ساختمان های ژاپن نصب شده اند. این دیوارها از طریق عملکرد برشی مواد مایع داخل محفظه دیواره ای شکل انرژی را مستهلک می کنند. نوع دیگری از میراگرهای مایع بر اساس عبور مایع از منفذ ها شکل گرفته اند. در ایالات متحده امریکا بیشتر از این نوع میراگر استفاده می شود. نیروی ایجاد شده در میراگر ویسکوز بر اساس شکل منفذ برابر با رابطه (۱) می باشد:

$$P(t) = C_v(\omega)(|d|^\alpha)sgn(d) \quad (1)$$

در رابطه (۱)، $P(t)$ مقدار نیروی ایجاد شده در میراگر ویسکوز بر اساس شکل منفذ پیستون، d مقدار جابه جایی در پیستون و محدوده ضریب α در بازه ی $0/3$ تا 2 خواهد بود. مقادیر کوچک α سبب کاهش شوک در سرعت های بالا موثر است و مقدار $\alpha=1$ برای استفاده در سازه در مقابل باد و زلزله معرفی شده است. برای $1 < \alpha$ ضریب میرایی با افزایش دامنه حرکت کاهش می یابد. در مقابل برای $1 > \alpha$ با افزایش دامنه حرکت میرایی افزایش می یابد و برای $\alpha = 1$ ضریب میرایی مستقل از دامنه حرکت خواهد بود.

میراگرهای ویسکوز نیرویی ایجاد می نمایند که همواره در برابر حرکت سازه مقاومت می کند. این نیرو با سرعت نسبی بین دو انتهای میراگر به صورت رابطه (۲) نسبت مستقیم دارد:

$$f_u = C sgn(\dot{u})|\dot{u}|^\alpha \quad (2)$$

که در آن f_u نیروی میرایی و C ضریب میرایی و $sgn(\dot{u})$ نشانگر علامت و جهت حرکت و α توان میرایی است که در محدوده 0.3 تا 2 متغیر می باشد و \dot{u} نیز سرعت میراگر می باشد.

مشخصات مکانیکی میراگرهای ویسکوز را می توان از طریق انجام آزمایشی با شرایط کنترل شده تغییرمکان به دست آورد. نیروی دینامیکی جک به صورت رابطه (۳) می باشد.

$$P = K_1 u + (K_2/\omega)\dot{u} \quad (3)$$

دومین عبارت معرفی شده در رابطه (۳) نیروی میرایی است که با سرعت، هم فاز و با تغییرمکان، 90° درجه اختلاف فاز دارد. مقدار K_2 را سختی کاهش یافته می نامند. بنابر این مقدار ثابت میرایی C از رابطه (۴) و اختلاف فاز آنها نیز از رابطه (۵) به دست خواهد آمد.

$$C = K_2/\omega \quad (4)$$

$$P_i = K_1 u_0 \quad (5)$$

که در آن P_i مختصات نیرو در تغییرمکان صفر می باشد. همچنان که از رابطه ها پیداست نیرو در حداکثر تغییر مکان برابر $K_1 u_0$ می باشد که با توجه به آن می توان K_1 را شیب خط در نظر گرفت.

یکی از جدیدترین روش های تحلیل سازه روش تحلیلی دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA)^۱ می باشد. این تحلیل پارامتریک بر مبنای آنالیز دینامیکی غیرخطی بوده و جهت بررسی عملکرد سازه ها تحت اثر زلزله ابداع گردیده است. در این روش تحلیل یک یا چند شتاب نگاشت به چندین سطح از شدت مقیاس شده و به سازه اعمال می گردند. از این رو یک یا چند منحنی از پاسخ های پارامتری در مقابل شدت تکان تولید می شوند. هدف از مقیاس کردن پوشش دقیق تر کل محدوده رفتاری سازه از حالت الاستیک تا ویرانی می باشد. در هر گام مقیاس کردن، مدل سازه ای تحت شتاب نگاشت های مورد نظر تحلیل شده و یک یا چند منحنی از پاسخ خسارت بر حسب شدت حاصل می شود. با استفاده از این منحنی، تعریف حالات حدی در نهایت ترکیب نتایج با منحنی تحلیل احتمالی، می توان به ارزیابی سازه ها پرداخت. اطلاعات منحصر به فردی که این منحنی ها در مورد پاسخ سازه های چند درجه آزادی ارائه می کنند، می توانند توجیهی بر گسترش استفاده از این روش با وجود فرآیند زمان بر و دشوار بودن آن باشد [۲].

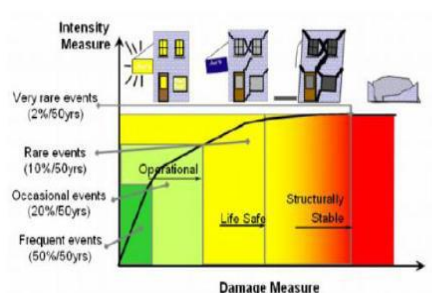
در این روش از مقیاس کردن شتابنگاشت های زلزله های گذشته به نحوی که رفتار سازه را از حالت الاستیک خطی تا مرحله فرو ریزش پوشش دهد، استفاده می گردد. بنابراین، مدل سازه ای تحت یک یا چند شتابنگاشت رکورد زلزله که با سطوح شدت متفاوت مقیاس شده اند قرار می گیرد. پس از انجام تحلیل، یک یا چند منحنی از پاسخ پارامتریک در مقابل سطوح شدت حاصل خواهد شد. در پایان با تعریف حالات حدی و ترکیب نتایج با منحنی های تحلیل خطر به ارزیابی سازه ها و میزان برآورد خسارت پرداخته می شود.

روش فوق در سال ۲۰۰۰ توسط پرفسور آلین کرنل^۲ در دانشگاه استنفرد مطرح گردید و در سال ۲۰۰۲ طی پروژه دکتری وامواتسیکوس^۳ به راهنمایی کرنل برای یک ساختمان ۲۰ طبقه تحت بررسی قرار گرفت [۳].

با بررسی منحنی های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در هر سازه، نتایج زیر می تواند حاصل شود:

- درک کامل از دامنه پاسخ یا نیاز در برابر دامنه توسعه سطوح رکورد حرکت زمین.
- درک بهتر از مفاهیم سازه ای نادر یا خیلی شدید سطوح حرکت زمین.
- درک مناسب از تغییرات طبیعی پاسخ سازه مانند شدت افزایش حرکت زمین.
- ارائه تخمین هایی از ظرفیت دینامیکی سیستم کلی سازه.

