

DOI: 10.48303/bese.2022.140563.0

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

این مقاله به توسعه توابع خسارت و ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های فولادی با اتصالات خورجینی متداول در ایران می‌پردازد. برای این منظور، گونه‌های مختلفی از این سیستم شامل قاب‌های با سیستم باربر جانبی متشکل از مهاربند همگرا، قاب‌های دارای میان‌قاب بنایی به‌تنهایی و ترکیبی از هر دو نوع، در تعداد طبقات ۳ و ۵ طبقه انتخاب و مطالعه گردید. توسعه توابع شکست بر اساس مدل توسعه یافته به روش تخمین خسارت مبتنی بر طیف ظرفیت معرفی شده در مدارک HAZUS انجام گرفته است که می‌تواند در مطالعات مهندسی ریسک سایر ساختمان‌های کشور با اطمینان کافی مورد استفاده قرار گیرد. نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد که احتمال تجاوز از سطوح عملکردی و خسارت IO، LS و CP در سازه‌های ۳ طبقه با سیستم باربر جانبی ترکیب مهاربند و میان‌قاب، تحت زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، به ترتیب برابر ۸۷، ۷۰ و ۵۶ درصد و با دوره بازگشت ۴۷۵ سال به ترتیب ۵۰، ۲۳ و ۱۲ درصد می‌باشد. این مقادیر برای سازه‌های ۵ طبقه به ترتیب ۹۶، ۸۱ و ۶۷ درصد برای زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال و ۶۴، ۲۹ و ۱۶ درصد برای زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال به دست آمده است. با توجه به این مقادیر، به نظر می‌رسد بهسازی لرزه‌ای این سازه‌ها در شهر تهران بسیار ضروری می‌باشد.

واژگان کلیدی: ارزیابی خسارت، منحنی‌های شکست، اتصالات خورجینی، میان‌قاب‌های بنایی غیرمسلح، روش طیف ظرفیت CSM.

ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و توسعه توابع خسارت برای ساختمان‌های فولادی با اتصالات خورجینی به روش طیف ظرفیت (CSM)

امیر کیانی

دکتری مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

بابک منصوری (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشکده مدیریت خطرپذیری و بحران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، mansouri@iiees.ac.ir

سالار منیعی

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد سنندج، دانشگاه آزاد اسلامی، سنندج، ایران

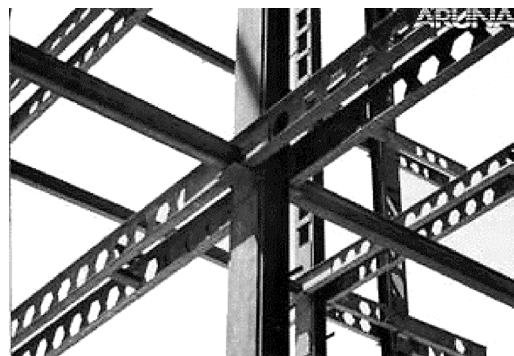
۱- مقدمه

بخش عمده ساختمان‌های موجود در شهرها و مناطق لرزه‌خیز کشور شامل ساختمان‌های فولادی متشکل از قاب فولادی و اتصالات خورجینی هستند. در زلزله‌های گذشته کشور از جمله زلزله‌های رودبار-منجیل (۱۳۶۹) و بم (۱۳۸۲)، بسیاری از این ساختمان‌ها دچار آسیب‌های جدی و حتی فروریزش کامل شدند [۱]. تحلیل ساختمان‌های آسیب‌دیده حاکی از تجاوز پاسخ‌های این گونه از سازه‌ها از حد مقاومت جانبی ارتجاعی آنها بوده و در نتیجه مفاصل پلاستیک در محل اتصالات که عمدتاً فاقد مقاومت و شکل‌پذیری کافی برای تحمل تقاضاهای غیر ارتجاعی وارده بر آنهاست، تشکیل می‌گردد [۱-۴]. در این شرایط، تمرکز خرابی در اتصالات تیر به ستون خورجینی رخ داده که خود منجر به آسیب‌های جدی به سازه، افت ظرفیت باقی‌مانده سازه و در پی آن

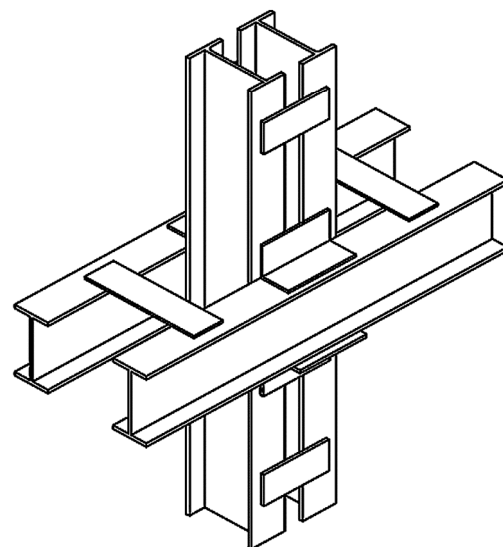
فروریختن سقف و کل سازه می‌گردد. در شیوه اجرایی متعارف طی دهه‌های گذشته، اتصالات خورجینی متشکل از دو تیر سراسری از طرفین ستون تکیه‌گاهی با دو نبشی یکی زیر بال تحتانی تیر و دیگری روی بال فوقانی هر یک از تیرها جهت اتصال تیر به ستون است. غالباً برای پرهیز از جوش بالاسری، نبشی پایین بزرگ‌تر از بال تحتانی تیر و نبشی بالا کوچک‌تر از بال تیر آهن تیر انتخاب می‌گردد (شکل ۱). سرعت و سادگی اجرا، تناسب جزئیات اجرا با توان اجرایی و صرفه اقتصادی از جمله دلایل استفاده از این اتصالات در گذشته بوده است [۳]. مطالعات قبلی پژوهشگران نشان می‌دهد که جزئیات متداول این نوع اتصال، عملاً آنها را در گروه «اتصالات نیمه صلب» قرار داده و لذا آنها را نمی‌توان کاملاً مفصلی یا کاملاً صلب در نظر گرفت [۱-۳].

حاشیه ایمنی نسبتاً بالایی قابل دستیابی است که می‌توان در طرح‌های مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها مورد توجه قرار داد. عمده مطالعات نشان می‌دهد در صورت وجود اجزای باربر جانبی در این دسته از ساختمان‌ها از جمله مهاربندهای فولادی، دیوارهای برشی یا میان‌قاب بنایی، عملاً سهم باربری جانبی قاب همراه با اتصالات خورجینی کاهش یافته که در نتیجه منجر به کاهش خرابی در ناحیه اتصال خورجینی می‌گردد [۱-۴]. بیشتر پژوهش‌های صورت گرفته بر روی این نوع ساختمان‌ها به صورت «تعیینی»^۱ بوده و تا آنجایی که نگارندگان اطلاع دارند، مطالعات «احتمالاتی» جهت استخراج منحنی‌های شکست^۲ و ارزیابی آسیب‌پذیری از دیدگاه احتمالاتی صورت نگرفته است. مطالعات احتمالاتی بخشی ضروری از مدل‌های مورد استفاده در مباحث تحلیل ریسک زلزله است [۸]. در نتیجه، لزوم ارزیابی احتمالاتی عملکرد این گونه از ساختمان‌ها و توسعه منحنی‌های شکست برای آن‌ها کاملاً ضروری به نظر می‌رسد. توسعه منحنی‌های شکست و توابع خسارت را می‌توان به روش‌های مختلفی انجام داد. یکی از روش‌های کاربردی و قابل استفاده در مطالعات ارزیابی و تعیین خسارت مهندسی، روش مبتنی بر طیف ظرفیت^۳ است که عدم قطعیت‌های تقاضا و ظرفیت به روش خاصی در آن لحاظ می‌شود. این روش در مدارک HAZUS [۹] توسعه یافته که در مطالعه حاضر نیز مدل توسعه یافته‌ای از آن معرفی و استفاده شده است. این مدل برآورد خسارت، کاملاً کاربردی بوده و در مقایسه با سایر روش‌های تعیین منحنی‌های شکست مانند روش جامع‌تر مبتنی بر تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی فزاینده^۴ [۱۰]، نسبتاً ساده، سریع و کم‌هزینه می‌باشد و در نتیجه به راحتی می‌توان آن را در مطالعات تحلیل ریسک و مدیریت بحران زلزله در نواحی شهری به کار گرفت.

برای ارزیابی مدل توسعه منحنی‌های شکست معرفی شده، ابتدا ساختمان‌های فولادی موجود با اتصالات خورجینی در سطوح عملکردی مختلف در محدوده‌ای از سطح تهران (منطقه ۱۷ شهرداری تهران) انتخاب و گونه‌های ساختمانی با اتصالات خورجینی متعارف در آن شناسایی شده و هر یک از گونه‌ها بر



(الف) نمونه اجرا شده



(ب) جزئیات سه‌بعدی اتصال

شکل (۱): نمونه جزئیات اجرایی اتصالات خورجینی.

رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با اتصالات خورجینی، موضوع مطالعه پژوهشگران مختلفی بوده است. قدرتی امیری و همکاران [۵] شاخص‌های خسارت را برای سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش این نوع ساختمان‌ها پیشنهاد داده‌اند. مقدم [۶] به بررسی رفتار ساختمان‌های دارای اتصالات خورجینی در زلزله چنگوره-آوج (۱۳۸۱) پرداخته و روش‌های ممکن برای تقویت آن‌ها را پیشنهاد داده است. امیری و آقاکوچک [۷] به بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دارای انواع مختلف اتصال خورجینی (نوع اصلاح شده با عملکرد کاملاً صلب و نوع متداول) برای قاب‌های ۴، ۶ و ۸ طبقه با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی پرداخته است. نتایج مطالعه ایشان نشان می‌دهد که برای قاب‌های دارای اتصال خورجینی اصلاح شده با عملکرد کاملاً صلب، عملکرد «ایمنی جانی» با

لوگ نرمال در نظر گرفته شوند با استفاده از قضیه حد مرکزی می‌توان نشان داد که شکست (آسیب‌پذیری) و یا همان عملکرد حاصله نیز دارای توزیع لوگ نرمال خواهد بود [۹-۱۰]. برای تعریف چنین توزیعی تنها دو پارامتر میانگین و انحراف از معیار لگاریتمی مورد نیاز است. انتظار می‌رود استفاده از طیف ویژه ساختگاه و منحنی ظرفیت واقعی ساختمان، نتایج قابل قبولی را برای منحنی‌های شکست نشان دهد.

۲-۱-۱- طیف تقاضای غیر الاستیک

طیف طرح در نظر گرفته شده در روش طیف ظرفیت، طیف الاستیک با میرایی ۵ درصد می‌باشد. با توجه به اینکه سازه در هنگام تحریکات شدید لرزه‌ای وارد فاز غیر ارتجاعی می‌گردد، میرایی سازه در این حالت افزایش یافته و نیاز است تا از «طیف غیر الاستیک» در تخمین پاسخ واقعی سازه استفاده شود. برای به دست آوردن طیف در میرایی‌های بالاتر، می‌توان از روابط ارائه شده در نشریه ATC-40 [۱۱] استفاده کرد. در نشریه مذکور برای محاسبه طیف تقاضای غیر الاستیک، مقادیر طیف الاستیک با میرایی ۵ درصد به ترتیب در مناطق شتاب- ثابت و سرعت- ثابت طیف در ضرایب R_A و R_V تقسیم می‌شوند. این ضرایب به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

$$R_A = 2.12 / (3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})) \quad (1)$$

$$R_V = 1.65 / (2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})) \quad (2)$$

در روابط فوق β_{eff} ضریب میرایی مؤثر بوده و برای در نظر گرفتن اثرات میرایی حاصل از تشکیل مفاصل پلاستیک، از مجموع میرایی الاستیک ذاتی سازه (β_E) و میرایی اضافی ناشی از استهلاك انرژی سازه حین پاسخ غیر ارتجاعی به تحریکات زلزله (β_H) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\beta_{eff} = \beta_E + \beta_H \quad (3)$$

میرایی الاستیک ذاتی سازه (β_E) مقداری ثابت و معمولاً ۵ درصد بحرانی لحاظ می‌شود. میرایی هیسترتیک (β_H) بستگی به پاسخ پس از تسلیم سازه داشته و بر اساس سطح محصور شده

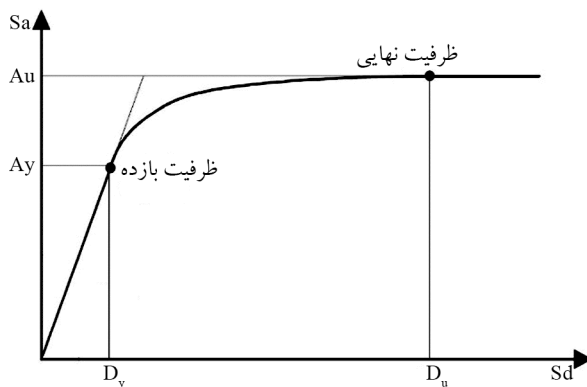
اساس سیستم لرزه‌ای جانبی و تعداد طبقات سازه‌ای دسته‌بندی شده‌اند. گونه‌های منتخب شامل ساختمان‌های فولادی خورجینی (با سیستم باربر جانبی مهاربند همگرا، میان‌قاب بنایی و ترکیب هر دو) و با تعداد طبقات ۳ و ۵ طبقه است. سپس منحنی‌های شکست برای هر گونه بر اساس مدل توسعه یافته‌ای از روش CSM محاسبه و آسیب‌پذیری آنها تحت اثر دو سطح زلزله شامل زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال ارزیابی می‌شود. با توجه به عدم وجود توابع خسارت برای ساختمان‌های موجود با اتصالات خورجینی در کشور، نتایج این مقاله می‌تواند در مطالعات جامع تحلیل ریسک، برآورد خسارت، طرح‌های مدیریت بحران و نیز طرح‌های بهسازی لرزه‌ای به کار گرفته شود.

