

ارزیابی آسیب پذیری قاب های مسلح شده به وسیله دیوار برشی فولادی

نیما حاج شیخ الاسلامی^{۱*}، حامد صفاری^۲، سعید شجاعی^۳

۱- دانشجوی دکتری، گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه باهنر کرمان، کرمان

۲- استاد، گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه باهنر کرمان، کرمان

۳- استاد، گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه باهنر کرمان، کرمان

*nimahaj@hotmail.com، ۷۶۱۶۹۱۳۳، صندوق پستی

چکیده

هدف اصلی از انجام این مطالعه ارزیابی آسیب پذیری دیوارهای برشی فولادی به کمک منحنی های شکنندگی می باشد. برای دستیابی به این هدف، مقدار شکل پذیری و شاخص خسارت چند قاب نمونه مسلح شده بوسیله دیوار برشی فولادی با مدل سازی و انجام تحلیل های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ارزیابی شده و کنترل شاخص خسارت بر مبنای شکل پذیری به عنوان معیار پذیرش عملکرد معرفی می شود. عملکرد لرزه ای با کمک آنالیز دینامیکی افزاینده IDA مورد ارزیابی قرار گرفته و منحنی های شکنندگی با استفاده از شاخص جابجایی و شکل پذیری بدست آمده است. با توجه به نتایج حاصله رابطه ای بین سطوح عملکردی و شاخص خسارت ارائه شده است که این رابطه احتمال عبور از سطوح عملکردی را در هر یک از سازه ها مشخص می سازد. شاخص خسارت برای هر مدل با استخراج منحنی ای بارافزون محاسبه گردید که به تبع آن سایر مشخصات سازه ای نظیر سختی، شکل پذیری و نقطه تسلیم سازه قابل حصول است. مزیت این روش و معرفی منحنی شکنندگی بر اساس شاخص خسارت، تعیین پارامتر شکل پذیری بر اساس معیارهای عملکردی سازه می باشد. بر این اساس می توان میزان مقاومت هر سازه را متناظر با جابجایی تسلیم سازه محاسبه نمود.

واژگان کلیدی

منحنی های شکنندگی، تحلیل فزاینده دینامیکی، معیار پذیرش عملکرد، شاخص خسارت، شکل پذیری

Vulnerability assessment of armed frames by steel shear wall

N. Haj Sheikhol Islami, H. Saffari, S. Shojaei

Abstract

The main purpose of this study was to evaluate the vulnerability of steel shear walls using brittleness curves. To achieve this goal, the amount of ductility and damage index of several sample frames reinforced by steel shear wall are evaluated by modeling and performing nonlinear static and dynamic nonlinear analyzes, and damage index control based on ductility is introduced as a performance acceptance criterion. Seismic performance was evaluated using IDA incremental dynamic analysis and fragility curves were obtained using displacement and ductility index. According to the results, a relationship between performance levels and damage index is presented, which indicates the probability of passing performance levels in each of the structures. Damage index for each model was calculated by extracting increasing curves, as a result of which other structural characteristics such as stiffness, ductility and yield point of the structure can be obtained. The advantage of this method and the introduction of fragility curves based on damage index is determining the ductility parameter based on the structural criteria of the structure. Based on this, the strength of each structure can be calculated according to the yield displacement of the structure.

Keywords

Fragility curves, Incremental dynamic analysis, Performance acceptance criteria, Damage index, Ductility

برای جذب نیروهای جانبی زلزله و باد در ساختمان‌ها، به ویژه در ساختمان‌های بلند دیوارهای برشی فولادی در سه دهه اخیر مطرح و مورد توجه قرار گرفته است. در آیین‌نامه‌های کنونی طرح لرزه‌ای، از این فلسفه استفاده می‌شود که امکان جذب و استهلاك انرژی در سازه توسط مکانیزم تسلیم مناسب در سیستم مقاوم لرزه‌ای فراهم می‌گردد. این قابلیت در اصطلاح شکل‌پذیری یا μ نام دارد و در قالب ضریب رفتار سازه، R ، در طراحی لحاظ می‌شود [۱]. اغلب کارهای صورت گرفته در تحقیقات قبلی اشاره به میزان انرژی جذب شده و سطح زیر منحنی‌های هیستریزس برای محاسبه شکل‌پذیری قاب‌های مسلح به دیواربرشی صورت گرفته است [۲]. به موازات مفهوم شکل‌پذیری، شاخص خسارت و یا به اختصار، DI ، پارامتر دیگری است که مورد توجه قرار می‌گیرد، چراکه می‌توان آن را بر مبنای ارزیابی تقاضا و ظرفیت شکل‌پذیری تعریف نمود. به علاوه، می‌توان DI را در تعریف سطوح عملکردی متفاوت مانند یک عضو و یا یک طبقه به کار برد [۳]. میزان خسارت و آسیب‌پذیری سازه‌ها معمولاً براساس حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات، شکل‌پذیری، چرخش المان‌ها و ... در نظر گرفته می‌شود، این منحنی‌ها سطح محتمل خسارت برای سطوح مختلف شدت تاثیر زلزله را نشان می‌دهند [۴]. به کمک این منحنی‌ها می‌توان با تعیین میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها آن‌ها را برای مقاوم‌سازی اولویت‌بندی کرد. به‌طور خلاصه در آنالیز IDA مدل سازه‌ای تحت تحریک یک مجموعه از شتاب‌نگاشت‌های زمین قرار می‌گیرد که در سطوح متعدد مقیاس شده‌اند. نتیجه تحلیل IDA در این سطوح به صورت تغییرات نیازهای لرزه‌ای برحسب پارامتر مشخصه تحریک ترسیم می‌شود که به روند فوق آنالیز شکنندگی گفته می‌شود و نمودارهای حاصل از آن منحنی‌های شکنندگی نامیده می‌گردند. با توجه به توضیحات مطرح شده از منابع مذکور، در این مطالعه، موضوع معرفی منحنی‌های شکنندگی بر اساس معیارهای عملکردی و خسارت می‌باشد، که به توسعه این منحنی‌ها و تفسیر بهتر نتایج بر اساس این منحنی‌ها کمک می‌کند [۵]. در توسعه منحنی شکنندگی یک سازه می‌توان حالت‌های حدی متفاوت را در نظر گرفت اما در مورد سازه‌های بلند تعیین آستانه فروریزش از اهمیت خاصی برخوردار است که در این صورت عنوان منحنی شکست در آستانه فروریزش به کار می‌رود. از جمله کاربردهای این منحنی تعریف حاشیه ایمنی فروریزش CMR ، برای یک سیستم سازه‌ای

است که در آیین‌نامه FEMA P-2082-1 از آن به عنوان یک معیار جدید اشاره شده است [۶].

۲- مدل‌سازی

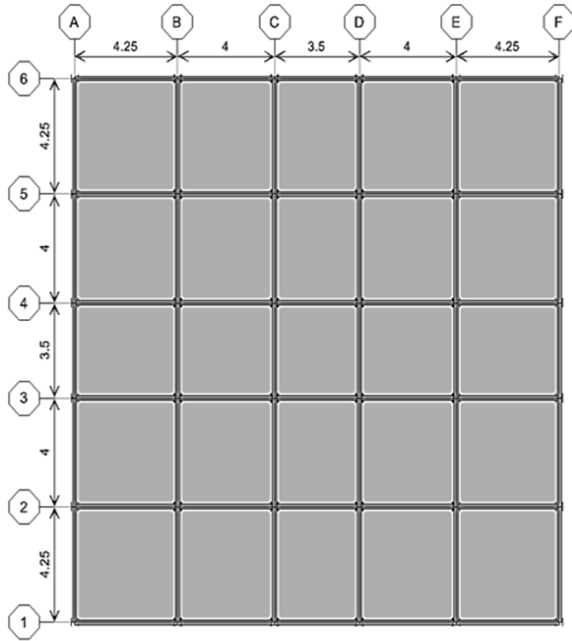
مدل‌های ساختمانی شامل ۸ قاب دوبعدی است که وضعیت هندسی آن‌ها در نمایش داده شده است. سازه‌های دوبعدی مورد نظر متشکل از قاب‌های متعامدی هستند که هرکدام، در راستای x دارای سه و پنج دهانه هستند. تعداد طبقات به‌عنوان یک پارامتر کلیدی، تعیین‌کننده ارتفاع مدل‌های نمونه است. مدل‌های مورد بحث به شکل ۳، ۵ و ۷ و ۱۰ و ۱۵ طبقه طراحی شده‌اند که یک محدوده قابل قبول برای ارتفاع ساختمان‌ها است. ارتفاع در تمامی طبقات برابر با ۳ متر فرض می‌گردد. برای طراحی قاب‌های نمونه، ترکیب‌های بارگذاری از آیین‌نامه ASCE/SEI 7-16 انتخاب شده است [۱] بار مرده به میزان $W_D = 450 \text{ dN/m}^2$ به اضافه وزن سازه و بار زنده به مقدار $W_L = 250 \text{ dN/m}^2$ لحاظ گردیده که متناسب با کاربری اداری است. در طراحی لرزه‌ای با انتخاب سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و دیوار برشی فولادی ویژه با قابلیت باربری ۲۵٪ نیروهای زلزله تعریف شده توسط سیستم قاب، ضریب رفتار $R = 8$ و ضریب تشدید تغییر مکان $C_d = 6/5$ و ضریب اضافه مقاومت $\Omega_0 = 6/5$ به کار رفته است. با مبنای قرار دادن ملاحظات فوق، اعضاء قاب با استفاده از آیین‌نامه ANSI/AISC 341-16 و ANSI/AISC 360-16 در نرم افزار ETABS طراحی گردیده‌اند [۷]. به علت متقارن بودن قابها در هر دو جهت فقط یک قاب در جهت x در نظر گرفته شد. برای کنترل‌های لرزه ای و کنترل دریافت در طراحی و محاسبه مودهای ارتعاشی برای مقیاس کردن شتاب نگاشت‌ها، بر اساس آیین‌نامه ASCE/SEI 7-16 عمل شد. از فولاد با تنش تسلیم $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ و مدول الاستیسیته $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و ضریب پواسون $\nu = 0/3$ استفاده گردیده است.

مقاطع تیر و ستون برای مدل‌های سازه‌ای مطابق با شکل (۲-ب) و مشخصات ورق‌های فولادی بر اساس جدول (۲) مشخص شده است. با استفاده از نرم افزار ABAQUS مدل‌های سازه‌ای (شکل (۲-الف)) تحت تاثیر ۱۰ شتاب نگاشت، مورد تحلیل تاریخچه زمانی و تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفتند. المان‌های مورد استفاده برای مش بندی در نرم افزار، $R\&S$ ، المان منحنی شکل با ۴ گره، در مدل‌سازی می‌باشد. رکورد زلزله‌های انتخابی، مطابق با جدول (۱) می‌باشند. در صورت نزدیک شدن

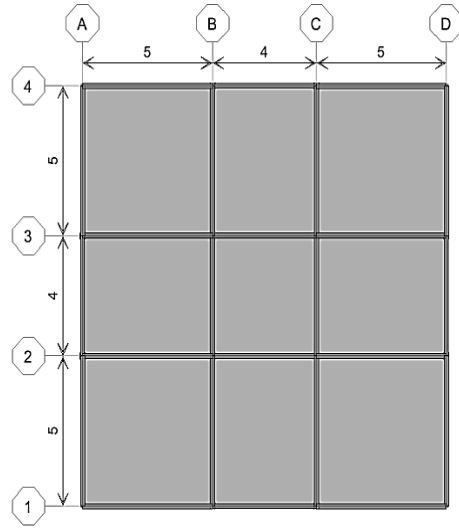


گسل با T_p نزدیک به پرپود سازه است [۸]. در انتخاب محتوای فرکانسی شتابنگاشت‌ها در تحلیل‌های تاریخچه زمانی و تحلیل دینامیکی فزاینده براساس آئین نامه FEMA P-2082-1 عمل شد [۶].

