

DOI: 10.48303/bese.2022.140662.0

## نوع مقاله: پژوهشی

## چکیده

هدف از این پژوهش ارائه روش تحلیلی نوین به منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی قاب خمشی آسیب‌دیده است. همچنین در این پژوهش با بهره‌مندی از تحلیل تقریبی SPO2IDA، روشی برای دسته‌بندی سازه‌های آسیب‌دیده بر اساس درصد آسیب‌های وارده، ارائه شده است. بدین منظور سازه سه طبقه قاب خمشی فولادی در نرم‌افزار OpenSees تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفت و سپس با روش معرفی شده جهت تحلیل سازه آسیب‌دیده و با در نظر گرفتن افت سیکلی المان‌های آسیب‌دیده به وسیله اصلاح منحنی‌های رفتاری سازه، منحنی‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سطوح مختلف آسیب استخراج شدند. با توجه به منحنی پوش اولیه، چهار سطح آسیب برای سازه‌های آسیب‌دیده منظور شد. سپس با بهره‌مندی از روش SPO2IDA منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی تقریبی سازه اولیه و سازه آسیب‌دیده در سطوح آسیب گوناگون استخراج شدند. در این مطالعه، نتایج روش تحلیلی ارائه شده با نتایج روش‌های تقریبی موجود در ادبیات فنی مقایسه شده و چگونگی تفاوت نتایج و اهمیت وجود این روش تحلیلی بررسی شده است. نشان داده شد که عدم در نظر گرفتن افت سیکلی در تحلیل سازه آسیب‌دیده در سطوح عملکردی مختلف، بین ۳۰ تا ۵۰ درصد ظرفیت سازه را بیشتر برآورد کرده است.

**واژگان کلیدی:** پس‌لرزه، ضرایب اصلاح مفاصل پلاستیک، قاب خمشی ویژه، تحلیل SPO2IDA، طبقه‌بندی سازه‌ها.

## ارائه الگویی نوین به منظور ارزیابی سازه‌های آسیب‌دیده فولادی پس از زلزله با هدف مدیریت شرایط اضطرار

آران ناصرپور

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه- زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

بهرخ حسینی هاشمی (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و رئیس انجمن مهندسی زلزله ایران، تهران، ایران، behrokh@iiees.ac.ir

## ۱- مقدمه

از زلزله پرداخته باشند؛ از این رو قضاوت‌های شهودی مهندسی با تجربه از نحوه رخداد آسیب در ارزیابی سازه‌ها در بازه کوتاهی پس از زلزله، تنها مرجع رایج قابل رجوع است. به عقیده نویسندگان این پژوهش، نمی‌توان در تصمیم‌گیری برای سکونت افراد، سطح آسیب موجود در سازه را بی‌ارتباط با احتمال فروریزش سازه در پس‌لرزه دانست. در نتیجه، با ارائه روشی برای تخمین ظرفیت باقیمانده سازه آسیب‌دیده در زلزله، می‌توان ارزیابی منطقی به منظور ایجاد محدودیت یا استفاده از سازه‌ها بعد از زلزله ارائه داد (Li & Ellingwood, 2007; ATC35, 1999; FEMA306, 1998; Luco et al., 2004; Yeo & Cornell, 2009; Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015; Lee & Foutch, 2004).

در چارچوب مهندسی زلزله بر اساس عملکرد (PBEE)، سطوح مختلف لرزه‌ای، از ضعیف‌ترین تحریکات لرزه‌ای که فراوانی زیادی دارند تا قوی‌ترین آنها که به ندرت رخ می‌دهند، در ارزیابی عملکرد سازه‌ها مدنظر قرار می‌گیرند. در میان این رخدادها، زلزله‌های شدید که موجب فروریزش سازه‌ها می‌گردند، از اهمیت بالایی برخوردار هستند. در نتیجه سطح فروریزش سازه‌ها نه تنها یکی از سطوح مهم در ارزیابی خطر سازه‌ها است، بلکه معیاری از تلفات جانی نیز خواهد بود. وقوع پس‌لرزه‌های قوی پس از زلزله اصلی از مواردی است که در زلزله‌های پیشین سبب آسیب‌های بسیاری شده است و در بعضی موارد حتی فروریزش سازه‌ها را در پی داشته است. مراجع کمی در ادبیات فنی یافت می‌شوند که به ارزیابی تحلیلی سازه‌ها پس

موجود در ادبیات فنی مقایسه شده و چگونگی تفاوت نتایج و اهمیت وجود این روش تحلیلی بررسی شده است (ATC, 1989).

## ۲- روش‌های تحلیل سازه‌های آسیب‌دیده

پژوهش‌های بسیاری در راستای ارزیابی اثرات توالی زلزله و پس‌لرزه صورت گرفته است. اکثر مطالعات پیشین در این زمینه به سازه‌های یک-درجه و چند-درجه آزادی با ارتفاع کم محدود شده‌اند. نکته قابل تأمل در بین تمام پژوهش‌های پیشین این است که رفتار المان‌های سازه‌ای در تحلیل‌های غیرخطی برای ارزیابی اثرات زلزله اصلی و پس‌لرزه به‌طور یکسان در نظر گرفته شده است. علاوه بر این مشکل، زمان‌بر بودن و پیچیدگی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اثرات توالی در شتاب‌نگاشت‌ها، خود زمینه‌ساز بروز مشکلاتی در ارزیابی سازه‌های آسیب‌دیده شده است (Li & Ellingwood, 2007; ATC35, 1999; FEMA306, 1998; Luco et al., 2004; Yeo & Cornell, 2009; Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015).  
نشریه FEMA 306 روشی مبتنی بر قضاوت مهندسی به جهت ارزیابی میانقاب‌ها و دیوارهای بتنی آسیب‌دیده ارائه داده است. این نشریه از تغییر در پیش‌بینی رفتار المان‌های سازه‌ای در جریان زلزله‌های آینده به‌عنوان معیار آسیب بهره گرفته است. شایان ذکر است نتایج ارائه شده بر اساس قضاوت مهندسی گردآورندگان آن دستورالعمل صورت گرفته است (FEMA306, 1998).

در مورد تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه‌های تحت توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه، ابتدا ماهین (Mahin, 1980) به این نتیجه رسید که می‌توان با پشت سر هم قرار دادن دو رکورد زلزله اصلی و پس‌لرزه، اثرات این توالی را بر روی سازه‌ها دید. این کار یک اشکال عمده داشت؛ آن‌هم این بود که اثرات ارتعاش آزاد سیستم در فاصله بین زلزله اصلی و پس‌لرزه را در نظر نمی‌گرفت. در پژوهش‌های بعدی این فاصله در بین زلزله اصلی و پس‌لرزه در نظر گرفته شد که در ابتدا ۲۰ ثانیه در نظر

در حالت کلی به دلیل پیچیدگی و عدم شناخت کافی از رفتار المان‌های آسیب‌دیده در مدل‌سازی، الگوهای ارزیابی ظرفیت سازه‌های آسیب‌دیده در برابر زلزله و تعیین کفایت آنها برای مقاومت در برابر پس‌لرزه‌ها عمومیت پیدا نکرده‌اند. این نکته در حالی مدنظر قرار می‌گیرد که در آیین‌نامه‌های طراحی نیز اشاره‌ای به این موضوع نشده است (FEMA306, 1998; Luco et al., 2004; Yeo & Cornell, 2009; Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015). نکته قابل تأمل با توجه به زلزله‌های رخ داده این است که در صورت وقوع پس‌لرزه بعد از زلزله اصلی، چه اتفاقی برای سازه‌ها، شریان‌های حیاتی، مراکز مدیریت بحران و... خواهد افتاد. همچنین در بسیاری از کشورها، شرکت‌های ارائه دهنده خدمات آب و برق، در ۷۲ ساعت اول بعد از زلزله برای تأمین نیازهای سازه‌ها و کمک‌رسانی در مناطق مختلف دچار مشکلات زیادی خواهند شد. روش دسته‌بندی سازه‌ها که در دستورالعمل ATC 20 بدان اشاره شده است، می‌تواند روندی مناسب برای ایجاد محدودیت یا استفاده از سازه‌ها باشد. این روش تنها با استفاده از مهندسیین باتجربه در طراحی، اجرا و مقاوم‌سازی و با تکیه بر قضاوت مهندسی آنان قابل اجراست که طبیعتاً با توجه به احتمال رخداد پس‌لرزه در ساعات اولیه بعد از زلزله و تعداد سازه‌های آسیب‌دیده، پروسه‌ای زمان‌بر، پرخطر و عملاً غیر ممکن است. همچنین ارزیابی دینامیکی غیرخطی سازه‌ها با وجود عدم دسترسی بودن شتاب‌نگاشت دقیق و اصلاح شده زلزله رخ داده و زمان‌بر بودن تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در روزهای اولیه عملاً امکان‌پذیر نیست (ATC35, 1999; Luco et al., 2004; ATC, 1989).

