

ارزیابی عملکرد لرزه ای و تعیین سطوح عملکردی سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی

رضا بمانیان^۱، حمزه شکیب^{۲*}، فرهاد دانشجو^۳

۱- دکتری مهندسی زلزله، پژوهشگاه مدیریت بحران شاخص پژوه، اصفهان

۲- استاد، دانشکده عمران و محیط زیست دانشگاه تربیت مدرس

۳- استاد، دانشکده عمران و محیط زیست دانشگاه تربیت مدرس

shakib@modares.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۵/۰۱/۱۹]

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۷/۱۹]

چکیده

سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی فولادی به دلیل عملکرد مناسب در جذب نیروهای جانبی از جمله زلزله مورد توجه پژوهشگران است و به همین دلیل در ساختمان های متداول و بلند مرتبه در کشورهای زلزله خیز استفاده می شود. نو بودن این سیستم سازه ای از منظر عملکرد لرزه ای و بررسی سطوح عملکردی آن از یک طرف و عدم قطعیت در ویژگی های زلزله از طرف دیگر پراکندگی فراوانی در نتایج حاصل از پژوهش های گذشته به وجود آورده است. در این پژوهش عملکرد لرزه ای سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی فولادی به وسیله تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده مورد بررسی عملکردی قرار گرفته و سطوح عملکردی برای این سیستم ارزیابی و تعیین شده است. برای این منظور قابی از یک ساختمان ۴ طبقه با ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. این ساختمان مطابق استاندارد ۲۸۰۰ بارگذاری و بر اساس آیین نامه AISC360-10 و AISC Design Guide 20 طراحی لرزه ای شده است. برای تحلیل دینامیکی فزاینده از ۲۰ رکورد لرزه ای دور از گسل با بزرگای ۶ الی ۷/۵ ثبت شده روی خاک نوع II استفاده شده است. با انجام تحلیل های غیرخطی فزاینده روی قاب مورد نظر منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده با معیار پاسخ ماکزیمم نسبت تغییر مکان نسبی طبقات و دو معیار شدت لرزه ای بیشینه شتاب زمین و شتاب طیفی متناظر با مد اول سازه با میرایی ۵ درصد ترسیم شده است. به منظور کاهش وابستگی نتایج به تغییرات رکورد لرزه ای، نتایج بر اساس دو ویژگی محتوای فرکانسی و زمان تداوم شتابنگاشت ها مورد مقایسه قرار گرفته است. در ادامه ظرفیت دو سطح عملکرد لرزه ای IO و CP برای سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی فولادی مورد تعیین و ارزیابی قرار گرفته که سطح IO و CP به ترتیب متناظر دررفت ۱/۴ و ۹ درصد می باشد. در انتها نیز برای استفاده از بیشینه ظرفیت شکل پذیری چگونگی توزیع نیاز لرزه ای در سطوح مختلف در ارتفاع قاب بررسی شده است.

واژگان کلیدی: رفتار لرزه ای، تحلیل دینامیکی فزاینده، سیستم دوگانه، دیوار برشی فولادی.

۱- مقدمه

مقایسه با سایر سیستم ها دارای ویژگی های پسماند مناسب در ناحیه پلاستیک و ظرفیت جذب انرژی بالا است. استفاده از این سیستم در مقایسه با قاب های فولادی ممان گیر، می تواند تا

سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی فولادی علاوه بر ویژگی هایی مانند سبک تر بودن و شکل پذیری بیشتر، در

حدود ۵۰٪ صرفه جویی در مصرف فولاد را به همراه داشته باشد [1]، که این امر علاوه بر کم کردن هزینه باعث کاهش وزن سازه و متناسب با آن پایین آمدن نیروی زلزله و باعث افزایش سرعت ساخت و افزایش فضای قابل استفاده می شود. این سیستم همچنین باعث ساده شدن و تکرارپذیری فرایند ساخت صنعتی شده است. مزیت های فوق این سیستم ابتکاری را قابل رقابت با سیستم های متداول نموده است. بدست آوردن مدل رفتاری این دیوارها مستلزم تحقیقاتی است، یکی از مهمترین مدل های رفتاری و ویژگی این نوع دیوارها مقاومت پس از کماتش ورق است که مطالعاتی توسط پژوهشگران روی مقاومت پس کماتش ورق دیوار برشی فولادی از سال ۱۹۳۱ آغاز شده و تئوری های مختلفی در این زمینه ارائه شده است. کولاک و همکاران [2] با تکیه بر کارهای انجام شده در زمینه دیوار برشی فولادی به دلیل وجود شباهت بین تیر ورق ها و این سیستم، ورق فولادی نازک را در پانل دیوار برشی توسط یک سری از نوارهای کششی مورب مدلسازی و رابطه ای برای تعیین زاویه بین این نوارها و المان های مرزی ارائه کردند. رضائی در مطالعه ای [3] مدل پنج خطی را پس از مطالعات خود ارائه داد که هماهنگی خوبی را با رفتار صفحه در برش را از خود نشان می داد. بهومیک و همکاران [4] پریود دیوارهای برشی فولادی را با کدهای طراحی مقایسه و فرمول ساده بهبود یافته ای را برای تخمین پریود اصلی دیوار برشی فولادی گسترش داده و اثر بازشو و آثار ستون های پشتیبان را در پریود اصلی بررسی کردند. سابلی و همکاران [5] به تأثیر طراحی المان های افقی در رفتار لرزه ای دیوارهای برشی فولادی پرداختند. نتایج نشان داد که تشکیل مفصل پلاستیک در المان های افقی باعث افزایش تغییر شکل و ایجاد تسلیم های جزئی در صفحات دیوار برشی فولادی شده و باعث کاهش مقاومت در مقایسه با مقدار پیش بینی شده توسط معادلات ارائه شده در آیین نامه ها می شود. جیان و لی [6] در پژوهشی سه نمونه دیوار برشی فولادی سه طبقه بدون بازشو و با بازشو را آزمایش و بررسی کردند. یک روش ساده طراحی برای محاسبه ظرفیت مقاومت جانبی ارائه شد که این روش بر اساس سازوکار خرابی دیوار برشی با سخت کننده با در نظر گرفتن اثر

قاب خمشی و اثر طره ای است. وانگ و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی رفتار لرزه ای دیوار برشی فولادی پرداخته که نتایج نشان می دهد در مناطق لرزه ای با شدت بالا برای انتخاب فرم مناسب دیوار برشی فولادی باید همه جوانب مانند ظرفیت نهایی دیوار، رفتار هیستریزس، مدهای شکست دیوار، شکل پذیری لرزه ای و عملکرد اقتصادی آن باید به صورت توأم و جامع در نظر گرفته شود [7]. در این مقاله به منظور ارزیابی عملکردی سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی فولادی از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده استفاده شده است. افزایش تدریجی بارها ابتدا به وسیله برترو (Bertero) برای بررسی عملکردی استفاده [8] و در ادامه شیوه های مختلفی توسط پژوهشگران ارائه شد که می توان به پژوهش های پایه لاکو و کرنل [9] و کراونکر در سال ۲۰۰۴ [10] اشاره کرد. این روش درواقع آخرین روش پذیرفته شده توسط دستورالعمل های مربوط به طراحی بر اساس عملکردی است.