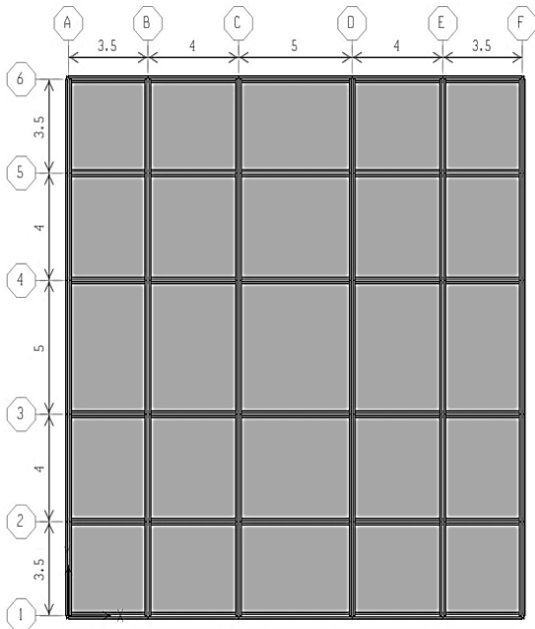
به T_p پرپود اصلی سازه، یک حرکت موج‌گونه در ارتفاع قاب انتشار می‌یابد که در نتیجه آن تقاضای شکل‌پذیری در طبقات فوقانی سازه افزایش چشمگیری پیدا خواهد کرد. بنابراین ارزیابی اثرات موقعیت حرکت زمین نسبت به سازه بر پدیده انتشار موج در ارتفاع قاب مستلزم انتخاب حرکات نزدیک به



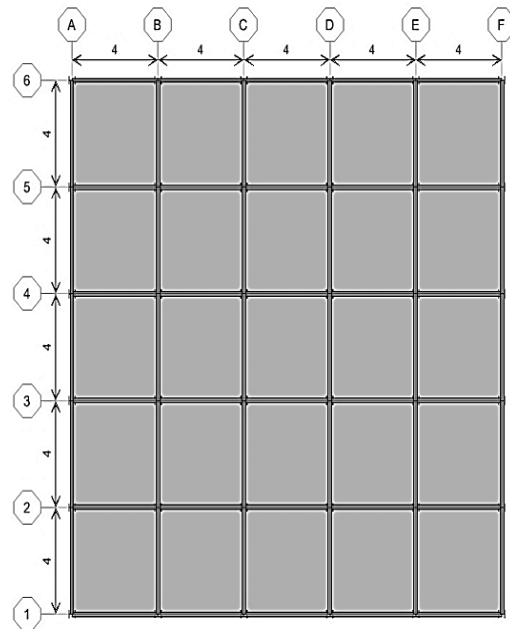
(ب) شکل پلان در مدل
SSW-MBIB1



(الف) شکل پلان در مدل‌های
SSW-M1-SSW-M2-SSW-M3-SSW-M4-SSW-M5



(د) شکل پلان در مدل
SSW-MBIB3



(ج) شکل پلان در مدل
SSW-MBIB2

شکل ۱- پلان و شکل مدل‌های دیوار برشی فولادی

جدول ۱- مجموعه رخدادهای لرزه‌ای مورد استفاده در مقایسه نتایج مدل

رخداد	سال	ایستگاه	M_w	Mech.	$V_{s,30}$ (m/s)	T_p (sec)
Bam Iran	۲۰۰۳	Abaragh	۷/۴۰	Strike-Slip	۲۷۵	۳/۲۱
Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	۷/۰۱	Reverse	۴۲۲/۱۷	۲/۹۹۶
Chi-Chi-Taiwan	۱۹۹۹	TCU065	۷/۶۲	Reverse Oblique	۳۰۵/۸۵	۵/۷۴
Imperial Valley	۱۹۴۰	El Centro Diff. Array	۶/۵۰	Strike-Slip	۲۰۲	۲/۰۰
Kobe-Japan	۱۹۹۵	KJMA	۶/۹۰	Strike-Slip	۳۱۲	۱/۰۰
Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Array	۶/۹۰	Reverse-Oblique	۲۷۱	۱/۷۰
Northridge	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۶/۷۰	Reverse	۲۸۲	۱/۲۰
Tabas-Iran	۱۹۷۸	Bajestan	۷/۳۵	Reverse	۳۷۷/۵۶	۱/۰۳
El Centro	۱۹۴۰	Array	۶/۵۳	Strike slip	۲۱۰/۵۱	۴/۳۷۵
Manjil-Iran	۱۹۹۰	Abbar	۷/۴۰	Strike-Slip	۲۷۵	۱/۳۴

جدول ۲- مشخصات ورق‌های دیوار برشی فولادی در طبقات

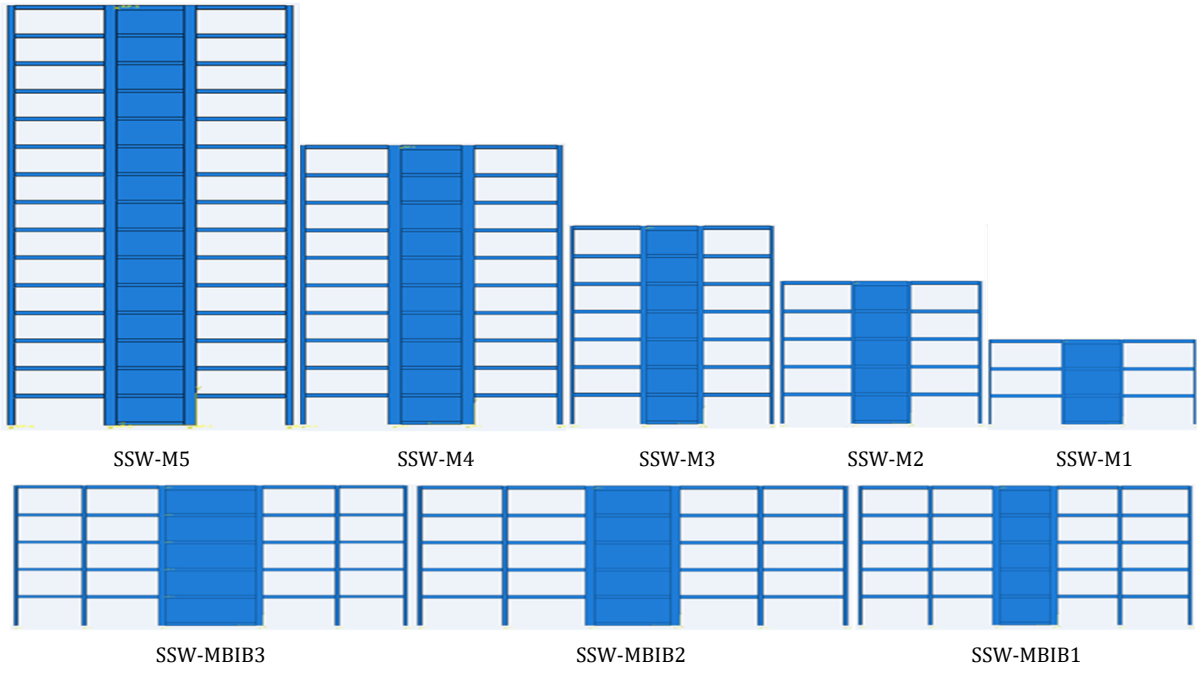
عنوان مدل اصلی	قاب	ضخامت ورق	عنوان مدل اصلی	قاب	ضخامت ورق
SSW-M1	۳ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-3,2,1} = 1$ mm	SSW-M4	۱۰ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-10} = 1$ mm $t_{story-9,8,7} = 2$ mm $t_{story-6,5,4,3,2,1} = 3$ mm
SSW-M2	۵ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-5} = 1$ mm $t_{story-4,3} = 2$ mm $t_{story-2,1} = 3$ mm	SSW-M5	۱۵ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-15,14,13,12,11,10} = 2$ mm $t_{story-9,8,7,6,5} = 3$ mm $t_{story-4,3,2,1} = 4$ mm
SSW-M3	۷ طبقه، ۳ دهانه	$t_{story-7,6,5,4,3,2,1} = 4$ mm	SSW-MBIB1	۵ طبقه، ۵ دهانه	$t_{story-5} = 2$ mm $t_{story-4} = 3$ mm $t_{story-3,2,1} = 4$ mm
SSW-MBIB3	۵ طبقه، ۵ دهانه	$t_{story-5} = 1$ mm $t_{story-4} = 2$ mm $t_{story-3,2} = 3$ mm $t_{story-1} = 4$ mm	SSW-MBIB2	۵ طبقه، ۵ دهانه	$t_{story-5} = 1$ mm $t_{story-4} = 2$ mm $t_{story-3} = 3$ mm $t_{story-2,1} = 4$ mm