با توجه به این نتایج مشاهده می شود که روش تحلیل دینامیکی افزایشی، یک روش کاملاً چند منظوره با کاربرد بسیار زیاد می باشد (شکل ۱).



شکل ۱: جزئیات منحنی IDA [۲]

برای اینکه نشان دهیم یک زلزله با شدت مشخص در منطقه مورد مطالعه، سازه مورد نظر را به چه سطحی از عملکرد می رساند با عدم قطعیت های^۴ زیادی مواجه می شویم. عدم قطعیت هایی که در تعیین رفتار سازه ای و غیر سازه ای نقش دارند، شامل دو دسته می باشند:

¹ Incremental Dynamic Analysis

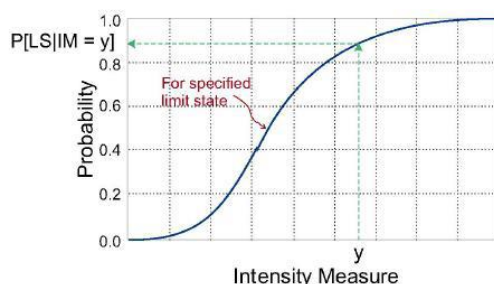
² Professor C. Allin Cornell

³ D. Vamvatsikos

در دسته‌ی اول، عدم قطعیت‌ها بصورت ذاتی در طبیعت موجود هستند، مانند تفاوت‌ها در خواص مواد و مقاومت آن‌ها، اثرات محیطی و... بوده و در دسته‌ی دوم، عدم قطعیت‌ها شامل منابع خطا، مانند خطای موجود در روش‌های محاسباتی، مدل‌سازی یا عدم نظر گرفتن بعضی پارامترهای موثر در رفتار سازه یا تجهیزات مانند اثر محتوای فرکانسی تحریک ورودی، انرژی ورودی زلزله و ... می‌باشند. بنابراین منطقی‌ترین راهی که بنظر می‌رسد، این است که عملکرد سازه را به فرم احتمالاتی بیان کنیم. یعنی به جای بیان شدت زمین لرزه‌ای که سازه را به سطح خاصی از عملکرد می‌رساند، احتمال رسیدن سازه به آن سطح عملکرد را به ازای شدت‌های مختلف زمین لرزه بیان کنیم. به منظور برآورد میزان آسیب‌های وارده، احتمال افزایش میزان خسارت از هر حالت خرابی توسط توابع شکنندگی به صورت رابطه (۶) تعریف می‌شوند.

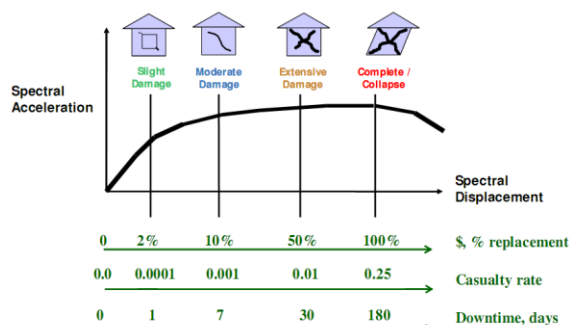
$$f = (D > d_1 | IM) \quad (6)$$

که در آن، f تابع شکنندگی بوده و بیان‌کننده احتمال وارد آمدن خسارت d_1 می‌باشد، D میزان خرابی برآورد شده در سازه و یا تجهیزات می‌باشد و IM پارامتر اندازه‌گیری شدت و یا بزرگی حرکت زمین می‌باشد. شکل شماتیک توابع شکنندگی در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲: فرم کلی منحنی‌های شکنندگی [۴]

پس از مراحل تحلیل خطر و تهیه منحنی‌های تردی با داشتن توابع خسارت، می‌توان میزان خسارت وارد بر سازه را نیز بدست آورد. همانطور که در شکل ۳ مشخص است به ازای هر سطح آسیب دیدگی سازه توابع خسارت مقدار خسارت را ارائه می‌کنند. در این شکل سه تابع خسارت سه نوع خسارت وارد بر سازه را بیان می‌کنند. این سه خسارت عبارتند از: هزینه بازسازی، نرخ تلفات و مدت زمانی که ساختمان غیر قابل استفاده است.



شکل ۳: توابع خسارت ساختمان [۵]

از ترکیب توابع خسارت و منحنی‌های شکنندگی می‌توان احتمال هر یک از خسارتهای فوق را بدست آورد. به عنوان مثال با داشتن نقطه عملکرد سازه، از روی منحنی شکنندگی می‌توان احتمال خرابی ساختمان در هر سطح عملکرد را بدست آورد. میزان خسارت

⁴ Uncertainty

برای هر سطح عملکرد نیز از روی توابع خسارت قابل محاسبه است، بنابراین با ضرب این دو مقدار می توان احتمال خسارت را برای هر سطح عملکرد بدست آورد.

اگر پارامتر R بیان گر پاسخ سازه و LSi سطح عملکرد یا حالت حدی مرتبط با پارامتر R باشد، و همچنین IM یکی از پارامتر های بیانگر شدت زلزله و S مقدار شدت مورد نظر باشد، منحنی شکنندگی به فرم ریاضی رابطه (Y) تعریف می شود:

$$Fragility = P(R > LSi | IM) = S \quad (Y)$$

IM می تواند بر حسب شتاب حداکثر زمین (PGA)، حداکثر سرعت زمین (PGV)، شتاب طیفی (Sa) یا هر پارامتری که گویای شدت زمین لرزه باشد، بیان شود [4].

بطور مثال می توان به کاهش مقادیر تابع احتمال هر منحنی شکنندگی، نسبت به منحنی مشابه، در یک آستانه مشخص در تغییر سیستم یک قاب خمشی به قاب با سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی، اشاره نمود [6].

۲- مشخصات شتاب نگاشت ها و اصلاح آنها

مهمترین ویژگی هر شتاب نگاشت از نقطه نظر موثر بودن در ایجاد پاسخ سازه ای عبارتست از دامنه، محتوای فرکانسی، پاسخ طیفی و طول مدت دوام است. دامنه عموماً توسط ماکزیمم مقدار شتاب یا در برخی مواقع توسط تعداد ماکزیمم های شتاب که از سطح مشخصی بیشتر می شوند بیان می گردد.