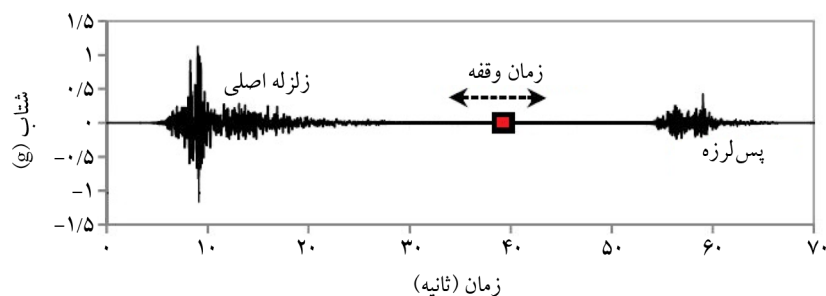
هدف از این پژوهش ارائه روش تحلیلی نوین به‌منظور ارزیابی سازه‌های فولادی قاب خمشی آسیب‌دیده بعد از زلزله (روش تحلیل استاتیکی غیرخطی) است. همچنین در این پژوهش با بهره‌مندی از تحلیل تقریبی SPO2IDA روشی مبتنی بر نتایج تحلیلی برای ایجاد محدودیت و یا استفاده از سازه‌ها با توجه به معیار دسته‌بندی سازه‌ها پس از زلزله در ATC 20 ارائه شده است. نتایج روش تحلیلی ارائه شده با نتایج روش‌های تقریبی

رکورد مورد ارزیابی غیرخطی افزایشی قرار می‌گیرد تا منحنی‌های شکنندگی استخراج شوند؛ با توجه به اطلاعات قابل دریافت از منحنی‌های شکنندگی در مورد چگونگی آسیب‌پذیری سازه، سطوح آسیب مختلفی در نظر گرفته می‌شوند؛ سپس سازه تا جابه‌جایی مورد نظر در هر سطح آسیب پوش داده خواهد شد، در حالت کلی می‌دانیم سازه‌ای که آسیب اولیه به آن وارد شده، در انتهای تحریک اولیه دارای مقادیر شتاب، سرعت و جابه‌جایی است که در فاصله بین ورود آسیب اولیه و ثانویه این مقادیر شتاب و سرعت صفر خواهد شد. در نتیجه سازه بعد از پوش اولیه، باربرداری می‌شود تا تنها اثرات جابه‌جایی پسماند ناشی از آسیب اولیه را در خود حفظ کند. پس از این مرحله، مجدد سازه تا حد گسیختگی پوش داده خواهد شد. با این روند می‌توان در منحنی پوش آور سازه رفتار لرزه‌ای آن را تحت آسیب‌های متوالی مشاهده نمود. این روش اگرچه روندی تحلیلی برای ارزیابی سازه آسیب‌دیده ارائه می‌دهد، اما اثر افت سیکلی در رفتار المان‌های سازه‌ای را نادیده می‌گیرد. برای مثال در این روش برای المان ستون در حالت جابه‌جایی معادل دو برابر دوران پلاستیک، منحنی رفتاری پلاستیک المان آسیب‌دیده با المان سازه سالم یکسان در نظر گرفته شده است که با توجه به نتایج پژوهشی موجود در ادبیات فنی، علاوه بر اثرات نیرویی، مقادیر  $P-\Delta$  نیز ظرفیت ستون آسیب‌دیده را تغییر خواهد داد (Bazzurro et al., 2002; Hosseini Hashemi & Naserpour, 2015).

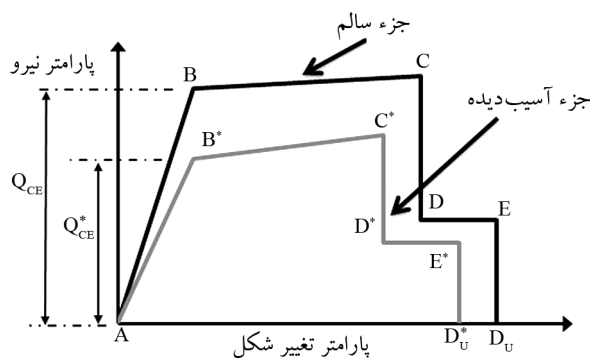
در دسته‌بندی روش‌ها، در روش دیگری که با عنوان تحلیلی-ترسیمی شناخته شده است، ابتدا سازه اولیه تا مرحله گسیختگی پوش داده می‌شود.

گرفته می‌شود؛ فرض در نظر گرفتن فاصله زمانی بدین صورت بود که در این فاصله سیستم از حرکت باز می‌ایستد. بعدها با بررسی‌های بیشتر و به فراخور نوع سازه‌ها این فاصله تا ۱۰۰ ثانیه افزایش یافت. در واقع با ساختن رکوردی مشتمل بر زلزله اصلی، فاصله زمانی بدون هیچ تحریک و سپس اعمال رکورد پس‌لرزه می‌توان سازه‌ها را تحت اثر این توالی تحلیل کرد (Mahin, 1980; Fragiaco et al., 2004; Hatzigeorgiou & Beskos; Ruiz-Garcia & Negrete-Manriquez, 2011). در شکل (۱) نحوه قرارگیری شتاب‌نگاشت‌ها در پی یکدیگر به صورت شماتیک نشان داده شده است. پس‌لرزه در این روش می‌تواند برابر نسبتی از خود زلزله اصلی در نظر گرفته شود که در پژوهش‌های گوناگون با توجه به تعداد شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده، اعداد گوناگونی مبنی بر نسبت پس‌لرزه به زلزله اصلی که سبب بروز آسیب در سازه می‌گردد، ارائه شده است. نسبت‌های اشاره شده عموماً بین ۰/۷۵ تا ۰/۹ در نظر گرفته شده است، بدین معنی که در مدل‌سازی‌ها می‌توان زلزله اصلی را در این ضریب ضرب کرده و بعد از فاصله زمانی ارتعاش آزاد برای تحلیل استفاده نمود. دسته‌ای دیگر روش استفاده از رکورد واقعی پس‌لرزه را ارائه می‌کنند که با توجه به ماهیت متفاوتی پس‌لرزه از منظر زلزله‌شناسی مهندسی، این روش نتایج متفاوتی را با روش اول نشان می‌دهد (Li & Ellingwood, 2007; Maffei et al., 2005).

روش تحلیلی تحت عنوان ارزیابی لرزه‌ای پیشرفته سازه‌ها توسط بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002) در سال ۲۰۰۲ پیشنهاد شد. در این روش، سازه ابتدا با تعداد زیادی



شکل (۱): نمودار شماتیک نحوه شتاب‌نگاشت مورد استفاده در ارزیابی سازه‌ها تحت اثر توالی زلزله و پس‌لرزه.



شکل (۲): مقایسه منحنی رفتاری ساده شده المان سالم و آسیب دیده (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015).

شکل (۲) نشان دهنده منحنی رفتاری سازه آسیب دیده است. در پژوهش اشاره شده، منحنی رفتاری آسیب دیده با روندی تحلیلی برای المان تیر و ستون در سازه‌های فولادی قاب خمشی استخراج شده است. با توجه به این شکل، برای رسیدن به منحنی مذکور باید از یکسری ضرایب کاهش بهره گرفته شود. می‌توان برای ارزیابی سازه آسیب دیده ضرایب کاهش را به صورت زیر ارائه کرد:

$$1. \lambda_K: \text{ضریب اصلاح سختی} (K' = \lambda_K \times K)$$

$$2. \lambda_Q: \text{ضریب اصلاح مقاومت} (Q'_{CE} = \lambda_Q \times Q_{CE})$$

$$3. (a) \lambda_D: \text{ضریب اصلاح تغییر مکان متناظر نقطه حداکثر مقاومت} (D' = \lambda_D \times D)$$

$$4. (b) \lambda_D: \text{ضریب اصلاح تغییر مکان متناظر نقطه ۸۰ درصد افت مقاومت} (D'_{ultimate} = \lambda_D \times D_{ultimate})$$

در واقع در بالا ضریب  $\lambda$  ضریبی جهت کاهش خصوصیات اعضای سالم و تبدیل آن به خصوصیات رفتاری اعضای آسیب دیده است که از منحنی رفتاری سازه آسیب دیده استخراج شده است (Hosseini Hashemi & Naserpour, 2015).