۳- صحت سنجی نرم افزار

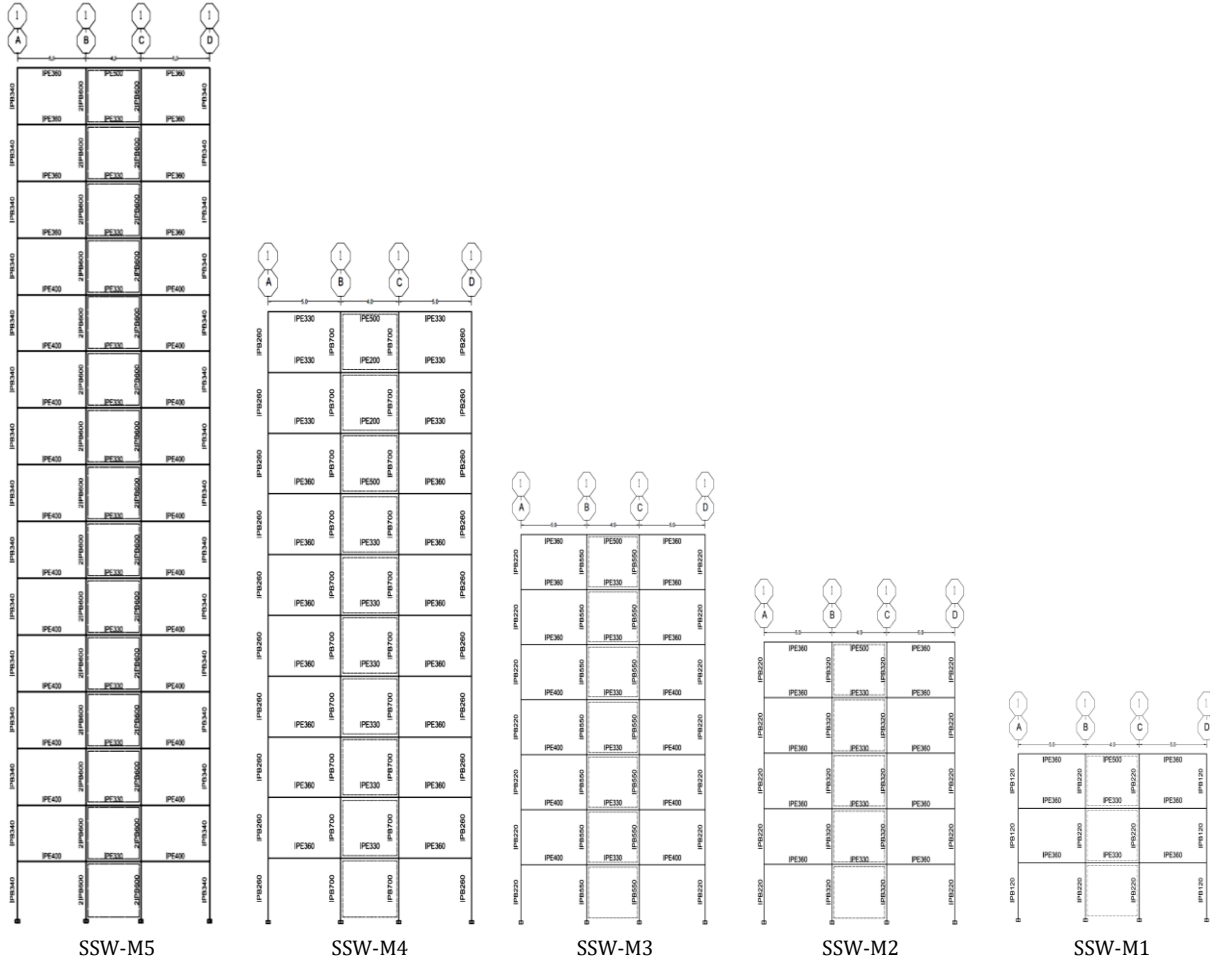
به منظور صحت سنجی نرم افزار ABAQUS از مدل آزمایشگاهی RONNY PURBA استفاده گردیده است. دیوار برشی نشان داده شده در شکل (۳) که نتایج آزمایشگاهی آن در مرجع موجود است انتخاب شد. مشخصات دیوار و المان‌های پیرامونی در شکل (۳) معرفی شده است [۹]. آزمایش انجام شده در مرجع شامل بارگذاری فزاینده رفت و برگشتی توسط جک هیدرولیکی بوده که در اینجا مدل آن در شکل (۴)، توسط نرم افزار ABAQUS ایجاد و مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی چرخه‌ای قرار گرفته و پروتکل بارگذاری آن مطابق مرجع انتخاب شده که نتایج مقایسه‌ای آن در شکل (۵) قابل مشاهده است [۱۰]. برای

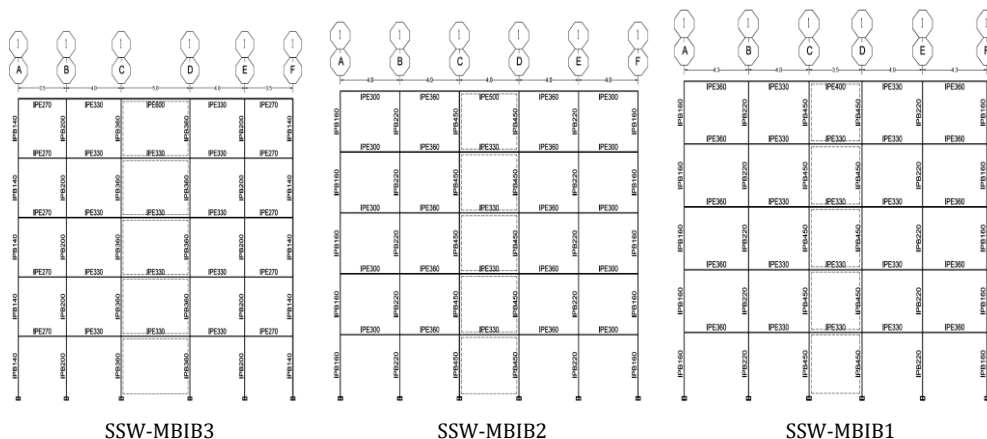
تولید نمودارهای چرخه‌ای هیستریزس تغییر مکان طبقه اول به عنوان مبنا قرار گرفته است [۹]. در کار آزمایشگاهی مذکور، نمونه یک طبقه از قاب فولادی شکل پذیر، تحت بارگذاری دوره‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. ارتفاع نمونه از وسط تیر قوی کف تا وسط تیر بالا ۲۰۰۰ میلی‌متر و عرض مرکز به مرکز ستون‌ها ۴۰۰۰ میلی‌متر و ضخامت ورق پانل ۲۶ میلی‌متر می‌باشد. المان‌های مورد استفاده برای مش بندی در نرم افزار، S4R، المان منحنی شکل با ۴ گره، در مدل‌سازی می‌باشد [۱۱]. از مقایسه نتایج مدل المان محدود قاب با ورق و نتایج آزمایشگاهی مرجع انطباق قابل قبولی در سختی و سطح زیر نمودار حاصل شد.





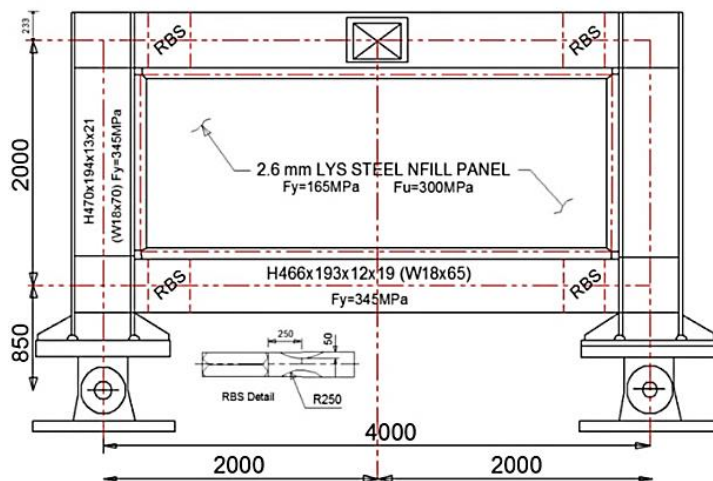
(الف) قاب‌های دوبعدی مدل‌سازی شده در نرم افزار ABAQUS (قاب با ورق دیواربرشی در محور ۱)



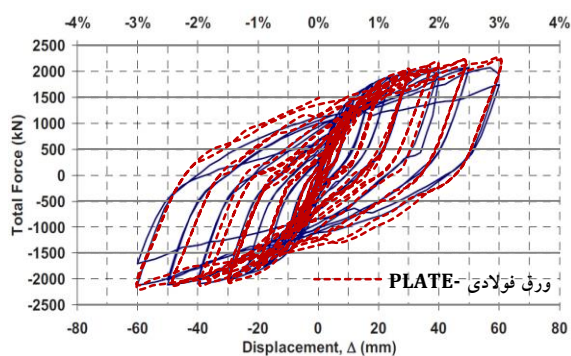


شکل ۲- ابعاد و طبقات قاب‌های دوبعدی مدل‌های قاب با ورق دیواربرشی در محور ۱

شکل ۳- قاب‌های دوبعدی مدل‌سازی شده و مشخصات مقاطع در طبقات



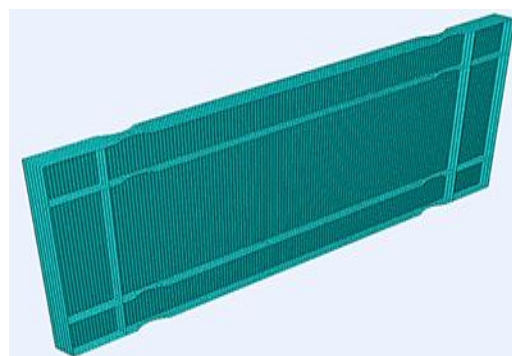
شکل ۳- مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی [۱۱]



شکل ۵- رفتار هیستریزس نمونه آزمایشگاهی Ronny Purba و

مقایسه مدل مذکور با مدل المان محدود قاب با ورق در

آنالیز با نرم‌افزار ABAQUS [۹]



شکل ۴- مدل اجزاء محدود قاب با ورق در ABAQUS [۹]

۴- رسم منحنی‌های دینامیکی غیرخطی افزایشده و منحنی‌های شکنندگی

به‌طور خلاصه در آنالیز دینامیکی غیرخطی افزایشده IDA مدل سازه‌ای تحت تحریک یک مجموعه از شتاب‌نگاشت‌های زمین قرار می‌گیرد که در سطوح متعدد مقیاس شده‌اند [۶]. این شتاب‌نگاشت‌ها به گونه‌ای مقیاس می‌شوند که بتوانند محدوده رفتار خطی، غیرخطی و در نهایت فرو ریزش سازه را تحت پوشش قرار دهند. هدف اصلی این روش بدست آوردن پاسخ سازه برای مقادیر مختلف شدت زلزله می‌باشد. اندازه خرابی، متغیر نشان‌دهنده پاسخ سازه در مقابل زمین‌لرزه مقیاس شده است که می‌تواند به‌صورت مقدار بیشینه برش پایه، دوران گرهی از سازه، بیشترین جابجایی نسبی پشت‌بام، بیشینه دریافت بین طبقات و یا به صورت زاویه چرخش طبقه بیان گردد.

انتخاب شاخص خرابی مناسب بستگی زیادی به کاربری سازه، نوع سازه و اهمیت آن دارد. در این مطالعه حداکثر شتاب زمین به عنوان پارامتر معرف شدت زلزله و مقدار حداکثر دریافت بین طبقات به عنوان پارامتر معرف شاخص خرابی در نظر گرفته شده است [۹].

در شکل (۶)، منحنی‌های ظرفیت سازه تحت تحریک‌های لرزه‌ای متفاوت دیده می‌شود که در آن نمودار تغییرات بیشینه شتاب تحریک، PGA برحسب شاخص ماکزیمم دریافت بین طبقات ترسیم شده است، مشاهده می‌شود که نمودارهای ظرفیت تا رسیدن به دریافت ۳ درصد، رفتارهای متفاوت از خود نشان می‌دهند [۱۰]. برخی منحنی‌ها بیانگر رفتاری است که در آن نرم‌شدگی سازه به سرعت اتفاق می‌افتد و سپس منحنی به سمت تغییر شکل‌های بزرگ شتاب می‌گیرد تا به نقطه فروریزش برسد و در بعضی کاهش سختی به سمت گسیختگی تدریجی اما غیریکنواخت است و در مقابل، نمودارهایی رفتار بازگشتی از خود نشان می‌دهند که به معنای نرم‌شدگی و سخت‌شدگی مجدد سازه است [۹].