تحقیقات گذشته توسط کرنل نشان داده است که استفاده از ۱۰ تا ۲۰ شتاب نگاشت در تحلیل های دینامیکی غیرخطی بر روی مدل سازه ای دقت کافی را برای تخمین تقاضای لرزه ای در اختیار قرار می دهد. در این تحقیق برای انجام تحلیل های غیر خطی به روش تاریخچه زمانی با توجه به هدف عملکردی مورد نظر سازه از چند شتاب نگاشت مقیاس شده (باروش ارائه شده در مرجع [۷]) استفاده شده است و معرف زلزله های با احتمال وقوع ۲ درصد در ۵۰ سال هستند. تمامی شتاب نگاشت ها از سایت PEER اقتباس شده اند. اندازه شدت زمین (IM)، کمیتی مقیاس پذیر از یک شتاب نگاشت مقیاس شده است. این کمیت در واقع تابعی از شتاب نگاشت اصلی است که به صورت هماهنگ با افزایش یا کاهش شتاب نگاشت، تغییر می کند. ماکزیمم شتاب زمین (PGA)، ماکزیمم سرعت زمین (PGV) و شتاب طیفی در مود غالب ارتعاشی سازی با در نظر گیری نسبت میرایی ۵ درصد، مثال هایی از این کمیت هستند که قابلیت مقیاس شدن دارند.

شدت خرابی یا تغییر پذیری شرایط سازه (DM) نیز یک مقدار عددی مثبت می باشد که خصوصیات پاسخ مدل سازه ای را در برابر بارهای لرزه ای مورد نظر بیان می کند و یا به عبارت دیگر واکنش مازاد مدل سازه ای را به خاطر بارگزاری لرزه ای تعیین می کند. به عبارت دیگر (DM) کمیتی است که می تواند از نتایج خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی برداشت شود. گزینه مناسب برای انتخاب یک DM مناسب می تواند به نوع سازه و خرابی مورد نظر بستگی داشته باشد.

با توجه به اهمیت سطوح عملکرد در ارزیابی عملکردی سازه ها و اطلاعات مورد نیاز برای این ارزیابی که توسط منحنی های حاصل از آنالیز دینامیکی فزاینده به دست می آید. در این تحقیق بر اساس تعاریف موجود در FEMA 351 از سطح آستانه فروریزش (CP)^۵ استفاده شده است. در آیین نامه FEMA 351 برای قاب های خمشی فولادی ویژه، نقطه ای که حداکثر تغییر نسبی طبقات مساوی ۲ درصد است ($\theta_{max}=2\%$) به عنوان تقاضای زلزله در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (IO)^۶ معرفی می شوند.

⁵ Collapse Prevention

⁶ Immediate Occupancy

در این پژوهش بمنظور کاهش خطای ناشی از انتخاب شتاب نگاشت ها از تعداد ۱۵ شتاب نگاشت رکوردهای توصیه شده ی FEMA-P695 استفاده شده است که فرضیات انتخاب این شتاب نگاشت ها در مرجع معرفی شده آورده شده است. همچنین مشخصات این شتاب نگاشت ها بطور خلاصه در جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱: مشخصات شتاب نگاشت های مورد استفاده (۱۵ رکورد) [۸]

مشخصات رکوردهای انتخابی								
شماره رکورد	نام زلزله	نام ایستگاه	سال	بزرگا	فاصله	نوع خاک	نوع گسل	مقدار ماکزیمم (PGA)
1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol-USC	1994	6.7	17.2	D	Thrust	0.52
2	Northridge	Canyon Country-WLC-USC	1994	6.7	19.4	D	Thrust	0.48
3	Duzce, Turkey	Bolu-ERD	1999	7.1	20	D	Strike-slip	0.82
4	Hector Mine	Hector-SCSN	1999	7.1	11.7	C	Strike-slip	0.34
5	Imperial Valley	Delta-ENAMUCSD	1979	6.5	22	D	Strike-slip	0.35
6	Imperial Valley	El Centro Array #11-USGS	1979	6.5	12.5	D	Strike-slip	0.38
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi-CUE	1995	6.9	7.1	C	Strike-slip	0.51
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka-CUE	1995	6.9	19.2	D	Strike-slip	0.24
9	Kocaeli, Turkey	Duzce-ERD	1999	7.5	15.4	D	Strike-slip	0.36
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik-KOERI	1999	7.5	13.5	C	Strike-slip	0.22
11	Landers	Yermo Fire Station-CDMG	1992	7.3	23.6	D	Strike-slip	0.24
12	Landers	Coolwater-SCE	1992	7.3	19.7	D	Strike-slip	0.42
13	Loma Prieta	Capitola-CDMG	1989	6.9	15.2	D	Strike-slip	0.53
14	Loma Prieta	Gilroy Array #3-CDMG	1989	6.9	12.8	D	Strike-slip	0.56
15	Manjil, Iran	Abbar-BHRC	1990	7.4	12.6	C	Strike-slip	0.51

در این تحقیق برای مقیاس کردن شتاب نگاشتها از انتقال ویولت و یک الگوریتم بهینه سازی فراابتکاری هیبریدی بنام MBF-CBO (Mouth Brooding Fish-colliding bodies optimization) استفاده شده است با این هدف، انتقال ویولت و الگوریتم، شتاب نگاشت را اصلاح میکند تا طیف پاسخ به طیف طرح نزدیک شود. انتقال ویولت شتاب نگاشت اصلی را به ۸ سطح تجزیه میکند که هر سطح در ضرایب مربوط به خود که توسط الگوریتم MBF-CBO تعیین میگردد، ضرب می شود بطوریکه خطای بین طیف پاسخ و طیف طرح به حداقل برسد. جدول ۲ خطای بدست آمده از اجرای الگوریتم است که نشان میدهد خطا بسیار کم بوده و دو طیف پاسخ و طرح بهم خیلی نزدیکند و این نشان از مناسب بودن اصلاح شتاب نگاشت توسط الگوریتم مذکور می باشد.