برای مثال نحوه توزیع مقدار پارامتر کاهش برای تغییر مکان متناظر نقطه حداکثر مقاومت برای المان ستون مانند شکل (۳) است. در تمام دسته تحلیل‌هایی که پیش‌تر بدان‌ها اشاره شد، برای یک المان آسیب دیده، طبق اصول نرم‌افزاری و تحلیلی، مقادیر تغییر مکان برای ستون‌های آسیب دیده در نقطه حداکثر مقاومت برابر سازه اولیه در نظر گرفته می‌شود، اما همان‌طور که

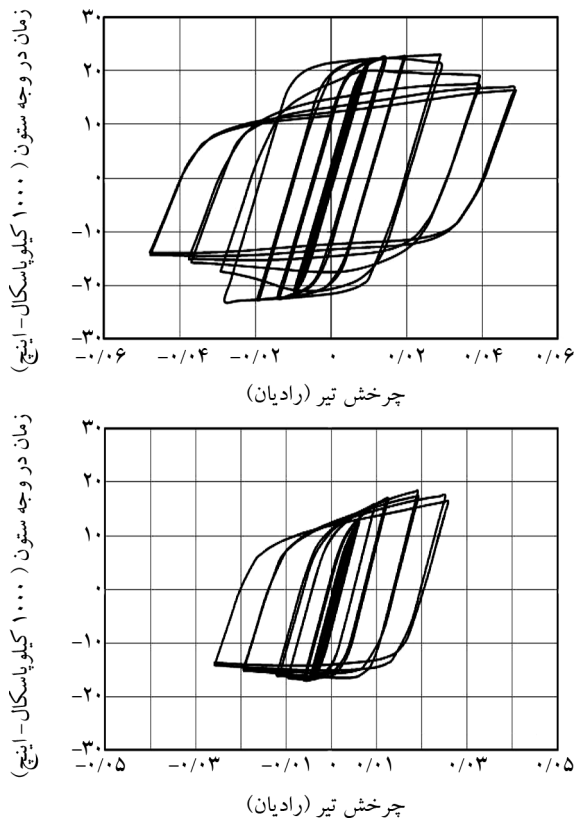
در این روش نقاطی از منحنی پوش سازه سالم که در یک بازه دارای بیشترین افت شده‌اند انتخاب می‌گردند. از این نقاط انتخابی، خطی به موازات خط مماس بر ناحیه سختی اولیه منحنی پوش رسم می‌گردد تا محور جابه‌جایی بام را قطع نماید. فاصله بین مبدأ و نقطه تقاطع، نقطه جابه‌جایی پسماند استاتیکی نام گذاری می‌شود. با توجه به شکل منحنی هیسترسیس تیرها و سطح آسیب وارده، ضرایب کاهش تقریبی برای تبدیل جابه‌جایی پسماند استاتیکی به جابه‌جایی پسماند دینامیکی پیشنهاد شده است. برای ایجاد منحنی پوش سازه آسیب دیده از روی منحنی سالم، به جز ناحیه سختی اولیه و جابه‌جایی پسماند دینامیکی، باید شیب ناحیه سخت شدگی مجدد نیز به دست آید. شیب این ناحیه با توجه به نرخ اتصالات دچار گسیختگی شده به تعداد اتصالات اولیه به دست می‌آید (Maffei et al., 2005). این روش مبتنی بر قضاوت مهندسی نگارنده آن و فرضیات اولیه‌ای می‌باشد که برای تمام سازه‌ها با سیستم‌های سازه‌ای مختلف یکسان است. همچنین اثرات افت تنها برای تیرها با کاهش مقادیر ممان اینرسی در نظر گرفته شده است که مقادیر این افت ممان اینرسی در این روش عملاً تنها در سطح عملکردی فروریزش کلی سازه خود را نشان می‌دهد. در نتیجه اثرات  $P-\Delta$  برای ستون‌ها که طبق نتایج آزمایشگاهی بیشترین افت را در رفتار پلاستیک المان ایجاد خواهد کرد نادیده گرفته می‌شود. شایان ذکر است رفتار المان‌های فولادی و بتنی در سیستم‌های سازه‌ای مختلف با یکدیگر متفاوت هستند و در نتیجه نمی‌توان ضریبی یکسان برای تمامی المان‌ها بدون در نظر گرفتن نوع آن ارائه داد.

### ۳- اصول روش تحلیلی پیشنهادی برای ارزیابی سازه‌های آسیب دیده

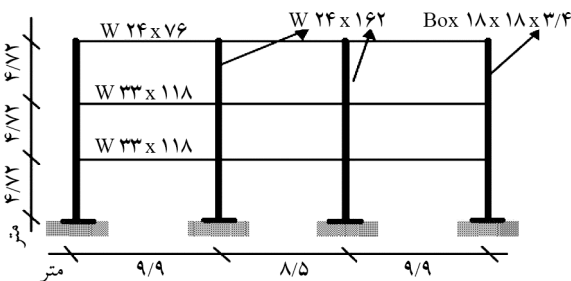
#### ۳-۱- منحنی رفتاری آسیب دیده

در حالت کلی اثرات آسیب بر روی منحنی رفتاری بسیار پیچیده است و به قطع شکل منحنی رفتاری را تغییر خواهد داد. در شکل (۲) نحوه تغییر رفتار اعضا بر اثر آسیب به صورت شماتیک بیان شده است.

در شکل (۳) مشاهده می‌گردد این نسبت با توجه به مقدار بار محوری می‌تواند حتی تا ۸۰ درصد کاهش را تجربه نماید. بدین سبب با توجه به الگوی افت مشاهده شده، باید روش مناسب‌تری که بتواند اثرات افت سیکلی را منظور نماید، جهت ارزیابی سازه‌های آسیب‌دیده مورد استفاده قرار بگیرد؛ بنابراین در این پژوهش با توجه به روش تحلیلی ارائه شده به منظور در نظر گرفتن افت در رفتار سیکلی المان‌های آسیب‌دیده، به ارزیابی استاتیکی غیرخطی و دینامیکی افزایشی تقریبی پرداخته شده است.



شکل (۴): مقایسه منحنی رفتاری تیر با ۳ درصد آسیب و بدون آسیب (Hosseini Hashemi & Naserpour, 2015).

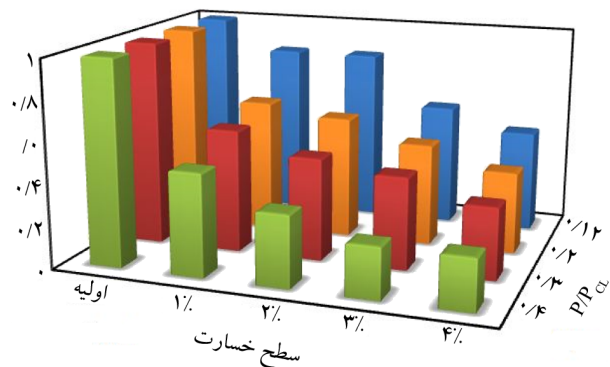


شکل (۵): شکل سازه، ابعاد و مقاطع مورد مطالعه در این پژوهش (Bazzurro et al., 2002).

جدول (۱): مشخصات فولاد مصرفی (Bazzurro et al., 2002).

Fy = 55 ksi	A572 Grade Sc	ستون‌ها
Fy = 51 ksi	A36	تیرها

شکل (۴): ضرایب کاهش تغییر مکان نقطه حداکثر مقاومت برای المان ستون (Hosseini Hashemi & Naserpour, 2015).

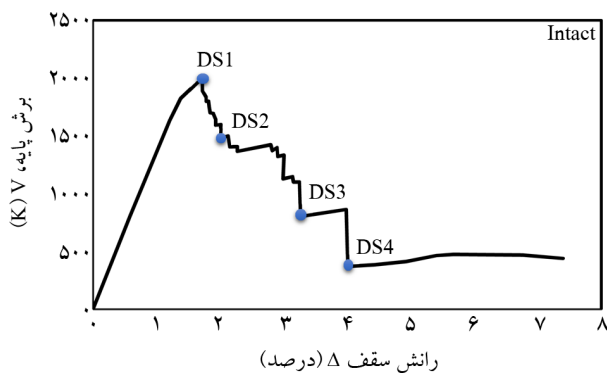


شکل (۴): ضرایب کاهش تغییر مکان نقطه حداکثر مقاومت برای المان ستون (Hosseini Hashemi & Naserpour, 2015).