برای تولید توابع شکنندگی تحلیلی و تخمین پارامترهای توابع آن، رویکردهای متعددی همچون تحلیل دینامیکی افزایشی وجود دارد. برای بدست آوردن مقدار احتمال یک توزیع نرمال از مساحت سطح زیر منحنی توزیع نرمال موسوم به تابع توزیع تجمعی نرمال استفاده می‌گردد.

$$(fragility) = P[LS|IM = im_i] = P[EDP_d \geq EDP_c | IM = im_i] \quad (1)$$

تابع چگالی احتمال و نیز تابع توزیع تجمعی احتمال برای یک توزیع لوگ نرمال به صورت روابط زیر است. پارامترهای مدل تابع لوگ نرمال λ و $\rho > 0$ بوده که در حقیقت همان میانگین و انحراف معیار تابع نرمال هستند [۱۲].

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\rho x}} e^{-\frac{1}{2}(\frac{\ln x - \lambda}{\rho})^2}, x \geq 0 \quad (2)$$

$$F_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\rho}} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}(\frac{\ln t - \lambda}{\rho})^2} \frac{dt}{t}$$

۵- راستی‌آزمایی تحلیل مقدار ویژه و آنالیز غیرخطی دینامیکی در رسم منحنی شکنندگی

راستی‌آزمایی مدل‌سازی و اطمینان از نتایج حاصل از تحلیل آن طی دو مرحله انجام گرفته است. به منظور صحت سنجی نرم‌افزار ABAQUS از مدل آزمایشگاهی Ronny Purba استفاده گردیده است [۱۳]. در مدل مذکور، نمونه سه‌طبقه از قاب فولادی شکل‌پذیر با المان‌های ضربدری، تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار گرفته است [۱۴]. راستی سنجی مدل الاستیک خطی در مرحله اول با استفاده از آنالیز مقدار ویژه در شکل (۷-الف) ارزیابی شده است. برای دستیابی به این هدف، پیوندهای طبیعی سازه و شکل مودهای ارتعاشی با نتایج نظیر مقایسه گردید که خلاصه آن در جدول (۳) آورده شده است. می‌توان چنین استنباط نمود که مدل الاستیک خطی از نظر توزیع جرم و سختی الاستیک اولیه در عناصر مقاوم لرزه‌ای در طبقات از دقت کافی برخوردار است.

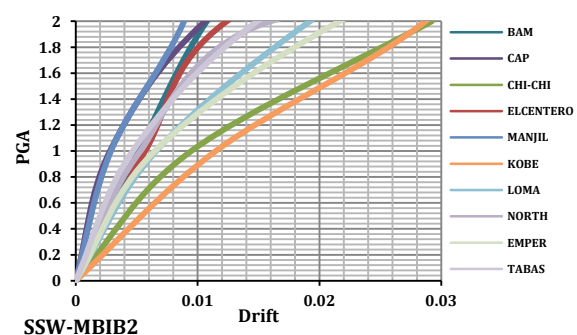
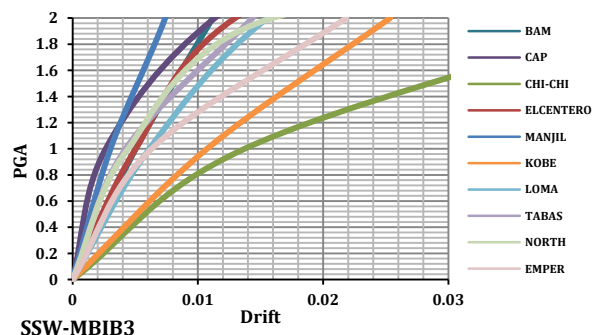
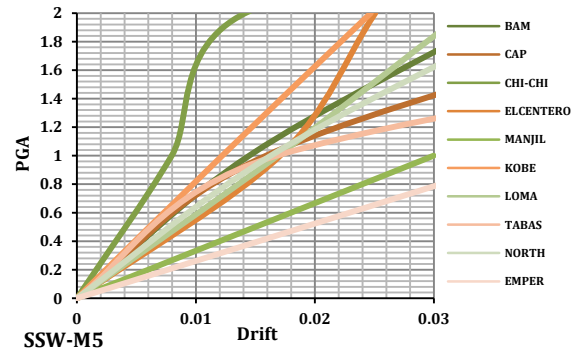
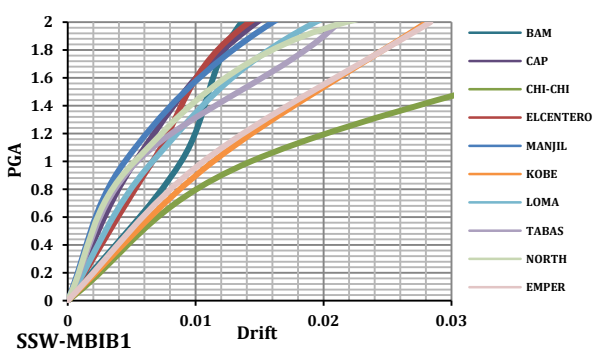
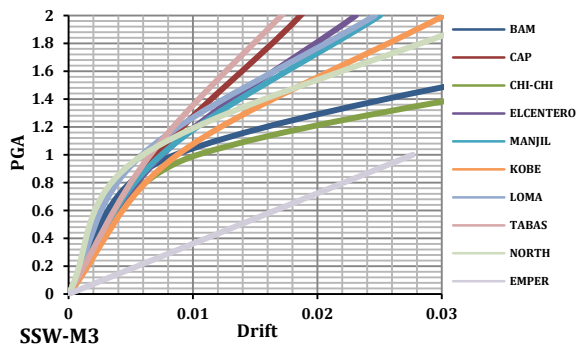
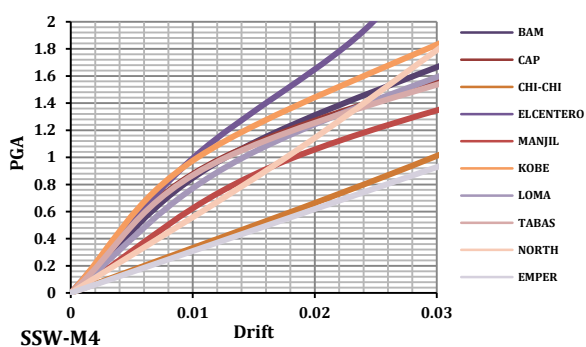
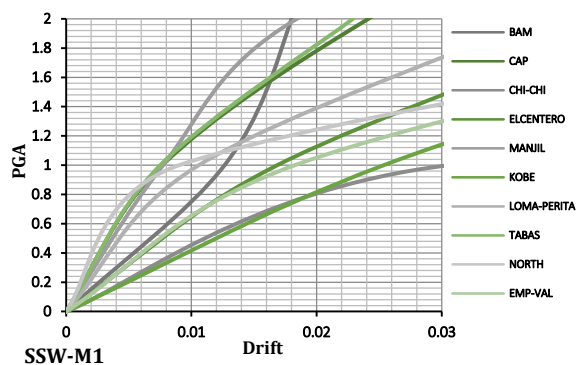
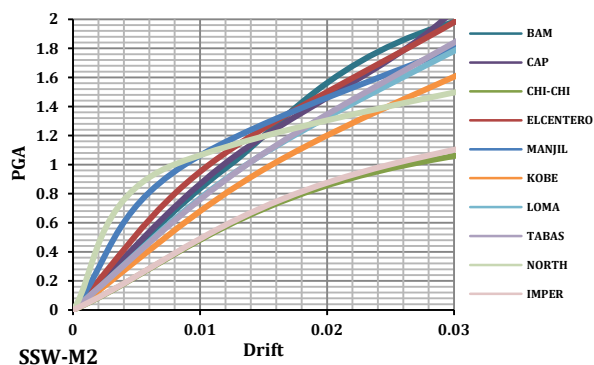
جدول ۳- مقایسه پیوندهای مدل سازه‌ای با نتایج نظیر

شماره مود	مدل مذکور در ABAQUS	مدل مذکور در SAP	جهت جابجایی
۱	۰/۴۲	۰/۴۴	حرکت جانبی در جهت Y
۲	۰/۱۵	۰/۱۵	حرکت جانبی در جهت Y
۳	۰/۰۸	۰/۰۸	حرکت جانبی در جهت Y

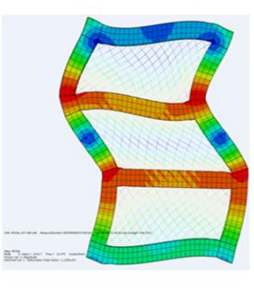
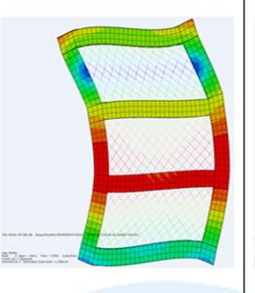
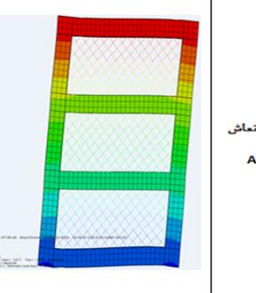
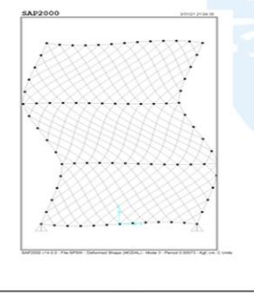
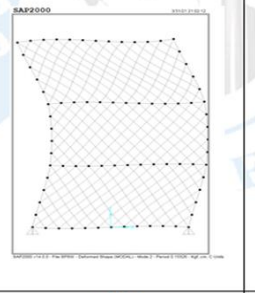
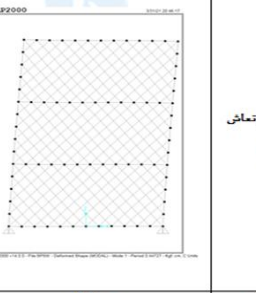
در مرحله دوم، راستی‌آزمایی مدل غیرخطی بر مبنای تحلیل‌های NRHA بررسی شده است [۱۵]. برای نیل به این هدف، مجموعه‌ای از تحریک‌های لرزه‌ای، شامل ۱۰ زوج شتاب‌نگاشت، مورد استفاده قرار گرفته است. مشخصات و مقایسه

عملکرد قابل قبول برخوردار خواهد بود. شکل (۷-ج) نیز توزیع منحنی شکست را نشان می‌دهد [۱۶].