در اغلب آیین نامه های طراحی لرزه ای هنوز ضوابط تحلیل و طراحی این نوع سیستم سازه ای به صورت کامل و جامع ارائه نشده است. با این وجود، بررسی پژوهش های انجام شده در این زمینه و مجموع تجربیات آزمایشگاهی گذشته حاکی از این است که در سه دهه اخیر بعد از وقوع زلزله هایی مانند زلزله ۱۹۹۴ میلادی نورتریج و زلزله ۱۹۹۵ میلادی کوبه، هدف گذاری بسیاری از آیین نامه های لرزه ای به سمت تدوین عملکردی این سیستم سازه ای پیش رفته است و برای این منظور، از قضاوت مهندسی به سمت کمی کردن عملکرد لرزه ای و تلاش برای صنعتی کردن این سیستم سازه ای ادامه یافته است. با این حال برای شناخت رفتار دقیق تر این سیستم با متغیرهای تأثیرگذار مستلزم مطالعات بیشتر در تخمین چگونگی تعیین سطوح عملکردی است. در این پژوهش برآورد نیاز و تعیین ظرفیت سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی فولادی با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده با دو معیار شدت لرزه ای در نظر گرفته شده است. میزان انحراف معیار از نتایج دو معیار شدت لرزه ای بدست آمده برای بررسی پراکندگی نتایج مورد مقایسه قرار گرفته است. همچنین برای بررسی عدم وابستگی نتایج به ویژگی های شتابنگاشت ها، رکوردهای زلزله

آیین نامه AISC360-10 [12] و AISC Design Guide 20 [13] طراحی شده است. میزان بار مرده معادل با ۷۸۰ کیلوگرم بر مترمربع در طبقات و ۶۶۰ کیلوگرم بر مترمربع در بام و بار زنده طراحی برای این سازه ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. زمان تناوب مد اصلی قاب مورد نظر برابر ۰/۳۹ ثانیه است. مشخصات مصالح و مقاطع استفاده شده در جدول‌های (۱) و (۲) آورده شده است. لازم به ذکر است که به دلیل تحمل قسمت عمده لنگر واژگونی توسط ستون‌های مرزی در سیستم دیواربرشی، مقاطع انتخابی این ستون‌ها نسبت به ستون‌های قابی از مقاطع قوی‌تر استفاده شده است. ستون‌های مرزی دیوار برشی فولادی با نماد c_1 و ستون‌های قابی با نماد c_2 نشان داده شده است.

جدول ۱. مشخصات مصالح نمونه‌ها

	ν	E (N/m ²)	F_y (N/m ²)
ST37	0.3	2.1×10^{11}	2.4×10^8

Table 1. Material Properties of models

جدول ۲. مشخصات مقاطع نمونه

No	Type	Position	Section
1	Column c_1	All story	IPB260
	Column c_2	All story	IPB220
2	Beam	All story	IPE330
3	Steel wall plate	All story	PL=3mm

Table 2. Section Properties of models

۳- درستی آزمایشی و مدل سازی نرم افزاری

در این مطالعه مدل‌های عددی با استفاده از برنامه اجزای محدود آباکوس (ABAQUS) [14] به صورت غیرخطی تحلیل شده است. اعتبار سنجی مدل اجزا محدود مورد بررسی روی کار آزمایشگاهی درایور و همکاران انجام پذیرفته است [15]. مدل آزمایشگاهی یک قاب چهار طبقه با سیستم دوگانه قاب خمشی- دیوار برشی فولادی بوده که تحت دو نوع بارگذاری مختلف یکی بارگذاری شبه استاتیکی چرخه‌ای برای بدست

بر اساس ویژگی محتوای فرکانسی از دو معیار نسبت بیشینه شتاب به بیشینه سرعت و معیار زمان تناوب میانگین و ویژگی زمان تداوم ارزیابی شده است. برای بررسی بیشینه نیاز شکل پذیری و شناخت چگونگی ایجاد و سازوکار طبقه‌ای تأثیر لرزه‌ای بر پراکندگی پاسخ قاب و چگونگی توزیع نیاز لرزه‌ای در ارتفاع تشریح شده است.

۲- معرفی مدل و طراحی آن

مدل استفاده شده در این مقاله یک قاب از ساختمان طراحی شده چهار طبقه‌ای با ارتفاع طبقات ۳/۵ متر است. پلان این سازه دارای دهانه‌های ۶ و ۴ متری با کاربری مسکونی مطابق شکل (۱) است.

شکل ۱. a) پلان طبقات ساختمان b) نمای قاب برگرفته از ساختمان ۴ طبقه

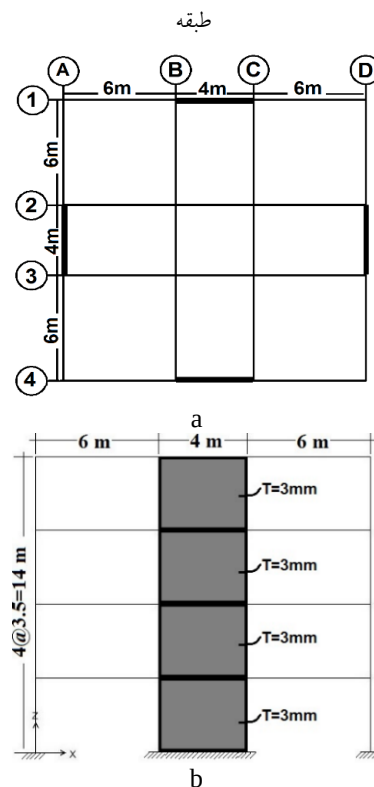


Fig. 1. a) Dual steel shear wall system plan b) floor plan of four story steel shear wall system

این سازه برای منطقه با خطر نسبی لرزه‌ای بسیار زیاد روی خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ واقع شده است. این ساختمان مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [11] بارگذاری و بر اساس

انحنایی با انتگرال گیری کاهش یافته مدل شده که دلیل انتخاب این المان به عنوان المان مرزی و دیوار را می توان به دلیل اتفاق افتادن کماتش موضعی در المان ها دانست. هر گره از المان فوق دارای ۶ درجه آزادی یعنی ۳ درجه انتقالی و ۳ درجه دوران است.

۴- روش تحلیل دینامیکی فزاینده

در این مطالعه برای تخمین عملکرد سیستم سازه ای تحت بارهای لرزه ای از روش تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده می شود. از طریق این روش امکان تخمین محدوده کامل پاسخ سازه (از مرحله الاستیک تا حد تسلیم و سپس مرحله غیرالاستیک غیرخطی و در نهایت ناپایداری کلی سازه) و همچنین ایجاد ارتباط بین حدود نیاز لرزه ای با میزان شدت لرزه ای اعمال شده به سازه وجود دارد. مراحل این روش تحلیل بدین صورت است که بعد از انتخاب یک گروه شتاب نگاشت مناسب و مدلسازی سازه با تعریف رفتار غیرخطی اعضا، هر یک از شتاب نگاشت ها به چندین سطح شدت لرزه ای مقیاس شده و به صورت گام به گام به سازه اعمال می شود. در هر گام، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی جداگانه ای انجام شده و پاسخ سازه برای هر سطح شدت لرزه ای قرائت می شود. برای هر شتاب نگاشت نقاط گسسته ای به دست آمده که در ادامه با انجام درون یابی مناسب بین این نقاط منحنی های ظرفیت-نیاز ترسیم می شود.

۵- انتخاب شتاب نگاشت ها

برای استخراج منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده در این مطالعه از ۲۰ عدد شتاب نگاشت جدول (۳) با ویژگی های تقریباً یکسان که معرف یک دسته رکورد است انتخاب و به قاب مطالعه شده سه دهانه چهار طبقه اعمال شده است. شتاب نگاشت هایی که برای تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده انتخاب شده اند سعی شده است حتی الامکان دارای مشخصات هماهنگی مانند نوع خاک با ساختگاه سازه داشته باشند مشخصات این رکوردها از سایت PEER استخراج شده است [16].

آوردن منحنی هیستریزیس نمونه و دیگری با اعمال تغییر مکان یکنوا برای بدست آوردن منحنی پوش نمونه انجام پذیرفته است. مقایسه نتایج مدل اجزاء محدود با مدل آزمایشگاهی در شکل های (۲ و ۳) نمایش داده شده است.