جدول ۲: خطاهای بدست آمده از اجرای الگوریتم برای ۱۵ رکورد

شماره رکورد	نام زلزله	(%) خطا
1	Northridge	2.51
2	Northridge	1.92
3	Duzce, Turkey	2.42
4	Hector Mine	3.11
5	Imperial Valley	2.31
6	Imperial Valley	2.12
7	Kobe, Japan	3.85
8	Kobe, Japan	1.98
9	Kocaeli, Turkey	2.46
10	Kocaeli, Turkey	3.21
11	Landers	2.24
12	Landers	1.78
13	Loma Prieta	2.34
14	Loma Prieta	2.33
15	Manjil, Iran	3.26

۳- معرفی مدل مورد بررسی

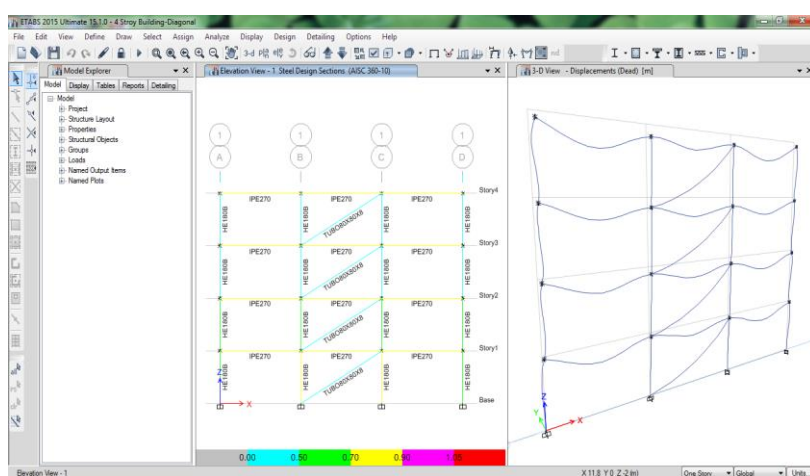
در این پژوهش از دو قاب فولادی ۴ طبقه با مهاربند واگرای شورون و قطری مدل سازی شده در ایتبز استفاده شده است. قاب ها دارای ۳ دهانه ۵ متری و ارتفاع تیپ طبقات ۳۰ متر، مطابق جدول ۳ برای مقاطع ستونها و تیرها از مقاطع بال پهن معمولی و بال پهن سبک استفاده شده است. (همچنین در تیرها از مقطع IPE و به جهت انجام مقایسه بهتر و همچنین مشاهده ی اثرات مقاطع، برای ستونها در قاب ها از مقاطع IPB استفاده شده است). لازم به ذکر است که میراگرهای ویسکوز در نرم افزار این سیس در محل اتصال تیر و ستون ها لحاظ می گردد. بارهای گسترده زنده و مرده ۲۵۰ و ۶۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بر قاب ها اعمال می شود، قاب فولادی با شکل پذیری متوسط برای خاک نوع IV با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ بارگذاری و به روش حالت حدی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شود. برای رسیدن به نتایج مبتنی بر واقعیت، طراحی سازه ها در نرم افزار این سیس اساس مدل دو بعدی با پلان شکلهای ۴ تا ۶ صورت گرفته است. لازم به ذکر است که قاب انتخابی قاب میانی یک سازه ۴ طبقه می باشد و به عنوان نماینده سازه ها، مورد تحلیل های بعدی قرار گرفته اند. این امر سبب می گردد تا عواملی نظیر خمش دو محوره در طراحی ستون ها لحاظ گردد. از طرفی در طراحی سازه ها هر دو معیار مقاومت و جابجایی بین طبقاتی و همچنین معیارهای ستون قوی و تیر ضعیف نیز لحاظ گردیده است. کنترل دیگری که تحت عنوان ضوابط خاص برای سازه های فولادی مقاوم در برابر زلزله مطرح شده است، مربوط به کنترل مقاومت کششی و فشاری محوری ستون هاست.

همچنین از نرم افزار ایتبز ۲۰۱۵ برای طراحی اولیه سازه ها به شکل دو بعدی بعدی استفاده شده است. مصالح بکار رفته از نوع فولاد ST-37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و مدول الاستیسیته ی 2.1×10^6 می باشد. نوع خاک سایت طبق طبقه بندی آیین نامه ی طراحی در مقابل نیروی زلزله از نوع III با سرعت موج برشی $360 \frac{m}{s} < V_s < 760 \frac{m}{s}$ فرض می شود. محل پروژه در شهر تهران و با توجه به خطر پذیری بالامعادل با شتاب مبنای طرح برابر با $0.35g$ می باشد. همچنین فرض گردیده است که نزدیکترین

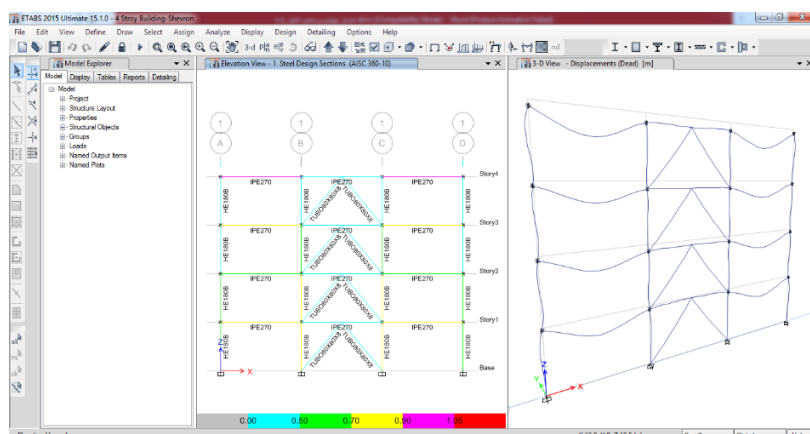
فاصله از منبع لرزه ای بیشتر از ۱۵ کیلومتر می باشد. تحلیل استاتیکی معادل برای طراحی اولیه استفاده شده است و درصد مشارکت بار زنده مطابق با آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در مقابل نیروی زلزله ۲۰ درصد انتخاب شده است.

