

## Study of seismic behavior and development of fragility curves of divergent braced frames under successive earthquakes

Mohammadhosein Moradiyan<sup>1</sup>, Ghasem Pachideh<sup>2</sup>, Amin Moshtagh<sup>3\*</sup>

1- Master of Structures, Faculty of Civil Engineering, Islamic Azad University, Science and Research Branch, Tehran, Iran.

2- Postdoctoral Research Assistant, Sharif University of Technology.

3- MSc, Faculty of Civil Engineering, Garmsar University, Garmsar, Iran

### ABSTRACT

The potential for aftershocks vulnerability, even for many structures designed following valid seismic regulations, highlights the need to study various structural systems. Experiences of previous earthquakes and the results of studies on divergent braced frames indicate the proper ductility and stiffness of this seismic load-bearing system in the face of strong earthquakes. In the present paper, the seismic behavior of divergent braced frames under the main earthquake and aftershock has been studied. For this purpose, 4, 8, and 12 story buildings were subjected to increasing analysis, nonlinear time history, and incremental dynamics using selected aftershocks. Also, fragility curves for different levels of failure before and after the main earthquake were presented. The results show high strength and suitable bearing capacity of divergent braced frames under multiple earthquakes that can achieve high-performance levels.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 24 December 2020

Revise Date: 30 March 2021

Accept Date: 15 April 2021

### Keywords:

Divergent braced frame graft beam

Aftershock

Major earthquake

Consecutive earthquake

Incremental dynamic analysis

Fragility curve

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.263292.2315>

\*Corresponding author: Amin Moshtagh.

Email address: Amin.Moshtagh@ugsr.ir

## مطالعه رفتار لرزه‌ای و توسعه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا تحت اثر زلزله‌های متوالی

محمدحسین مرادبان<sup>۱</sup>، قاسم پاچیده<sup>۲</sup>، امین مشتاق<sup>۳\*</sup>

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران.

۲- پژوهشگر پسادکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

۳- مربی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه گرمسار

### چکیده

پتانسیل آسیب‌پذیری در مواجهه با پس‌لرزه‌ها، حتی در خصوص بسیاری از سازه‌هایی که مطابق با آیین‌نامه‌های لرزه‌ای معتبر طراحی شده‌اند، لزوم مطالعه در خصوص سیستم‌های سازه‌ای مختلف را آشکار می‌سازد. تجارب زلزله‌های پیشین و نتایج مطالعات صورت گرفته روی قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا، حاکی از شکل‌پذیری و سختی مناسب این سیستم باربر لرزه‌ای در تقابل با زمین‌لرزه‌های قوی می‌باشد. در مقاله حاضر رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه مورد مطالعه قرار گرفته است. بدین منظور، ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت تحلیل بارافزون، تاریخچه زمانی غیرخطی و دینامیکی افزایشی با استفاده از پس‌لرزه‌های انتخاب شده، قرار گرفته‌اند. به علاوه، منحنی‌های شکنندگی برای سطوح مختلف خرابی قبل و بعد از وقوع زلزله اصلی نیز ارائه گردیده است. نتایج بیانگر مقاومت بالا و ظرفیت باربری مناسب قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا تحت زلزله‌های چندگانه می‌باشد که قادر به دست‌یابی به سطوح بالای عملکردی می‌باشند.

کلمات کلیدی: قاب مهاربندی‌شده واگرا، تیر پیوند، پس‌لرزه، زلزله اصلی، زلزله متوالی، تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی شکنندگی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.263292.2315	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.263292.2315	۱۴۰۰/۱۲/۲۹	۱۴۰۰/۰۱/۲۶	۱۴۰۰/۰۱/۲۶	۱۴۰۰/۰۱/۱۰	۱۳۹۹/۱۰/۰۴
امین مشتاق Amin.Moshtagh@ugsr.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