شکل ۲. مقایسه منحنی پوش اور نمونه تحلیلی و آزمایشگاهی [۱۵]

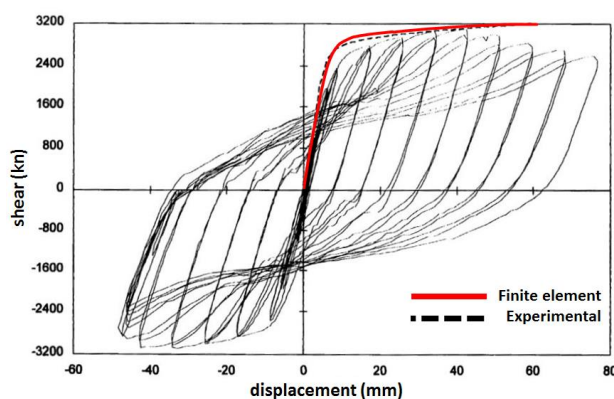


Fig. 2. Comparison between experimental results and finite element model pushover curve [15]

شکل ۳. مقایسه منحنی هیستریزیس نمونه تحلیلی و آزمایشگاهی [۱۵]

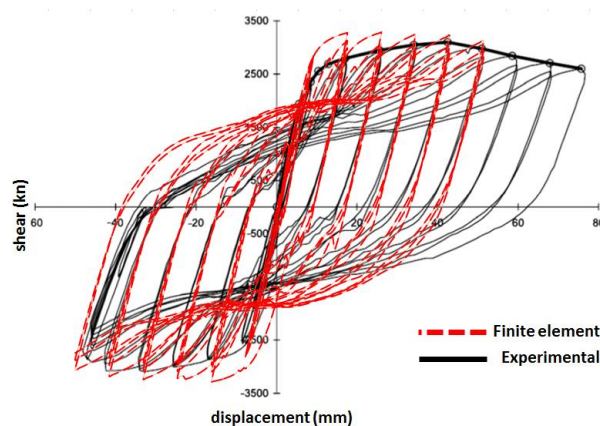


Fig. 3. Comparison between experimental results and finite element model hysteresis [15]

سختی اولیه مدل اجزاء محدود به میزان بسیار کم از سختی مدل آزمایشگاهی بیشتر است و از لحاظ بار نهایی مقدار کمی اختلاف وجود دارد که این اختلاف به علت عدم وجود عوامل محیطی، که در مطالعات آزمایشگاهی وجود دارند است. به منظور در نظر گرفتن رفتار غیرخطی تنش-کرنش مصالح، فرض غیرخطی مصالح در تحلیل در نظر گرفته شده است. ورق و اعضای مرزی با المان پوسته یک المان چهار گرهی دو

جدول ۳. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای استفاده شده در تحلیل دینامیکی فزاینده

PGA(g)	R (Km)	Magnitude	station	record	№	PGA(g)	R (Km)	Magnitude	station	record	№
0.109	22.7	6.2	Morgan Hill	Corralitos	11	0.116	23.6	7.1	Cape Mendocino	Fortuna - Fortuna Blvd	1
0.169	35.3	6.2	N. Palm Springs	Cranston Forest Station	12	0.178	44.6	7.1	Cape Mendocino	Myrtle & West	2
0.168	31.3	6.7	Northridge	Baldwin Hills	13	0.127	87	7.4	Kern County	Santa Barbara Courthouse	3
0.163	20	6.7	Northridge	Burbank - Howard Rd	14	0.178	41	7.4	Kern County	Taft Lincoln School	4
0.568	22.6	6.7	Northridge	Castaic - Old Ridge Route	15	0.136	24.2	7.3	Landers	North Palm Springs	5
0.268	24.9	6.6	San Fernando	Castaic	16	0.135	36.1	7.3	Landers	Barstow	6
0.11	31.7	6.6	San Fernando	Pasadena - CIT Athenaeum	17	0.124	43	6.9	Loma Prieta	Fremont - Mission San Jose	7
0.156	71.9	6	Trinidad, California	Rio Dell Overpass, W Ground	18	0.82	39.9	6.9	Loma Prieta	Woodside	8
0.247	25.2	6	Whittier Narrows	Inglewood - Union Oil	19	0.113	77	6.9	Loma Prieta	SF - Diamond Heights	9
0.396	22.5	6	Whittier Narrows	LA - 116th St School	20	0.11	49.9	6.9	Loma Prieta	Belmont - Envirotech	10

Table 3. ground motion records

۶- انتخاب معیار شدت و پاسخ لرزه‌ای

لرزه‌ای دیوار برشی فولادی و ارزیابی عملکردی رفتاری در این مرحله با هدف کاهش آثار تغییر رکورد لرزه‌ای در بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه مذکور، تأثیر انتخاب دو معیار شدت لرزه‌ای متداول مختلف بر میزان پراکندگی نتایج و میزان وابستگی نتایج به ویژگی‌های شتاب‌نگاشت لرزه‌ای مطالعه شده است. برای این منظور دو معیار شدت لرزه‌ای متداول بیشینه شتاب زمین، شتاب طیفی متناظر با مد اول سازه با میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است [19].

برای اینکه پاسخ سازه در اثر اعمال بارهای دینامیکی فزاینده در هر گام استخراج شود، نیاز به تعریف معیار پاسخ سازه (EDP^0) وجود دارد. این معیار باید یک کمیت قابل اندازه‌گیری از رفتار سازه باشد که به صورت خروجی تحلیل‌های غیرخطی به دست می‌آید. انتخاب معیار پاسخ بستگی به کاربرد نتایج به دست آمده از تحلیل دارد. برای نمونه معیار شتاب ماکزیمم کف با خرابی اجزای غیرسازه‌ای در ارتباط بوده و یا ماکزیمم نسبت تغییرمکان نسبی طبقات (θ_{max}) با ناپایداری دینامیکی کلی سازه و سایر سطوح عملکرد لرزه‌ای سازه در ارتباط است. θ_{max} عبارتست از ماکزیمم نسبت تغییرمکان نسبی طبقه به

در انتخاب معیار شدت لرزه‌ای دو ویژگی میزان کارایی و کفایت از اهمیت زیادی برخوردار است. هدف از کارایی کاهش تغییرات در منحنی دینامیکی فزاینده در اثر تغییر رکورد است. در مورد میزان کفایت یک معیار شدت لرزه‌ای نیز هرچه وابستگی نتایج توزیع نیاز و ظرفیت لرزه‌ای به انتخاب رکورد کمتر باشد معیار شدت لرزه‌ای معیار کافی‌تری است. بر اساس دو ویژگی گفته شده و با توجه به پژوهشهای انجام شده برای سیستم‌های دیگر سازه‌ای [17] مانند شمع‌ها [18] انتخاب معیار شدت لرزه‌ای می‌تواند از بین پارامترهای PGA^1 (بیشینه شتاب زمین)، PGV^2 (بیشینه سرعت زمین)، PGD^3 (بیشینه جابه‌جایی زمین)، D (طول زمان موثر)، V_{max}/A_{max} (نسبت بیشینه سرعت به بیشینه شتاب)، RMS_a^4 (میانگین مربع شتاب)، RMS_v (میانگین مربع سرعت)، RMS_d (میانگین مربع جابه‌جایی) و S_A (شتاب طیفی) باشد. با توجه به پژوهش‌های انجام شده در این زمینه، در این پژوهش برای بررسی رفتار

1 Peak ground acceleration

2 Peak ground velocity

3 Peak ground displacement

4 Root mean square Acceleration

۰/۰۶ کمینه و بیشینه پراکندگی میزان شاخص شدت به ترتیب حدود ۱/۵g تا ۴/۲g متغیر است. میزان پراکندگی برای حالتی که معیار شدت لرزه ای بیشینه شتاب زمین انتخاب شده است شکل (۴-ب) به غیر از دو رکورد مربوط به زلزله شماره ۱۸ و ۱۹ جدول (۳) مقدار کمتری نسبت به معیار شتاب طیفی از خود نشان می دهد به گونه ای که در شاخص خسارتی θ برابر ۰/۰۲ کمینه و بیشینه پراکندگی میزان شاخص شدت به ترتیب حدود ۰/۵g تا ۱/۲۵g متغیر است در حالی که این بازه تغییرات در منحنی های شکل (۴-ا) حدود پنج درصد بیشتر مشاهده می شود که این مقدار بسیار کمی است. ولی در شاخص خسارتی θ برابر ۰/۰۶ کمینه و بیشینه پراکندگی میزان شاخص شدت به ترتیب حدود ۰/۹g تا ۱/۸۵g متغیر است که حدوداً ۱۵ درصد کمتر از منحنی ها با معیار شدت شتاب طیفی مد اول با میرایی ۵ درصد است و در شاخص خسارت θ برابر ۰/۱۲ انتهای منحنی های دینامیکی فزاینده نیز حدوداً ۲۰ درصد کمتر از منحنی ها با معیار شدت شتاب طیفی مد اول با میرایی ۵ درصد است.