جدول ۳: مقاطع اختصاص یافته در هر یک از قاب های فولادی

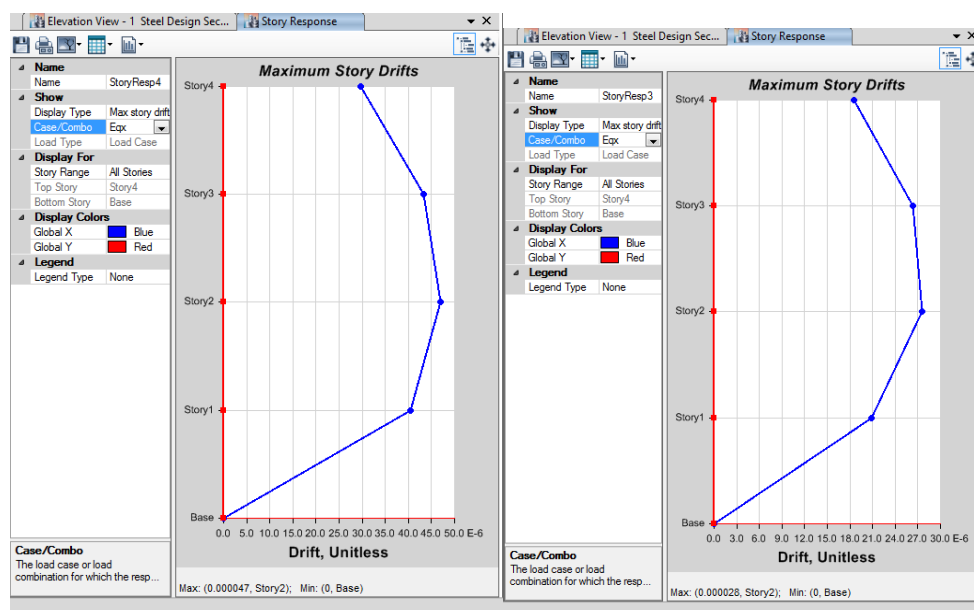
سازه ۴ طبقه دارای مهاربند قطری و شورون			
مقاطع مهاربند	مقاطع تیر	مقاطع ستون	
Tubo 80*80*8	IPE270	IPB 180	طبقات



شکل ۴: فایل مدل سازی شده به شکل دو بعدی برای سازه ۴ طبقه دارای مهاربند قطری در نرم افزار ایتبز ۲۰۱۵



شکل ۵: فایل مدل سازی شده به شکل دو بعدی برای سازه ۴ طبقه دارای مهاربند شورون در نرم افزار ایتبز ۲۰۱۵



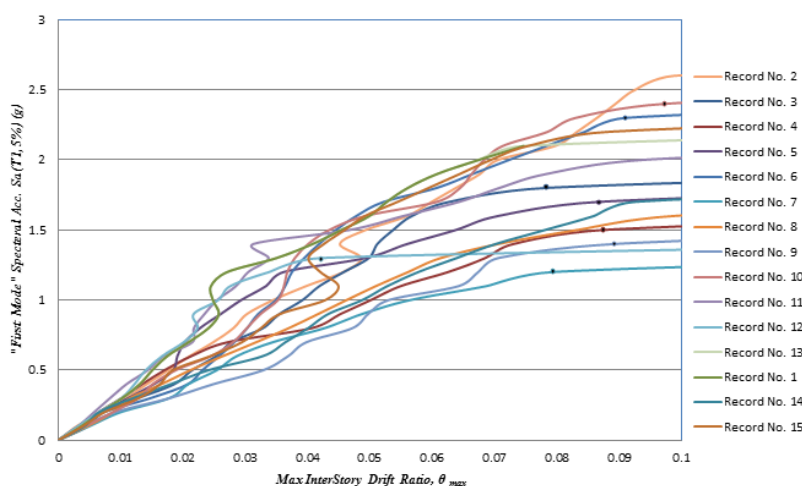
(الف)

(ب)

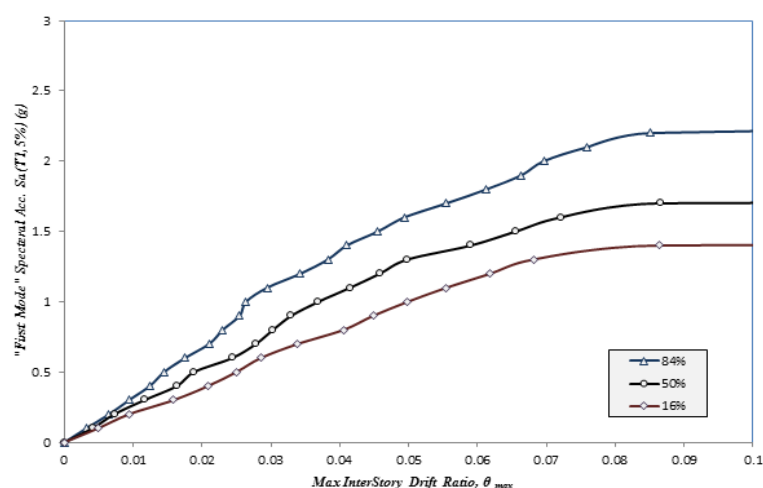
شکل ۶: دیاگرام دریفت طبقات در فایل مدل‌سازی شده به شکل دو بعدی برای سازه ۴ طبقه الف) دارای مهاربند قطری در نرم افزار ایتبز ۲۰۱۵ ب) دارای مهاربند شورون در نرم افزار ایتبز ۲۰۱۵

۴- نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

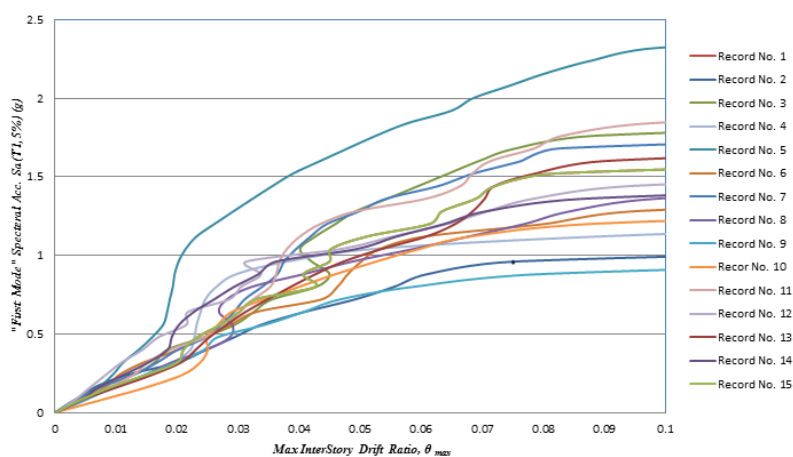
پاسخ یک سازه تحت حرکات زمین می‌تواند با انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی با دقت مناسبی برآورد گردد. یکی از مهمترین ایراد های اعمال تحلیل دینامیکی غیرخطی حساسیت پاسخ به شتاب نگاشت های انتخابی می باشد. ارائه تحلیل های دینامیکی افزایشی و برآورد پاسخ ها بر اساس اعمال روابط احتمالاتی تا حدود زیادی این ضعف را در عمل جبران نموده است. نتایج تحلیل IDA بدست آمده از ۱۵ شتابنگاشت انتخاب شده و مقایسه ی میانگین های ۵۰٪ آنها در شکل های ۷ تا ۱۱ نشان داده شده است:



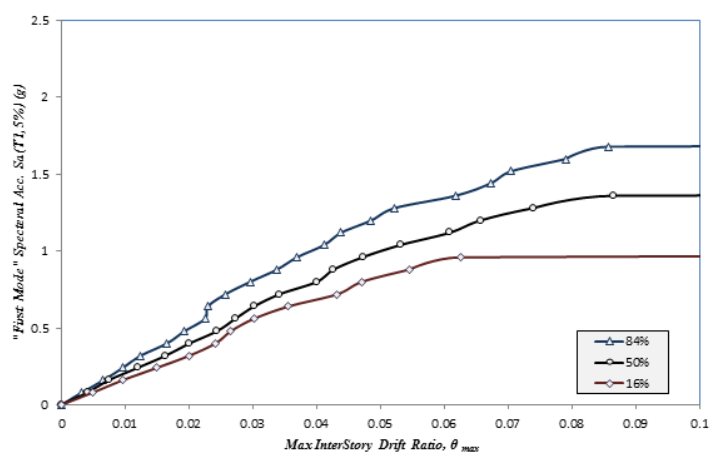
شکل ۷: منحنی های IDA بدست آمده برای قاب سازه ای ۴ طبقه دارای مهاربند شورون با میراگر ویسکوز



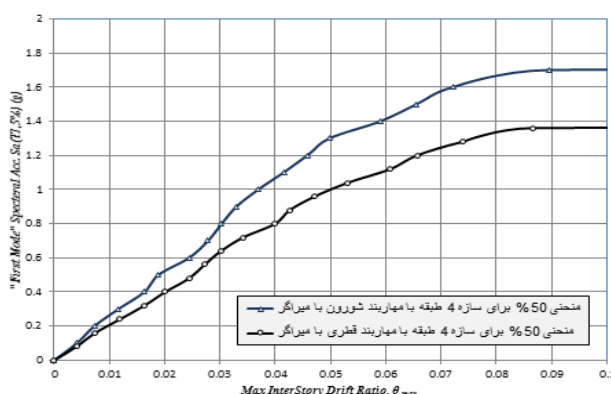
شکل ۸: خلاصه منحنی های IDA بدست آمده برای قاب سازه ای ۴ طبقه دارای مهاربند شورون با میراگر ویسکوز



شکل ۹: منحنی های IDA بدست آمده برای قاب سازه ای ۴ طبقه دارای مهاربند قطری با میراگر ویسکوز



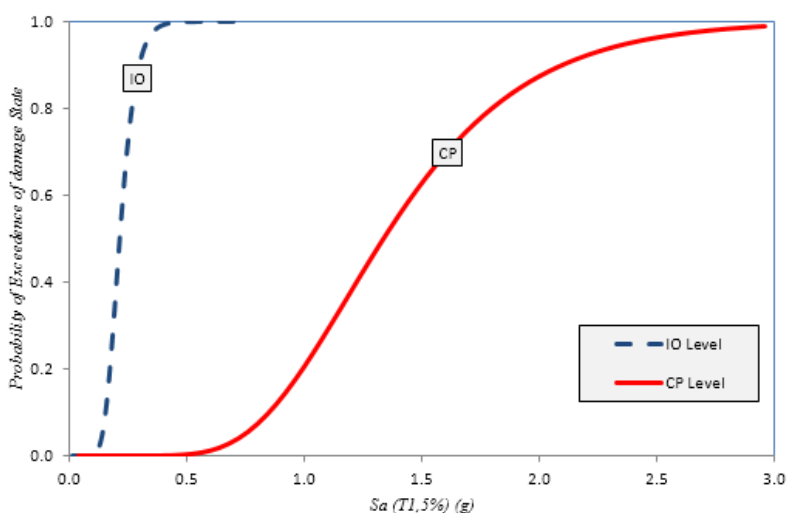
شکل ۱۰: خلاصه منحنی های IDA بدست آمده برای قاب سازه ای ۴ طبقه دارای مهاربند قطری با میراگر ویسکوز



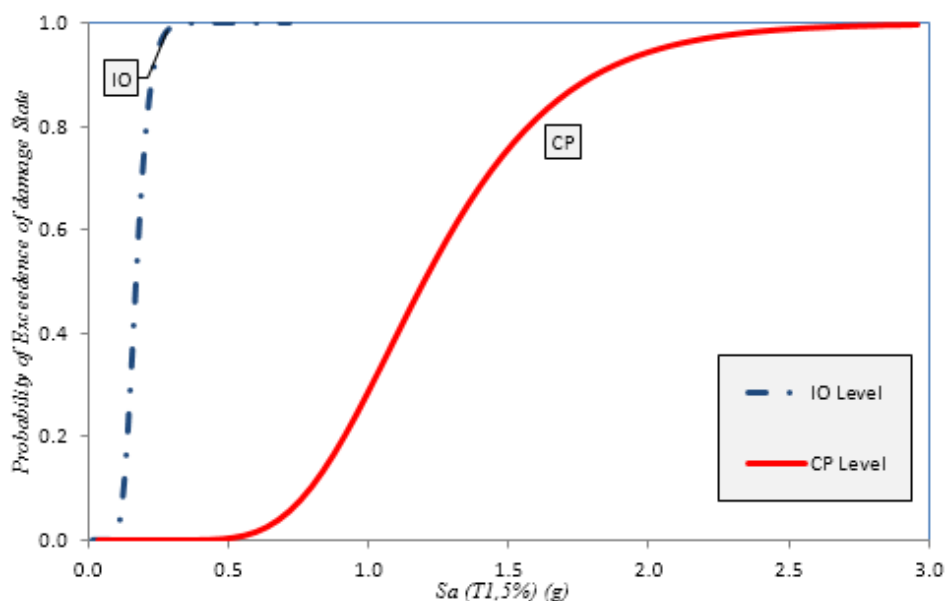
شکل ۱۱: مقایسه منحنی های ۵۰٪ منحنی های IDA بدست آمده برای هر دو قاب سازه ای مدلسازی شده