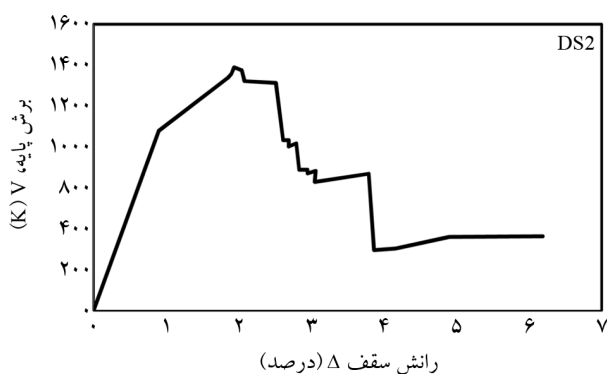
در شکل (۴) منحنی رفتاری المان تیر با ۳ درصد آسیب اولیه با منحنی رفتاری تیر سالم تحت پروتکل بارگذاری یکسان نشان داده شده است. کاملاً مشخص است که برای مثال در دوران ۰/۰۲ رادیان مقادیر لنگر در انتهای تیر و در وجه ستون یکسان نیست. در نتیجه الگوی مورد استفاده توسط نرم‌افزارها برای منظور کردن افت سیکلی نمی‌تواند تخمین واقع‌گرایانه‌ای از جواب‌ها ارائه دهد.

### ۳-۲- مدل‌سازی و مشخصات سازه

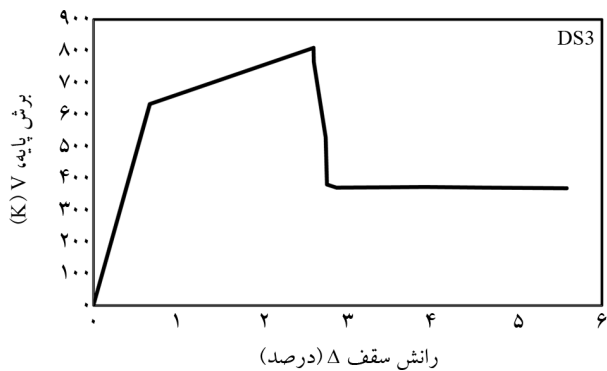
سازه سه‌بعدی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار OpenSees، مشتمل بر سه طبقه و در هر راستا دارای سه دهانه در شهر سان‌فرانسیسکو با سیستم قاب خمشی فولادی می‌باشد. شکل شماتیک و مقاطع سازه در شکل (۵) قابل مشاهده است (Bazzurro et al., 2002; Hosseini Hashemi & Naserpour, 2015; Mazzoni et al.,



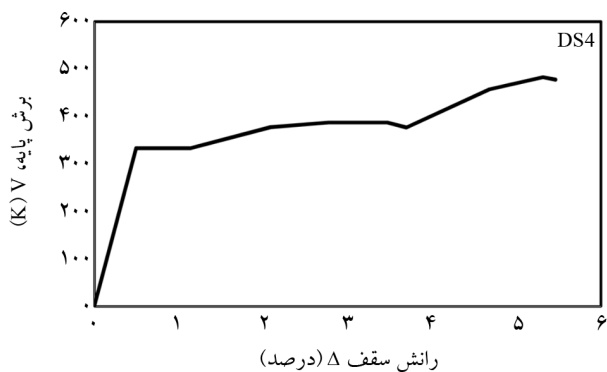
شکل (۶): منحنی پوش آور سازه اولیه و نقاط سطوح آسیب مشخص شده.



شکل (۷): منحنی پوش آور سازه در سطح آسیب دوم (DS2).



شکل (۸): منحنی پوش آور سازه در سطح آسیب دوم (DS3).



شکل (۹): منحنی پوش آور سازه در سطح آسیب دوم (DS4).

جدول (۲): داده‌های لرزه‌خیزی منطقه، استخراج شده از نقشه‌های داده‌های لرزه‌ای (Bazzurro et al., 2002) USGS.

S <sub>a</sub> (g)*	S <sub>1</sub> (g)	S <sub>s</sub> (g)	PGA	
۱/۲۸	۰/۶۷	۱/۲۸	۰/۶۱	۱۰ درصد در پنجاه سال
۱/۶۹	۰/۹۲	۱/۶۹	۰/۷۵	۵ درصد در پنجاه سال
۲/۰۴	۱/۲۵	۲/۰۴	۰/۹۶	۲ درصد در پنجاه سال
۱/۵				MCE
۱				DBE

\* در سازه با دوره تناوب معادل ۰/۷۸ ثانیه و در خاک نوع D

### ۳-۳- روند تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه آسیب‌دیده

ابتدا سازه مذکور تا سطوح آسیب مشخص شده پوش داده شد. سپس، اطلاعات دوران و جابه‌جایی مفاصل پلاستیک در سطح عملکردی مورد نظر استخراج شد. در نهایت، با توجه به شدت آسیب اولیه، منحنی رفتاری مناسب، مطابق پژوهش (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015)، با آن سطح آسیب به مفاصل اختصاص داده شد و سازه مجدداً تا نقطه گسیختگی پوش داده شد. نتایج پوش منحنی سازه مذکور برای سطوح آسیب مختلف در شکل‌های (۶) تا (۹) نشان داده شده است. در سازه مذکور بنا بر پژوهش بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002) چهار سطح آسیب با توجه به شکل منحنی پوش آور و افت‌های آن در نظر گرفته شده است.

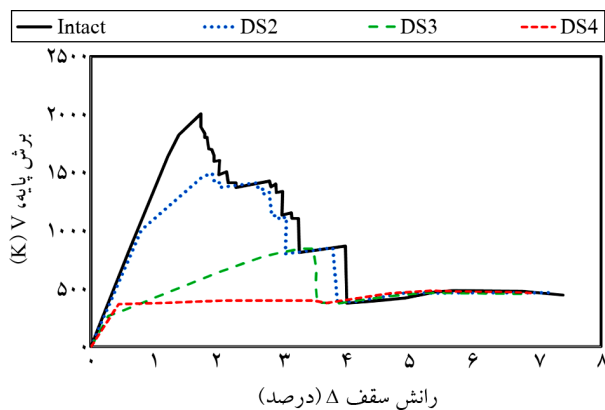
بدین وسیله با تکیه بر این روش تحلیلی و با منظور کردن اثرات افت سیکلی در مفاصل پلاستیک سازه آسیب‌دیده، منحنی‌های پوش آور سازه آسیب‌دیده قاب خمشی فولادی استخراج شدند. در این وضعیت می‌توان به راحتی پیرامون نقطه عملکرد سازه اظهار نظر کرد. از منحنی‌های پوش سازه آسیب‌دیده با روش در نظر گرفتن اثرات افت سیکلی در مفاصل پلاستیک سازه آسیب‌دیده فولادی می‌توان نتایج زیر را استخراج کرد:

۱. نقطه شروع اولین افت با افزایش آسیب در تغییر مکان‌های بیشتر و نیروی کمتر اتفاق می‌افتد.
۲. با افزایش آسیب اولیه نقطه گسیختگی به تغییر مکان‌های کمتر منتقل می‌گردد.

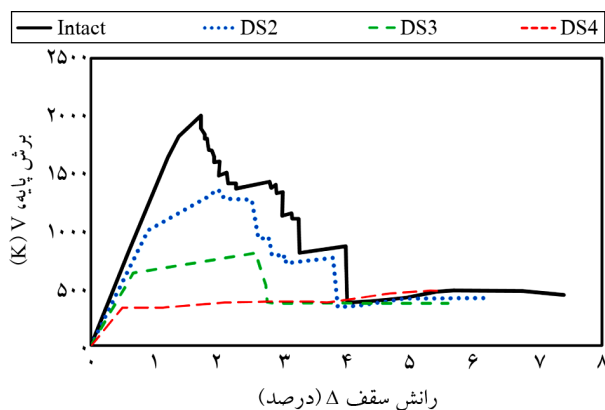


در هر چهار سطح آسیب یکسان است. درحالی‌که این نقطه در منحنی پوش آور ارائه شده با روش در نظر گرفتن اثرات افت سیکلی توسط ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015) به نقاط با تغییر مکان کمتر منتقل شده است.