شکل ۴. منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده قاب با معیار شدت لرزه ای

PGA (b) $S_A(T_1, 5\%)$ (a)

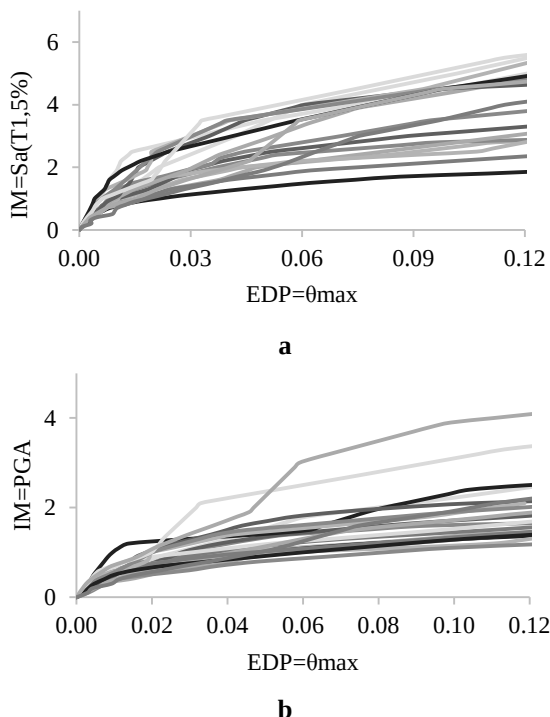


Fig. 4. The IDA curves considering a) $S_A(T_1, 5\%)$ as IM b) PGA as IM

ارتفاع همان طبقه در طول زمان و در کل طبقات که در طی تحلیل تاریخچه زمانی به دست می آید. ضمن اینکه معیار تغییر مکان نسبی طبقات، پارامتر خوبی برای قضاوت درباره توانایی سازه برای تحمل ناپایداری $P-\Delta$ بوده و ارتباط نزدیکی نیز با نیاز چرخش پلاستیک اتصالات دارد و به همین جهت رایج ترین معیار پاسخ سازه های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی فزاینده است [20].

۲- بررسی میزان پراکندگی نتایج در دو حالت معیار شدت لرزه ای

میزان پراکندگی نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی در دو حالت معیار شدت لرزه ای شامل بیشینه شتاب زمین و شتاب طیفی متناظر با مد اول با میرایی ۵ درصد تحت ۲۰ رکورد انتخابی مطابق جدول شماره (۳) بررسی می شود. پژوهش های شومه و کرنل [17] نشان داده است که برای سازه های با ارتفاع متوسط (که مد اول حاکم است) استفاده از شتاب طیفی متناظر با مد اول با میرایی ۵ درصد ($S_A(T_1, 5\%)$) به عنوان معیار شدت لرزه ای این قابلیت را دارد که با استفاده از تعداد کمی رکورد بین ۱۰ تا ۲۰ عدد، با تخمین نیاز و ظرفیت لرزه ای، اطلاعات کافی و مناسب از پاسخ سازه بدون وابستگی نتایج به اطلاعات شدت رکورد و فاصله تا گسل حاصل شود.

در شکل (۴) منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده سیستم قاب خمشی- دیوار برشی فولادی مربوط به ۲۰ عدد رکورد انتخابی جدول (۳) با دو معیار شدت لرزه ای شامل شتاب طیفی متناظر با مد اول با میرایی ۵ درصد و بیشینه شتاب زمین نشان داده شده است. همانگونه که در شکل (۴-الف) مشاهده می شود معیار شدت شتاب طیفی متناظر با مد اول با میرایی ۵ درصد از مرحله الاستیک تا مرحله تسلیم و همچنین از مرحله تسلیم تا آستانه فروریزش و در ادامه تا ناپایداری کلی سازه دارای پراکندگی بیشتری نسبت به منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده با معیار بیشینه شتاب زمین (شکل ۴-ب) برای رکوردهای متفاوت است. این روند تغییرات با ورود سازه به مرحله غیر ارتجاعی و در ادامه در مرحله ناپایداری دینامیکی سازه افزایش بیشتری پیدا می کند به گونه ای که در شاخص خسارتی θ برابر

۸- بررسی وابستگی نتایج به ویژگی‌های شتاب‌نگاشت

منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده می‌تواند بسیار وابسته به ویژگی‌های شتاب‌نگاشت‌ها باشد و یکی از نگرانی‌ها این است که به چه میزان تغییر ویژگی‌های شتاب‌نگاشت باعث تغییر در منحنی‌های بدست آمده از تحلیل‌ها می‌شود. پس در این قسمت به بررسی وابستگی نتایج بدست آمده با دسته بندی شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس ویژگی‌های مهم خود اشاره می‌شود.

۸-۱- محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت‌ها

برای ارزیابی و بررسی وابستگی نتایج به ویژگی محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت‌ها از دو معیار نسبت بیشینه شتاب به بیشینه سرعت زلزله با واحد $g/(m/s)$ و معیار زمان تناوب میانگین T_m برای دسته بندی شتاب‌نگاشت‌ها استفاده شده است. در این پژوهش بر اساس دسته بندی تسو و همکاران [20] سه دسته محتوای فرکانسی مختلف شامل شتاب‌نگاشت‌های با نسبت بیشینه شتاب به بیشینه سرعت (a/v) کمتر از $0/8$ و بیشتر از $1/2$ و بین این دو عدد انتخاب شده است. بدین صورت شتاب‌نگاشت‌هایی با نسبت (a/v) بالاتر از $1/2$ معرف محتوای فرکانسی با عرض باریک، شتاب‌نگاشت‌هایی با نسبت (a/v) کمتر از $0/8$ معرف محتوای فرکانسی با عرض پهن و شتاب‌نگاشت‌هایی با نسبت (a/v) مابین این حدود معرف محتوای فرکانسی متوسط می‌باشد. در شکل (۶) میانه منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده بر اساس این سه دسته مورد مقایسه قرار گرفته است. همان‌گونه که در این شکل ملاحظه می‌شود وابستگی میانه منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده در دسته شتاب‌نگاشت‌های با محتوای فرکانسی مختلف با معیار نسبت بیشینه شتاب به بیشینه سرعت رکورد زلزله با میزان پراکندگی دسته اصلی در دو معیار شدت لرزه‌ای $S_A=(T_1, \%5)$ و PGA بدست آمده است. همان‌گونه که در شکل (۶) مشاهده می‌شود میانه منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده به محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت‌ها بسیار حساس است بدین گونه که هرچه نسبت شتاب به سرعت شتاب‌نگاشت بالاتر می‌رود منحنی نیز سیر صعودی پیدا

همان‌گونه که از نتایج بدست آمده در شکل (۴) حاصل می‌شود میزان پراکندگی معیار شتاب طیفی متناظر مد اول با میرایی ۵ درصد نسبت به معیار شدت بیشینه شتاب زمین در ابتدای منحنی‌های دینامیکی فزاینده مقداری بیشتری است که رفته رفته به میزان این پراکندگی افزوده می‌شود.

یکی از شاخص‌های کمی پراکندگی که نشان می‌دهد به طور میانگین داده‌ها چه مقدار از مقدار متوسط فاصله دارند میزان انحراف معیار است. پراکندگی بین نقاط منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده سازه مورد نظر نسبت به دو حالت معیار شدت لرزه‌ای PGA و $S_A=(T_1, \%5)$ محاسبه شده و در شکل (۵) آورده شده است.

شکل ۵. مقایسه انحراف معیار منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده مربوط به رکوردهای انتخابی با دو معیار شدت لرزه‌ای

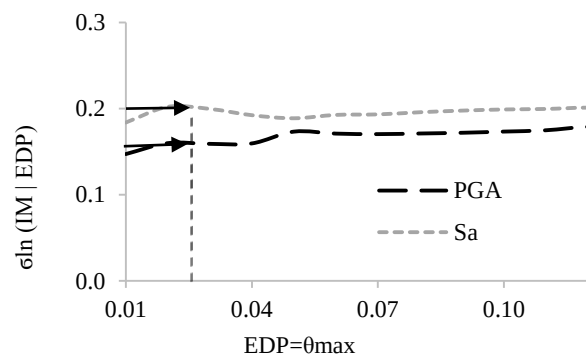


Fig. 5. Compare standard deviation of IDA curves considering two IM

همان‌گونه که مشاهده می‌شود معیار شدت لرزه‌ای شتاب طیفی متناظر مد اول در بازه تغییر مکان‌های الاستیک سازه تا مرحله تسلیم انحراف معیار بیشتری نسبت به معیار بیشینه شتاب زمین داشته است به گونه‌ای که در شاخص خسارتی θ برابر $0/02$ مقدار انحراف معیار برای شتاب طیفی متناظر با مد اول و بیشینه شتاب زمین به ترتیب حدود $0/2$ و $0/16$ است. و در ادامه میزان انحراف معیارها نسبت به هم به صورت ثابت تا مرحله ناپایداری کلی سازه ادامه پیدا کرده است. پس با مشاهده شکل (۵) به نظر می‌رسد که برای سازه مورد نظر میزان کارایی معیار شاخص شدت بیشینه شتاب زمین نسبت به معیار شتاب طیفی مد اول با میرایی ۵ درصد بیشتر است.