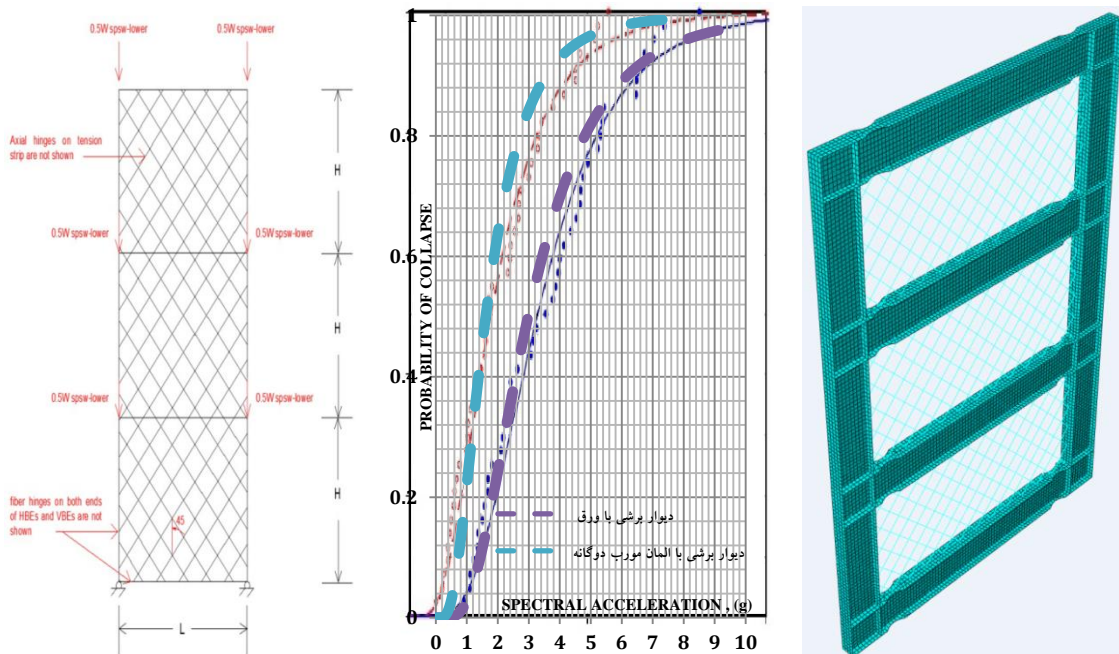
نتایج مدل در شکل مشاهده می‌شود. با انتخاب جابجایی نسبی ۳٪ به عنوان معیار پذیرش عملکرد، نتیجه می‌شود که سازه از



شکل ۶- نمودارهای تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده در مدل‌های سازه‌ای

			شکل مود ارتعاش ABAQUS
شماره مود زرزود الگوی جلیجایی الگوی تقییرشکل	شماره مود زرزود الگوی جلیجایی الگوی تقییرشکل	شماره مود زرزود الگوی جلیجایی الگوی تقییرشکل	شماره مود زرزود الگوی جلیجایی الگوی تقییرشکل
مود سوم 0.08 ثانیه حرکت جاتی در جهت Y شکل S	مود دوم 0.15 ثانیه حرکت جاتی در جهت Y شکل C	مود اول 0.42 ثانیه حرکت جاتی در جهت Y تیر طره	مود اول 0.42 ثانیه حرکت جاتی در جهت Y تیر طره
			شکل مود ارتعاش SAP
شماره مود زرزود الگوی جلیجایی الگوی تقییرشکل	شماره مود زرزود الگوی جلیجایی الگوی تقییرشکل	شماره مود زرزود الگوی جلیجایی الگوی تقییرشکل	شماره مود زرزود الگوی جلیجایی الگوی تقییرشکل
مود سوم 0.08 ثانیه حرکت جاتی در جهت Y شکل S	مود دوم 0.15 ثانیه حرکت جاتی در جهت Y شکل C	مود اول 0.44 ثانیه حرکت جاتی در جهت Y تیر طره	مود اول 0.44 ثانیه حرکت جاتی در جهت Y تیر طره

الف) مقایسه مدل اجزاء محدود مرجع با نرم افزار ABAQUS و نتایج در نرم افزار SAP



ب) مدل اجزاء محدود مرجع در نرم افزار ABAQUS، (ج) مقایسه و صحت سنجی توزیع منحنی شکست با

خروجی نرم افزار ABAQUS و (د) مدل هندسی سازه [۱۳]

شکل ۷- مقایسه نتایج مدل اجزاء محدود در نرم افزار ABAQUS با نتایج مرجع [۱۳]

متعددی بوده است که در شمار آن‌ها می‌توان به مطالعات انجام‌شده توسط **Mohebi** و **Chegini** و یا **Asgarian** و **Ordoubadi** اشاره نمود [۱۸].

با توجه به شکل (۱۰-الف)، d_u که مقدار متناظر با وضعیت گسیختگی است و دیگری d_r که با رسیدن به آن، اعضا سازه برای بازگشت به شرایط اولیه به تعمیر نیاز خواهند داشت. با استفاده از تعاریف فوق، مفهوم شاخص خسارت به صورت کامل تر قابل ارائه است [۱۸]:

$$DI = \left(\frac{d_m - d_0}{d_u - d_0} \right)^\alpha \geq 0 \quad (4)$$

with: $d_0 \leq d_m \leq d_u, \alpha \geq 0$

که در رابطه بالا، d_m مقدار محاسبه شده پارامتر خسارت بر اساس نتایج تحلیل سازه و α پارامتر تعیین‌کننده شکل تابع خسارت است و در غیاب نتایج آزمایشگاهی می‌تواند برابر با واحد فرض شود. نمودارهای شکل (۱۲)، شاخص خسارت بر مبنای شکل پذیری را نشان می‌دهد.

در نمودارهای شکل (۱۱) شاخص خسارت برای هر مدل با استخراج منحنی های بارافزون محاسبه گردید که به تبع آن سایر مشخصات سازه ای نظیر سختی، شکل پذیری و محاسبه نقطه تسلیم سازه در نمودارها قابل حصول است. مزیت این روش و معرفی منحنی شکنندگی بر اساس شاخص خسارت، که نمودارهای آن در شکل (۱۱) نشان داده شده، تعیین پارامتر شکل پذیری بر اساس معیارهای عملکردی سازه می باشد. بر این اساس می توان میزان مقاومت هر سازه را متناظر با جابجایی تسلیم سازه محاسبه نمود که نمودارهای آن در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود. نحوه محاسبه **CMR** بر اساس آئین نامه **FEMA 2082-1** انجام شده است [۶]، که در این مورد با توجه به شکل (۱۰-ب) در منحنی‌های شکنندگی، مقایسه‌ای بین سازه‌ها انجام شده که بر اساس آن عدد **CMR** محاسبه خواهد شد. در توضیح مطلب با توجه به شکل (۱۰-ب) در منحنی‌های شکنندگی مقایسه‌ای برای سازه ها انجام شده که با در نظر گرفتن نسبت احتمال $P_c = 50\%$ به احتمال $P_c = 10\%$ عدد **CMR** محاسبه خواهد شد. چنانچه در منحنی شکنندگی مرتبط با معیار بررسی سازه این نسبت بزرگتر از ۱ باشد، سازه دارای یک حاشیه ایمنی کافی در مقابل معیار فروریزش خواهد بود. لذا می توان معیارهای پذیرش را به کمک این عدد کنترل کرد. در نمودار فوق C_S ضریب پاسخ زلزله، R ضریب رفتار، **SMT** حداکثر شتاب طیفی زلزله، $C_{S,T}$ شتاب طیفی در سطح فروپاشی

برای جلوگیری از فروریزش در ساختمان‌ها، استاندارد **ASCE/SEI 7-16** و همچنین استاندارد **FEMA-356** مقدار جابجایی نسبی در طبقات سازه را به ۲٪ محدود می‌کنند [۱۷]. البته باید به این موضوع توجه داشت که چنین معیارهایی اغلب در جهت اطمینان بوده و در نتیجه، همیشه نقطه فروریزش را به درستی نشان نمی‌دهد [۱].

برای تولید منحنی شکنندگی بر اساس شاخص دریافت طبقه‌ای از سطوح عملکرد ارائه گردیده در مرجع استفاده گردیده است [۹]. دریافت نسبی برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه **IO** برابر با ۰/۵ درصد، ایمنی جانی **LS** برابر ۱/۵ درصد و آستانه فروریزش **CP** ۲ درصد در نظر گرفته می‌شود.

۶- مقایسه نتایج منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکرد

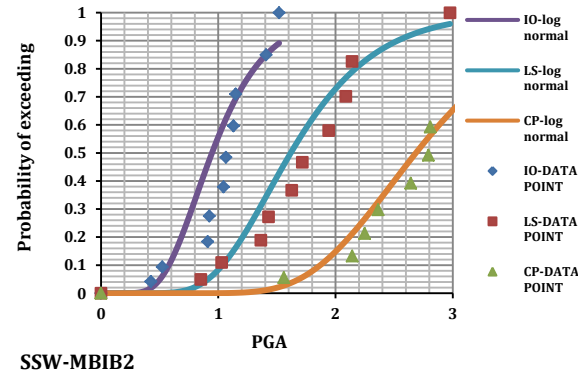
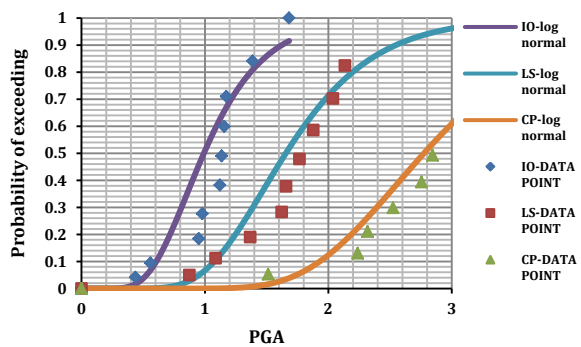
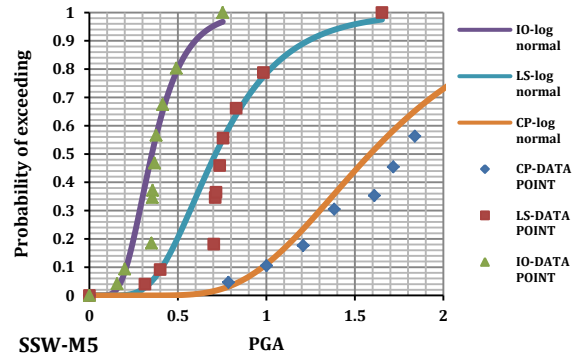
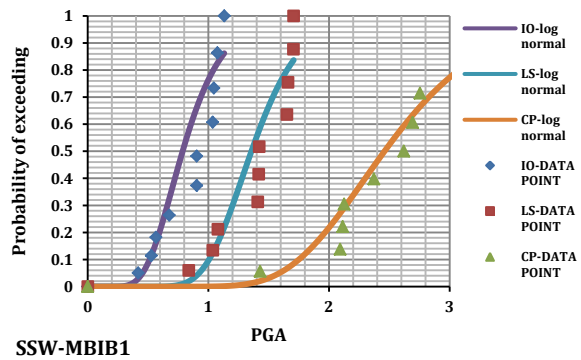
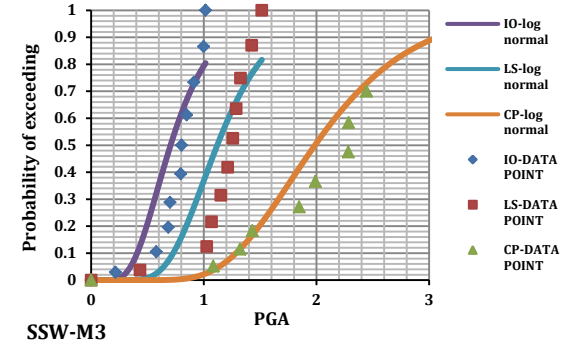
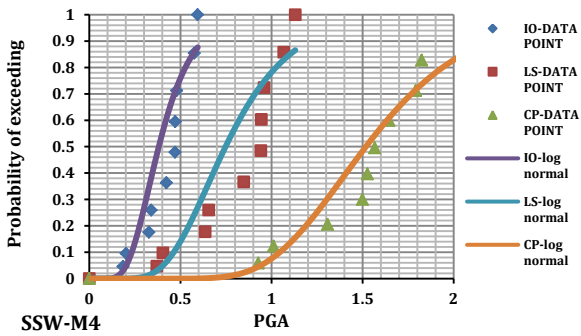
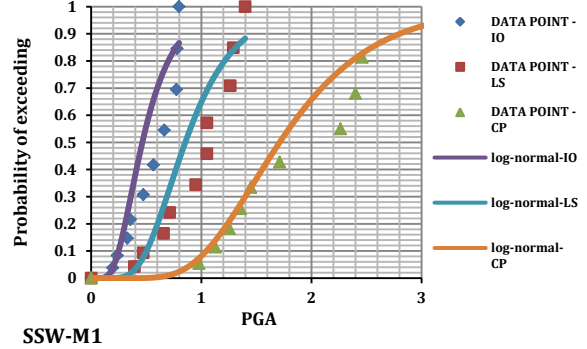
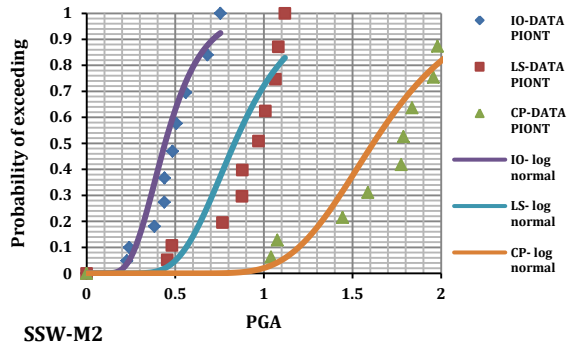
منحنی‌های شکنندگی در شکل (۸) با شاخص دریافت بین طبقه‌ای در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش مقایسه گردیده، و بر اساس معیارهای **FEMA356** محاسبه شده است. میزان درصد احتمال فراگذشت منحنی‌های تولید شده با شاخص دریافت بین طبقه‌ای برای مدل‌های بلندمرتبه ۱۰ و ۱۵ طبقه در شتاب‌های پایین اغلب با احتمال بالایی به ناپایداری رسیده و برای مدل‌های ۵ طبقه با طول دهانه‌های متفاوت دیوار برشی، طول ابعاد ورق تأثیری چندانی در شکل منحنی‌های شکست ندارد [۱۶].