۲. نقطه گسیختگی، طبق تعریف پژوهش اشاره شده این نقطه برابر حداکثر تغییر مکان سازه در منحنی پوش آور است، متناظر در روش پیشنهادی بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002) برای سازه سالم و سازه آسیب‌دیده در هر چهار سطح آسیب یکسان است. درحالی‌که این نقطه در منحنی پوش آور ارائه شده با روش در نظر گرفتن اثرات افت سیکلی توسط ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015) به نقاط با تغییر مکان کمتر منتقل شده است.



شکل (۱۰): منحنی‌های پوش آور سازه اولیه و آسیب‌دیده با روش بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002).



شکل (۱۱): منحنی‌های پوش آور سازه اولیه و آسیب‌دیده با روش ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015).

۳. سختی اولیه منحنی با افزایش آسیب اولیه کاهش پیدا می‌کند، اما این نرخ کاهش برای درصدهای مختلف آسیب یکسان نیست.

در سازه‌های تحت یک زلزله اصلی، روندهای مختلفی برای ارزیابی سطوح آسیب ارائه شده است؛ حتی دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود نیز با توجه به ویژگی‌های سازه‌ها و سیستم باربر جانبی مقادیر مختلفی را ارائه کرده‌اند؛ اما در این روش سطوح آسیب باید از روی منحنی پوش سازه‌ها استخراج گردد تا بتوان با روش‌های دیگر ارزیابی سازه‌های آسیب‌دیده مقایسه گردد.

#### ۴- ارزیابی نتایج به دست آمده از روش پیشنهادی ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015)

در ارزیابی سازه‌های آسیب‌دیده با روش بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002)، سازه ابتدا تا سطوح عملکردی معینی پوش داده می‌شود و سپس توسط نرم افزار باربرداری می‌گردد. مجدد، سازه تا مرحله گسیختگی پوش داده می‌شود و منحنی پوش آور سازه استخراج می‌گردد. به نوعی این روش را می‌توان مشابه روش قرار دادن پیاپی شتاب‌نگاشت‌ها در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی در نظر گرفت. زمان باربرداری در تحلیل پوش آور نیز عیناً به منظور مدل‌سازی بازه فاصله ارتعاش آزاد می‌باشد. منحنی‌های پوش سازه اولیه و آسیب‌دیده در سطوح مختلف در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در شکل (۱۱) نیز منحنی‌های سازه اولیه و آسیب‌دیده در سطوح مختلف، محاسبه شده با روش در نظر گرفتن اثرات افت سیکلی، نشان داده شده است.

از مقایسه نتایج دو روش محاسبه منحنی پوش آور سازه‌های آسیب‌دیده می‌توان به راحتی دریافت که:

۱. نقطه گسیختگی، طبق تعریف پژوهش اشاره شده این نقطه برابر حداکثر تغییر مکان سازه در منحنی پوش آور است، متناظر در روش پیشنهادی بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002) برای سازه سالم و سازه آسیب‌دیده

محاسبات زیاد است که باید به صورت جداگانه برای هر مدل صورت گیرد. شایان ذکر است، دقت و نحوه انجام این تحلیل به جهت حجم بسیار بالا و زمان بر محاسبات و پیچیدگی تفسیر برخی الگوهای آن، عملاً استفاده از این تحلیل را برای جامعه مهندسی پیچیده، زمان بر و یا عملاً غیر ممکن می کند. این مشکلات در ارزیابی سازه های آسیب دیده با توجه به الگوهای مختلف تحلیل دینامیکی افزایشی برای آن بسیار بیشتر بوده و حتی در نهایت با توجه به نقص های روش های مختلف تحلیل دینامیکی افزایشی در ارزیابی سازه های آسیب دیده، نتایج تحلیل غیر قابل اعتماد خواهد بود. از مهم ترین نقص ها می توان به عدم در نظر گرفتن افت سیکلی المان ها در نتایج تحلیل سازه اشاره کرد. در واقع فرض می شود، منحنی رفتاری المان های سازه ای در حالت آسیب دیده و اولیه یکسان است که این فرض خود منشأ خطاهای بسیار در نتایج شده است. با در نظر گرفتن تمامی این مشکلات، چارچوبی که بتوان نتایج تحلیل IDA را با آن پیش بینی نمود، می تواند قدمی ارزشمند در تحلیل عملکردی سازه ها بر دارد. روش SPO2IDA که حاصل پژوهش و امواتسیکاس است، می تواند با در نظر گرفتن منحنی چند خطی پوش آور سازه ها، منحنی تقریبی IDA را به دست آورد (Vamvatsikos et al., 2003; Li et al., 2012; Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010; Vamvatsikos & Cornell, 2002; D'Ayala et al., 2014).

تحلیل SPO2IDA رابطه ارتقا یافته  $R-\mu-T$  (ضریب رفتار، شکل پذیری و دوره تناوب) است که قابلیت تخمین مناسبی از ظرفیت سازه را دارا می باشد. این روند نه تنها مقادیر میانه داده ها، بلکه پراکندگی آنها را نیز (با توجه به حساسیت تحلیل دقیق IDA به رکورد و ماهیت نتایج تحلیل های وابسته به رکورد) می تواند در اختیار قرار دهد (Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010).

با توجه به آنکه قابلیت روش SPO2IDA در بیان مختصات بدون بعد چون  $R-\mu$  است، می تواند به معیارهای دیگری که رفتار سازه های چند درجه آزادی را به نحو بهتری بیان می نمایند

۳. در سطح آسیب دوم (DS2) در روش پیشنهادی بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002)، منحنی با سختی نزدیک به سختی اولیه به نقطه آسیب روی منحنی پوش رسیده و بقیه منحنی پوش دو سازه در سطح آسیب دوم و سازه سالم تقریباً یکسان است. با توجه به نتیجه این روش می توان این گونه در نظر گرفت که بعد از یک تغییر مکان عملاً دو سازه سالم و آسیب دیده رفتار یکسانی خواهند داشت. نقطه سطح آسیب دوم (DS2) در واقع معادل نقطه تسلیم ستون های پیرامونی طبقه اول در پژوهش پیشنهادی بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002) در نظر گرفته شده است. در حالی که در روش در نظر گرفتن اثرات افت سیکلی توسط ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015)، منحنی پوش علاوه بر کاهش، در نقاطی با تغییر مکان های کمتر دچار گسیختگی شده است. با توجه به منظور کردن فرض تسلیم ستون های پیرامونی در طبقه اول، اشاره شده در (Bazzurro et al., 2002) به عنوان شاخص آسیب دوم، می توان دریافت سازه با تغییر مکان های بیشتری روبرو خواهد شد و عملاً نمی تواند کارکردی مشابه سازه سالم در برابر بارهای جانبی داشته باشد. این نتیجه گیری زمانی اثرات خود را بیشتر نمایان خواهد کرد که بدانیم سازه در زلزله واقعی و پس لرزه های شدید با توجه به ماهیت رفت و برگشتی تحریکات اعمالی افت های بیشتری را تجربه خواهد کرد و با در نظر گرفتن منحنی پوش آور سازه آسیب دیده به روش پیشنهادی بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002) نمی توان تخمین منطقی از رفتار و سطح عملکردی سازه آسیب دیده ارائه داد. ۴. شکل کلی منحنی پوش آور برای سازه در سطح آسیب چهارم (DS4) در هر سازه تقریباً یکسان است.

## ۵- تحلیل دینامیکی افزایشی تقریبی سازه های آسیب دیده

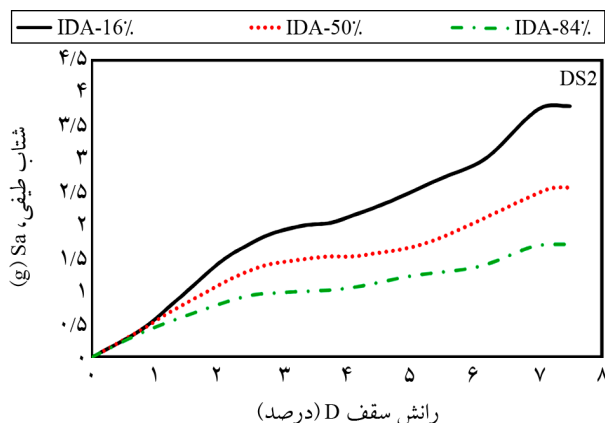
تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) سازه ها، تحلیلی با حجم



آسیب‌دیده ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015) استفاده شده است.