همان گونه که در شکل (۷) مشاهده می شود میانه منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده برای معیار T_m برای دو معیار شتاب طیفی متناظر مد اول با میرایی ۵ درصد و بیشینه شتاب زمین در مرحله الاستیک برای زمان تناوب میانگین کوچکتر از ۰/۴ باهم اختلاف بسیار کمی دارند که روند این اختلاف با وارد شدن سازه به مرحله پلاستیک و سپس مرحله تسلیم و در ادامه ناپایداری کل سازه به طور قابل ملاحظه ای افزایش پیدا می کند. به طور نمونه در منحنی شتاب طیفی مد اول با میرایی ۵ درصد برای شاخص خسارتی θ برابر ۰/۰۶ به ترتیب کمینه و بیشینه میزان شاخص شدت ۲/۳g و ۳/۴g است که این مقدار در منحنی بیشینه شتاب زمین به ترتیب حدود ۱/۱g تا ۱/۴۵g است که اختلاف بسیار کمتری با معیار شتاب نشان می دهد.

$$T_m = \frac{\sum_i C_i^2 \cdot (1/f_i)}{\sum_i C_i^2}, 0.25Hz \leq f_i \leq 20Hz \quad (1)$$

C_i ضریب تبدیل فوریه متناظر با شتابنگاشت در نقاط مختلف و f_i فرکانس نقاط)

شکل ۷. مقایسه میزان تأثیر ویژگی T_m در انتخاب رکوردهای انتخابی با

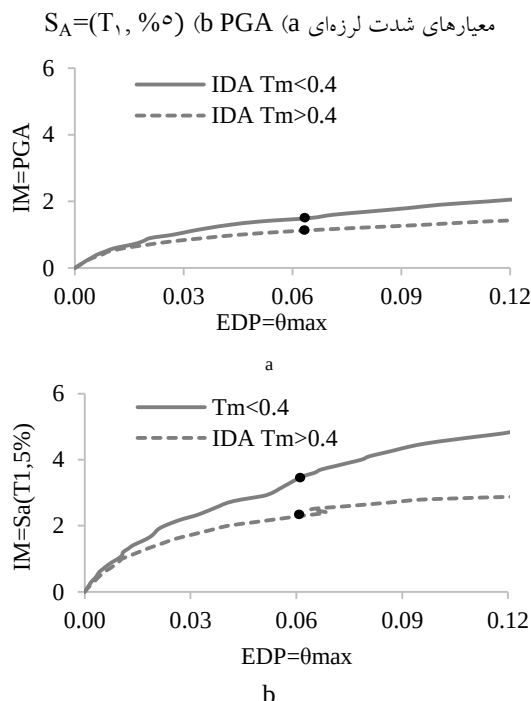


Fig. 7. Median of IDA curves considering mean period (T_m) a) PGA as IM b) $S_a(T_1, 5\%)$ as IM

۸-۲- ویژگی زمان تداوم شتابنگاشت

مدت دوام حرکات شدید یکی از مهم ترین ویژگی های زمین

کرده و بالاتر رفته و دارای شتاب طیفی بالاتری است به عنوان نمونه شتاب طیفی مد اول با میرایی ۵ درصد در حالتی که $a/v > 1/2$ ، برابر ۵ است که تقریباً یک و نیم برابر حالتی که $a/v < 0/8$ است. روند میانه منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده در زمانی که معیار شدت لرزه ای بر حسب PGA است نیز تقریباً مانند S_A است با این تفاوت که برای این معیار پراکندگی میانگین ها کمتر مشاهده می شود.

بر اساس نتایج راج و همکاران [22] نسبت T_m مطابق رابطه (۱) که بر اساس تبدیل فوریه شتابنگاشت بوده به دو دسته بندی مختلف $T_m < 0/4$ و $T_m > 0/4$ دسته بندی شده است. بر اساس نتایج این پژوهشگران شتابنگاشت ها به دو دسته بر اساس محتوای فرکانسی شامل شتابنگاشت های با زمان تناوب میانگین کمتر از ۰/۴ و بیشتر از ۰/۴ تقسیم و سپس میانه منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده این دو دسته بدست آمده و مقایسه می شوند.

شکل ۶. مقایسه میزان تأثیر ویژگی نسبت بیشینه شتاب به بیشینه سرعت با

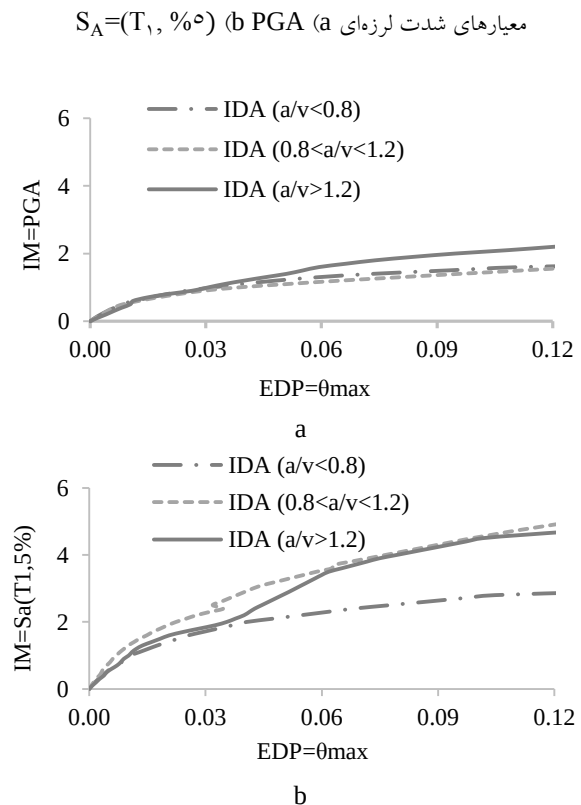


Fig. 6. Median of IDA curves for M2 model considering a/v a) PGA as IM b) $S_a(T_1, 5\%)$ as IM

شکل ۸. مقایسه میزان تأثیر ویژگی زمان تداوم در انتخاب رکوردهای انتخابی با معیارهای شدت لرزه‌ای الف) PGA ب) $S_A(T_1, \%)$

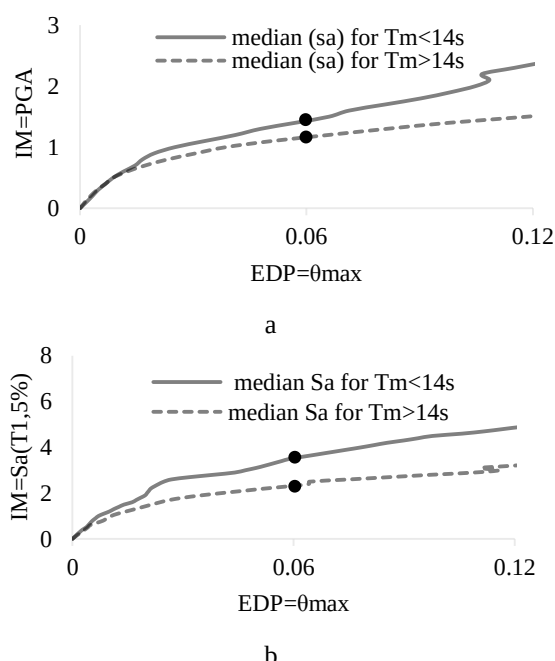


Fig. 8. Median of IDA curves considering mean period (T_m) a) PGA as IM b) $S_A(T_1, \%)$ as IM