۷- منحنی‌های شاخص خسارت

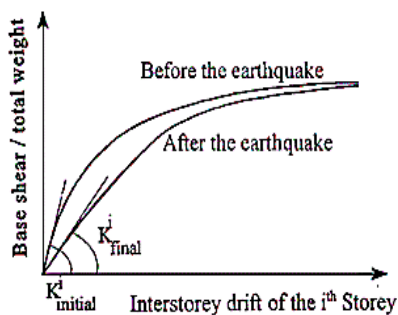
توسعه فرآیند خسارت در سازه a با ترک خوردگی اعضا، مفصل شدن و در نتیجه کاهش سختی همراه است. با استفاده از ایده مورد بحث، در تحقیقات **Mohebi** و **Chegini** برای محاسبه DI_K ، چنانچه یک سازه در هنگام رخداد یک زمین لرزه رفتار غیرخطی پس از تسلیم را تجربه کند، مقدار سختی جانبی سازه در بارگذاری جانبی کاهش خواهد یافت. لذا با مقایسه سختی آن قبل و بعد از وقوع یک زلزله می‌توان نوشت:

$$DI_K = 1 - \frac{K_f}{K_i} \quad (3)$$

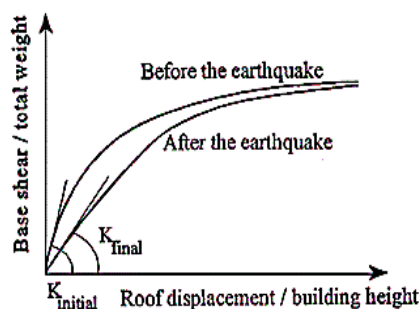
که در شکل (۹)، K_f و K_i به ترتیب، شیب اولیه منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل‌های **Pushover** هستند که قبل و بعد از رخداد زمین لرزه محاسبه می‌شوند [۴]. شیوه تعریف **DI** و روش‌های توسعه آن زمینه تحقیقات



شکل ۸- منحنی‌های شکنندگی در مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه

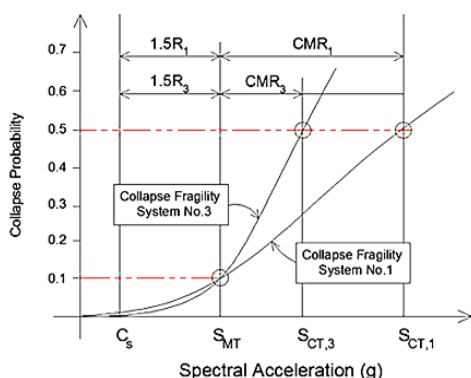


(ب) برای یک طبقه از سازه

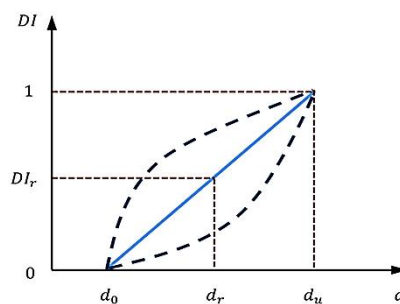


(الف) برای کل سازه

شکل ۹- مقایسه منحنی های ظرفیت که قبل و بعد از تحریک لرزه ای



(ب) تعیین پارامتر نسبت حاشیه ایمنی CMR در منحنی شکنندگی [۶]



(الف) ارتباط بین شاخص خسارت و پارامتر خسارت

شکل ۱۰- تعیین نسبت حاشیه ایمنی CMR

جدول ۴- نتایج CMR بر مبنای شتاب PGA در مدل های سازه ای

P_c					Ground motion Set
۱٪	۲/۵٪	۵٪	۷/۵٪	۱۰٪	
۲/۴۳	۲/۱۱	۱/۸۷	۱/۷۳	۱/۶۳	SSW-M1
۱/۷۲	۱/۵۸	۱/۴۶	۱/۴۰	۱/۳۵	SSW-M2
۱/۶۳	۱/۴۸	۱/۳۷	۱/۳۱	۱/۲۵	SSW-M3
۱/۹۵	۱/۷۷	۱/۶۱	۱/۵۱	۱/۴۴	SSW-M4
۲/۳۹	۲/۰۹	۱/۸۶	۱/۷۲	۱/۶۲	SSW-M5
۱/۸۴	۱/۶۷	۱/۵۴	۱/۴۶	۱/۴۰	SSW-MBIB1
۱/۹۲	۱/۷۳	۱/۵۸	۱/۵۰	۱/۴۳	SSW-MBIB2
۱/۹۳	۱/۷۴	۱/۵۹	۱/۵۰	۱/۴۳	SSW-MBIB3

به عنوان پارامتر تعریف کننده این تابع در نظر گرفته می گردد. در این صورت نسبت CMR قابل پذیرش برای احتمال $P_c = 10\%$ به صورت زیر قابل تعریف است:

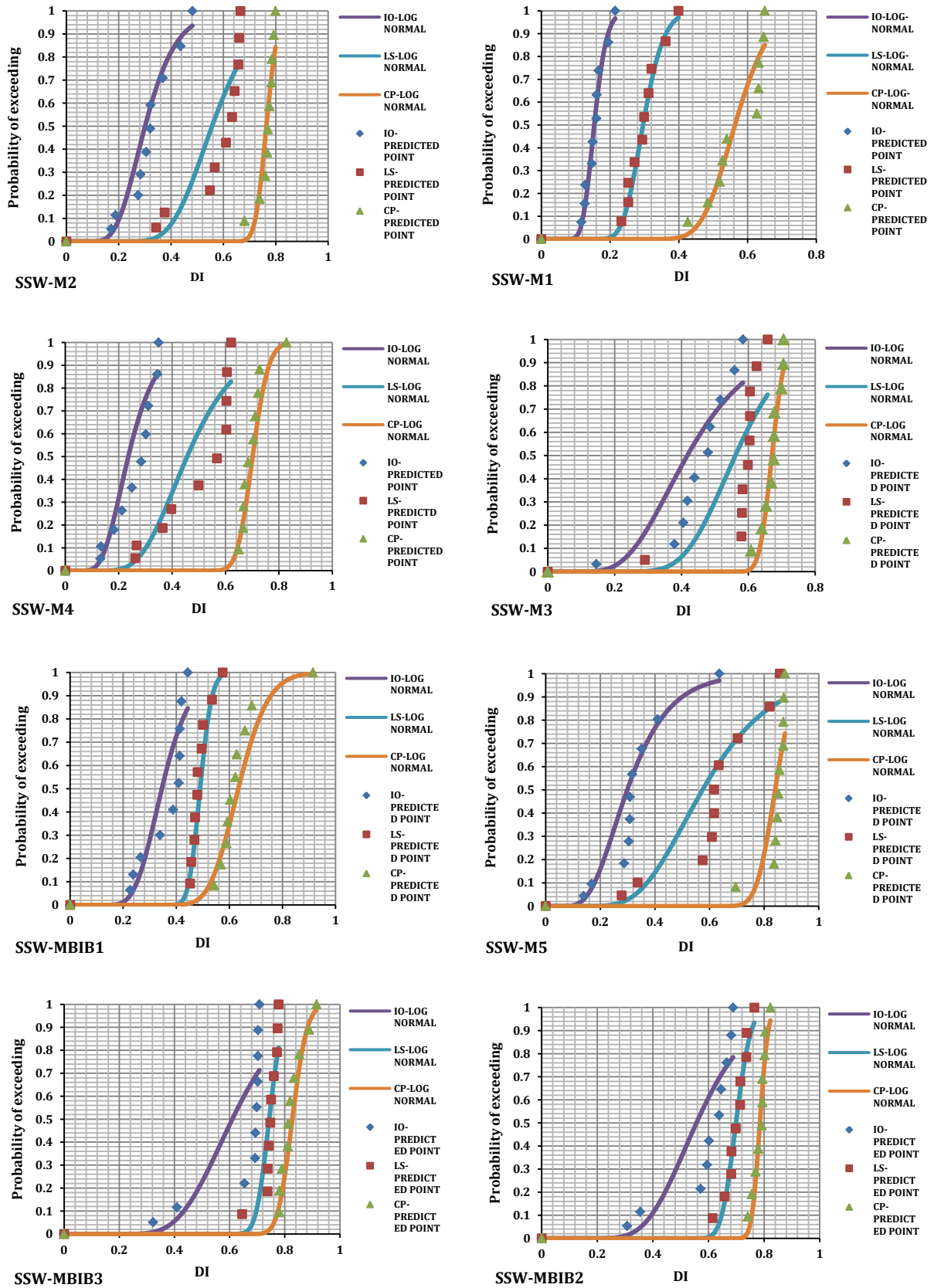
$$CMR_{10\%}^{DI} = \frac{DI_m^c | P_c=50\%}{DI_m^c | P_c=10\%} \quad (6)$$