۲-۲- توسعه مدل منحنی‌های شکست و ارزیابی آسیب‌پذیری به روش طیف ظرفیت

در این بخش به طور خلاصه روند کلی مدل برآورد خسارت و توسعه منحنی‌های آسیب‌پذیری (شکست) گونه‌های ساختمانی مورد مطالعه معرفی خواهند شد. همچنین مدل توسعه یافته شده در این مقاله به اختصار «روش طیف ظرفیت» نامیده می‌شود. نتایج به کارگیری این روش برای ساختمان‌های فولادی با اتصالات خورجینی در قسمت‌های بعدی مقاله آورده خواهند شد.

۲-۱-۲- مدل برآورد منحنی شکست به روش طیف ظرفیت (CSM)

در این روش، آسیب‌پذیری در نقطه عملکرد سازه که به نوعی «احتمال تجاوز از یک سطح خسارت» تعریف می‌شود- از قطع دادن منحنی‌های ظرفیت و طیف تقاضا به دست می‌آید. در یک تحلیل «تعیینی»، نقطه‌ی برخورد دو منحنی ظرفیت و تقاضا سطح عملکرد مورد انتظار ساختمان را به دست خواهد داد و عملکرد سازه یک نقطه «معین» خواهد بود؛ اما با توجه به وجود عدم قطعیت‌ها در ظرفیت سازه و نیز تقاضای وارد بر آن، محدوده‌ی گسترده‌ای از عملکرد احتمالی وجود خواهد داشت و یک نقطه‌ی عملکرد مشخص و پاسخ قطعی وجود نخواهد داشت. اگر ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای متغیرهایی تصادفی با توزیع احتمالاتی نرمال و یا



شکل (۲): یک نمونه منحنی ظرفیت سازه در دستگاه ADRS.

تغییر شکل غیر ارتجاعی بدون بروز ناپایداری را پس از ظرفیت نهایی و البته بدون تأمین هرگونه مقاومت اضافی دارد [۱۰]. در محاسبه منحنی ظرفیت سازه لازم است بار ثقلی لحاظ گردد. مطابق پیشنهاد نشریه FEMA P695 [۱۰] برای انجام تحلیل‌های غیرخطی، بارگذاری ثقلی به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$1.05DL + 0.25LL \quad (۵)$$

در این رابطه، DL بار مرده و LL بار زنده وارد بر سازه می‌باشد. از نقطه تسلیم تا نقطه نهایی، ناحیه انتقالی منحنی^۷ ظرفیت نامیده می‌شود که در خلال این ناحیه ساختمان از حالت کاملاً الاستیک به حالت کاملاً پلاستیک می‌رسد. قسمت انتقالی منحنی ظرفیت را می‌توان به عنوان یک تابع نمایی فرض کرد به نحوی که تابع ظرفیت هموار و پیوسته باشد [۹]. بدیهی است که بعد از نقطه ظرفیت نهایی، افزایش مقدار طیفی تغییر مکان سازه بدون هیچ گونه افزایشی در مقدار طیفی شتاب رخ خواهد داد.

با فرض یک تابع نمایی برای ناحیه انتقالی، منحنی ظرفیت از معادله زیر قابل محاسبه است:

$$S_a = a_3 \exp(a_4 S_d) + a_2 + a_1 S_d \quad (۶)$$

ضرایب a_1 تا a_4 بر اساس پیوستگی تابع و مشتق اول آن در نقاط نظیر ظرفیت‌های تسلیم و نهایی محاسبه می‌شوند.

۲-۱-۳- ارزیابی عملکرد سازه

به منظور محاسبه عملکرد سازه، با ترسیم هر دو منحنی ظرفیت و طیف تقاضا در یک دستگاه مختصات یک جابه‌جایی

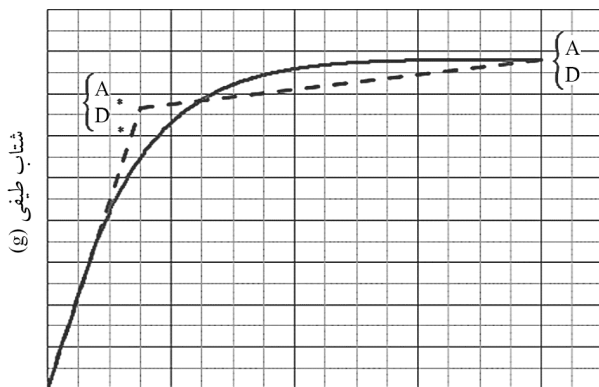
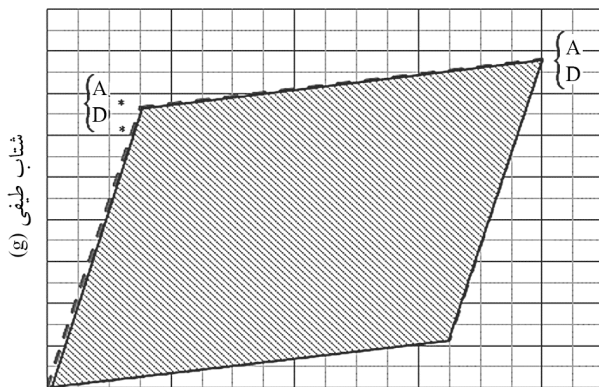
حلقه هیستریتیک محدود به تغییر مکان‌های حداکثر مثبت و حداکثر منفی و شتاب‌های حداکثر مثبت و حداکثر منفی طبق رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\beta_H = \kappa \frac{A_h}{2\pi DA} \quad (۴)$$

که در آن A_h سطح محصور شده حلقه هیستریتیک (که به صورت متقارن روی منحنی ظرفیت محدود به تغییر مکان‌های حداکثر مثبت و حداکثر منفی و شتاب‌های حداکثر مثبت و حداکثر منفی در نظر گرفته می‌شود؛ D تغییر مکان نقطه عملکرد سازه؛ A شتاب بیشینه در نقطه عملکرد سازه و κ ضریب زوال^۵ سازه حین رفتار هیستریتیک را نشان می‌دهد. ضریب زوال سازه با فرض وقوع زلزله با مدت زمان معمولی را می‌توان برای ساختمان‌های منطبق بر ضوابط آیین‌نامه‌ای در سه سطح انطباق عالی، انطباق متوسط و انطباق ضعیف و نیز برای ساختمان‌های فاقد هرگونه ضوابط آیین‌نامه‌ای (عدم انطباق) از مدارک HAZUS [۹] به دست آورد.

۲-۱-۲- منحنی ظرفیت سازه

منحنی ظرفیت^۶ ساختمان که بیانگر رفتار آن تحت اثر بارهای جانبی است را می‌توان از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آورد. این منحنی معمولاً در فرمت ADRS نشان داده می‌شود؛ فرمتی که در آن محور افقی جابه‌جایی طیفی و محور قائم شتاب طیفی است. شکل (۲) یک نمونه منحنی ظرفیت سازه را در فرمت مذکور نشان می‌دهد. دو نقطه که شکل کلی این منحنی‌ها را تعریف می‌کنند عبارتند از نقطه «ظرفیت تسلیم» و نقطه «ظرفیت نهایی». نقطه ظرفیت تسلیم بیانگر مقاومت جانبی واقعی ساختمان با در نظر گرفتن نامعینی‌ها در طراحی و حاشیه ایمنی آیین‌نامه‌ها و همچنین مقاومت واقعی مصالح حین بارگذاری چرخه‌ای و نقطه ظرفیت نهایی بیانگر بیشینه مقاومت ساختمان در شرایطی است که سیستم سازه‌ای به حالت پلاستیک کامل (مکانیسم) خود می‌رسد. در برآورد ظرفیت نهایی سازه لازم است آثار گسیختگی‌های برشی اجزای ترد در افت مقاومت سازه لحاظ شود. غالباً فرض می‌شود که ساختمان توانایی تحمل



تغییر مکان طیفی (اینچ)

شکل (۳): معادل سازی منحنی ظرفیت سازه با منحنی دو خطی.

$$m = \frac{A_y}{D_y} \quad (۸)$$

$$\text{Area} = \frac{1}{2} m D^2 + \frac{1}{2} (D - D_*) (m D_* + A) \quad (۹)$$

$$\beta_H = \kappa \frac{200}{\pi} \left(\frac{A_*}{A} - \frac{D_*}{D} \right) \quad (۱۰)$$

۵. با استفاده از میرایی مؤثر سازه (β_{eff}) مقادیر R_A و R_V در مناطق شتاب-ثابت و سرعت-ثابت طیف اعمال شده تا طیف کاهش یافته برای میرایی (β_{eff}) به دست آید.

۶. محل تلاقی طیف طرح کاهش یافته و منحنی ظرفیت به دست می‌آید.

۷. نقطه تلاقی به دست آمده با نقطه‌ای که در گام ۳ محاسبه شد، مقایسه می‌گردد. هرگاه اختلاف خطای این دو نقطه کم باشد (در مطالعه حاضر ۱ درصد در نظر گرفته شده است)، نقطه تلاقی محاسبه شده، تغییر مکان حداکثر متناظر با شتاب A می‌باشد. در غیر این صورت گام ۳ تا ۶ تا رسیدن به جواب

طیفی برای سازه فرض شده و بر اساس این جابه‌جایی طیفی میرایی مؤثر سازه محاسبه می‌شود. با توجه به میرایی مؤثر محاسبه شده، ضرایب کاهش طیفی و به دنبال آن طیف تقاضای کاهش یافته قابل محاسبه است. این منحنی در یک فرایند سعی و خطایی تا حصول همگرایی با منحنی ظرفیت سازه قطع داده می‌شود [۹]. جابه‌جایی طیفی همگرا شده در واقع همان «جابه‌جایی تقاضای سازه» است.

در نهایت با استفاده از نتایج به دست آمده از فرآیند تکراری بالا (به منظور به تعادل رسیدن میرایی هیسترتیک) برای نقطه عملکرد ساختمان، منحنی‌های شکست قابل ترسیم خواهند بود. نقطه عملکرد، بیانگر مقدار میانه شتاب طیفی^۸ در سیستم مختصات ADRS می‌باشد. در نهایت با استفاده از مقدار میانه شتاب طیفی، شتاب معادل PGA به دست آمده و با استفاده از انحراف استاندارد در نظر گرفته شده، منحنی شکست ساختمان از طریق توزیع لوگ نرمال به دست می‌آید.

با توجه به توضیحات ارائه شده، برای به دست آوردن مقدار میانه شتاب طیفی متناظر با سطوح خسارت مورد نظر، می‌توان از الگوریتم زیر استفاده کرد:

۱. ابتدا طیف تقاضا در یک ضریب مفروض (اولیه) A ضرب می‌شود. سپس با استفاده از رابطه $S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$ سیستم مختصات به مختصات ADRS تبدیل شده و طیف بر حسب تغییر مکان طیفی و شتاب طیفی رسم می‌شود.
۲. منحنی ظرفیت سازه با استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای هر گونه سازه‌ای ترسیم می‌گردد.
۳. نقطه‌ای بر روی منحنی ظرفیت سازه در نظر گرفته می‌شود که طیف طرح را قطع کرده باشد. با توجه به ورود سازه به محدوده غیر ارتجاعی در هنگام زلزله میرایی مؤثر سازه (β_{eff}) از رابطه (۳) به دست می‌آید.

۴. با در نظر گرفتن تقریب دو خطی (شکل ۳) برای منحنی تقاضا، میرایی هیسترتیک (β_H) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\text{Area} = \int_0^D A(D) dD \quad (۷)$$

طبقه‌ای^{۱۰} به‌عنوان کمیّت پاسخ کلی سازه استفاده می‌شود. بر این اساس، در طبقه‌بندی خسارت مطابق HAZUS چهار سطح خرابی کامل، شدید، متوسط و ضعیف تعریف شده است. ساختمان‌های مورد نظر در این مطالعه تقریباً با ساختمان‌های گروه S2 (سازه‌های فولادی مهاربندی‌شده) و S5 (سازه‌های فولادی شامل دیوارهای بنایی غیرمسلح) مطابق تعاریف HAZUS مطابقت دارند.

در مورد سطوح عملکرد دیوارهای بنایی غیرمسلح مطالعات وسیعی صورت گرفته است. در مطالعه‌ای که توسط کالوی و همکاران [۱۴] انجام گرفته است، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای متناظر با شرایط «آستانه فروریزش» ۱/۲ درصد و تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای متناظر با شرایط «بهره‌برداری» ۰/۴ درصد برای دیوارهای بنایی غیرمسلح پیشنهاد شده است. در دو مطالعه جداگانه دیگر که توسط براز سزار و همکاران [۱۵] و شنایدر و همکاران [۱۶] انجام شده است، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای متناظر با شرایط «آستانه فروریزش» به ترتیب ۰/۸ و ۱/۴ درصد پیشنهاد شده است. در مطالعه حاضر، از سه سطح خسارت تعریف شده در دستورالعمل FEMA-356 شامل قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP)، برای استخراج منحنی‌های شکست استفاده می‌شود. با توجه به اینکه در تغییر مکان‌های نسبی بین طبقه‌ای کوچک به دلیل سختی بالای میان‌قاب‌ها، عملاً دیوارهای بنایی عملکرد سازه را کنترل می‌کنند، در سطوح LS و IO برای ساختمان‌های خورجینی دارای سیستم جانبی ترکیبی متشکل از مهاربند فولادی و میان‌قاب بنایی، از مقادیر مربوط به ساختمان «فقط دارای میان‌قاب» استفاده خواهد شد.

قابل قبول تکرار خواهد شد.

۸. ضریب A در گام ۱ از $g \ 0.05$ تا $g \ 2.00$ با گام‌های افزایشی کوچک (مثلاً ۰/۰۵) در نظر گرفته می‌شود.

۹. مراحل ۳ تا ۶ برای مقادیر مختلف A تکرار شده و تغییر مکان حداکثر متناظر با شتاب A به دست می‌آید. هرگاه تغییر مکان‌های به‌دست آمده در مقابل شتاب‌های A فرض شده رسم شوند، منحنی عملکرد سازه به دست می‌آید.