علی رغم پیشرفت‌های صورت گرفته در علم مهندسی زلزله و همچنین ارزیابی مخاطرات لرزه‌ای در چند دهه گذشته، آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای موجود و رویکردهای تخمین خرابی، اثرات ناشی از زلزله‌های متوالی بر رفتار سازه‌ها را مدنظر قرار نمی‌دهند. این در حالی است که پیرو زلزله‌های قوی اخیر نظیر زلزله‌های Northridge در سال ۱۹۹۴، Kocaeli در سال ۱۹۹۹، Haiti در سال ۲۰۱۰، Darfield و Chrischurch در سال ۲۰۱۰ و ۲۰۱۱، Umbria-Marche در سال ۱۹۹۷ و Emilia در سال ۲۰۱۲ که همگی آن‌ها همراه با پس‌لرزه‌های متعددی بودند، مشخص گردید که سازه‌های آسیب دیده تحت زلزله اصلی، در برابر پس‌لرزه‌ها بسیار آسیب‌پذیر می‌باشند [۶-۱]. بر اساس تحقیقات اخیر، مشخص گردیده است که پس‌لرزه‌هایی که بلافاصله بعد از زلزله اصلی به وقوع می‌پیوندند، ممکن است دارای شدت زیاد، شتاب حداکثر بالا و محتوای فرکانسی متفاوت نسبت به زلزله اصلی باشند [۷-۱۲]. بنابراین پس‌لرزه‌ها دارای این پتانسیل می‌باشند که آسیب‌های مضاعفی را در ساختمان‌ها که عمدتاً برای مقابله با اثرات زلزله اصلی طراحی شده‌اند، ایجاد نمایند. تاکنون مطالعات محدودی جهت بررسی پاسخ سازه‌ها در برابر توالی زمین لرزه‌ها انجام گرفته است. برخی از این مطالعات معطوف به شبیه‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌های تک درجه آزادی می‌باشند [۱۷-۱۳]. به عنوان مثال در این مطالعات Mahin ضریب شکل‌پذیری یک سیستم تک درجه آزادی الاستوپلاستیک را مورد مطالعه قرار داد و دریافت که تحت اثر پس‌لرزه، نیاز شکل‌پذیری سازه افزایش می‌یابد. Hazigogios و Liolios تحلیل‌های پارامتری چندگانه‌ای را به منظور بررسی پاسخ غیرخطی سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه که تعدادی از آنها منظم بودند و تعدادی نیز دارای نامنظمی بودند، انجام دادند. در این تحلیل‌ها، سازه‌ها در معرض زلزله‌های چندگانه قرار گرفتند و مشخص گردید که نیاز شکل‌پذیری تغییرمکانی سازه تحت اثر سناریوهای زلزله اصلی-پس‌لرزه افزایش می‌یابد [۱۸]. Ruiz-Garcia و Negrete-Manriquez دریافت‌های ماکزیمم و ماندگار سه سازه فولادی تحت اثر ۶۴ سناریوی زلزله اصلی-پس‌لرزه را بررسی نمودند. طبق نتایج ایشان، مشخصات فرکانسی زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه‌ها شامل پیرو غالب و پهنای باند دارای ارتباط آماری ضعیفی می‌باشند [۷]. در سال ۲۰۱۱، Li و Yin روشی را برای تخمین خرابی سازه‌های چوبی سبک با استفاده از زمین لرزه‌های مقیاس شده به عنوان پس‌لرزه، پیشنهاد نمودند. نتایج پژوهش ایشان نشان داد که پس‌لرزه‌ها و هزینه‌های ناشی از عدم بهره‌برداری از سازه، مهم‌ترین بخشهای خسارات لرزه‌ای می‌باشند [۱۹ و ۲۰]. Jeon و همکاران دریافت میان‌طبقه‌ای حداکثر یک سازه بتنی با شکل‌پذیری کم را تحت اثر بارگذاری بارافزون چرخه‌ای قرار دادند تا بدین طریق خسارات سازه‌های ناشی از زلزله اصلی را شبیه‌سازی نموده و سپس، پس‌لرزه‌ها را با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی اعمال نمودند. روش پیشنهادی آنها حاوی عدم قطعیت‌های مربوط به هر دو رکورد زلزله و ظرفیت‌های سازه‌ای بود. آنها نتیجه گرفتند که نیازهای لرزه‌ای طی پس‌لرزه‌ها افزایش خواهند یافت [۲۱]. Song و همکاران تأثیر محتوای فرکانسی و مدت پس‌لرزه‌ها بر احتمال خرابی در سازه‌های فولادی را مورد مطالعه قرار دادند. طبق نتایج ایشان، سازه‌های آسیب دیده در برابر زلزله اصلی، آسیب‌پذیری بیشتری تحت پس‌لرزه‌های با فرکانس بالا و پایین از خود نشان دادند [۲۲ و ۲۳]. در سال ۲۰۱۹، Zhang و همکاران ریسک لرزه‌ای یک ساختمان بتنی ۴۲ طبقه با سیستم سازه‌ای دوگانه را با احتساب زلزله اصلی-پس‌لرزه ارزیابی نمودند. بدین منظور، تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی متعددی را با استفاده از رکوردهای زلزله اصلی-پس‌لرزه ثبت شده توسط ایستگاه‌های لرزه نگاری انجام دادند. طبق نتایج ایشان، لحاظ نمودن پس‌لرزه از یک سو موجب کاهش ظرفیت تغییرشکلی سیستم لرزه‌بر شده و از سوی دیگر، میزان مخاطرات لرزه‌ای در محیط پس از وقوع زلزله اصلی را افزایش می‌دهد [۲۴]. Ruiz-Garcia رفتار لرزه‌ای دو ساختمان فولادی مهاربندی واگرا واقع بر روی خاک نرم را تحت اثر زلزله‌های چندگانه به صورت عددی و با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی مطالعه نمود. نتایج ایشان نشان داد در شرایطی که نسبت ماکزیمم سرعت زمین برای زلزله اصلی به پس‌لرزه برابر و یا بیش از ۰٫۷ باشد، نیاز دریافت میان‌طبقه‌ای سازه افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده گردید زمانی که تیرهای پیوند به حد گسیختگی خود میرسند، سایر اعضای سازه (تیرها و ستونها) وارد فاز رفتار غیرخطی شده که این موضوع بر خلاف فلسفه طراحی لرزه‌ای این سیستم باربر بوده و در نتیجه این موضوع، تغییرمکان‌های سازه افزایش می‌یابند [۲۵]. طی تحقیق دیگری، عبدالله‌زاده و همکاران عملکرد لرزه‌ای قابهای فولادی خمشی طراحی شده با استفاده از روش طراحی الاستیک و طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد را تحت اثر سناریوهای زلزله اصلی-پس‌لرزه ارزیابی نمودند. بدین منظور از پس‌لرزه‌های واقعی ثبت شده پس از زمین‌لرزه‌های گذشته استفاده کردند و سه پارامتر کلیدی دریافت میان‌طبقه‌ای، توزیع مفاصل پلاستیک و توزیع انرژی هیستریزس در طبقات را با استفاده از تحلیلهای تاریخچه زمانی غیرخطی را بررسی نمودند. طبق نتایج، مشخص گردید که افزایش