تحلیل IDA بیان‌کننده رفتار دینامیکی غیرخطی یک سازه مشخص تحت اثر یک شتاب‌نگاشت مشخص است. در نتیجه، نتایج این روش وابستگی زیادی به رکورد انتخاب شده خواهد داشت و به‌تنهایی نمی‌تواند نمایانگر رفتار دینامیکی غیرخطی سازه باشد. بدین منظور باید تعداد مناسبی از رکوردهای زلزله تعیین گردد و به‌تبع آن حجم عملیات تحلیل بسیار افزایش خواهد یافت. حال اگر بخواهیم بدانیم که احتمال اینکه کدام شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه احتمال رخداد بیشتری در طول عمر سازه‌ها خواهد داشت، به‌طور طبیعی باید ویژگی‌های احتمالاتی نتایج بررسی گردد.

یکی از روندهایی که عمدتاً در پژوهش‌ها به‌عنوان ساده‌ترین روش برای عمومیت دادن به نتایج این دسته از تحلیل‌ها پیشنهاد شده است، استفاده از مقادیر میانگین ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد است. نتایج مقادیر IDA-50%، IDA-16% و IDA-84% با روش در نظر گرفتن افت سیکلی المان‌های آسیب‌دیده برای سه سطح آسیب اشاره شده در شکل‌های (۱۲) تا (۱۵) نشان داده شده است (Vamvatsikos et al., 2003; Li et al., 2012; Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010; Vamvatsikos & Cornell, 2002; D'Ayala et al., 2014; Vamvatsikos, 2002).



شکل (۱۲): منحنی‌های IDA تقریبی ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد حاصل از تحلیل SPO2IDA برای سازه آسیب‌دیده در سطح آسیب دوم.

نیز مقیاس گردد، مانند  $S_a(T_1, 5\%)$  و  $\theta_{max}$  که بیان‌کننده نسبت جابه‌جایی سازه است (Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010).

نحوه مقیاس رابطه  $R-\mu$  به  $\theta_{max} - S_a(T_1, 5\%)$  با توجه به روابط زیر قابل بیان است (Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010):

$$S_a(T_1, 5\%) = R S_a^{Yield}(T_1, 5\%) \quad (1)$$

$$\theta_{roof} = \mu \theta_{roof}^{Yield} \quad (2)$$

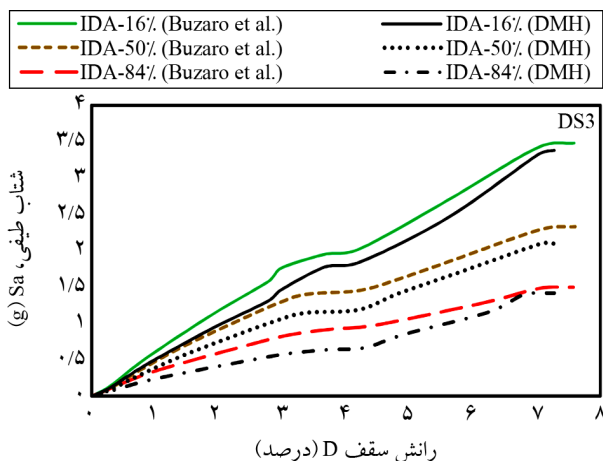
با تعیین مقدار  $\theta_{roof}$  می‌توان مقادیر  $\theta_{max}$  را از روی نتایج منحنی پوش آور استخراج کرد. همچنین (Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010):

$$S_a^{Yield}(T_1, 5\%) = K_{roof} \theta_{roof}^{Yield} \quad (3)$$

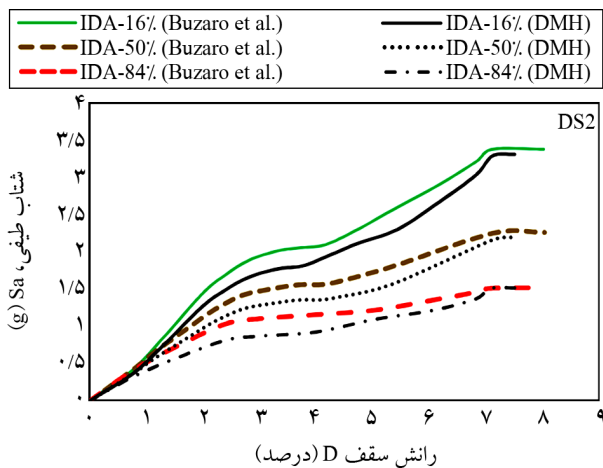
در نتیجه مراحل محاسبه منحنی‌های IDA تقریبی از منحنی پوش آور سازه در مراحل زیر قابل ارائه است:

۱. محاسبه منحنی پوش آور سازه.
۲. سه خطی نمودن منحنی پوش آور سازه.
۳. استفاده از برنامه SPO2IDA برای محاسبه منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی تقریبی (Vamvatsikos, 2002).
۴. تبدیل مختصات منحنی IDA تقریبی به مختصات  $\theta_{max} - S_a(T_1, 5\%)$  با توجه به روابط (۱) تا (۳).

روش SPO2IDA که جهت محاسبه منحنی IDA تقریبی است با نتایج منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی مستقیم مقایسه شده و نشان داده شده است که این ابزار قابلیت تخمین بسیار مناسبی برای رفتار سازه‌های کوتاه‌مرتبه را دارا می‌باشد. با افزایش ارتفاع از دقت این روش کاسته شده و قابلیت اطمینان نتایج آن کاهش می‌یابد (Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010). در این پژوهش با توجه به کوتاه‌مرتبه بودن سازه مورد بررسی و انجام این تحلیل در پژوهش با زور و همکاران (Bazzurro et al., 2002)، از این روش برای ارزیابی نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی تقریبی برای منحنی حاصل از تحلیل پوش آور با روش در نظر گرفتن افت سیکلی المان‌های

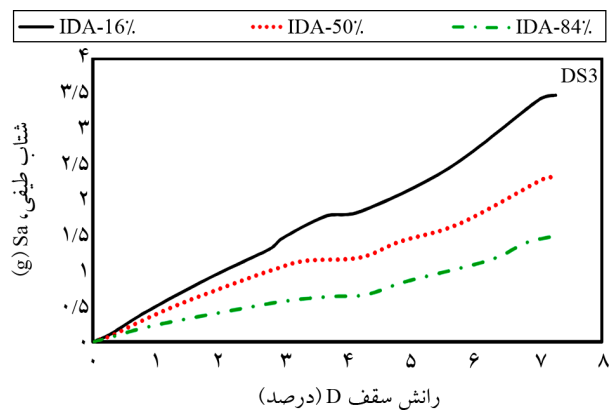


شکل (۱۶): منحنی‌های IDA تقریبی ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد حاصل از تحلیل SPO2IDA برای سازه آسیب‌دیده در سطح آسیب سوم با دو روش، DMH مفصل پلاستیک اصلاح شده توسط ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015) و بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002).

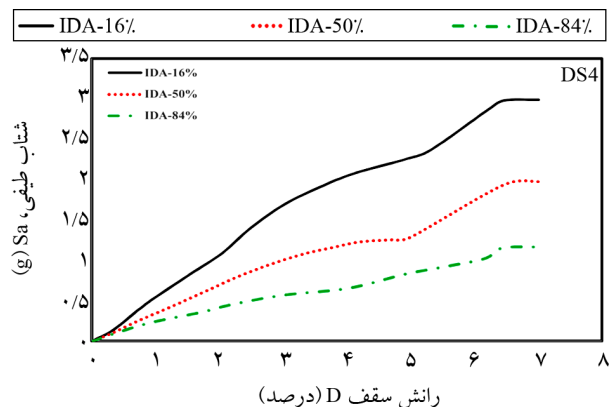


شکل (۱۷): منحنی‌های IDA تقریبی ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد حاصل از تحلیل SPO2IDA برای سازه آسیب‌دیده در سطح آسیب دوم با دو روش، DMH مفصل پلاستیک اصلاح شده توسط ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015) و روش بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002).