۵- بررسی منحنی های شکنندگی حاصل از IDA

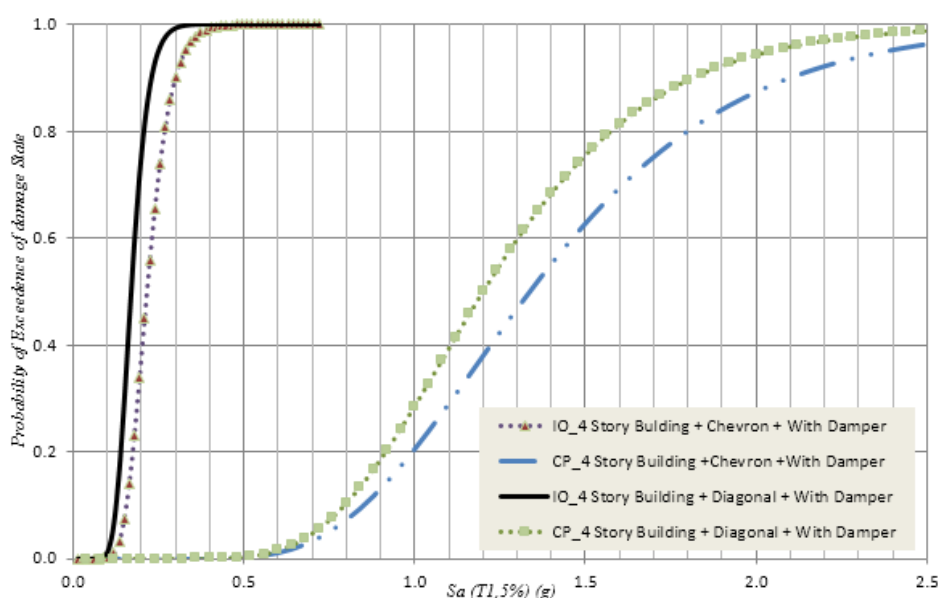
بمنظور استخراج احتمال بروز حالات حدی از خروجی های تحلیل IDA، از نمودارهایی موسوم منحنی های شکنندگی استفاده می شود که برای رسم این نمودارها، شدت لرزه ای IM متناظر با وقوع حالات حدی مورد نظر، به ازای تمامی شتاب نگاشت ها به ترتیب نزولی مرتب می گردد. با استفاده از مقادیر مرتب شده، احتمال وقوع حالت حدی در سازه، به ازای مقادیر کوچکتر یا مساوی یک مقدار IM مورد نظر، که یک احتمال تجمعی است، محاسبه می شود و نمودار آن در مقابل مقدار IM رسم می گردد. با استفاده از این نمودار، می توان گفت که به ازای هر سطح IM، احتمال وقوع حالت حدی، به شرط آن که مقدار IM به سطح مورد نظر محدود شود، به چه میزان است. محاسبه معیار شدت برای حالت حدی قابلیت استفاده بی وقفه نیز امر راحتی است و کافی است تمامی معیارهای شدت هایی که در آن ها $DM = \theta_{max} = 2\%$ را ایجاد می کند، را محاسبه نمود. این مقدار در منحنی اولین علامت وقوع حالت حدی می باشد. با در نظر گرفتن حالت حدی آستانه انهدام CP منحنی های شکنندگی مربوط به سازه ها قابل ترسیم می باشد [۹، ۱۰]. لازم بذکر است که طبق دستورالعمل FEMA 350، حالت حدی انهدام (CP) نقطه معادل با ۲۰ درصد شیب متوسط اولیه که متناظر با نقطه ی شروع افقی شدن منحنی های IDA است، در نظر گرفته می شود. منحنی های شکنندگی بدست آمده و مقایسه ی آنها در اشکال ۱۲ تا ۱۴ ترسیم شده اند.



شکل ۱۲: منحنی های شکنندگی حاصل از منحنی های IDA برای سطح خرابی فرو ریزش برای سازه ۴ طبقه دارای مهاربند شورون با میراگر



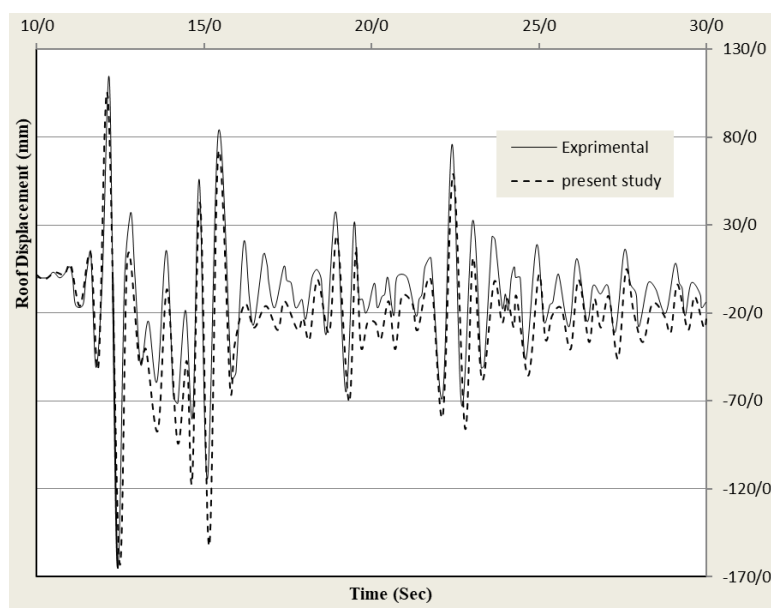
شکل ۱۳: منحنی های شکنندگی حاصل از منحنی های IDA برای سازه ۴ طبقه دارای مهاربند قطری با میراگر



شکل ۱۴: مقایسه منحنی های شکنندگی بدست آمده برای هر دو قاب سازه ای مدلسازی شده

۶- مدل سازی پاسخهای سازه آزمایش میزلرزان

از مدل کامپیوتری مطالعه حاضر برای مدل سازی پاسخهای سازه آزمایش شده در مرجع [11] استفاده گردید. مشخصات میراگر ویسکوز مطابق مشخصات میراگر آزمایش شده وارد برنامه گردید. تنشهای نهایی و تسلیم در تحلیل برای تیرها و ستونها مطابق تنشهای آزمایش در نظر گرفته شد. ضریب سختی بعد از جاری شدن برای تیرها و ستونها هم ۰.۵٪ لحاظ گردید. پاسخهای تاریخچه زمانی تغییرمکان بام کار آزمایشگاهی و مدل کامپیوتری برای سازه مقاوم سازی شده تحت زلزله ال سنترو (۰.۲۷۵٪) در شکل ۱۵ ارائه شده است.