دریافت سازه‌های طراحی شده با استفاده از روش الاستیک بیش از دریافت سازه‌های طراحی شده با استفاده از روش پلاستیک بر مبنای عملکرد می‌باشد. همچنین از لحاظ توزیع مفاصل پلاستیک نیز مشخص شد که روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد قابلیت بهتری نسبت به طراحی الاستیک دارد. به علاوه مشاهده گردید که از لحاظ توزیع انرژی هیستریزس در طبقات، زمانی که سازه در معرض لرزه اصلی قرار می‌گیرد، طبقاتی که انرژی بیشتری را جذب نموده‌اند و در نتیجه آسیب‌های بیشتری را متحمل شده‌اند، انرژی هیستریزس بیشتری را در جریان پس‌لرزه دریافت می‌نمایند [۲۶]. در سال ۲۰۱۹، DiSarno به مطالعه اثر سناریوهای زلزله اصلی-پس‌لرزه بر افزایش پیوند ارتعاش سازه‌های بتنی پرداخت. طبق نتایج ایشان، نسبت ماکزیمم شتاب زلزله اصلی به پس‌لرزه تأثیر ناچیزی بر افزایش پیوند سازه‌ها دارد. به علاوه، مشخص گردید علاوه بر مشخصه‌هایی نظیر شرایط ساختگاه، فاصله کانونی و نسبت ماکزیمم شتاب، مدت زمان حرکت نیرومند زمین، نقش مؤثرتری بر نسبت جابجایی پیوند سازه ایفا مینماید [۲۷]. Han و همکاران طی مطالعه‌ای روشی برای سنتز پس‌لرزه‌ها بر اساس زلزله اصلی پیشنهاد نمودند و در تحلیل خطر دو ساختمان بتنی غیرشکل‌پذیر از آن استفاده نمودند. به منظور صحت سنجی روش پیشنهادی، نتایج اخذ شده از سازه‌ها، در معرض رکوردهای ثبت شده و رکوردهای سنتز شده را با یکدیگر مقایسه نمودند و دریافتند که روش پیشنهادی به خصوص برای سازه‌های با پیوند طبیعی بالاتر، نتایج قابل قبولی ارائه می‌دهد. همچنین با بررسی نتایج در دو حالت اعمال تنها زلزله اصلی و همچنین سناریوی زلزله اصلی-پس‌لرزه مشخص گردید که پس‌لرزه‌ها به دو دلیل منجر به ایجاد خرابی می‌گردند، اول اینکه در مواجهه با زلزله اصلی ظرفیت‌های سازه‌های تحت اثر زلزله اصلی تضعیف می‌گردند و ثانیاً، پس‌لرزه‌ها دارای مشخصات ارتعاشی شدیدتری (به عنوان مثال شتاب طیفی و یا ماکزیمم شتاب بیشتر) در یک محل مشخص (ناشی از فواصل نزدیکتر سایت به منبع زلزله یا تغییر در محتوای انرژی پس‌لرزه) می‌باشند [۲۸]. شایان ذکر است بر اساس مطالعاتی که تاکنون انجام شده است، اجماع نظری در خصوص نحوه اعمال سناریوهای زلزله اصلی-پس‌لرزه وجود ندارد. بر اساس این مطالعات، به منظور تولید سناریوهای زلزله اصلی-پس‌لرزه، رویکردهایی از قبیل زلزله اصلی-زلزله اصلی، زلزله اصلی-زلزله اصلی هدف، زلزله اصلی-پس‌لرزه ثبت شده در ایستگاه، زلزله اصلی-زلزله اصلی-زلزله اصلی متفاوت پیشنهاد گردیده‌اند [۲۹-۳۱]. اگرچه، با توجه به تعداد محدود پس‌لرزه‌های ثبت شده، دسترسی به تعداد قابل قبولی از آنها امری غیرممکن بوده چرا که حتی برای زلزله‌های اخیر نیز، تنها برخی از ایستگاه‌ها پس‌لرزه‌ها را ثبت نموده‌اند. در چنین شرایطی و با توجه به فضای گسترده عدم قطعیت‌های ذاتی مربوط به زلزله‌ها، ضعف‌ها و چالش‌های موجود در سناریوهای قدیمی و صد البته رویکردهای نوین احتمالاتی و عملکردی در مهندسی سازه و زلزله، نیاز به سناریوهای جدید کاملاً محسوس است. لذا، در مقاله حاضر سعی گردیده تا رفتار سازه‌ها در برابر پس‌لرزه‌ها با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی به کمک رکوردهای زلزله اصلی مورد ارزیابی قرار گیرد تا بدین صورت تأثیر هر دو پارامتر شدت لرزه‌ای و محتوای فرکانسی تحت رکوردهای مختلف، در تحلیل‌ها لحاظ گردند.