۹- بررسی و تعیین سطوح عملکردی

برای ضوابط طراحی سیستم دیوار برشی فولادی هنوز آیین‌نامه‌ای مشخص لحاظ نشده است و مقادیر مشخصی برای سطوح عملکردی این سیستم ارائه نشده است، در این قسمت سطوح عملکرد سیستم دیوار برشی تعیین شده است. از آنجایی که طراحی لرزه‌ای سازه‌ها به گونه‌ای که الاستیک رفتار کنند به جز در مورد سازه‌های با کاربری خاص مقرون به صرفه نیست، باید رفتار سازه‌ها را به صورت غیرالاستیک در نظر گرفت. تحلیل‌های الاستیک برآورد ضعیفی از رفتار غیرالاستیک سازه ارائه می‌کند. به همین علت پژوهشگران درصدد ارائه روش‌هایی برای مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها به صورت غیرخطی برآمدند. در نتیجه این تلاش‌ها، گزارش‌ها و دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های کاربردی چون FEMA273، ATC-40، FEMA356 [24, 25, 26, 27] ASCE/SEI41-13 و ... منتشر شدند که روش‌های دقیق‌تر و واقع بینانه‌تری را برای مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها ارائه می‌کنند. روشی را که این

لرزه‌ها هستند که در مقابله با زلزله تأثیر زیادی دارند. روش‌های متفاوتی در رابطه با تعیین مدت زمان دوام حرکات شدید با استفاده از ویژگی‌های و پارامترهای موثر شتاب‌نگاشت زمین لرزه وجود دارد. زمان دوام معنی‌دار به صورت فاصله زمانی که درصد معینی از شدت آریاس را شامل می‌شود تعریف می‌شود. این درصد توسط پژوهشگران مختلف به صورت‌های متفاوتی در نظر گرفته شده است. متداول‌ترین آنها تعریفی است که تریفوناک و برادی [23] بر اساس فاصله زمانی بین ۵٪ و ۹۵٪ شتاب آریاس ارائه نموده اند.

در این پژوهش برای بررسی وابستگی نتایج به ویژگی زمان تداوم شتاب‌نگاشت، دو دسته شتاب‌نگاشت با زمان تداوم موثر کمتر از ۱۴ و بیشتر از ۱۴ ثانیه، در نظر گرفته شده که در شکل (۸) میانه منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده این دو حالت مورد مقایسه قرار گرفته است. همان‌گونه که در شکل (۸-ب) مشاهده می‌شود میانه مربوط به دو دسته ذکر شده با شاخص شدت شتاب طیفی متناظر مد اول با میرایی ۵ درصد رسم شده است در این حالت شاخص خسارت در مرحله الاستیک تا مرحله تسلیم و همچنین از مرحله تسلیم تا آستانه فرو ریزش و در ادامه ناپایداری کلی سازه پراکندگی قابل ملاحظه‌ای برای دو دسته ذکر شده زمان تداوم شتاب‌نگاشت مشاهده می‌شود. این روند تغییرات با قبل از ورود سازه به مرحله غیر ارتجاعی و در ادامه افزایش بیشتری پیدا می‌کند به گونه‌ای که در شاخص خسارتی ۰/۰۶ برابر ۰/۰۶ کمینه و بیشینه میزان شتاب طیفی متناظر مد اول به ترتیب برابر ۲/۴ و ۳/۵ متغیر است. در شکل (۸-ا) میانه مربوط به دو دسته زمان تداوم شتاب‌نگاشت با شاخص بیشینه شتاب زمین رسم شده است که روند تغییرات پراکندگی برای دو دسته نیز با ورود سازه به مرحله غیر ارتجاعی و در ادامه افزایش بیشتری پیدا کرده است به گونه‌ای که در شاخص خسارتی ۰/۰۶ برابر ۰/۰۶ کمینه و بیشینه میزان شاخص شدت به ترتیب حدود ۱/۲ و ۱/۵ متغیر است که این نسبت تغییر حدود ۱۰٪ نسبت به حالتی که شاخص شدت شتاب طیفی متناظر مد اول با میرایی ۵ درصد، کمتر است.

ارائه نشده است پس در این مطالعه سعی شده است که دریافت سطح عملکرد CP با استفاده از نمودار تنش فون- میزس برآورد شود.

در ادامه برای تمامی شتاب نگاشت ها نمودار تنش فون- میزس نسبت به دو معیار شدت لرزه ای شتاب طیفی متناظر مد اول با میرایی ۵ درصد و بیشینه شتاب زمین رسم شده است و سپس میانه آن بدست آمده، همان گونه که در شکل های (۹ و ۱۰)

نشان داده شده است مقدار تنش فون- میزس برابر $3/7 \times 10^8$ در نمودار میانه رکوردها در معیار شدت شتاب طیفی متناظر مد اول با میرایی ۵ درصد شکل (۹) و بیشینه شتاب زمین شکل (۱۰) به ترتیب برابر ۱، ۷ و ۴ است. دریافت متناظر شتاب طیفی متناظر مد اول با میرایی ۵ درصد در میانه نمودار IDA شکل (۱۱-ا) که مقداری برابر ۸ درصد است همان دریافت سطح CP برای معیار شتاب لرزه ای مد اول با میرایی ۵ درصد است، به همین ترتیب مقدار دریافت متناظر با معیار بیشینه شتاب زمین مساوی $1/7$ در میانه منحنی IDA شکل (۱۱-ب) برابر دریافت ۹ درصد است که این مقدار را می توان معادل سطح CP برای معیار بیشینه شتاب زمین در نظر گرفت.

با توجه به دریافت های بدست آمده برای دو معیار شدت لرزه ای می توان دریافت ۹ درصد را متناظر دریافت سطح CP برای سیستم دیوار برشی فولادی انتخاب نمود.

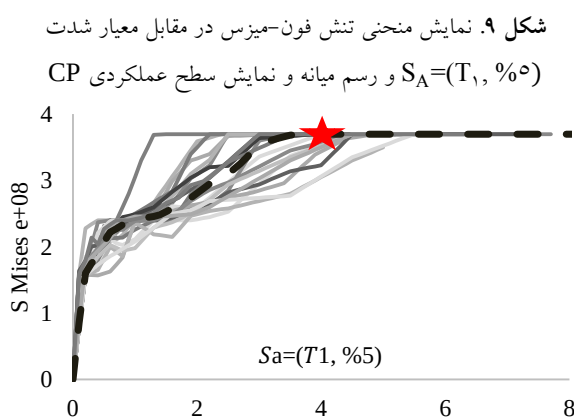


Fig. 9. The Von Mises stress vs $S_A (T_1, \%5)$ curves with CP performance levels

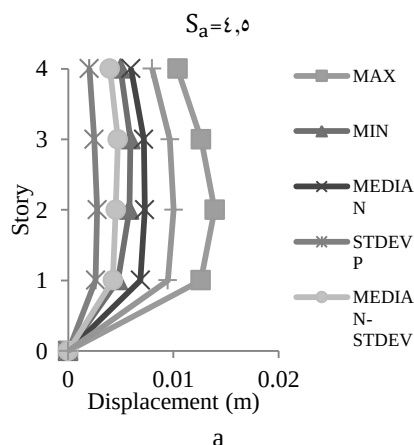
دستورالعمل ها و آیین نامه ها ارائه می کنند طراحی بر اساس عملکرد نام دارد. در این روش برای سازه، عملکردی خاص را تحت زلزله ای مشخص طلب می کنند و پس از ارزیابی رفتار غیرخطی، کفایت سازه را بررسی می کنند. دستورالعمل های مذکور روش های دقیقی را برای مدل کردن رفتار غیرخطی اجزا ارائه می کنند. این دستورالعمل ها با به کارگیری روش های غیرخطی، در مقایسه با روش های خطی رفتار سازه را هر چه نزدیک تر به واقعیت بررسی می کنند و امکان پیش بینی دقیق عملکرد اجزای سازه را در اختیار طراحان قرار می دهند. مبنای دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود ایران نیز این گزارش ها هستند. با توجه به تعاریف سطوح عملکردی و پژوهش های انجام شده در مورد سیستم های باربر جانبی که مقادیر مشخصی مربوط به سطوح عملکردی آنها در منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده و تحلیل های کلی ساختمان نیامده است مانند سیستم های مهاربند، سطوح عملکردی این سیستم ها با توجه به تعاریف سطوح عملکردی و آزمایش های انجام شده استخراج شده است، به عنوان نمونه در پژوهش های ترپسا و ترمبلی [۲۸]، نقطه ای که اولین اعضاء (تیر پیوند یا مهاربند) وارد محدوده غیرخطی شوند به عنوان سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (IO^0) در نظر گرفته شده است. با توجه به مدل آزمایشگاهی چهار طبقه دراپور و همکاران [29] و مدل سه طبقه بهبهانی فرد و همکاران [30] و همچنین طبق آیین نامه (FEMA 273) در سطح عملکرد IO (در این سطح تغییر شکل جانبی دائمی در سازه وجود ندارد و سازه سختی و مقاومت اولیه خود را حفظ می کند [25]) اولین کمانش و گسیختگی در دریافت بین $1/5$ و $1/3$ درصد رخ می دهد. با توجه به عدم تعیین دریافت کمی مشخص از سوی آیین نامه ها برای این سیستم سازه ای می توان مبنای کار عددی را همین آزمایشها و مفاهیم انتخاب کرد و دریافت $1/4$ درصد را متناظر دریافت سطح IO انتخاب نمود.