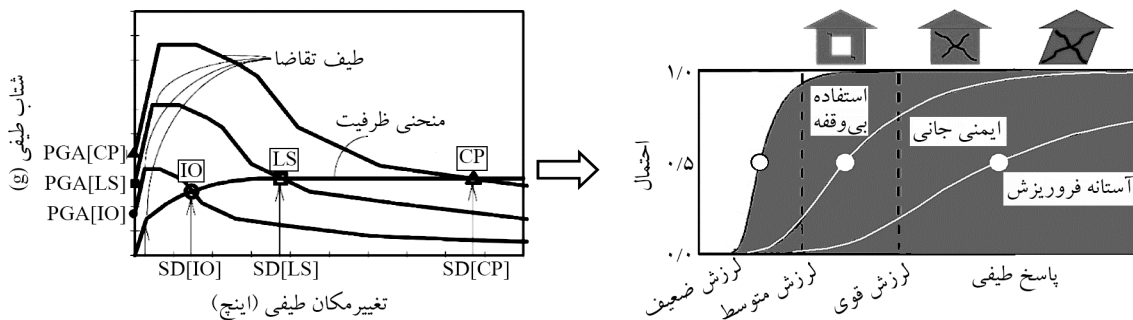
۱۰. با در نظر گرفتن مقادیر میانه تغییر مکان‌های طیفی ($\bar{S}_{d,ds}$) به‌دست آمده در گام ۹، مقادیر میانه شتاب معادل با بیشینه شتاب محتمل زلزله برای سطوح خسارت در نظر گرفته شده (PGA[Sd]) است.

۱۱. با استفاده از میانه شتاب به‌دست آمده از گام ۹ و یک انحراف معیار مشخص، منحنی‌های شکست که در واقع توابع چگالی تجمعی احتمال^۹ هستند برای ساختمان مورد نظر قابل محاسبه است.

شکل (۴) تلاقی منحنی‌های ظرفیت، طیف تقاضا و نیز منحنی‌های شکست را برای سه سطح عملکردی به‌صورت شماتیک نشان می‌دهد.

۲-۲- انتخاب حدود خسارت

برای تعیین منحنی‌های شکست نیاز است تا حدود خسارت ساختمان تعریف شوند. غالباً حدود خسارت بر مبنای کمیّت‌های پاسخ موضعی اعضا و یا کمیّت‌های پاسخ کل ساختمان تعریف می‌شوند. در بیشتر دستورالعمل‌های موجود نظیر HAZUS [۹]، FEMA-350 [۱۲] و FEMA-356 [۱۳] از تغییر مکان نسبی بین



شکل (۴): تعیین مقادیر میانه شتاب معادل.

سازه‌ها به صورت قاب‌های دو بعدی میسر شده است. سیستم باربر جانبی قاب‌های سازه‌ای در سه دسته تقسیم‌بندی شده‌اند:

(۱) مهاربندی ضربدری فولادی، (۲) فقط میان‌قاب بنایی غیر مسلح و (۳) ترکیب موارد (۱) و (۲).

عمده ساختمان‌های مورد مطالعه، دارای مقاطع اعضای نسبتاً مشابهی هستند که مشخصات آنها به تفکیک تیر، ستون و عضو مهاربندی برای هر دو گروه ۳ و ۵ طبقه در شکل‌های (۵) و (۶) و جدول (۲) آورده شده است. بارگذاری و وزن این سازه‌ها بر اساس جزئیات بارگذاری متداول در ایران بر اساس بار مرده ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده طبقات و برف ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع به ترتیب می‌باشند. دهانه بارگیر هر قاب در جهت عمود بر صفحه ۵ متر است. قاب‌ها ۳ دهانه با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و طول دهانه برابر ۵ متر هستند. در مدل مهاربندی، مهاربند در دهانه وسط قاب جایگذاری شده است. در مدل میان‌قاب، دیوارهای بنایی غیر مسلح آجری ۲۲ سانتی‌متری در تمام دهانه‌ها جایگذاری شده است. در مدل ترکیبی مهاربند و میان‌قاب، مهاربندها در دهانه وسط و میان‌قاب‌ها در دهانه اول و دوم جایگذاری شده‌اند. نوع مصالح فولاد، نرمه ساختمانی (ST37) با تنش جاری شدن ۲۴۰ مگاپاسکال است.

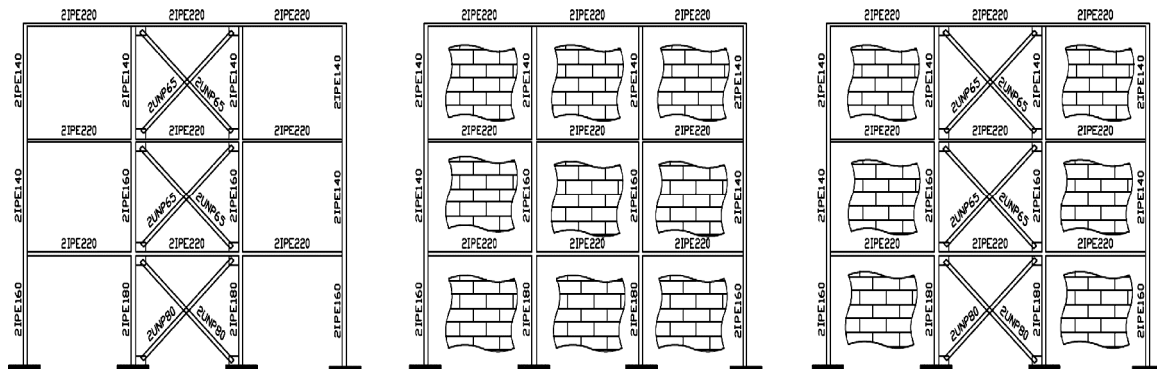
در مقابل، با توجه به اینکه در تغییر مکان‌های نسبی بین طبقه‌ای بزرگ به دلیل تخریب میان‌قاب‌های غیرمسلح، عملکرد سازه عملاً با رفتار مهاربندی شده کنترل می‌شود، برای ساختمان‌های خورجینی دارای سیستم جانبی ترکیبی مشکل از مهاربند فولادی و میان‌قاب بنایی در این حالت از مقادیر مربوط به ساختمان «فقط دارای مهاربند» در سطح عملکرد CP استفاده می‌شود. جدول (۱) مقادیر آستانه حالات خسارت با سطوح IO، LS و CP را مطابق مرجع دستورالعمل FEMA-356 که در این تحقیق از آنها برای استخراج منحنی‌های شکست مرتبط استفاده خواهد شد، نشان می‌دهد.

۳- دسته‌بندی و تشریح پیکربندی ساختمان‌های مورد مطالعه

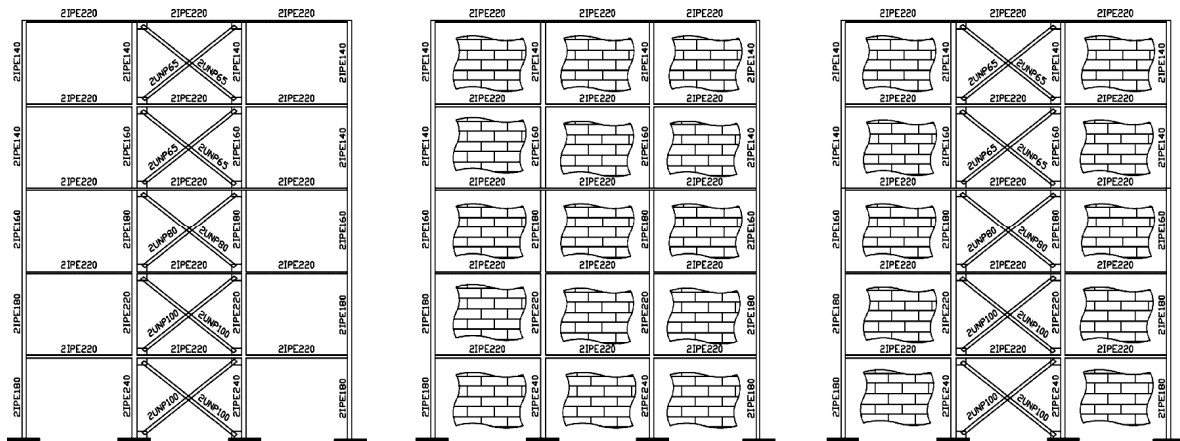
ساختمان‌هایی که در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفته‌اند، بر اساس مشاهدات میدانی و برخی مدارک جمع‌آوری شده از طریق مهندسین مشاور در محدوده شهرداری منطقه ۱۷ شهر تهران انتخاب شده‌اند. این ساختمان‌ها عموماً ساختمان‌هایی با پلان منظم مطابق ضوابط آیین‌نامه زلزله ایران - استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] هستند که در دو دسته ساختمان‌های ۳ و ۵ طبقه طبقه‌بندی شده‌اند. به علت منظم بودن ساختمان‌ها، امکان در نظر گرفتن

جدول (۱): مقادیر آستانه حالات خسارت مرتبط با سطوح خسارت IO، LS و CP [۱۳].

نوع ساختمان	مقادیر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای متناظر سطوح مختلف خسارت		
	قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)	ایمنی جانی (LS)	آستانه فروریزش (CP)
قاب با مهاربندی تنها	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲
قاب با میان‌قاب تنها	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۱
قاب با ترکیب مهاربند و میان‌قاب	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۲



شکل (۵): پیکربندی مدل‌های ۳ طبقه فولادی با اتصالات خورجینی.



شکل (۶): بیکربندی مدل های ۵ طبقه فولادی با اتصالات خورجینی.

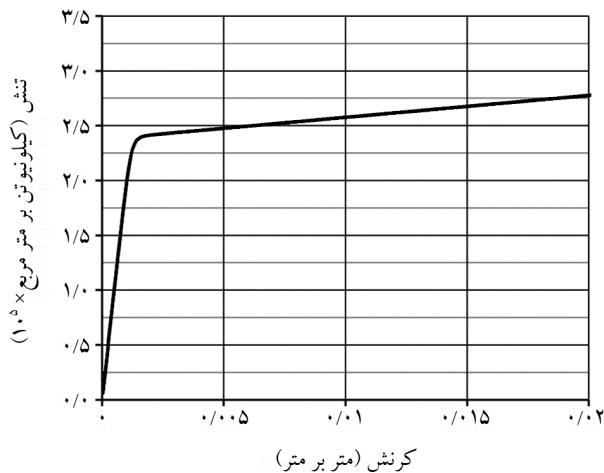
جدول (۲): مشخصات اعضای قاب های ۳ و ۵ طبقه با اتصالات خورجینی.

تعداد طبقات	طبقه	تیرها	ستون های داخلی	ستون های خارجی	مقطع مهاربندها	ضخامت میان قاب (میلی متر)
۳	۱	IPE220	2IPE180	2IPE160	2UNP80	۲۰۰
	۲	IPE220	2IPE160	2IPE140	2UNP65	۲۰۰
	۳	IPE220	2IPE140	2IPE140	2UNP65	۲۰۰
۵	۱	IPE220	2IPE240	2IPE180	2UNP100	۲۰۰
	۲	IPE220	2IPE220	2IPE180	2UNP100	۲۰۰
	۳	IPE220	2IPE180	2IPE160	2UNP80	۲۰۰
	۴	IPE220	2IPE160	2IPE140	2UNP65	۲۰۰
	۵	IPE220	2IPE140	2IPE140	2UNP65	۲۰۰

۴- مشخصات ساختگاه و حرکت زمین

گونه های سازه ای در نظر گرفته شده در محدوده شهرداری منطقه ۱۷ تهران واقع شده که ساختمان های این منطقه بر روی زمین نوع II و III مطابق گروه استاندارد ۲۸۰۰ زلزله (تقریباً معادل خاک های به ترتیب نوع C و D مطابق دستورالعمل NEHRP [۱۸]) و نیز دور از گسل های جنوب ری و گسل شمال تهران واقع شده اند [۸]. در این مطالعه برای تخمین حرکت زمین از نتایج تحلیل خطر احتمالاتی (PSHA) انجام گرفته توسط قلی پور و همکاران [۸] برای شهر تهران استفاده شده است. در مطالعه ایشان، برای سه ساختگاه فرضی در سطح شهر، طیف خطر یکنواخت در دو سطح خطر زلزله متناظر با دوره بازگشت های ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال به دست آمده است. با انطباق دادن ساختگاه های مطالعه ایشان با نواحی مورد نظر در تحقیق حاضر، داده های مربوط به سایت شماره ۳ در مختصات

جغرافیایی (۳۵/۶۷N، ۵۱/۴۲E) به عنوان نزدیک ترین ساختگاه به محدوده منطقه ۱۷ شهرداری تهران انتخاب و مورد استفاده قرار گرفت. برای این ساختگاه، بیشینه شتاب زمین برای خطر زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال (بیشینه زلزله محتمل) برابر $g = 0.775$ PGAMCE و برای زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال $g = 0.37$ PGADBE برآورد گردیده است. در محاسبات مطالعه فوق الذکر، وزن های یکسانی برای سه رابطه تخمین پارامترهای زمین از نوع NGA و چهار رابطه تخمین پارامترهای زمین از نوع GMPE) در نظر گرفته شده است [۸]. شکل (۷) طیف های خطر یکنواخت را برای دو دوره بازگشت ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال، به همراه طیف ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ (برای مناطق بالرزخیزی خیلی زیاد و بر روی زمین نوع III) نشان می دهد. همان طور که دیده می شود، طیف طراحی پیشنهادی ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ برای شرایط مفروض،

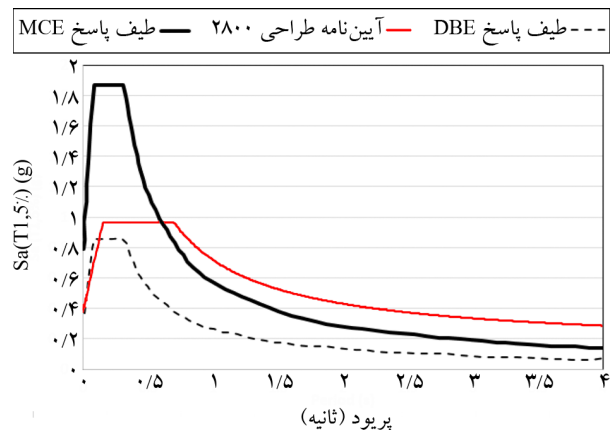


شکل (۸): رفتار تنش-کرنش فولاد مطابق مدل Giuffre-Menegotto-Pinto [۲۰].