معرفی می شوند. به عنوان نمونه تابع منحنی شکنندگی به شکل توزیع تجمعی لگاریتم- نرمال با پارامترهای β_{RC} ، η_c فرض شده و PGA_m به عنوان پارامتر تعریف کننده این تابع در نظر گرفته می گردد. در این صورت نسبت CMR قابل پذیرش برای احتمال $P_c = 10\%$ به صورت زیر قابل تعریف است:

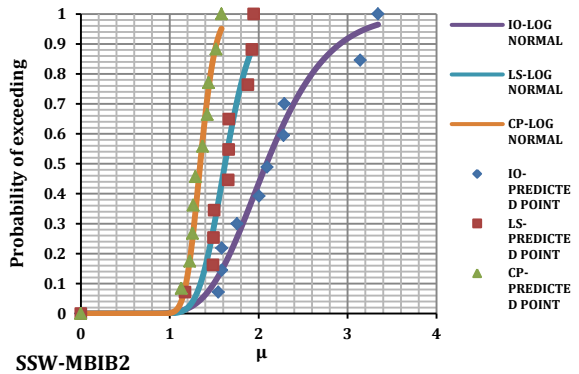
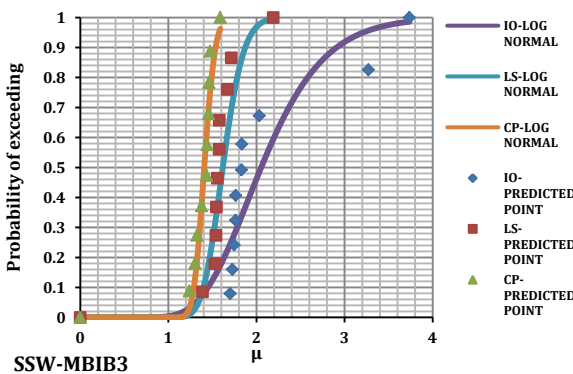
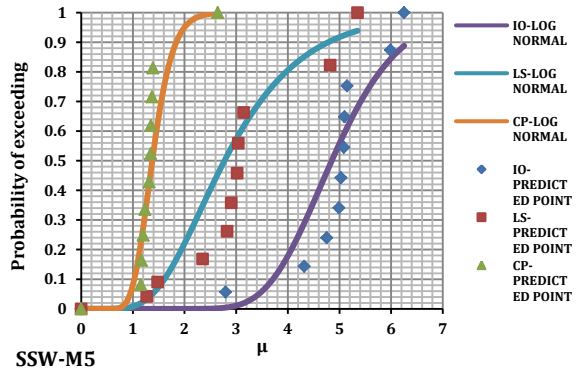
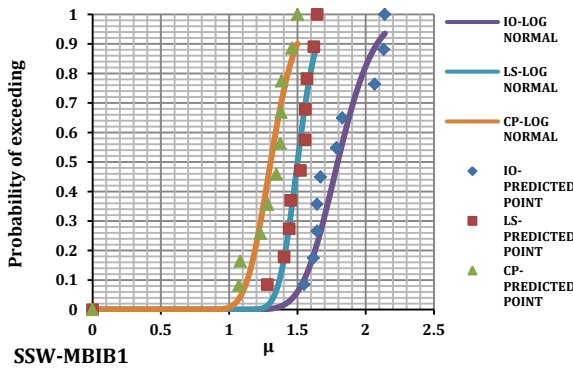
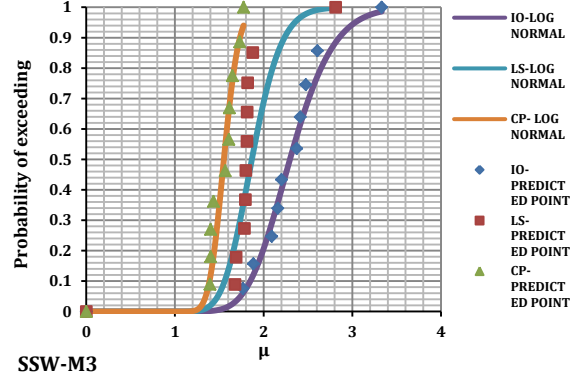
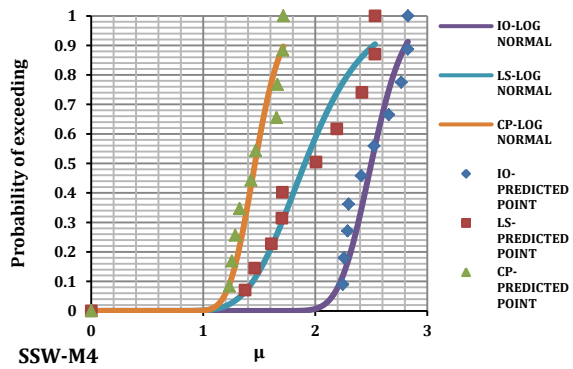
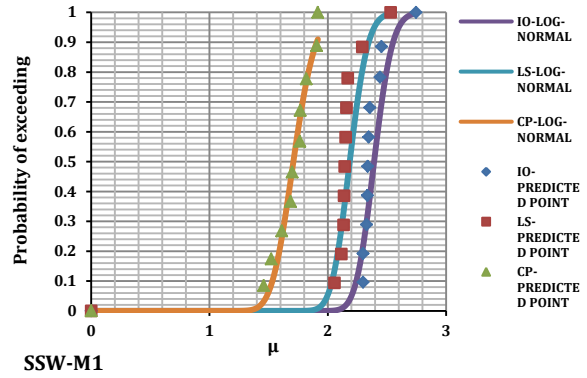
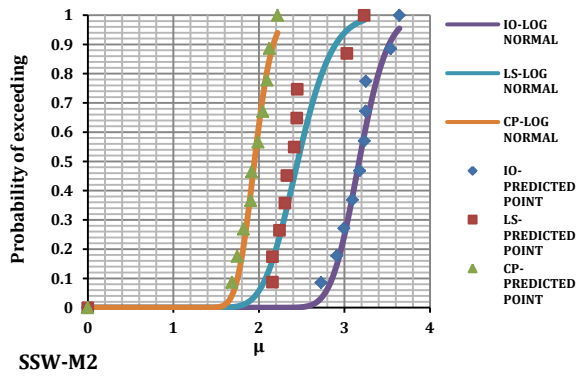
$$CMR_{10\%}^{PGA} = \frac{PGA_m^c | P_c=50\%}{PGA_m^c | P_c=10\%} \quad (5)$$

با توجه به جدول (۴)، مقایسه نتایج در حالت سیستم قاب- دیوار برشی، سطح CMR بر مبنای شتاب، با افزایش ارتفاع به طور نسبی کاهش می یابد. این روند مقایسه ای به صورت عددی نشان می دهد که در مدل های میان مرتبه اختلاف عددی متغیر است. برای قاب ها با ارتفاع ثابت اما دهانه های متفاوت برای سیستم قاب-دیوار، با افزایش عرض دهانه، سطح CMR بر مبنای شتاب افزایش می یابد.

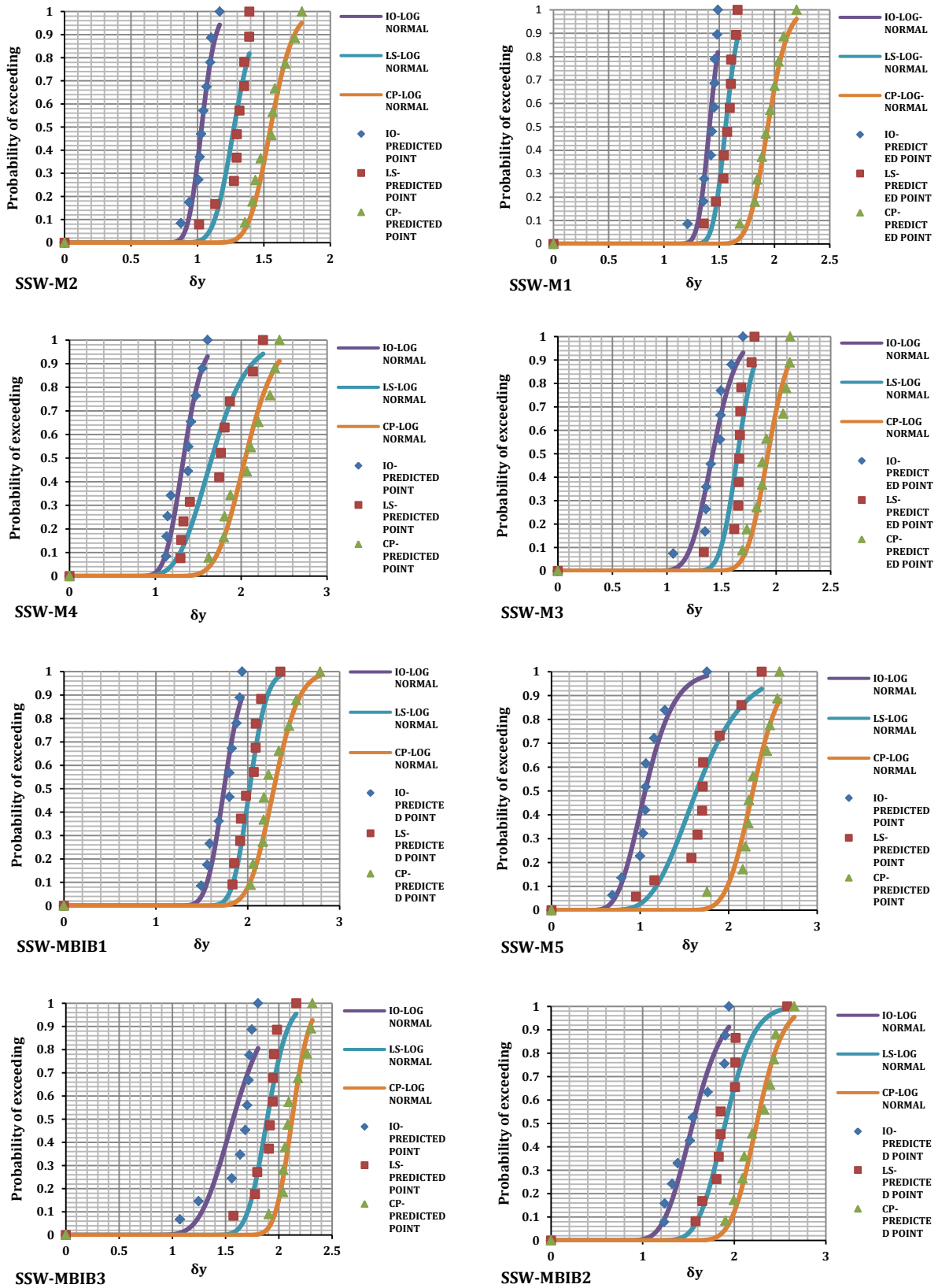
به طور مشابه تابع منحنی شکنندگی به شکل توزیع تجمعی لگاریتم-نرمال با پارامترهای β_{RC} ، η_c فرض شده و DI_m