با بررسی مطالعات انجام شده همچنین برای سطح عملکرد آستانه فروپزش (CP^V) این سیستم سازه ای مقدار کمی دریافت

۹-۱- بررسی تأثیر زلزله‌ها بر میزان پراکندگی پاسخ قاب و چگونگی توزیع نیاز لرزه‌ای در سطوح مختلف در ارتفاع

برای بررسی پراکندگی پاسخ قاب باید عملکرد لرزه‌ای سازه را به توزیع نیاز لرزه‌ای در ارتفاع بررسی کرد. در صورتی که نیاز لرزه‌ای در ارتفاع به صورت مناسب توزیع شده باشد این سازه از بیشینه ظرفیت شکل پذیری می‌تواند استفاده کند و از خرابی ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در المان‌های یک طبقه، جلوگیری می‌شود. در این قسمت به منظور بررسی پراکندگی پاسخ قاب ۴ طبقه بررسی شد و مقادیر بیشینه، کمینه، میانه، میانه به اضافه انحراف معیار و میانه منهای انحراف معیار جابه‌جایی نسبی طبقات تحت اثر ۲۰ رکورد مطالعه شده برای سه سطح مختلف با S_a های برابر ۰/۴ و ۲ و ۴/۵ که در سه سطح قبل از IO بعد از IO و CP نزدیک به سطوح عملکردی است نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۱۲) a, b, c مشاهده می‌شود، توزیع تغییر مکان در طول ارتفاع سازه در سطوح شدت لرزه‌ای $S_a=0.4$ (قبل از IO) تقریباً یکنواخت است و عموماً طبقات بالاتر سیستم دیوار برشی فولادی پراکندگی پاسخ کمتری نسبت به طبقات پایین تر داشته اما با افزایش شدت لرزه‌ای به نظر می‌رسد که طبقات پایینی سازه بیشترین تغییر شکل سازه را جذب و پراکندگی بیشتری را از خود نشان می‌دهند که این درصد پراکندگی بیشتر طبقه اول را شامل می‌شود که می‌تواند تغییر مکان بیشتری را در این طبقه به دلیل تسلیم شدن آن به همراه داشته باشد که این یافته مشابه نتایج پژوهش‌های انجام شده است [31]

شکل ۱۲. نمایش میزان پراکندگی پاسخ ها در (a) $S_a=0.4$ (b) $S_a=2$ (c) $S_a=4.5$



شکل ۱۰. نمایش منحنی تنش فون-میزس در مقابل معیار شدت PGA و رسم میانه و نمایش سطح عملکردی CP

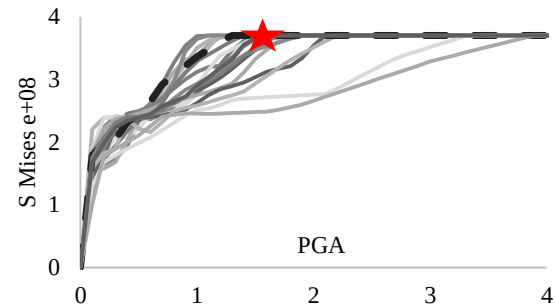
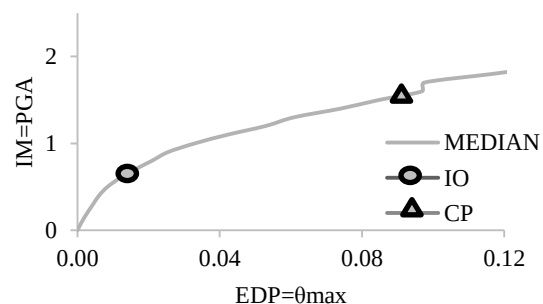
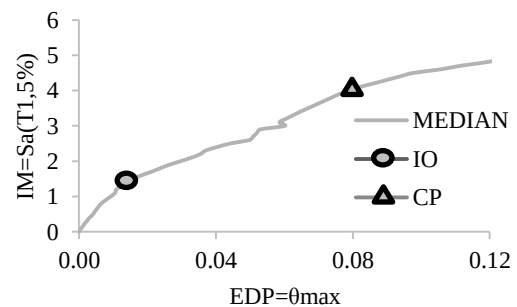


Fig. 10. The Von Mises stress vs PGA curves with CP performance levels

برای بررسی بهتر رفتار سازه، میانه منحنی IDA مربوط به ۲۰ عدد رکورد انتخابی برای دو معیار PGA و $S_a=(T_1, \%)$ رسم شده است. نقاط بدست آمده متناظر دریافت ۱/۴ برای سطح IO با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی و دریافت ۹ درصد برای سطح CP با استفاده از تنش فون-میزس در شکل (۱۱) الف و (ب) مشخص و نشان داده شده است.

شکل ۱۱. نمایش میانه منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده و نمایش سطوح عملکردی IO و CP بر روی میانه منحنی‌های IDA با دو معیار شدت لرزه‌ای



الف

ب

Fig. 11. The median IDA curves considering S_a as IM with IO and CP performance levels

شتاب‌نگاشت‌ها به ویژه محتوای فرکانسی و زمان تداوم شتاب‌نگاشت‌ها است.

- با توجه به مدل‌های آزمایشگاهی انجام شده و مشاهده رفتار آنها و تعاریف آیین‌نامه‌ای موجود برای سطوح عملکردی، در این مقاله برای سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی فولادی سطح IO متناظر با دریفت ۱/۴ درصد و سطح CP معادل دریفت ۹ درصد برآورد شده است.

- با مقایسه تاریخچه جابه‌جایی طبقات در دو سطح مختلف لرزه‌ای رفتار قاب برای سطح خطر IO رفتاری الاستیک است و باعث بازگشت سریع سازه به حالت اولیه بوده و رفتار سختی را شاهد هستیم و جابه‌جایی ماندگاری مشاهده نمی‌شود و با توجه به اعمال سطح خطر CP رفتار سیستم پس از چند ثانیه وارد فاز غیر الاستیک شده و منجر به جابه‌جایی ماندگار می‌شود. این مشاهده می‌تواند نشان دهنده انتخاب صحیح سطوح عملکردی باشد که با تعاریف آیین‌نامه‌ای کاملاً همخوانی دارد. در ادامه با اعمال یک سطح گذشته از سطح CP مشاهده شد که رفتار سازه در این سطح رفتاری کاملاً غیرخطی بوده و شکست کامل در طبقه اول داریم.