۵-۲- مدل سازی اعضای قاب

در این تحقیق از المان غیرخطی NonlinearBeamColumn در نرم‌افزار OpenSees برای مدل‌سازی اعضای تیر، ستون و مهاربند استفاده شده است که پلاستیسیته را در کل طول عضو در نظر می‌گیرد. برای تعریف مفاصل خمشی در محل اتصال بادبند به گره تیر-ستون از یک فنر غیرخطی با طول صفر^{۱۱} استفاده شده است. لازم به ذکر است که المان‌های موجود در نرم‌افزار OpenSees قادر به مدل کردن پدیده کماتش در بادبندها نبوده و در واقع تنها نوع خرابی از نوع مقاومتی در مقطع مهاربند می‌باشد. یک روش نسبتاً مناسب برای مدل‌سازی آثار کماتش تعریف یک گره اضافی در وسط عضو قطری مهاربندی و سپس جابه‌جا کردن گره به مقدار مناسب (در این مطالعه ۰/۰۰۱ طول المان قطری) است. چنانچه همراه با تغییر فوق در مدل‌سازی از تبدیل هندسی مختصات همراه با تغییر فوق در مدل‌سازی که مربوط به تغییر شکل‌های بزرگ است استفاده شود، آثار کماتش اعضا در رفتار غیرخطی به‌طور مناسبی لحاظ خواهد شد. به‌علاوه آثار پدیده «خستگی چرخه کم» در مهاربندها با استفاده از مدل Fatigue Material در نرم‌افزار لحاظ شده است. برای مدل‌سازی آثار وزن (اثرات P-delta)، وزن ثقلی ناشی از سایر قاب‌های موجود در مدل سه‌بعدی، به‌صورت وزن‌های متمرکز بر روی ستون‌های ثقلی^{۱۲} در مدل دو بعدی لحاظ شده است.

در مقایسه با طیف خطر یکنواخت در سطح زلزله طرح برای زمان‌های تناوب کوتاه مقادیر طیفی اندکی پایین‌تر ارائه می‌کند. در مقابل، در محدوده زمان‌های تناوب متوسط و بلند، شتاب‌های طیفی در طیف با خطر یکنواخت در سطح زلزله طرح (DBE با دوره بازگشت ۴۷۵ سال) کمتر از مقادیر آیین‌نامه ۲۸۰۰ است.



شکل (۷): طیف خطر یکنواخت در دو سطح زلزله طرح (احتمال فراگذشت ۱۰ درصد در ۵۰ سال) (DBE) و بیشینه زلزله محتمل (احتمال فراگذشت ۲ درصد در ۵۰ سال) (MCE) برای یک ساختمان فرضی در محدوده مورد مطالعه بر اساس قلی‌پور و همکاران [۸] و مقایسه آن با طیف طرح ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران (منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و زمین نوع III).

۵- مدل سازی غیرخطی

برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌ها، روش‌های مختلفی وجود دارد. در این مطالعه از روش ماکرو (MacroElement) [۱۹] استفاده شده است که علاوه بر افزایش سرعت تحلیل از دقت قابل قبولی در سازه‌های فولادی قابی برخوردار است. مدل‌سازی و تحلیل‌ها در نرم‌افزار OpenSees [۱۹] انجام گرفته است.

۵-۱- مدل مصالح فولاد

برای مصالح فولاد از مدل Giuffre-Menegotto-Pinto همراه با سخت‌شوندگی همسانگرد [۲۰] استفاده شده است. در شکل (۸) منحنی تنش-کرنش مصالح فولاد با مدل مذکور دیده می‌شود.

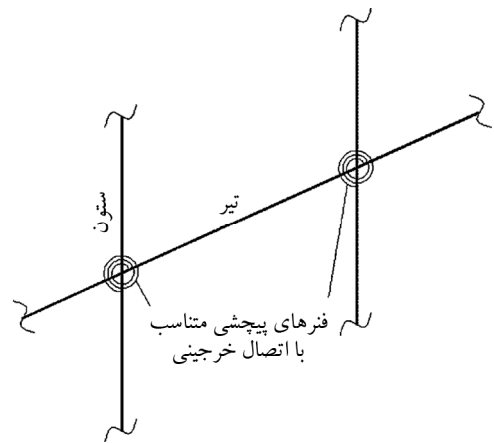
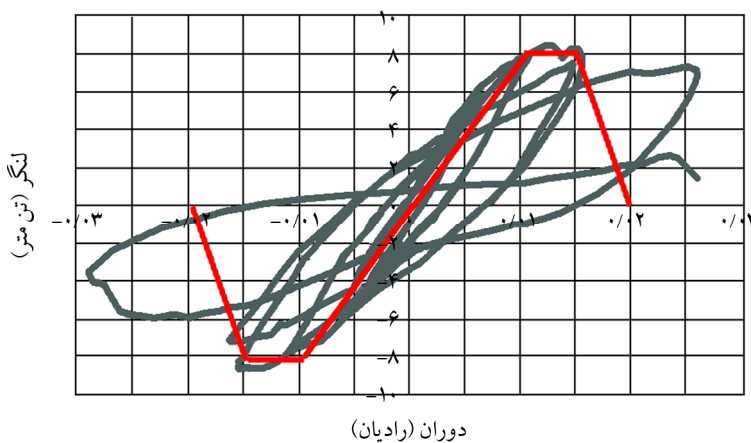
۵-۳- مدل سازی اتصال خورجینی

با توجه به اینکه در این نوع اتصالات تیرها به صورت یکسره از کنار ستون‌ها عبور می‌کنند، در مدل سازی قاب‌ها تیرها به صورت یکسره در نظر گرفته می‌شوند تا بتوان اثرات لنگرهای ستون‌های انتهایی و ستون‌های میانی را به طور مناسبی لحاظ نمود. همان گونه که قبلاً نیز اشاره شد، اتصالات خورجینی در دسته اتصالات نیمه صلب قرار می‌گیرند. برای منظور کردن چرخش مستقل تیر و ستون در اتصالات خورجینی می‌توان در مدل سازی از دو فنر پیچشی با رفتار مناسب چرخشی استفاده کرد. مقادیر سختی، مقاومت و رابطه لنگر- دوران فنرهای پیچشی را می‌توان از آزمایش‌ها و روابط ارائه شده در مراجع مختلف تعیین کرد [۲۱]. در گونه‌های انتخاب شده، تیرها دارای مقطع 2IPE220، نبشی فوقانی اتصال از نوع $L100 \times 100 \times 10$ و نبشی تحتانی تیر $L120 \times 120 \times 12$ به طول ۲۰۰ میلی‌متر است. این مشخصات با مشخصات نمونه شماره ۶ اتصال خورجینی در مطالعه آزمایشگاهی امیری و آفاکوچک [۲۱] (شکل ۹) تطابق دارد؛

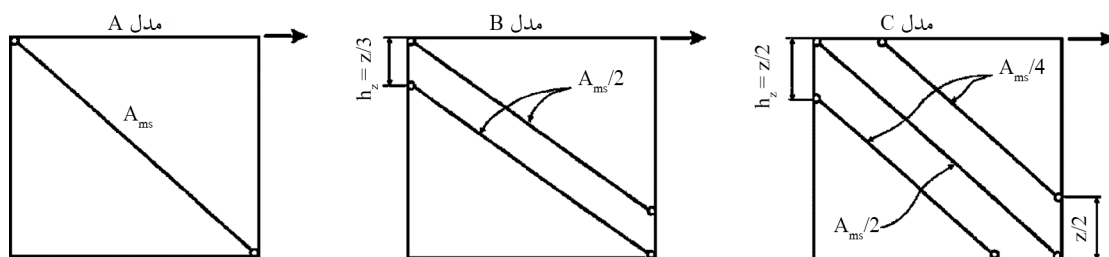
بنابراین از پارامترهای لنگر- دوران مطالعه مذکور همراه با مدل چرخه‌ای اصلاح شده Ibarra-Medina-Krawinkler [۲۲] که قابلیت در نظر گرفتن زوال مقاومت و سختی را دارد در نرم افزار استفاده شده است.

۵-۴- مدل سازی میان قاب

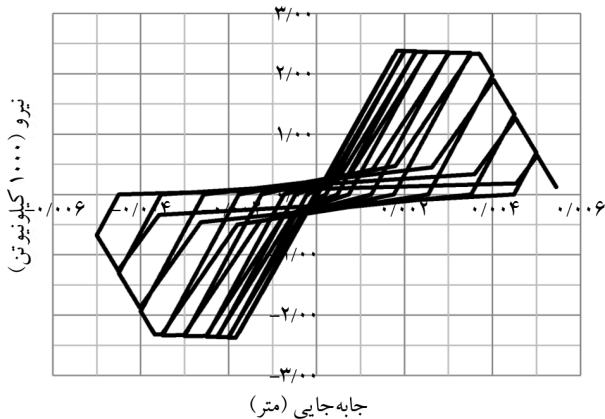
مدل سازی رفتار چرخه‌ای میان قاب در این تحقیق بر اساس معادل سازی رفتار میان قاب با استفاده از روش دستک‌های فشاری مطابق مطالعه کریسافولی و همکاران [۲۳] انجام شده است. در این روش میان قاب با یک، دو و یا سه دستک فشاری قابل معادل سازی است. در شکل (۱۰) روش‌های مختلف مدل سازی نشان داده شده است. در این مطالعه، از دو دستک فشاری برای مدل سازی میان قاب بنایی استفاده شده است. رفتار دوره‌ای دستک‌ها با مدل چرخه‌ای اصلاح شده Ibarra-Medina-Krawinkler [۲۲] در نرم افزار OpenSees مدل شده است.



شکل (۹): مدل رفتاری (لنگر- دوران) فنر پیچشی در محل اتصال خورجینی بر اساس نتایج نمونه شماره ۶ در مطالعه آزمایشگاهی امیری و آفاکوچک [۲۱].



شکل (۱۰): نحوه مدل سازی میان قاب [۲۳].



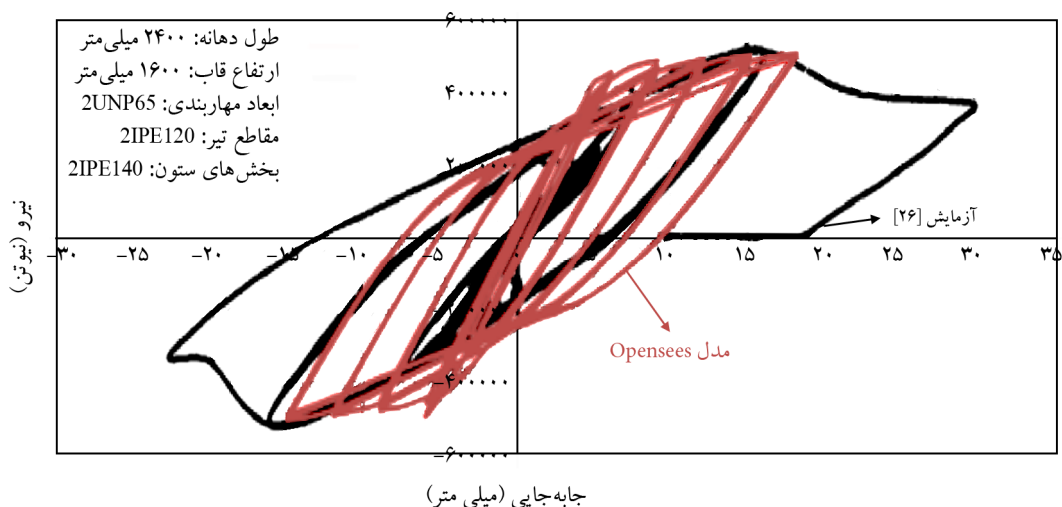
شکل (۱۱): رفتار دوره‌ای مصالح دستک فشاری میان‌قاب این مطالعه.

۵-۵- صحت‌سنجی مدل‌سازی در OpenSees

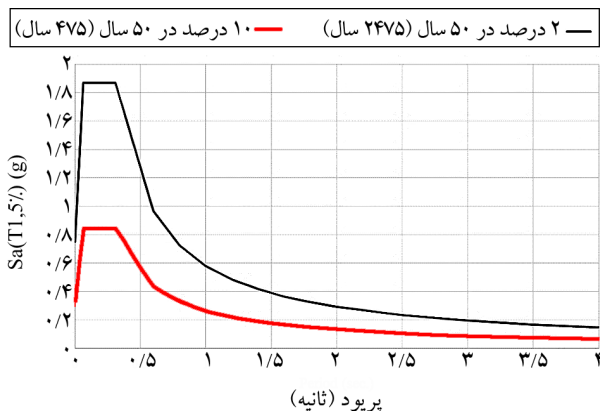
در این مقاله به منظور صحت‌سنجی و حصول اطمینان از مدل‌های ساخته شده در نرم‌افزار OpenSees، از تطبیق نتایج مدل نرم‌افزاری با نتایج مدل آزمایشگاهی استفاده شده در مطالعه توسط آقا کوچک و وشکینی [۲۶] استفاده شده است. آزمایش مذکور بر روی چهار قاب فولادی دو بعدی مهاربندی شده با اتصالات خورجینی متداول ۱/۵ طبقه و ۳ دهانه انجام گرفته است. در تحقیق حاضر از نتایج مربوط به قاب تحت آزمایش شماره ۲ در مرجع فوق‌الذکر استفاده شده است. در شکل (۱۲) منحنی نیرو- تغییر مکان چرخه‌ای آزمایشگاهی و نظری به دست آمده از مدل تحلیلی مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، انطباق دو منحنی قابل قبول است.