شکل ۱۵: مدل سازی تغییر مکان بام برای سازه مقاوم سازی شده تحت زلزله ال سنتر و (۲۷۵٪) [11] و مدل مطالعه حاضر

حداکثر تغییر مکان بام بدست آمده از مدل، ۱۶۲ میلیمتر می باشد که خیلی به نتیجه بدست آمده از آزمایش (۱۶۵ میلیمتر) نزدیک است. جدول ۴ خلاصه حداکثر تغییر مکان طبقات بدست آمده از آزمایش و مدل کامپیوتری را تحت زلزله ال سنتر و (۲۷۵٪) نشان میدهد. در نهایت با توجه به انطباق نتایج بدست آمده مشخص میگردد که نحوه مدلسازی در مطالعه حاضر صحیح بوده و قابل اطمینان می باشد.

جدول ۴: مقایسه نتایج جابجایی ها در سازه مقاوم سازی شده مرجع [11] و مدل مطالعه حاضر

سازه ۳ طبقه دارای مهاربند قطری					
	PGA	ارتفاع سازه (m)	جابجایی طبقات (mm)		
			2F	3F	RF
مرجع [11]	0.98g	5.5	79	138	165
مطالعه حاضر	0.98g	5.5	77	135	162

۷- جمع بندی و نتیجه گیری

با بررسی نمودار منحنی های شکنندگی و نتایج داده های حاصل از تحلیلهای غیرخطی انجام شده قاب های فولادی ۴ طبقه با مهاربند واگرای شورون و قطری با میراگرهای ویسکوز و همچنین مقایسه پاسخهای سازه آزمایش شده و مدل کامپیوتری، نتایج زیر قابل استخراج میباشد:

- با افزایش رفتار غیرالاستیک تیرها و ستونها، اختلاف بین نتایج مدل کامپیوتری و کار آزمایشگاهی افزایش می یابد.
- با توجه به نمودار منحنی های شکنندگی در مقایسه نقاط نظیر در منحنی ها ملاحظه میگردد که استفاده از مهاربند شورون به جای مهاربند قطری در قاب ۴ طبقه حدود ۱۰ تا ۱۴ درصد احتمال فراگذشت سازه از آستانه های تعریف شده را کاهش میدهد.
- بدون در نظر گرفتن مقادیر خطر لرزه ای در محاسبه احتمال شکست، با کاهش تناوب، احتمال فروریزش (با برآورد نکردن سطح عملکردی IO و CP) در سازه در سطح ثابت از شدت لرزه ای، کاهش پیدا می کند.
- منحنی های شکنندگی تابع سطح عملکرد و تراز شکل پذیری مورد استفاده در طراحی قاب های سازه می باشند.
- در روش طراحی براساس عملکرد می توان رفتار واقعی تری از سازه ها، نسبت به قبل، در صورت وقوع یک زمین لرزه مشخص، به دست آورد. شاید مهمترین دلیل اهمیت بحث روی طرح لرزه ای براساس عملکرد، به نوع تشویق بکارگیری ابتکار در توسعه روشهایی برای ارتقاء عملکرد باشد.
- با کاهش شکل پذیری سازه ها، منحنی های IDA در سطح IM پایین تری افقی می گردند، که این نشان دهنده ی این امر می باشد که با افزایش شکل پذیری سازه ها می توان به دریافت های بالاتری در سازه ها، در یک سطح زلزله ی یکسان دست یافت.
- همانطور که مشاهده گردید با کاهش صلبیت اتصال، میزان دریافت و شکل پذیری سازه ها افزایش می یابد.
- با انجام روش معرفی شده که بخش ابتدایی از پروژه ی ATC58 می باشد، می توان منحنی های خسارت را به سهولت بدست آورد تا بتوان به یک زبان مشترک برای تصمیم گیری و انتقال اطلاعات بین کارفرما و مهندسان زلزله رسید. برآورد خسارت سالیانه ابزاری ارزشمند برای تخمین مقدار بیمه برای ساختمان ها می باشد، بگونه ای که برای سازه های مورد مطالعه در این تحقیق می توان گفت که سازه با شکل پذیری بالا نسبت به سایر حالات مورد بررسی احتمالاً خسارت سالیانه کمتری را دارا می باشد و سازه با شکل پذیری کم را می توان بعنوان گزینه ی بعدی در نظر گرفت. البته لازم به ذکر است که هزینه ی اجرای هر یک سازه ها نیز باید مدنظر پیمانکاران قرار گیرد چراکه هزینه ی اجرای یک سازه با شکل پذیری بالا به مراتب بیشتر از سایر سازه ها می باشد.

مراجع

- [1] Mansoori MR, Nasseri H and Moghadam A. (2011). Experimental and Analytical Study of Asymmetric Structures with Different Viscous Damper Distribution. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 45 (2), 233-245.
- [2] Fanaie N and Ezzatshoar S. (2014). Studying the seismic behavior of gate braced frames by incremental dynamic analysis (IDA). *Journal of Constructional Steel Research*, 99(1), 111-120.
- [3] Vamvatsikos D and Cornell CA. (2002). Incremental Dynamic Analysis. s.l., *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [4] Baker J W. (2014). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Stanford University*, 473 Via Ortega, MC 4020, Stanford, CA 94305.

- [5] Komey Karimi Moridani and Rasoul Khodayari. (2013). Seismic Performance Assessment Uses Incremental Dynamic Analysis. *Journal of Basic and Applied Scientific Research*, J. Basic. Appl. Sci. Res., 3(8)757-764.
- [6] Hamidi hamed, Packdaman jafar, Jahani ehsan and Rajabnejad hamid. (2018). The assessment and comparison of tall buildings with outrigger and belt truss systems using fragility curves. *journal of structural and construction engineering*, 5(1), 174-188.
- [7] Kaveh ali and Mahdavaei VR. (2016). A new method for modification of ground motions using wavelet transform and enhanced colliding bodies optimization, *Applied Soft Computing*, 47(c), 357-369.
- [8] Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factor*. Washington, D.C., Report No. FEMA-P695.
- [9] Zareian F, Krawinkler Helmut, Ibarra Luis and Lignos Dimetrios. (2013). Basic Concept And Performance Measures In Prediction Of Collapse Of Buildings Under Earthquake Ground Motions. *The Structural Design Of Tall And Special Buildings*, 19(1-2), 167-181.
- [10] ATC-58. (2011). *Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings*. Applied Technology Council. Washington, D.C.
- [11] Kuo-Chun Chang, Yu-Yuan Lin and Chang-Yu Chen. (2008). Shaking Table Study on Displacement-Based Design for Seismic Retrofit of Existing Buildings Using Nonlinear Viscous Dampers. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, 134(4), 671.