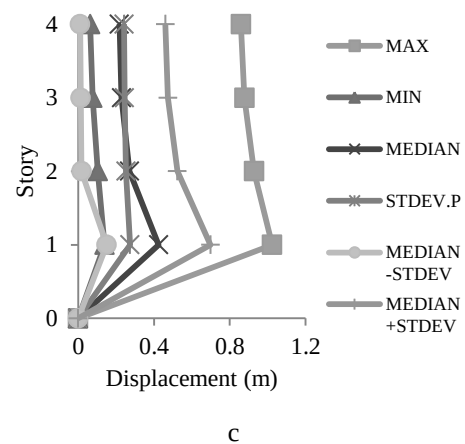
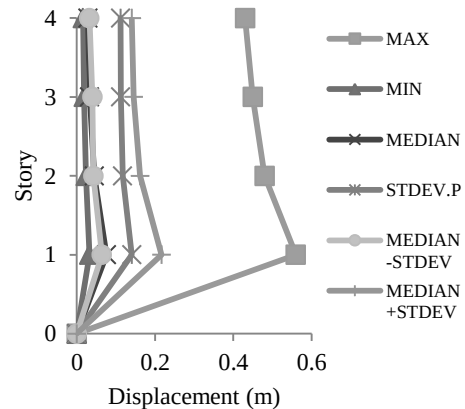


Fig. 12. Distribution of responses for a) $S_A=0.4$ b) $S_A=2$ c) $S_A=2$

۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله قاب ۴ طبقه سه دهانه با سیستم دوگانه قاب - دیوار برشی فولادی طراحی و تحت یک دسته شتاب‌نگاشت دور از گسل مورد تحلیل دینامیکی فزاینده توسط نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس قرار گرفته است که با توجه به نمودارها و جداول ارائه شده نتایج زیر حاصل شده است.

- با توجه به رسم منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده برای سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی فولادی مشاهده شد شاخص خسارت در مرحله الاستیک تا مرحله تسلیم و همچنین از مرحله تسلیم تا آستانه فرو ریزش و در ادامه تا ناپایداری کلی سازه پراکندگی قابل ملاحظه نتایج را برای رکوردهای متفاوت نشان می‌دهد که این امر نشان دهنده وابستگی منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده به ویژگی‌های

۱۱- مراجع

- [1] Takanashi Y, Takemoto T, Tagaki M. "Experimental study on thin steel shear walls and particular bracing under alternative horizontal load" Preliminary Report, IABSE. Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on Well-defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal, 1973, 185-191.
- [2] Tromposch, E.W, and Kulak, G.L. "Cyclic and static behavior of thin panel steel plate shear walls" Univ. of Alberta, Dep. Civ. Eng., Struct. Eng. Rep. n 145 Apr. 1987, 158p.
- [3] Rezai, M. "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing," Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada 1999.
- [4] Bhowmick, A. Grondin, G. & Driver, R.; "Estimating fundamental periods of steel plate shear walls"; Engineering Structures, 33(6), (2011) 1883-1893
- [5] Sabelli, Rafael. Bruneau, Michel. Driver Robert, G.; "Steel Plate Shear Walls in the Upcoming 2010 AISC Seismic Provisions and 2009 Canadian Standard S16"; Journal of Structural Engineering (ASCE), (2008)
- [6] Jian-Guo Nie, Li Zhu, Jian-Sheng Fan, Yi-Lung Mo.; "Lateral resistance capacity of stiffened steel plate

Structural Safety and Reliability, Osaka, Japan.

- [20] Vamvatsikos, D. (2002). "Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis", Ph.D. dissertation, Stanford University, Stanford, CA.
- [21] Tso, W.K., Zhua, T.J., Heidebrechta, A.C. (1992). "Engineering implication of ground motion A/V ratio", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 11(3), 133-144.
- [22] Rathje, E.M., Abrahamson, N.A., Bray, J.D. (1998). "Simplified frequency content Estimates of earthquake ground motions", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(2), 150-159.
- [23] Trifunac, M.D., and Brady, A.G. (1975), "a Study of the Duration of Strong Earthquake Ground Motion," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.65, PP 581-626.
- [24] Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Seismic Safety Commission, State of California, 1996.
- [25] American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency (1997). NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA Publication 273). Virginia: Author
- [26] American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (Fema 356). Virginia: Author
- [27] American Society of Civil Engineers (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings Virginia.
- [28] Tirca, L., Tremblay, R., Incremental dynamic analysis of multi-storey concentrically braced steel frames, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-56326-0, (2009)
- [29] Driver, R.G. "Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls", Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, AB, 1997
- [30] Behbahani, M.R., Grondin, G.Y., and Elwi, A.E., "Experimental and Numerical Investigation of Steel Plate Shear Walls." Structural Engineering Report No. 254, Department of civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada 2003
- [31] Sabouri-Ghomi, S. and Gholhaki, M.; "Cyclic tests on two specimens of three-story ductile steel plate shear wall"; Report of Tests, Building and Housing Research Center (BHRC), (2006) 167 page

shear walls"; Journal of Thin-Walled structures. (2013)

- [7] Wang, M. Yang, W. Shi, Y. Xu, J.; "Seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials"; Journal of Constructional Steel Research 107 (2015) 194-210.
- [8] Bertero, V.V., and Bresler, B. "Design and Engineering Decisions: Failure Criteria (Limit States)," Proc., of 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India. 1977.
- [9] Luco, N. and Cornell, C.A, Effects of random connections fractures on demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure, Proceedings of the 6th U.S. National conference on Earthquake Engineering, Paper No.244.EERL, EL Cerrito, Seattle, (1988).
- [10] Krawinkler, H., Seismic demands for SDOF and MDOF systems, Report No. 45, The John A. Blume Earthquake engineering Center, Stanford University of America, VOL. 94, NO.5, Paper No.1943-1953, (2004).
- [11] Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings: Standard no.2800, 4rd edition, Building and Housing Research Center, (2014).
- [12] American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC 360-10 an American National Standard, Specification for Structural Steel Buildings dated 22 Jun 2010.
- [13] American Institute of Steel Construction, Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls.
- [14] SIMULIA, Abaqus analysis user's manual, Version 6.11. 2011, SIMULIA, The Dassault Systèmes, Realistic Simulation, USA.
- [15] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L., and Elwi, A.E., "Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls." Structural Engineering Report No. 215, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada 1997.
- [16] PEER Strong Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Web site: <http://peer.berkeley.edu/smcat>.
- [17] Shome, N. and Cornell, C.A., probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures, Report No. RMS-35, RMS Program, Stanford university, Stanford, (1999).
- [18] Brendon A. Bradley, Misko Cubrinovski, Rajesh P. Dhakal, Gregory A. MacRae "Intensity measures for the seismic response of pile foundations" journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering 1058-1046(2009)29.
- [19] Bianchini, M., Diotallevi, P.P., and Baker, J.W. (2009). "Prediction of inelastic structural response using an average of spectral accelerations", 10th Int. Conf. on

Evaluation of Seismic Performance and Determining the Functional Levels of the Double-Fixed-Shear Wall System

Reza Bomanian¹, Hamzeh Shakib^{2*}, Farhad Daneshjou³

1- PhD in Earthquake Engineering, Crisis Management Research Institute, Esfahan University of Technology

2. Professor, Faculty of Civil and Environmental Sciences, Tarbiat Modarres University

3- Professor, Faculty of Civil and Environmental Sciences, Tarbiat Modarres University

shakib@modares.ac.ir

Abstract

Dual steel plate shear wall system is interesting to researchers for the good performance in absorbing lateral forces such as earthquakes and for this reason used in normal and high-rise buildings in earthquake-prone countries is used. Being new to this system in terms of seismic performance And functional levels And uncertainty in the seismic characteristics of the other side has created dispersion in the results of previous research. The aim of this study was to evaluate the seismic performance of the Dual steel plate shear wall system by using incremental dynamic analysis. In order to achieve this aim a four story frame is selected in 4-storey building with a height of 3.5 meters per floor. This building loading according to 2800 standard ad seismic design by AISC360-10 cod and AISC Design Guide 20. Twenty real earthquake records have been used far-fault acceleration with a magnitude 6 to 5.7 on the soil type II for Incremental dynamic analysis. The IDA curves have been drawn for two Intensity measure the 5%-damped first-mode spectral acceleration $S_a(T_1; 5\%)$ and Peak ground acceleration PGA and max inter-story drift ratio as an engineering demand parameter. Results based on frequency content and duration characteristics were compared to reduce the dependence of results to changes in seismic records. Two seismic performance level evaluated and Distribution of seismic requirements at different levels have been studied in height. At the end, for the use of maximum ductility, the distribution of seismic need at different have been studied in height.

Keyword: Seismic behavior, Incremental dynamic analysis, Dual system, Steel shear wall.