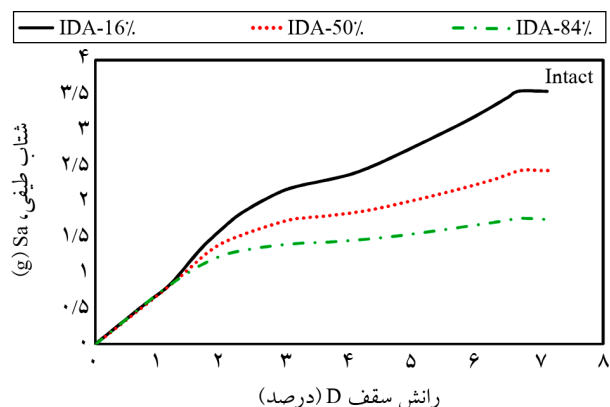
al., 2002) در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) برای سطح آسیب DS2 و DS3 نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد با توجه به منظور کردن افت سیکلی المان‌های آسیب‌دیده، شیب منحنی‌ها در ناحیه الاستیک اولیه با افت زیادی روبرو هستند. این بدان معنی است که در منحنی IDA برآزش شده، در مقادیر شتاب طیفی کمتر، سازه تغییر مکان‌های بیشتری را تجربه می‌کند. همچنین با توجه به نتایج



شکل (۱۳): منحنی‌های IDA تقریبی ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد حاصل از تحلیل SPO2IDA برای سازه آسیب‌دیده در سطح آسیب سوم.



شکل (۱۴): منحنی‌های IDA تقریبی ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد حاصل از تحلیل SPO2IDA برای سازه آسیب‌دیده در سطح آسیب چهارم.



شکل (۱۵): منحنی‌های IDA تقریبی ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد حاصل از تحلیل SPO2IDA برای سازه اولیه.

نتایج منحنی‌های تقریبی به دست آمده از روش در نظر گرفتن افت سیکلی المان‌های آسیب‌دیده (Hosseini Hashemi & Naserpour, 2015) و روش بازورو و همکاران (Bazzurro et

۱- قرمزرننگ (RED PLACARD)

۲- زردرننگ (YELLOW PLACARD)

۳- سبزرنگ (GREEN PLACARD)

سطوح عملکردی به این دلیل در این سه رنگ گنجانده شده‌اند که بتوانند برای عموم مردم قابل درک باشند. در هر بازدید بعد از وقوع زلزله محل با یکی از این سه رنگ (که توسط پلاکاردهایی دور هر سازه پیچیده می‌شود) پوشانده می‌شوند. این روش تنها با استفاده از مهندسين باتجربه در طراحی، اجرا و مقاوم‌سازی و با تکیه بر قضاوت مهندسی آنان قابل اجراست که طبیعتاً با توجه به احتمال رخداد پس‌لرزه در ساعات اولیه بعد از زلزله و تعداد سازه‌های آسیب‌دیده، پروسه‌ای زمان‌بر، پرخطر و عملاً غیر ممکن است. می‌توان بر اساس روندهایی تحلیلی بجای شهودی نحوه طبقه‌بندی سازه‌ها را بیان نمود. یکی از این روش‌ها استفاده از نسبت شدت پس‌لرزه به لرزه اصلی است (Maffei et al., 2005). با توجه به پژوهش‌های موجود در ادبیات فنی (Mahin, 1980; Fragiaco et al., 2004; Hatzigeorgiou & Beskos, 2009; Ruiz-Garcia & Negrete-Mariquez, 2011) و نیز منظور کردن افت سیکلی المان‌های آسیب‌دیده، می‌توان گفت این روش نمی‌تواند معیار مناسبی برای نشان دادن طبقه‌بندی صحیح سازه‌ها باشد. همچنین ماهیت متفاوت پس‌لرزه از منظر زلزله‌شناسی مهندسی بیش از پیش این نحوه ارزیابی را با سؤالات جدی روبرو خواهد کرد.

روند دیگر به منظور طبقه‌بندی سازه‌ها استفاده از روش معرفی شده در پژوهش بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002) است. در این روش، حداکثر مقدار  $Sa_{(cap)}$  مستخرج از نتایج تحلیل SPO2IDA برای سازه اولیه به عنوان مقدار مینا در نظر گرفته می‌شود که متناظر با سطح آسیب صفر است. حال برای منحنی‌های دیگر مقدار آسیب از نسبت  $Sa_{(cap)i}$  سازه آسیب‌دیده به سازه سالم محاسبه می‌گردد. برای سازه ارزیابی شده در این پژوهش نتایج مقادیر  $Sa_{(cap)}$  و درصد آسیب طبق دو روش ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015) و بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002) در جدول (۳) نشان داده شده است (۲ درصد در ۵۰ سال).

ارائه شده می‌توان دید که پراکنندگی منحنی IDA تقریبی با افزایش آسیب، بیشتر شده است. همان‌طور که در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) نشان داده شده است، در مقادیر ثابت  $Sa$  منحنی IDA تقریبی محاسبه شده با روش ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015) تغییر مکان‌های بیشتری از روش بازورو و همکاران (Bazzurro et al., 2002) را تجربه خواهد کرد. این بدان معنی است که در سازه آسیب‌دیده با در نظر گرفتن افت سیکلی، در مقادیر شتاب طیفی کمتر، سازه به یک مقادیر بیشتری از تغییر مکان خواهد رسید. شایان ذکر است به دلیل پیچیدگی و عدم وجود روشی برای تعریف سطوح عملکردی برای سازه‌های آسیب‌دیده در یک سطح آسیب خاص، از مقایسه عددی نتایج در یک مقدار مشخص صرف‌نظر شده است. البته در بخش بعدی از نتایج به دست آمده به منظور ایجاد روشی برای ارزیابی سازه‌های آسیب‌دیده استفاده شده است و چگونگی این نتایج برای سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال تشریح شده است.

## ۶- ارزیابی شهودی سازه‌ها

بعد از یک زلزله، به‌طور معمول یکسری وقفه در فعالیت‌های حیاتی و روزمره رخ می‌دهد. در زلزله‌هایی که باعث آسیب گسترده می‌شوند، بعضی سازه‌ها ویران شده و برخی دیگر به تناسب شرایط دچار صدمه‌هایی می‌گردند. در بعضی سازه‌ها اجزای غیر سازه‌ای بیشتر دچار آسیب می‌گردند. مأمورین امداد و نجات و بازماندگان در برهه‌هایی به دلایل الزامی نیاز مبرم به ورود به سازه‌های آسیب‌دیده در اثر زلزله اصلی را دارند که اگر این سازه‌ها در بافت‌های قدیمی تر قرار داشته باشند، پتانسیل ایجاد خطر دوچندان خواهد شد (ATC35, 1999; FEMA306, 1998).

سؤال اصلی که در این مواقع ایجاد می‌شود این است که چگونه، چطور و چه مدت بعد از زلزله به سازه آسیب‌دیده می‌توان وارد شد. دستورالعمل‌هایی چون ATC-20 برخی روش‌ها را جهت ارزیابی‌های شهودی بعد از زلزله ارائه داده‌اند. در واقع در حالت کلی بعد از بازدید طبق توصیه‌های ATC-20 می‌توان سازه‌ها را در سه سطح تقسیم‌بندی کرد (ATC, 1989):

جدول (۳): مقادیر افت ظرفیت و  $Sa_{(cap)}$  برای دو سطح آسیب دوم و سوم با دو روش (۲ درصد در ۵۰ سال).

Capacity Loss (%) Naserpour & Hosseini ) (Hashemi, 2015	$Sa_{(cap)}(T_1)$ , (g) Naserpour & Hosseini ) (Hashemi, 2015	Capacity Loss (%) (Bazzurro et al., 2002)	$Sa_{(cap)}(T_1)$ , (g) (Bazzurro et al., 2002)	سازه
۰	۲/۷	۰	۲/۷	سازه اولیه
۱۰	۲/۴۵	۵	۲/۵۵	سطح آسیب دوم
۳۳	۱/۸۸	۲۵	۲/۰۲	سطح آسیب سوم

خمش با بهره‌گیری از تحلیل استاتیکی غیرخطی صورت گیرد. همچنین با بهره‌گیری از روش SPO2IDA منحنی‌های تقریبی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی برای سازه مورد تحلیل قرار گرفته استخراج شد. سپس با بهره‌گیری از این منحنی‌ها به ارزیابی روندهای به‌منظور دسته‌بندی سازه‌ها پس از زلزله پرداخته شده است. در انتها نتایج این روش با روش‌های پیشنهادی در هر مرحله مقایسه شده و ریشه‌های اختلاف در جواب‌ها به‌طور کامل تشریح شده است. نشان داده شد که در سطوح عملکردی مختلف بین ۳۰ تا ۵۰ درصد ظرفیت سازه با عدم منظور کردن اثرات افت سیکلی بیشتر برآورد خواهد شد. با توجه به نتایج می‌توان گفت عدم منظور کردن افت سیکلی در رفتار المان‌های آسیب‌دیده می‌تواند در صورت رخداد پس‌لرزه با بزرگای نزدیک به زلزله اصلی، منشأ خطاهای زیادی در تصمیم‌گیری‌ها و طبقه‌بندی سازه‌ها گردد و عواقب جبران‌ناپذیری را در پی خواهد داشت.