مدول الاستیسیته مصالح میان‌قاب در مراجع مختلف بین ۴۰۰ تا ۷۰۰ برابر تنش فشاری مصالح میان‌قاب در نظر گرفته می‌شود [۲۴]. مطابق نشریه FEMA-356 [۱۳] و نیز دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیر مسلح موجود [۲۵]، مدول الاستیسیته ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری مصالح بنایی پیشنهاد شده که در این مطالعه نیز از این مقدار استفاده گردیده است. بر اساس توصیه بند ۱-۲-۲ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیر مسلح موجود [۲۵]، حداکثر مقدار «کرانه متوسط مقاومت فشاری مصالح بنایی» با کیفیت ضعیف را می‌توان برابر ۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفت؛ بنابراین بر اساس جدول ۲-۷ دستورالعمل فوق‌الذکر، مقاومت فشاری مورد انتظار و نیز مدول الاستیسیته مصالح بنایی به ترتیب برابر با $f_{me} = 1.2(20) = 24 \text{ MPa}$ و $E_{me} = 550(24) = 13200 \text{ MPa}$ تعیین می‌گردد.

مقادیر پیش‌فرض کرانه پایین مقاومت کششی برای «مصالح ضعیف» نیز در دستورالعمل مذکور برابر ۰/۰۷ مگاپاسکال پیشنهاد شده است. همچنین بر اساس آزمایش‌های انجام شده و تحقیقات گذشته [۲۴]، کرنش مصالح بنایی در مقاومت حداکثر آن برابر $\epsilon'_m = 0.002$ و کرنش نهایی مصالح بنایی برابر $\epsilon'_u = 0.004$ در نظر گرفته شده است. در شکل (۱۱) رفتار دوره‌ای مصالح بنایی مدل‌سازی شده با نرم‌افزار OpenSees نشان داده شده است.



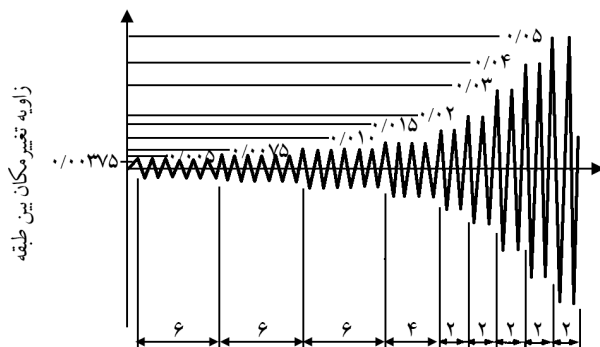
شکل (۱۲): مقایسه رفتار چرخه‌ای قاب فولادی خورجینی آزمایشگاهی مرجع [۲۶] با نتایج به دست آمده از نتایج مدل تحلیلی نرم‌افزار OpenSees.



شکل (۱۳): شکل کلی طیف شتاب با دوره‌های بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال مطابق دستورالعمل NEHRP [۱۸].

۶-۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی - تعیین منحنی ظرفیت

در این بخش تحلیل استاتیکی غیرخطی چرخه‌ای و بار افزون مدل‌ها و منحنی‌های ظرفیت متناظر مورد توجه قرار می‌گیرند. تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی به دو صورت چرخه‌ای تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای با دامنه افزایشنده نشان داده شده در شکل (۱۴) و نیز به صورت بار افزون با الگوی توزیع بار جانبی به صورت بار مثلی معکوس انجام شده‌اند. پروتکل بارگذاری نشان داده شده در شکل (۱۴) به صورت تغییر مکان نسبی طبقه‌ای^{۱۳} تعریف شده و با شش چرخه تغییر مکان نسبی ۰/۳۷۵ درصد، ۰/۵ درصد و ۰/۷۵ درصد به‌طور متوالی آغاز می‌شود. در ادامه چهار چرخه با تغییر مکان نسبی ۱ درصد و دو چرخه دیگر با تغییر مکان نسبی ۱/۵ درصد اعمال می‌شود. در نهایت چرخه‌های بارگذاری دوتایی با تغییر مکان‌های نسبی افزایشنده (یعنی ۲، ۳، ۴ درصد و ...) تا خرابی کامل نمونه اعمال می‌شود.



شکل (۱۴): الگوی بارگذاری افزایشنده چرخه‌ای برای تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی چرخه‌ای بر اساس پروتکل بارگذاری استاندارد SAC 97 [۲۲].

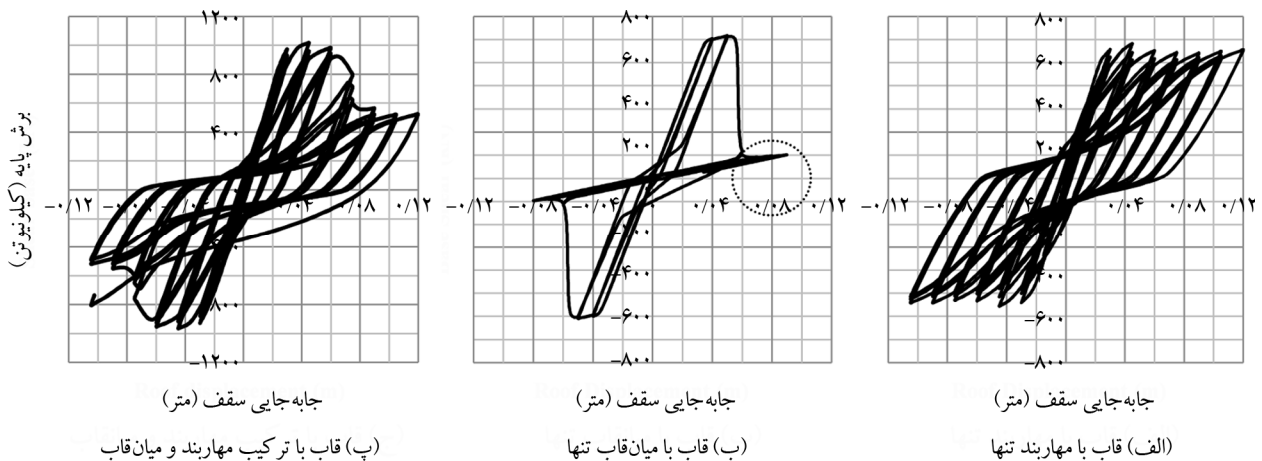
این بخش به نتایج تحلیل‌های لازم جهت ارزیابی خسارت به روش طیف ظرفیت اختصاص دارد. این تحلیل‌ها شامل تحلیل خطر ویژه ساختگاه به‌منظور تعیین طیف تقاضا، تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌ها و تعیین منحنی ظرفیت، تعیین نقطه عملکرد و در نهایت تعیین تغییر مکان طیفی متناظر با سطوح مختلف خسارت است. در ادامه این مراحل به تفکیک آورده شده است.

۶-۱- تعیین طیف تقاضا برای ساختگاه مورد مطالعه

طیف تقاضای در نظر گرفته شده برای ارزیابی خسارت به روش CSM، طیف شتاب دستورالعمل NEHRP [۱۸] می‌باشد. به‌بیان‌دیگر در مدارک HAZUS (۲۰۰۳) [۹] مبنای ارزیابی خسارت، طیف دستورالعمل فوق‌الذکر است که در این مطالعه نیز جهت سازگاری در اجرای فرآیند ارزیابی از این طیف استفاده شده است. دستورالعمل NEHRP شکل طیف شتاب را با توجه به مقادیر شتاب حداکثر زمین (PGA)، شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۳ ثانیه (Sa@0.30 sec.) و شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه (Sa@1.00 sec.) محاسبه می‌کند. در شکل (۱۳)، طیف شتاب دستورالعمل مذکور در هر دو سطح زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال مطابق مقادیر شتاب به دست آمده برای ساختگاه مورد نظر از تحلیل ویژه ساختگاه (بر اساس مطالعه قلی‌پور و همکاران [۸]) نشان داده شده است. جدول (۳) مقادیر مذکور را برای هر دو سطح زلزله مذکور نشان می‌دهد. طیف تقاضای نهایی برای ساختگاه مورد نظر که در روند ارزیابی خسارت استفاده می‌شود، قبلاً در شکل (۷) نشان داده شده است.

جدول (۳): مقادیر شتاب حداکثر زمین و شتاب‌های طیفی بر اساس تحلیل خطر احتمالاتی ساختگاه مورد نظر بر اساس مطالعه قلی‌پور و همکاران [۸].

سطح زلزله	شتاب حداکثر زمین (PGA)	شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۳ ثانیه (Sa@0.30 sec.)	شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه (Sa@1.00 sec.)
۱۰ درصد در ۵۰ سال	۰/۴۳ g	۰/۸۴ g	۰/۲۶ g
۲ درصد در ۵۰ سال	۰/۸۵ g	۱/۸۷ g	۰/۵۸ g

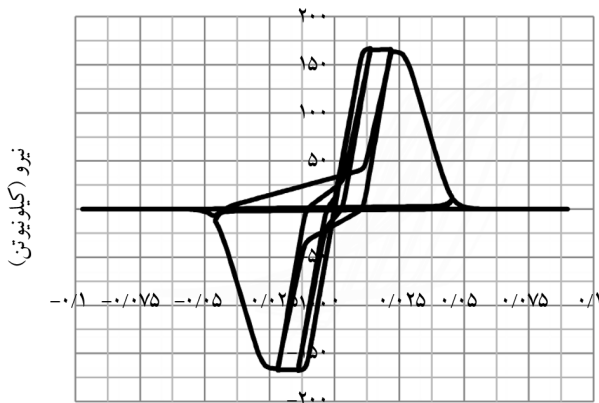


شکل (۱۵): رفتار چرخه‌ای مدل‌های سه طبقه.

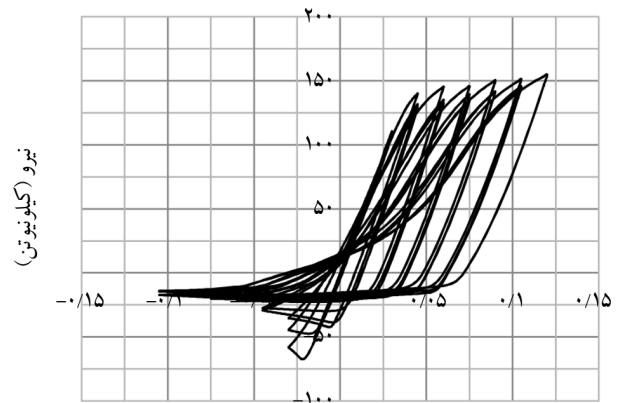
مشاهده می‌شود که متناظر با کاهش جدی در سختی بارگذاری مجدد سیستم از این نقطه به بعد نیز هست. لازم به توضیح است در قاب فولادی با میان‌قاب تنها، میان‌قاب‌ها به صورت قیدهای فشاری عمل کرده و عملاً اجازه تأثیر سختی قاب ناشی از اتصال نیمه صلب خورجینی را نمی‌دهند. در قاب‌های مهاربندی شده به همراه میان‌قاب با توجه به عملکرد غالب به صورت «خرپایی» میزان تأثیر میان‌قاب عملاً به شدت کاهش یافته و تأثیر عملکرد اتصال نیمه‌صلب قابل توجه‌تر است. بنابراین در این حالت، میان‌قاب به‌عنوان یک «مهاربند کمکی» تا قبل از مرحله تخریب میان‌قاب باعث افزایش مقاومت قاب می‌گردد. در حالت کلی استهلاک انرژی در سیستم ترکیبی بیشتر از دو سیستم شامل میان‌قاب تنها و مهاربندی تنها بوده و به تبع آن سطح عملکردی بهتری در تحلیل‌ها برای این سیستم مشاهده می‌شود. برای نمونه، در شکل (۱۶) رفتار چرخه‌ای مهاربند در طبقه اول مدل‌های سه طبقه با مهاربند تنها و در شکل (۱۷) رفتار چرخه‌ای میان‌قاب بنایی در طبقه اول مدل سه طبقه با میان‌قاب تنها نشان داده شده‌اند. شکل کلی منحنی‌های چرخه‌ای حاکی از رفتار صحیح مدل‌هاست.

در شکل‌های (۱۸) و (۱۹) به ترتیب نتایج تحلیل بار افزون مدل‌های ۳ و ۵ طبقه آورده شده است. یادآوری می‌شود که به منظور استفاده از روش طیف ظرفیت، منحنی‌های ظرفیت (بار افزون) به دست آمده به مختصات ADRS انتقال داده شوند که در بخش بعد آورده شده‌اند.