شکل ۱۱- منحنی های خسارت در سطوح عملکردی مختلف در مدل های سازه ای مورد مطالعه



شکل ۱۲- منحنی‌های شکل پذیری در سطوح مختلف عملکردی در مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه



شکل ۱۳- منحنی‌های تغییر مکان در سطوح مختلف عملکردی در مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه

جدول ۶- نتایج CMR بر مبنای شاخص شکل پذیری در مدل‌های سازه‌ای

	P_c					μ set
	۱٪	۲/۵٪	۵٪	۷/۵٪	۱۰٪	
SSW-M1	۱/۲۱۸۵	۱/۱۸۳۰	۱/۱۴۴۹	۱/۳۱۱۹	۱/۱۱۴۹	
SSW-M2	۱/۲۱۲۶	۱/۱۷۶۹	۱/۱۴۶۲	۱/۱۲۸۵	۱/۱۱۱۴	
SSW-M3	۱/۲۲۳۴	۱/۱۸۳۷	۱/۱۵۲۶	۱/۱۳۴۷	۱/۱۱۷۴	
SSW-M4	۱/۳۴۲۷	۱/۲۸۲۲	۱/۲۳۴۱	۱/۲۰۲۸	۱/۱۷۶۳	
SSW-M5	۱/۶۸۸۳	۱/۵۵۶۸	۱/۴۵۲۵	۱/۳۸۲۹	۱/۳۳۳۳	
SSW-MBIB1	۱/۲۹۰۷	۱/۲۳۹۲	۱/۱۹۸۲	۱/۱۷۲۴	۱/۱۵۰۷	
SSW-MBIB2	۱/۲۶۱۱	۱/۲۱۵۲	۱/۱۷۷۲	۱/۱۵۴۸	۱/۱۳۶۳	
SSW-MBIB3	۱/۱۷۱۹	۱/۱۴۱۷	۱/۱۲۱۵	۱/۱۰۴۷	۱/۰۹۱۱	

۸- نتیجه‌گیری

در این مطالعه آسیب‌پذیری سیستم دیوار برشی فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی و همچنین روش‌های احتمالاتی (تولید منحنی شکنندگی) مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور از ۵ سازه ۳ دهانه با تعداد طبقات ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵، همچنین ۳ سازه ۵ طبقه با ۵ دهانه و با دهانه‌های میانی متفاوت که مجهز دیوار برشی فولادی و براساس ضوابط آیین‌نامه معتبر طراحی شده انتخاب شده است. برای سازه‌های فوق منحنی‌های شکنندگی بر اساس شاخص جابجایی بین طبقه‌ای ترسیم گردید. منحنی‌های شکنندگی نشان داد که سازه‌های بلندمرتبه برای زلزله‌های مشابه پاسخ بزرگ‌تری نسبت به سازه‌های کوتاه‌تر دارند لذا سازه‌های بلند مرتبه در شتاب پایین‌تری به ناپایداری می‌رسند به نحوی که نتایج CMR در منحنی‌های شکنندگی شتاب، نشان می‌دهد، سیستم قاب-دیوار برشی، شتاب بیشتری تا ناپایداری تجربه می‌کند. برای مدل‌های قاب-دیوار با ارتفاع ثابت با روند افزایش ابعاد عرضی ورق میزان، ناپایداری در شتاب‌های بالاتر اتفاق می‌افتد. در بررسی منحنی‌های شکنندگی شکل پذیری، مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع، میزان شکل پذیری کاهش می‌یابد. برای مدل‌های قاب-دیوار با ارتفاع ثابت با روند افزایش ابعاد عرضی ورق میزان، شکل پذیری کاهش می‌یابد. از بررسی‌های کلی منحنی‌های شاخص خسارت مشاهده گردید که نیاز شکل پذیری در سازه با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد. در مدل‌های سازه‌ای میان مرتبه با تعداد دهانه‌های یکسان، تغییر طول و ابعاد پانل به صورت مستقل،

با توجه به جدول (۵)، این روند مقایسه‌ای به صورت عددی نشان می‌دهد که سطح CMR بر مبنای شاخص خسارت با افزایش ارتفاع به طور نسبی کاهش می‌یابد و در مدل‌های میان مرتبه اختلاف عددی متغیر است. برای قاب‌ها با ارتفاع ثابت اما دهانه‌های متفاوت برای سیستم قاب-دیوار، با افزایش عرض دهانه، سطح CMR بر مبنای شاخص خسارت کاهش می‌یابد. مزیت این روش و معرفی منحنی شکنندگی بر اساس شاخص خسارت، که نمودارهای آن در شکل (۱۱) نشان داده شده، تعیین پارامتر شکل پذیری بر اساس معیارهای عملکردی سازه می‌باشد. بر این اساس می‌توان میزان مقاومت هر سازه را متناظر با جابجایی تسلیم سازه محاسبه نمود که نمودارهای آن در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود.

جدول ۵- نتایج CMR بر مبنای شاخص خسارت در مدل‌های سازه‌ای

	P_c					DI Set
	۱٪	۲/۵٪	۵٪	۷/۵٪	۱۰٪	
SSW-M1	۱/۳۷	۱/۳۱	۱/۲۵	۱/۲۲	۱/۱۹	
SSW-M2	۱/۱۰	۱/۰۹	۱/۰۷	۱/۰۶	۱/۰۵	
SSW-M3	۱/۱۰	۱/۰۹	۱/۰۷	۱/۰۶	۱/۰۵	
SSW-M4	۱/۱۶	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰	۱/۰۸	
SSW-M5	۱/۱۶	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۰۹	۱/۰۸	
SSW-MBIB1	۱/۳۷	۱/۳۱	۱/۲۵	۱/۲۲	۱/۱۹	
SSW-MBIB2	۱/۰۷	۱/۰۵	۱/۰۵	۱/۰۴	۱/۰۳	
SSW-MBIB3	۱/۱۲	۱/۱۰	۱/۰۸	۱/۰۷	۱/۰۶	

به طور مشابه تابع منحنی شکنندگی به شکل توزیع تجمعی لگاریتم-نرمال با پارامترهای β_{RC} ، η_c فرض شده و μ_m به عنوان پارامتر تعریف کننده این تابع در نظر گرفته می‌گردد. در این صورت نسبت CMR قابل پذیرش برای احتمال $P_c = 10\%$ به صورت زیر قابل تعریف است:

$$CMR_{10\%}^{\mu} = \frac{\mu_m^C | P_c=50\%}{\mu_m^C | P_c=10\%} \quad (7)$$

با توجه به جدول (۶)، مقایسه نتایج نشان می‌دهد که در مدل‌های میان مرتبه اختلاف عددی متغیر است ولی با افزایش ارتفاع، برای مدل‌های قاب-دیوار با ارتفاع ثابت با روند افزایش ابعاد عرضی ورق میزان سطح CMR بر پایه شکل پذیری کاهش می‌یابد. همانطور در منحنی‌های شکل (۱۲) و (۱۳) مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع، سطح CMR بر مبنای نیاز شکل پذیری کاهش می‌یابد.



- elements", *Engineering Structures*, Vol. 97, pp. 68-79.
- [14] Han, S.W. and Chopra, A.K. (2006), "Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 35, pp.1853-1873.
- [15] Pachideh, G., Gholhaki, M. and Daryan, A.S. (2019), "August. Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis", In *Structures*, Vol. 20, pp. 437-451.
- [16] Kassem, M.M., Nazri, F.M. and Farsangi, E.N. (2020), "The efficiency of an improved seismic vulnerability index under strong ground motions", In *Structures*, Vol. 23, pp. 366-382.
- [17] FEMA 356, F.E., (2000), *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [18] Asgarian, B. and Ordoubadi, B. (2017), "Probabilistic evaluation of seismic performance for a steel moment frame using damage indices.

تفاوت محسوسی در شاخص خسارت ایجاد نمی‌کند. برای مدل‌های قاب-دیوار با ارتفاع ثابت با روند افزایش ابعاد عرضی ورق میزان سطح CMR بر پایه خسارت کاهش می‌یابد. به طور کلی با توجه به نتایج جداول مقادیر CMR بر مبنای شاخص‌ها، با کاهش میزان احتمال افزایش پیدا می‌کنند. در معیارهای پذیرش می‌توان علاوه بر در نظر گرفتن معیار آیین نامه که بر اساس جلوگیری از فروپاشی است، از معیار ایمنی جانی یا استفاده بی وقفه استفاده نمود و به صورت آماری به بررسی نتایج پرداخت.

۹- مراجع

- [1] Engineers, A.S.O.C. (2017), "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers.
- [2] Yu, C., Tian, Y., Yan, W. and Zhang, W. (2021), "Novel energy dissipation bracing designed for corrugated sheet-sheathed cold-formed steel shear wall", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 147, pp.04021171.
- [3] Sreekala, R., Lakshmanan, N., Muthamani, K., Gopalakrishnan, N. and Prasad, A.M. (2011), "Development of a simplified damage model for beams aiding performance based seismic design", *Advances in Structural Engineering*, Vol. 14, pp. 307-317.
- [4] Mohebi, B. (2019), "A new damage index for steel MRFs based on incremental dynamic analysis", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 156, pp.137-154.
- [5] Azandariani, A.G., Gholhaki, M. and Azandariani, M.G. (2022), "Assessment of damage index and seismic performance of steel plate shear wall (SPSW) system", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 191, pp.107157.
- [6] The 2020, NEHRP Provisions continues to apply the current state-of-knowledge in earthquake engineering for improving the seismic design of buildings, 2020.
- [7] AISC, (2016), *ANSI/AISC 360-16: specification for structural steel buildings*.
- [8] Mazza, F. and Mazza, M. (2012), "Nonlinear modeling and analysis of RC framed buildings located in a near-fault area", *The Open Construction & Building Technology Journal*, Vol. 6, pp. 346-354.
- [9] Purba, R. and Bruneau, M. (2015), "Seismic performance of steel plate shear walls considering two different design philosophies of infill plates. II: Assessment of collapse potential", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, pp.04014161.
- [10] Council, A.T., (1996), *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings-ATC 40*.
- [11] Vian, D., Bruneau, M., Tsai, K.C. and Lin, Y.C. (2009), "Special perforated steel plate shear walls with reduced beam section anchor beams. I: Experimental investigation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, pp. 211-220.
- [12] Vamvatsikos, D. and Fragiadakis, M. (2010), "Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 39, pp.141-163.
- [13] Purba, R. and Bruneau, M. (2015), "Experimental investigation of steel plate shear walls with in-span plastification along horizontal boundary