### مراجع

- ATC. (1989). *Procedures for Post-Earthquake Safety Evaluation of Buildings*, ATC-20. Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- ATC 35. (1999). *Earthquake Aftershocks-Entering Damaged Building*. Applied Technology Council, Redwood City, California. Technical Brief 2.
- Bazzurro, P., Cornell, C.A., Menun, C., and Motahari, M. (2002). *Advanced Seismic Assessment Guidelines*. Report Prepared for PG&E, PEER Lifelines Program, Task 501 and Draft 1.
- D'ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Crowley, H., & Silva, V. (2014) *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of*

در این روش محدوده ۰ تا ۲۰ درصد آسیب را معادل رنگ سبز، ۲۰ تا ۴۰ را معادل رنگ زرد و ۴۰ به بعد را معادل رنگ قرمز قرار داده شده است (Bazzurro et al., 2002). در نتیجه با توجه به نتایج نشان داده شده در جدول، می‌توان گفت مقادیر ارائه شده در سطح آسیب سوم در این سازه برابر با رنگ زرد است؛ اما اختلاف بین مقادیر نشان‌دهنده آن است که برای سازه‌های دیگر، با تغییر جزئی در مقادیر، سازه با در نظر گرفتن افت سیکلی در محدوده قرمز قرار خواهد گرفت و بدون آن در محدوده زرد رنگ. در نتیجه این نقص در منظور نکردن مقادیر افت سیکلی المان‌های آسیب‌دیده در صورت وقوع پس‌لرزه‌های شدید می‌تواند عواقب جبران‌ناپذیری داشته باشد.

### ۷- نتیجه‌گیری

در حالت کلی به دلیل پیچیدگی و عدم شناخت کافی از رفتار المان‌های آسیب‌دیده در مدل‌سازی، الگویی برای ارزیابی ظرفیت سازه‌های آسیب‌دیده در برابر زلزله و تعیین کفایت آنها برای مقاومت در برابر پس‌لرزه‌ها وجود ندارد. این نکته در حالی مدنظر قرار می‌گیرد که در آیین‌نامه‌های طراحی نیز اشاره‌ای به این موضوع نشده است. نکته قابل تأمل با توجه به زلزله‌های رخ داده این است که در صورت وقوع پس‌لرزه بعد از زلزله اصلی، چه اتفاقی برای سازه‌ها، شریان‌های حیاتی، مراکز مدیریت بحران و... خواهد افتاد. در این پژوهش با بهره‌گیری از روش منظور کردن افت سیکلی المان‌های اصلی سازه قاب خمشی فولادی که توسط ناصرپور و حسینی هاشمی (Naserpour & Hosseini Hashemi, 2015) ارائه شده است، سعی بر آن شد تا الگویی برای ارزیابی سازه‌های فولادی قاب

- on inelastic design earthquakes. In *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, 5, 677-680.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L., & Jeremic, B. (2015). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. Available: <http://opensees.ce.berkeley.gatech.edu>.
- Naserpour, A., & Hosseini Hashemi, B. (2015). *Performance Evaluation of Special Steel Moment Frames Under the Sequences of Mainshock-Aftershock*. M.Sc. Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.
- Ruiz-García, J., & Negrete-Manriquez, J.C. (2011). Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences. *Engineering Structures*, 33(2), 621-634.
- Vamvatsikos, D. (2002) *SPO2IDA Software for Short, Moderate and Long Periods*. Available: <http://tremble.stanford.edu/nausika/software/spo2ida-allt>.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C.A. (2004). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*, 20(2), 523-553.
- Vamvatsikos, D., Jalayer, F., & Cornell, C.A. (2003). Application of incremental dynamic analysis to an RC-structure. In *Proceedings of the FIB Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions* (pp. 75-86).
- Yeo, G.L., & Cornell, C.A. (2009). A probabilistic framework for quantification of aftershock ground-motion hazard in California: Methodology and parametric study. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(1), 45-60.
- Low/Mid-Rise Buildings: Methodology*. Vulnerability Global Component Project.
- FEMA 306. (1998). *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings—Basic Procedures Manual*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Fragiacomo, M., Amadio, C., & Macorini, L. (2004). Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions. *Engineering Structures*, 26(13), 2021-2035.
- Fragiadakis, M., & Vamvatsikos, D. (2010). Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(6), 683-703.
- Hatzigeorgiou, G.D., & Beskos, D.E. (2009). Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Engineering Structures*, 31(11), 2744-2755.
- Hosseini Hashemi, B., & Naserpour, A. (2015). Performance evaluation of the damaged steel moment frames under mainshock-aftershock sequences considering plastic hinge modification factors. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 16(4).
- Lee, K., & Foutch, D.A. (2004). Performance evaluation of damaged steel frame buildings subjected to seismic loads. *Journal of Struct. Eng.*, 130, 588-599.
- Li, Q., & Ellingwood, B.R. (2007). Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock sequences. *Journal of Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 36, 405-427.
- Li, Y., Song, R., van de Lindt, J., Nazari, N., & Luco, N. (2012). Assessment of wood and steel structures subjected to earthquake mainshock-aftershock. In *15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*.
- Luco, N., Bazzurro, P., & Cornell, C.A. (2004). Dynamic versus static computation of the residual capacity of a mainshock-damaged building to withstand an aftershock. In *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*.
- Maffei, J., Telleen, K., Mohr, D., Holmes, W., & Nakayama, Y. (2005). *Test Applications of Advanced Seismic Assessment Guidelines*: Report 2005/09.
- Mahin, S.A. (1980). Effects of duration and aftershocks

## Presenting a New Model to Evaluate Damaged Steel Structures after an Earthquake with the Aim of Managing Emergency Conditions

Aran Naser Pour<sup>1</sup> and Behrokh Hosseini Hashemi<sup>2\*</sup>

1. M.Sc. Graduate in Earthquake Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

2. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), and President of Iranian Earthquake Engineering Association, Tehran, Iran, \*Corresponding Author, email: behrokh@iiees.ac.ir

In general, determining the seismic behaviour of a building damaged by an earthquake is a difficult and complex task. This issue is important and practical in today's world because demolishing of all the buildings damaged by the earthquake is very expensive and time-consuming. For this purpose, in the first step of the reconstruction of an earthquake-stricken city, it should be determined which buildings are useable and safe, which buildings are repairable, and which ones should be demolished. The repairability, destructibility or usability and safety of a damaged building is effective when the seismic behaviour of that building can be determined after the damage. To determine the seismic behaviour of the building damaged by the earthquake, some methods have been presented by other researchers. However, most of these methods need to spend a lot of time to check the behaviour of the structure. The purpose of this research is to provide a new analytical method for the seismic evaluation of steel moment frame structures damaged in an earthquake, which can determine the force-displacement curve of a steel structure for different levels of damage. Also, in this research, with the benefit of SPO2IDA's approximate analysis, a method for classifying damaged structures based on the percentage of damages has been presented. For this purpose, a three-story steel moment frame structure was subjected to nonlinear static analysis in OpenSEES Software. Then, using the proposed method to analyse the damaged structure and considering the cyclic deterioration of the damaged members and elements by modifying the behaviour curves of the structure, non-linear static analysis curves were extracted for different levels of damage. In the method of cyclic deterioration of damaged elements, based on the amount of rotation or deformation occurred in the member during the earthquake, the performance curve of the member changes in such a way that these changes include stiffness, resistance and ductility. According to the initial back-bone curve, four levels of damage were meant for the damaged structures, and each of these damage levels is dependent on the amount of reduction in resistance that occurred in the initial back-bone curve of the structure.

Also, using the SPO2IDA method, the approximate curves obtained from incremental dynamic analysis were extracted for the analysed structure. Then, by using these curves, the proposed procedure was evaluated in order to classify the structures after the earthquake. At the end, the results of this method are compared with the methods proposed by others in each step, and the crucial differences in response are fully explained. It was shown that at different performance levels, by not considering the effects of cyclic distortion, between 30% and 50% of the structure's capacity will be estimated higher. According to the obtained results, in the event of an aftershock with a magnitude close to the main shock, it can be concluded that not considering the cyclic distortion in the behaviour of the damaged members and elements can lead to many mistakes in decision and classification of the structures which result to irreparable consequences.

**Keywords:** Aftershock, Correction Coefficients of Plastic Joints, Special Moment Frame, SPO2IDA Analysis, Classification of Structures.