در شکل (۱۵) نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی چرخه‌ای قاب فولادی ۳ طبقه با مهاربند تنها، میان‌قاب تنها و نیز ترکیب میان‌قاب و مهاربند به صورت جابه‌جایی بام در برابر برش پایه نشان داده شده است. بررسی منحنی چرخه‌ای ساختمان با سیستم برابر جانبی مهاربند تنها نشان می‌دهد که مهاربندها به شکل مناسبی در استهلاک انرژی ورودی نقش دارند. در مقایسه، ملاحظه می‌شود در ساختمان با سیستم برابر جانبی میان‌قاب تنها، پس از گذشت چند سیکل از بارگذاری چرخه‌ای، به علت تخریب و افت شدید مقاومت و سختی میان‌قاب‌ها، کل رفتار سازه با زوال شدید مقاومت و سختی روبرو بوده و ظرفیت پسماند به مقدار بسیار کم (که در شکل با دایره خط‌چین نشان داده شده است) می‌رسد. بررسی نتایج تحلیل نشان می‌دهد که افت مقاومت و سختی میان‌قاب در طبقه اول بیش از سایر طبقات بوده است. منحنی چرخه‌ای ساختمان شامل میان‌قاب تنها بسیار لاغرتر از ساختمان شامل مهاربند تنها می‌باشد که نشان‌دهنده سطح پایین استهلاک انرژی در این نوع سازه‌هاست. در مقابل، در ساختمان با سیستم جانبی متشکل از مهاربند و میان‌قاب تراز مقاومت نهایی به نسبت حالات غیر ترکیبی بیشتر بوده و عملاً سازه از مقاومت بیشتری برخوردار است. با این وصف، طی روند غیرخطی شدن سازه، به علت افت ناگهانی مقاومت و سختی میان‌قاب‌ها و تخریب آنها، تغییر رفتار عمده‌ای نیز در پاسخ کلی سازه به صورت افت جدی مقاومت و سختی (در مقدار جابه‌جایی جانبی تقریباً ۷ سانتی‌متر)



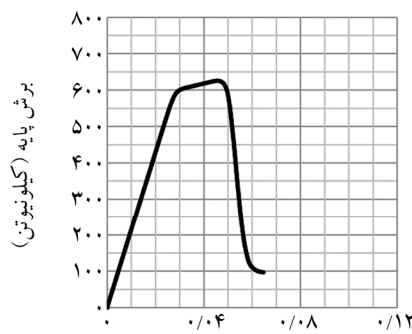
جابه‌جایی (متر)



جابه‌جایی (متر)

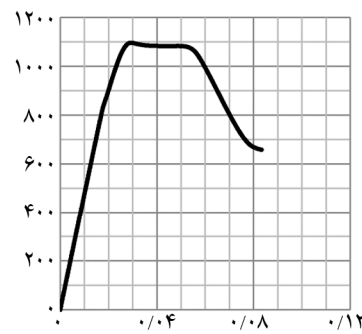
شکل (۱۷): رفتار چرخه‌ای یکی از میان‌قاب‌های بنایی در طبقه اول سازه ۳ طبقه شامل میان‌قاب تنها.

شکل (۱۶): رفتار چرخه‌ای مهاربند در مدل سه‌طبقه با مهاربند تنها.



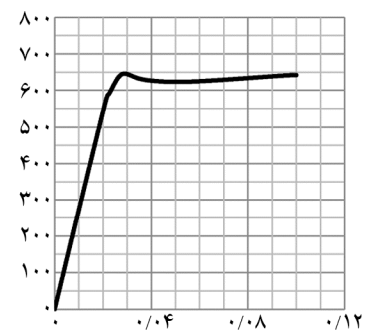
جابه‌جایی سقف (متر)

(پ) قاب با ترکیب مهاربند و میان‌قاب



جابه‌جایی سقف (متر)

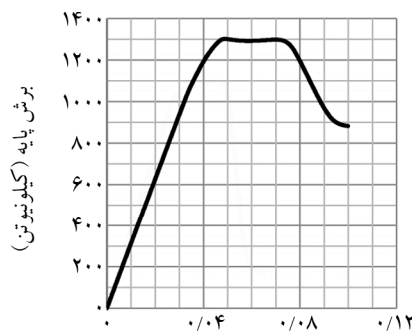
(ب) قاب با میان‌قاب تنها



جابه‌جایی سقف (متر)

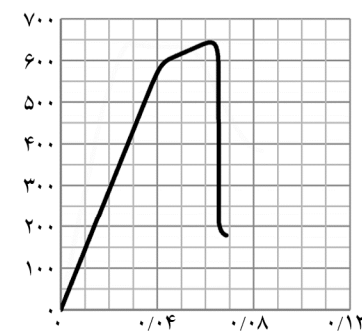
(الف) قاب با مهاربند تنها

شکل (۱۸): منحنی‌های بار افزون (ظرفیت) مدل ۳ طبقه.



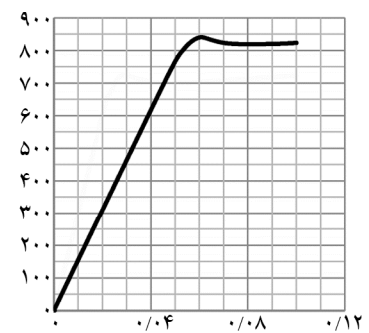
جابه‌جایی سقف (متر)

(پ) قاب با ترکیب مهاربند و میان‌قاب



جابه‌جایی سقف (متر)

(ب) قاب با میان‌قاب تنها



جابه‌جایی سقف (متر)

(الف) قاب با مهاربند تنها

شکل (۱۹): منحنی‌های بار افزون (ظرفیت) مدل ۵ طبقه.

دارند که نشان‌دهنده‌ی توزیع نسبتاً یکنواخت تقاضای تغییر شکلی طبقات دارد. با این وصف، با پیشروی در پروتکل بارگذاری چرخه‌ای، با تخریب میان‌قاب طبقه اول (ناشی از افت شدید مقاومت و سختی آنها)، تقاضای تغییر شکلی در طبقه اول به شدت

همچنین بررسی تغییر مکان نسبی جانبی بین طبقه‌ای در تحلیل غیرخطی استاتیکی با پروتکل بارگذاری چرخه‌ای مدل‌های شامل میان‌قاب تنها نشان می‌دهد مادامی که میان‌قاب‌ها رفتار خطی دارند، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای هر سه طبقه عملاً مقادیر نزدیک به هم

انحراف استاندارد مشخص محاسبه می‌شود. به بیان دیگر، در روش HAZUS، مقادیر میانه منحنی‌های شکنندگی مبتنی بر PGA معادل، بر اساس مقدار میانه جابه‌جایی طیفی در سطح خسارت مدنظر و برای یک تابع طیف تقاضای مفروض محاسبه می‌شود که به این ترتیب پاسخ طیفی به شتاب معادل حداکثر زمین ارتباط داده می‌شود [۹].

مطابق مدارک HAZUS، تغییر مکان طیفی متناظر با سطوح خسارت مختلف نیز از طریق رابطه (۱۱) به دست می‌آید:

$$\bar{S}_{d, ds} = \delta_{ds} \alpha h \quad (11)$$

که در این رابطه $\bar{S}_{d, ds}$ مقدار میانه تغییر مکان طیفی متناظر با سطوح خسارت مختلف، δ_{ds} جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای متناظر با سطوح خسارت مختلف، h ارتفاع ساختمان و α ضریب مشارکت مود اول می‌باشد. ارتفاع مدل ۳ طبقه ۹/۶ متر و ارتفاع مدل ۵ طبقه ۱۶ متر است. همچنین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای متناظر با سطوح خسارت مختلف قبلاً در جدول (۱) معرفی شده‌اند. در جدول (۴) نتایج محاسبات مقادیر میانه تغییر مکان طیفی متناظر با سطوح خسارت مختلف بر اساس رابطه (۱۱) برای سطوح خسارت قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) برای کلیه مدل‌ها آورده شده است.

۷- منحنی‌های شکست

منحنی شکست یک سازه در واقع یک تابع تجمعی چگالی (CDF) بوده و احتمال تجاوز پاسخ مشخصی از آن (مانند تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای) بر حسب یک کمیت تقاضای مشخص (مانند شتاب حداکثر زمین یا شتاب طیفی) است. توابع تجمعی احتمال را می‌توان با اطلاع از میانه مقادیر تقاضا و انحراف معیار آنها محاسبه نمود. انحراف معیار در واقع عدم قطعیت‌های موجود را در ارزیابی آسیب‌پذیری سازه وارد می‌کنند [۹-۱۰].

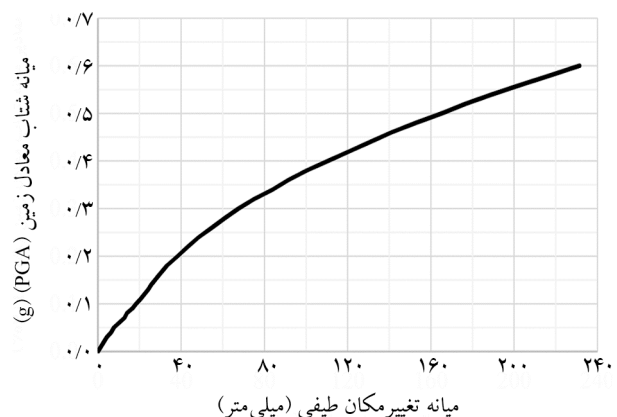
عدم قطعیت‌های موجود برای استخراج منحنی‌های شکنندگی در حالت کلی به دو دسته تقسیم می‌شوند و از طریق دو نوع تحلیل می‌توانند استخراج گردند.

افزایش یافته و به مقادیر بسیار زیادی میل می‌کند که خود نشان‌گر تشکیل طبقه نرم و شروع ناپایداری جانبی سیستم است.

۳-۶- برآورد نقطه عملکرد سازه

جهت برآورد نقطه عملکرد (نقطه هدف) و در نهایت استخراج توابع شکست باید نقطه عملکرد مدل تعیین شود. همان‌طور که در بخش‌های قبل اشاره شد، تغییر مکان هدف از تلاقی منحنی طیف ظرفیت با طیف تقاضا و در یک فرایند سعی و خطایی تعیین می‌شود. منحنی ظرفیت و منحنی پاسخ الاستیک سازه با میرایی ۵ درصد برای ساختمان مورد نظر در فرمت ADRS یعنی مختصات جابه‌جایی طیفی (Sd) در مقابل شتاب طیفی (Sa)، برای کلیه مدل‌ها محاسبه شده و در شکل (۲۰) به عنوان نمونه برای مدل ۳ طبقه شامل مهاربند تنها نشان داده شده است.

در روش طیف ظرفیت مطابق مدارک HAZUS، برای ترسیم منحنی شکست ساختمان نیاز به محاسبه مقادیر میانه شتاب معادل زمین PGA[sd] برای تمامی گونه‌های سازه‌ای است. برای این منظور، از منحنی ظرفیت سازه‌ها در فرمت ADRS، شتاب معادل حداکثر زمین متناظر با مقادیر تغییر مکان‌های طیفی (PGA[sd]) به دست می‌آیند. در واقع در روش HAZUS، برای استخراج منحنی‌های شکنندگی به جای روش‌های معمول مبتنی بر شتاب طیفی (Sa)، از یک مقدار شتاب معادل حداکثر زمین (PGA[sd]) استخراج می‌گردد که برای هرگونه سازه‌ای با استفاده از مقدار جابه‌جایی طیفی تعیین شده برای سازه همراه با یک



شکل (۲۰): منحنی ظرفیت مدل ۳ طبقه با سیستم باربر جانبی مهاربندی تنها در فرمت ADRS.

جدول (۴): مقادیر میانه شتاب معادل زمین محاسبه شده برای سطوح خسارت قابلیت استفاده بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP).

مقادیر میانه تغییر مکان طیفی در سطوح خسارت مختلف و بیشینه شتاب زمین متناظر با آن						نوع مدل	تعداد طبقات
آستانه فروریزش (CP)		ایمنی جانی (LS)		قابلیت استفاده بی وقفه (IO)			
PGA[sd] (g)	\bar{S}_d . ds (میلی متر)	PGA[sd] (g)	\bar{S}_d . ds (میلی متر)	PGA[sd] (g)	\bar{S}_d . ds (میلی متر)		
۰/۴۸	۱۵۴	۰/۴۰	۱۱۵	۰/۲۰	۳۸	قاب با مهاربند تنها	۳
۰/۳۱	۷۷	۰/۲۳	۴۶	۰/۱۱	۲۳	قاب با میان قاب بنایی تنها	
۰/۶۶	۱۵۴	۰/۴۸	۴۶	۰/۳۰	۲۳	قاب با ترکیب مهاربند و میان قاب بنایی	
۰/۴۹	۲۴۰	۰/۳۹	۱۸۰	۰/۱۸	۶۰	قاب با مهاربند تنها	۵
۰/۳۰	۱۲۰	۰/۲۳	۷۲	۰/۰۹	۳۶	قاب با میان قاب بنایی تنها	
۰/۵۹	۲۴۰	۰/۴۲	۷۲	۰/۲۴	۳۶	قاب با ترکیب مهاربند و میان قاب بنایی	

همان گونه که اشاره شد عدم قطعیت‌هایی احتمالی در فرآیند انتخاب سازه‌ها، مشخصات و مقاومت مصالح، مسائل مرتبط با مدل‌سازی، تحلیل‌های صورت گرفته و غیره وجود دارد. لازم به ذکر است که در تحلیل‌های انجام شده در این تحقیق، از چگونگی و تأثیر این عدم قطعیت‌ها به صورت دقیق که ذاتاً امر بسیار دشواری می‌باشد، صرف‌نظر شده است. این عدم قطعیت‌ها را می‌توان به صورت یک مجموعه دسته‌بندی کرده و از حالت معیارهای کیفی به صورت معیارهای کمی یا ریاضی بیان کرد. در این رساله از روش محاسبات ارائه شده برای محاسبه عدم قطعیت‌های تأثیرگذار در این گونه از مسائل، در دستورالعمل ATC-40 [۱۱] استفاده می‌شود که در آن عدم قطعیت کل^{۱۴} از ترکیب چهار عدم قطعیتی که در زیر به آنها اشاره شده است، به دست می‌آید.

• عدم قطعیت‌های مرتبط با کیفیت طرح و رعایت ضوابط طراحی و نیز سایر عدم اطمینان‌های احتمالی در این روش، به صورت کمی بر اساس جدول ۳-۱ از ATC-40 ارزیابی می‌گردد. مقداردهی به پارامتر β_{DR} که نشان‌دهنده عدم اطمینان موجود در طراحی سیستم می‌باشد و مقادیر ۰/۱ تا ۰/۵ را اختیار می‌کند بر اساس میزان اعتبار ضوابط و فرمول‌های طراحی در روابط مطرح شده برای به دست آوردن ظرفیت اعضای مختلف سیستم و از سوی دیگر بر اساس جامع و دقیق بودن رفتارهای پیش‌بینی شده و حالات مختلف شکست در نظر گرفته شده در ضوابط طراحی می‌باشد.

اولین دسته مربوط به تغییرپذیری و عدم قطعیت حرکت زمین می‌باشد که می‌تواند از طریق تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، با استفاده از اعمال شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده انجام شوند.

دسته دوم می‌تواند با در نظر گرفتن عدم قطعیت ناشی از پارامترهای تغییرپذیری در مشخصات مصالح ساختمان و آزمایش‌های صورت گرفته، مدل‌سازی انجام شده و ضوابط آیین‌نامه‌ای ساخت سازه‌ها، با نادیده گرفتن عدم قطعیت ناشی از رکوردهای مختلف حرکت زمین انجام شوند.

برای بررسی این فرضیه که تغییرپذیری مربوط به حرکت زمین تأثیر بیشتری بر روی تقاضای جابه‌جایی دارد یا تغییرپذیری پارامترهای مکانیکی، رویکرد مشابهی در کارهای متعددی برای ترکیب عدم قطعیت مربوط به ظرفیت و تقاضا جهت استخراج تغییرپذیری حالات خسارت دنبال شده است و نتایج به دست آمده نشان داده است که تغییرپذیری به خاطر خواص مکانیکی، به صورت قابل توجهی از تغییرپذیری مرتبط با حرکات مختلف زمین کوچک‌تر است. از این رو به نظر می‌رسد که چشم‌پوشی از تغییرپذیری مربوط به مقادیر مختلف پارامترهای مصالح و فرض اعمال عدم قطعیت با مقدار ثابت در انتهای تحلیل‌ها، در این تحقیق قابل قبول و درست بوده باشد. این فرضیه در واقع توسط نتایج بسیاری از پژوهشگرانی تأیید می‌شود که تصادفی بودن در ماهیت زمین‌لرزه را به عنوان منبع مهم‌ترین منبع عدم قطعیت در ارزیابی احتمالی سازه‌ها تعریف کرده‌اند.

نسبت به یکدیگر است، مقادیر آنها به صورت هندسی جمع می‌گردد تا شاخص عدم قطعیت کل (β_{TOT}) به دست بیاید. رابطه زیر عدم قطعیت کل را برای استخراج منحنی‌های شکنندگی توصیف می‌کند [۱۱].

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (۱۲)$$

با در اختیار داشتن شاخص عدم قطعیت کل (β_{TOT}) و مقدار میانه شتاب طیفی که در آن ساختمان به آستانه حالت خرابی ds می‌رسد ($S_{a50\%}$)، می‌توان منحنی‌های شکنندگی نهایی را مطابق رابطه زیر به دست آورد [۱۱].

$$p[ds | S_a] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{TOT}} \ln \left(\frac{S_a}{S_{a50\%}} \right) \right] \quad (۱۳)$$

در دستورالعمل ATC-40 مقادیر متناظر با متغیرهای کیفی عالی (Superior)، خوب (Good)، ضعیف (Fair) و خیلی ضعیف (Poor)، با عبارات کمی (ریاضی) $۰/۱۰$ ، $۰/۲۰$ ، $۰/۳۵$ و $۰/۵۰$ بیان شده‌اند. با توجه به مطالب ارائه شده و فرض‌های صورت گرفته بر روی مدل‌های سازه‌ای در این رساله، مقادیر متناظر با β_{TD} ، β_{DR} و β_{MDR} به ترتیب $۰/۳۵$ ، $۰/۳۵$ و $۰/۲۰$ در نظر گرفته می‌شوند.

در جدول (۵)، عدم قطعیت رکورد به رکورد (β_{RTR}) متناظر با مقادیر میانه (Median) شتاب طیفی به دست آمده از مراحل قبل در سه سطح خسارت قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) و نیز عدم قطعیت کل (β_{TOT}) سازه‌های مورد بررسی آورده شده است.

در این مطالعه، منحنی‌های شکست تمامی گونه‌های مورد بررسی با استفاده از مقادیر میانه بیشینه شتاب معادل زمین $PGA[sd]$ به دست آمده از جدول (۴) و با فرض انحراف معیار لگاریتمی به دست آمده محاسبه شده‌اند. بر این اساس، منحنی‌های شکست کلیه مدل‌ها در سطوح خسارت قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) محاسبه و در شکل‌های (۲۱) و (۲۲) نشان داده شده‌اند. با توجه به پیوسته بودن این منحنی‌ها، می‌توان احتمال فراگذشت از هر سطح خسارت دلخواه را به ازای بیشینه شتاب زمین دلخواه از این نمودارها محاسبه نمود. برعکس می‌توان بیشینه شتاب متناظر با هر سطح

• مدل‌سازی تحلیلی به تنهایی بر پیش‌بینی رفتار سازه‌ها تحت زلزله، کافی نیست و نیاز به انجام آزمایش‌های گسترده‌ای به منظور به دست آوردن خواص مصالح، آگاهی از رفتار آنها و کالیبره کردن مدل‌های تحلیلی برای تحلیل سازه‌ها، تحت بارگذاری زلزله می‌باشد؛ بنابراین نیاز است تا آزمایش‌های کافی، شامل آزمایش بر روی مصالح، آزمایش بر روی اعضای سیستم و اتصالات و آزمایش بر روی مجموعه کامل سیستم انجام شود. عدم قطعیت موجود در نتایج این آزمایش‌ها با پارامتر β_{TD} مقداردهی می‌شود. این مقداردهی بر اساس جدول ۲-۳ از ATC-40 و بر اساس تقسیم‌بندی آزمایش‌ها از نظر جامعیت و نیز میزان قابل اطمینان بودن نتایج آنها، به چهار سطح عالی، خوب، ضعیف و خیلی ضعیف تقسیم‌بندی و مقداردهی شده‌اند.

• مدل‌های ارائه شده از سازه‌های واقعی و ساده‌سازی‌های ریاضی صورت گرفته در این مدل‌ها، باید با در نظر گرفتن تمام آثار غیرخطی سیستم باربر جانبی باشند. به طوری که تفاوت زیادی بین آن دو وجود نداشته باشد. در پایان مرحله ساخت مدل‌های غیر خطی، در راستای مقداردهی به عدم اطمینان‌های موجود در فرآیند تحلیل، عدم قطعیت موجود در نحوه این مدل‌سازی‌ها با پارامتر β_{MDL} مقداردهی می‌شود. این مقداردهی بر اساس جدول ۳-۵ از ATC-40 بوده و بر اساس قابلیت مدل‌ها در پیش‌بینی مودهای خسارت و عملکرد سیستم سازه‌ای مورد بررسی، در چهار سطح کیفی عالی، خوب، ضعیف و خیلی ضعیف، طبقه‌بندی می‌شوند.

علاوه بر عدم قطعیت‌های موجود در نتایج آزمایشگاهی مورد استفاده در مدل‌سازی رفتار اعضای سازه، طراحی و مدل‌سازی سازه‌ها که به ترتیب به کمک شاخص‌های β_{TD} ، β_{DR} و β_{MDL} معرفی می‌شوند، عدم قطعیت ناشی از پراکندگی و وجود تغییرات بین رکوردهای در نظر گرفته شده (β_{RTR}) نیز به عدم قطعیت‌های یاد شده، افزوده می‌شود. همان‌گونه که اشاره شد، این عدم قطعیت مستقیماً از نتایج تحلیل IDA به دست می‌آید.

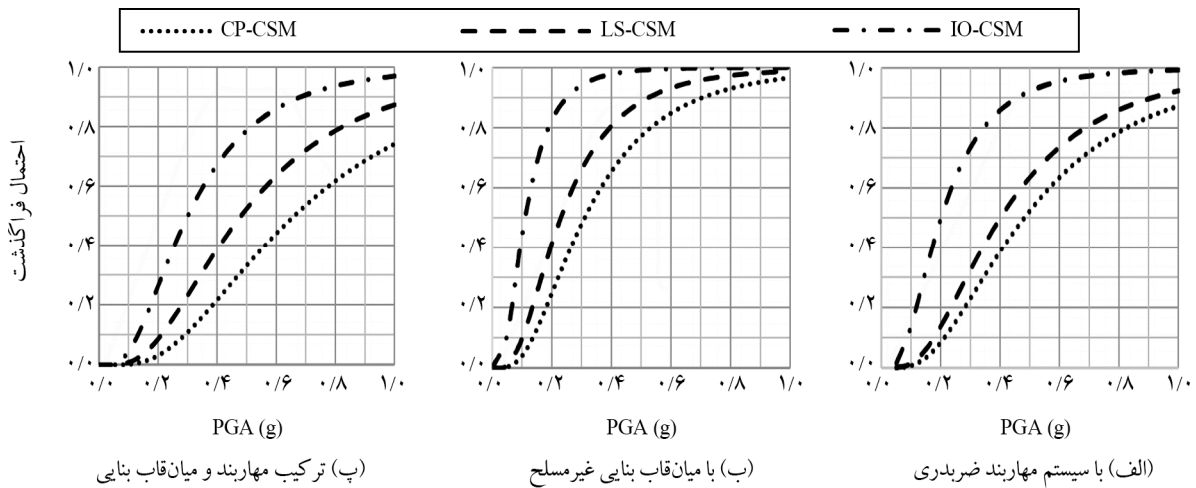
از آنجا که در این روش فرض بر استقلال این عدم قطعیت‌ها

خوردگی و تحت شرایط مفروض این پژوهش قابل استفاده است. غالباً در کارهای عملی مهندسی احتمال سطح ۵۰ درصد مبنای عمل قرار می‌گیرد [۱۰].

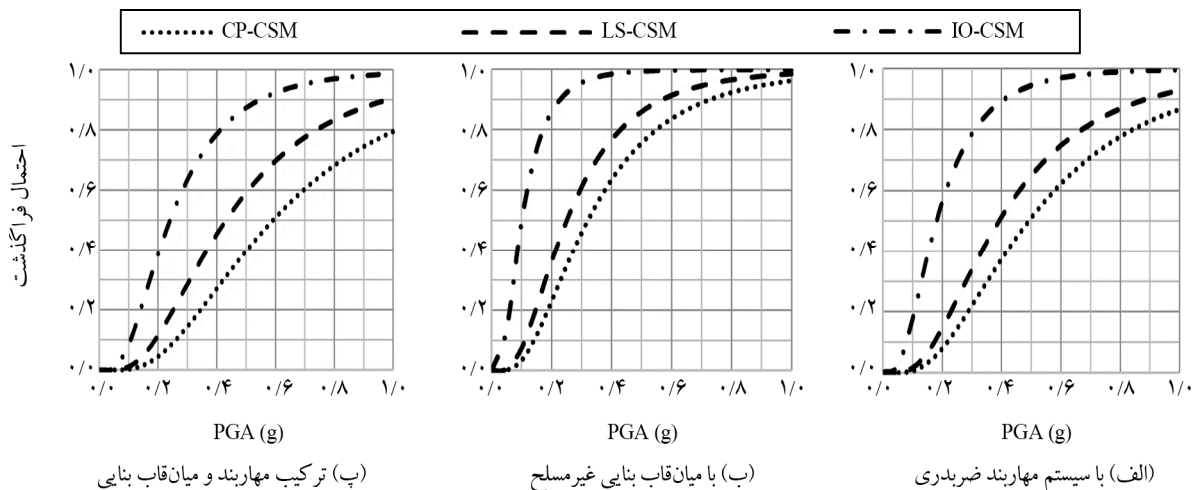
سخت دلخواه را به ازای یک احتمال فراگذشت مشخص نیز به دست آورد؛ بنابراین، این منحنی‌ها مستقیماً در روش‌های ارزیابی مهندسی ساختمان‌های فولادی موجود با اتصالات

جدول (۵): مقادیر عدم قطعیت (تغییر پذیری) رکورد به رکورد و عدم قطعیت کل به دست آمده از نتایج تحلیل IDA [۲۸].

عدم قطعیت کل (β_{TOT})			عدم قطعیت رکورد به رکورد (β_{RTR})			نوع سیستم باربر جانبی سازه	تعداد طبقات
CP	LS	IO	CP	LS	IO		
۰/۶۶	۰/۶۷	۰/۶۶	۰/۳۹	۰/۴۰	۰/۳۸	میان قاب تنها	۳
۰/۷۲	۰/۶۹	۰/۶۶	۰/۴۸	۰/۴۴	۰/۳۹	مهاربند تنها	
۰/۶۸	۰/۶۵	۰/۶۵	۰/۴۲	۰/۳۷	۰/۳۷	سیستم ترکیب مهاربند و میان قاب	
۰/۶۶	۰/۶۷	۰/۶۵	۰/۳۸	۰/۴۰	۰/۳۷	میان قاب تنها	۵
۰/۷۱	۰/۶۸	۰/۶۵	۰/۴۷	۰/۴۲	۰/۳۷	مهاربند تنها	
۰/۶۷	۰/۶۶	۰/۶۴	۰/۴۰	۰/۳۸	۰/۳۵	سیستم ترکیب مهاربند و میان قاب	



شکل (۲۱): منحنی‌های شکست مدل‌های ۳ طبقه به روش CSM.



شکل (۲۲): منحنی‌های شکست مدل‌های ۵ طبقه به روش CSM.

جدول (۶): احتمال خرابی و تجاوز از سطوح عملکردی IO, LS و CP در زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال برای سازه‌های ۳ طبقه و ۵ طبقه.

احتمال تجاوز از سطوح عملکردی در زلزله ۲ درصد در ۵۰ سال				احتمال تجاوز از سطوح عملکردی در زلزله ۱۰ درصد در ۵۰ سال				زمان تناوب اصلی سازه (ثانیه)	نوع سیستم باربر جانبی سازه	تعداد طبقات
CP	LS	IO	PGA	CP	LS	IO	PGA			
۹۲	۹۶	۹۹	۰/۷۹	۴۹	۶۷	۹۴	۰/۲۹	۰/۳۰۲	میان‌قاب تنها	۳
۷۸	۸۶	۹۸	۰/۷۹	۲۴	۳۳	۷۴	۰/۲۹	۰/۲۹۴	مهاربند تنها	
۵۶	۷۰	۸۷	۰/۷۹	۱۲	۲۳	۵۰	۰/۲۹	۰/۲۲۸	سیستم ترکیب مهاربند و میان‌قاب	
۹۳	۹۶	۹۹	۰/۷۹	۴۸	۶۶	۹۵	۰/۲۹	۰/۴۷۴	میان‌قاب تنها	۵
۷۶	۸۵	۹۸	۰/۷۹	۲۳	۳۴	۷۸	۰/۲۹	۰/۴۶۹	مهاربند تنها	
۶۷	۸۱	۹۶	۰/۷۹	۱۶	۲۹	۶۴	۰/۲۹	۰/۳۶۸	سیستم ترکیب مهاربند و میان‌قاب	

۸- بحث و جمع‌بندی

برای بهسازی لرزه‌ای این گونه سازه‌ای، تقویت و بهسازی دیوارهای طبقات تحتانی است. همچنین احتمال تجاوز از سطوح عملکردی IO, LS و CP در زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال (با استفاده از تحلیل احتمالاتی خطر زمین - PSHA) مورد بررسی قرار گرفته و نتایج این بررسی نشان داد که احتمال تجاوز از سطوح خسارت IO, LS و CP در سازه‌های فولادی با اتصالات خورجینی ۳ طبقه با ترکیب مهاربند و میان‌قاب بنایی تحت زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال (در یکک ساختمانی مشخص در شهر تهران) به ترتیب برابر ۸۷، ۷۰ و ۵۶ درصد می‌باشد. این مقادیر برای سازه‌های فولادی با اتصالات خورجینی ۵ طبقه به ترتیب ۹۶، ۸۱ و ۶۷ درصد می‌باشد. مقادیر فوق برای ساختمان‌های فولادی با ترکیب مهاربند و میان‌قاب بنایی تحت زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال و سطوح عملکردی IO, LS و CP به ترتیب برابر ۵۰، ۲۳ و ۱۲ درصد برای سازه‌های ۳ طبقه و ۶۴، ۲۹ و ۱۶ درصد برای سازه‌های ۵ طبقه می‌باشد. به عبارت دیگر با افزایش تعداد طبقات، آسیب‌پذیری لرزه‌ای تمامی گونه‌های سازه‌ای برای سه حالت مقابله با نیروهای جانبی (میان‌قاب تنها، مهاربند تنها، و ترکیب این دو)، افزایش یافته است. با توجه به این مقادیر، به نظر می‌رسد بهسازی لرزه‌ای این نوع سازه‌ها در شهر تهران بسیار ضروری است.

با توجه به اینکه منحنی‌های شکست از قبل تهیه شده برای انواع ساختمان‌های بتنی، فولادی و بنایی رایج در کشور به صورت منسجم در قالب بانک‌های اطلاعاتی وجود ندارد،

در این مطالعه آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی با سه سیستم باربر جانبی شامل مهاربند تنها، میان‌قاب بنایی تنها و ترکیب مهاربند و میان‌قاب بنایی از طریق توسعه مدل روش ارزیابی ساده شده طیف ظرفیت (CSM) مطابق روند استاندارد مدارک HAZUS بررسی گردید. در فرآیند مدل‌سازی، از نتایج آزمایش‌های صورت گرفته بر روی اتصالات خورجینی و سایر اجزای سازه‌ای مطابق مطالعات گذشته استفاده شده است. تحلیل‌ها به صورت استاتیکی غیرخطی به دو روش بار چرخه‌ای و بار افزون انجام گرفته است. سپس با استفاده از روند مندرج در مدارک فوق‌الذکر، منحنی‌های شکست تمامی گونه‌های سازه‌ای محاسبه شدند.

بررسی منحنی‌های شکست نشان می‌دهد که به‌طور کلی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی با اتصالات خورجینی شامل سیستم مهاربند و میان‌قاب بنایی بهتر از دو سیستم سازه‌ای دیگر می‌باشد (جدول ۶). این در حالی است که میان‌قاب‌های بنایی در سازه‌های با زمان تناوب نوسان کوتاه (۳ طبقه) در مقایسه با سازه‌های با زمان تناوب نوسان متوسط (۵ طبقه) نقش بیشتری در بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌ها داشته‌اند. همچنین وجود دیوارهای بنایی غیرمسلح با ضخامت یکسان در طبقات مختلف در سازه‌های با سیستم باربر جانبی متشکل از فقط میان‌قاب، باعث ایجاد مکانیسم طبقه نرم در طبقه اول سازه شده و در نتیجه عملکرد سازه تحت تأثیر آن قرار می‌گیرد. به همین دلیل یکی از اقدامات اساسی

9. HAZUS-MH. (2003) *Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model, HAZUS-MH MRI, Technical Manual*. Washington, DC.
10. FEMA (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors: FEMA P695*. Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Redwood City, CA.
11. ATC-40 (1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings*. Applied Technology Council, Redwood City, CA.
12. FEMA (2000) *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings: FEMA 350*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
13. FEMA (2000) *Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 356*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
14. Calvi, G.M., Bolognini, D. and Penna, A. (2004) Seismic Performance of Masonry-infilled R.C. Frames: benefits of slight reinforcement. *Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sismica*, Guimarães.
15. Braz-César, M.T., Oliveira, D. and Barros, R.C. (2008) Comparison of Cyclic Response of Reinforced Concrete Infilled Frames with Experimental Results. *Proc. The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, Oct. 12-17.
16. Schneider, S.P., Zagers, B.R. and Abrams, D.P. (1998) Lateral Strength of Steel Frames with Masonry Infills Having large openings. *Journal of Structural Engineering*, **124**(8), 896-904.
17. BHRC (2015) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800*. Fourth Edition. Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran.
18. Building Seismic Safety Council (2004) *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures: FEMA 450-Part 1-Provisions*, Washington, DC.
19. Mc-Kenna, F., Fenves, G.L., Scott, M.H. and

می توان با در دست داشتن منحنی های ظرفیت انواع گونه های مختلف سازه ای، از مدل توسعه یافته CSM در مقاله حاضر با اطمینان کافی و با قابلیت اعتماد نسبتاً بالا و نیز به صورت سریع و کم هزینه به منظور استخراج منحنی های شکست بهره برد.

مراجع

1. Moghadam, H. (2003) *Earthquake Engineering: Fundamentals and Applications*. Second Edition. Farahang Press, Tehran (in Persian).
2. Karami, R. and Moghadam, H. (1991) *Mechanical Properties of Saddle Connections*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology University, Tehran, Iran (in Persian).
3. Tahooni, Sh. and Farjoodi, J. (1992) *Study on Rigidity of Saddle Connections*. Technical Report, Housing Foundation of Islamic Revolution, Tehran, Iran (in Persian).
4. Fathi, M. and Aghakoochak, A.A. (1997) *Investigation of Nonlinear Dynamic Behavior of Frames with Saddle Connections under Earthquake Forces*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.
5. Ghordati-Amiri, G.R., Behnamfar, F. and Azad, H. (2008) Seismic Performance Levels of Steel Braced Frames with Saddle Connections. *Journal of Structure and Steel*, **4**(2), 71-86 (in Persian).
6. Moghadam, H. (2002) *Performance of Conventional Buildings in Changooreh-Avaj Earthquake and Retrofitting Methods*. Proc. Lessons from Changooreh-Avaj Earthquake (Tehran), July 23. Pp. 88-91 (in Persian).
7. Amiri, H.R. and Aghakoochak, A.A. (2004) *Performance Analysis of Steel Structures with Saddle Connections using Capacity Spectrum Method*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran (in Persian).
8. Gholipour, Y., Bozorgnia, Y., Rahnama, M., Berberian M., Ghoreishi, M., Talebian, N., Shaja-Taheri, J. and Shafeei, A. (2001) *Probabilistic Seismic Hazard Analysis: Phase I, Greater Tehran Regions*. Tehran University, Tehran, Iran.

Estimating Losses to Actual Urban Buildings.
Ph.D. Thesis: International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (in Persian).

Jeremic, B. (2000). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)* [Online]. Available: www.opensees.berkeley.edu [2013, March 1].

- | | | |
|--|--------------------------------------|---|
| | واژه‌نامه | |
| Deterministic | ۱- تعینی | 20. Giuffre, A. and Pinto, P.E. (1970) Il Comportamento Del Cemento Armato Per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensita. <i>Giornale del Genio Civile</i> , Fascicolo 5, Istituto di Tecnica Delle Costruzioni, Facolta Di Architettura, Universita Degli Studi di Roma. |
| Fragility Curves | ۲- منحنی‌های شکست | 21. Amiri, H.R. and Aghakoochak, A.A. (2012) Experimental Study on Cyclic Behavior of Conventional Saddle Connections and Acceptance Criteria. <i>Journal of Structure and Steel</i> , 7(9), 79-96 (in Persian). |
| Capacity Spectrum Method-CSM | ۳- روش مبتنی بر طیف ظرفیت | 22. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. (2005) Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. <i>Earthquake Engineering and Structural Dynamics</i> , 34(12), 1489-1511. |
| Incremental Dynamic Analysis-IDA | ۴- تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی فزاینده | 23. Crisafulli, F., Carr, A., Park, R. (2000) Analytical Modelling of Infilled Frame Structures: a General Review. <i>Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering</i> , 33(1), 30-47. |
| Degradation Factor | ۵- ضریب زوال | 24. Hendry, A.W. (1990) <i>Structural Masonry</i> . First Edition. Macmillan Education Ltd, London, England. |
| Capacity Curve | ۶- منحنی ظرفیت | 25. Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision (2007) <i>Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Unreinforced Masonry Buildings: Technical Report No. 376</i> . Tehran. |
| Transition Zone | ۷- ناحیه انتقالی منحنی | 26. Aghakoochak, A.A., and Veshkini, P. (2003) Experimental Study of Ductility of Steel Frames with Saddle Connections. <i>Engineering Journal of Modares</i> , 14, 15-27 (in Persian). |
| Median Spectral Acceleration | ۸- میانه شتاب طیفی | 27. Clark, P., Frank, K., Krawinkler, H., and Shaw, R. (1997) <i>Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens</i> . Technical Report No. AC/BD-97/02, SAC Joint Venture, Sacramento, CA. |
| Cumulative Probability Density Functions | ۹- توابع چگالی تجمعی احتمال | 28. Kiani, A. (2015) <i>Urban Seismic Risk Modelling with Emphasis on Fragility Curve Development for</i> |
| Inter-story Drift | ۱۰- تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای | |
| Zero-Length Element | ۱۱- فنر غیرخطی با طول صفر | |
| leaning columns | ۱۲- ستون‌های ثقلی | |
| Inter-story Drift | ۱۳- تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای | |
| Total Standard Deviation | ۱۴- عدم قطعیت کل | |

Seismic Vulnerability Assessment and Development of Loss Functions for Steel Structures with Khorjini Connections with Capacity Spectrum Method

Amir Kiani¹, Babak Mansouri^{2*} and Salar Manie³

1. Ph.D. Alumni, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran
2. Associate Professor, Earthquake Risk Management Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: mansouri@iiees.ac.ir
3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Sanandaj Branch, Islamic Azad University, Sanandaj, Iran

The present paper focuses on the development of fragility curves and on the seismic vulnerability assessment of existing steel structural systems with a certain type of semi-rigid connection known as Khorjini (Saddle) connections. A significant number of such building type suffered from extensive damage to total collapse in 1990 Manjil (Northern Iran) M 7.4 earthquake. In this study, several variants of two-dimensional structural models with such connections including concentric braced frames only, infilled frames only, and a combination of both, have been investigated. Three- and five-story models have been considered as they are the most common structures with Saddle connections in Iran. Development of fragility curves have been completed based on HAZUS methodology. The methodology benefits from a damage estimation approach based on the capacity spectrum method. Previous studies have proved that the methodology adopted in HAZUS documents is applicable in risk assessment studies. The methodology requires an inelastic demand spectrum as well as the capacity curve of the structure presented in Acceleration-Displacement Response Spectrum (ADRS) format. The former is derived by reducing elastic design spectral ordinates to account for hysteretic damping, while the latter is obtained from nonlinear static (pushover) analysis of the nonlinear model of the structural system. For the design spectrum, the NEHRP acceleration spectra at two levels, 2% probability of exceedance in 50 years (level 1) and 10% probability of exceedance in 50 years (level 2) were utilized. Nonlinear models of the buildings are constructed in OpenSees platform utilizing nonlinear beam-column elements with their plasticity behavior concentrated at both ends of the elements (zero length nonlinear rotational springs). Saddle connections are modeled using two torsional springs to model their rotational constraining effects at beam-columns joints. Moment-rotation responses of such springs were calibrated to match available experimental results with similar connection details considered in this study and in relevant literatures. Moreover, all infill panels are modeled using equivalent compression struts based on the current acceptable approaches found in reference literature. Performance points of the structures are found by intersecting the demand spectrum with the capacity curve of the structure. The final output of the HAZUS methodology is the fragility curve of the structure, which depicts the probability of exceedance of certain levels of drift-based performance levels according to peak ground acceleration (PGA) values. Nevertheless, uncertainties are incorporated in the fragility curves development process. Results show that the probability of exceedance of Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) and Collapse Prevention (CP) performance levels in 3-story models subjected to the level 1 earthquake (475 return period) are, respectively, 50%, 23% and 12%; while the corresponding values for the level 2 earthquake (2475 values) are 87%, 70% and 56%, respectively. For the 5-story models, the probabilities are 64%, 29% and 16% for the level 1 earthquake and 96%, 81% and 67% for level 2 earthquake. Due to such high levels of vulnerabilities, seismic retrofitting of such existing buildings in the city of Tehran is absolutely essential.

Keywords: Damage Evaluation, Fragility Curves, Khorjini (saddle) Connections, Unreinforced Masonry Infill, Capacity Spectrum Method (CSM).