در نهایت با توجه به خلاءهای تحقیقاتی موجود و عدم وجود تحقیقات منسجم در خصوص موضوع این مقاله، در این مقاله به مطالعه رفتار لرزه‌ای و توسعه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی شده و اگر تحت اثر زلزله‌های متوالی پرداخته شده است. بدین منظور قاب‌هایی با تعداد طبقات مختلف و سه دهانه که در دهانه میانی از مهاربند و اگر استفاده شده است، تحت زلزله‌های مختلف قرار گرفتند. در نهایت آنالیزهای بارافزون و دینامیکی بر روی آن‌ها انجام گرفته و نتایج با یکدیگر مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفتند.

## ۲- مشخصات مدل‌ها و فرضیات مدل‌سازی

### ۲-۱- هندسه سازه‌ها و طراحی اولیه

در این مطالعه، از قابهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه (ساختمان‌های با تعداد طبقات رایج در کشور ایران) با مشخصات هندسی و بارهای مرده و زنده ارائه شده در شکل ۱، استفاده شده است. کاربری ساختمانها مسکونی بوده و موقعیتشان در پهنه لرزه‌خیزی با خطر نسبی بسیار فرض شده است. به علاوه، ارتفاع طبقات ۳٫۲ متر، طول دهانه‌ها ۵ متر و پلان مربعی ۱۵ در ۱۵ متر و خاک منطقه نیز بر اساس استاندارد زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۳۲]، تیپ ۲ در نظر گرفته شده است. قابهای ساختمانی مورد مطالعه بر اساس آیین‌نامه فولاد ایران [۳۳] و با استفاده از نرم افزار SAP2000 [۳۴] طراحی شده‌اند. مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه قابها، بر اساس مقدار معرفی شده در استاندارد زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) برای سیستم مهاربندی واگرای ویژه، ۷ انتخاب شده است. بدین منظور، مقاومت برشی

طراحی تیر پیوند برابر  $\Phi_V \cdot V_n$  لحاظ می‌شود که در آن  $\Phi_V$  ضریب کاهش مقاومت و برابر ۰,۹ است. مقدار  $V_n$  مطابق رابطه ذیل، کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالات حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته می‌شود.

$$V_n = \min \left\{ \frac{2 \cdot M_p}{e}, V_p \right\} \quad (1)$$

در رابطه فوق منظور از  $M_p$  و  $V_p$  به ترتیب لنگر و برش تیر پیوند است که برای محاسبه آنها نیاز است تا نسبت  $(P/P_c)$  از قبل مشخص باشد.  $P$  مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند تحت سطح خطر آیین‌نامه می‌باشد. همچنین،  $P_c$  بیانگر مقاومت تسلیم محوری مقطع است که مطابق رابطه ذیل محاسبه می‌گردد:

$$P_c = A_g \cdot F_y \quad (2)$$

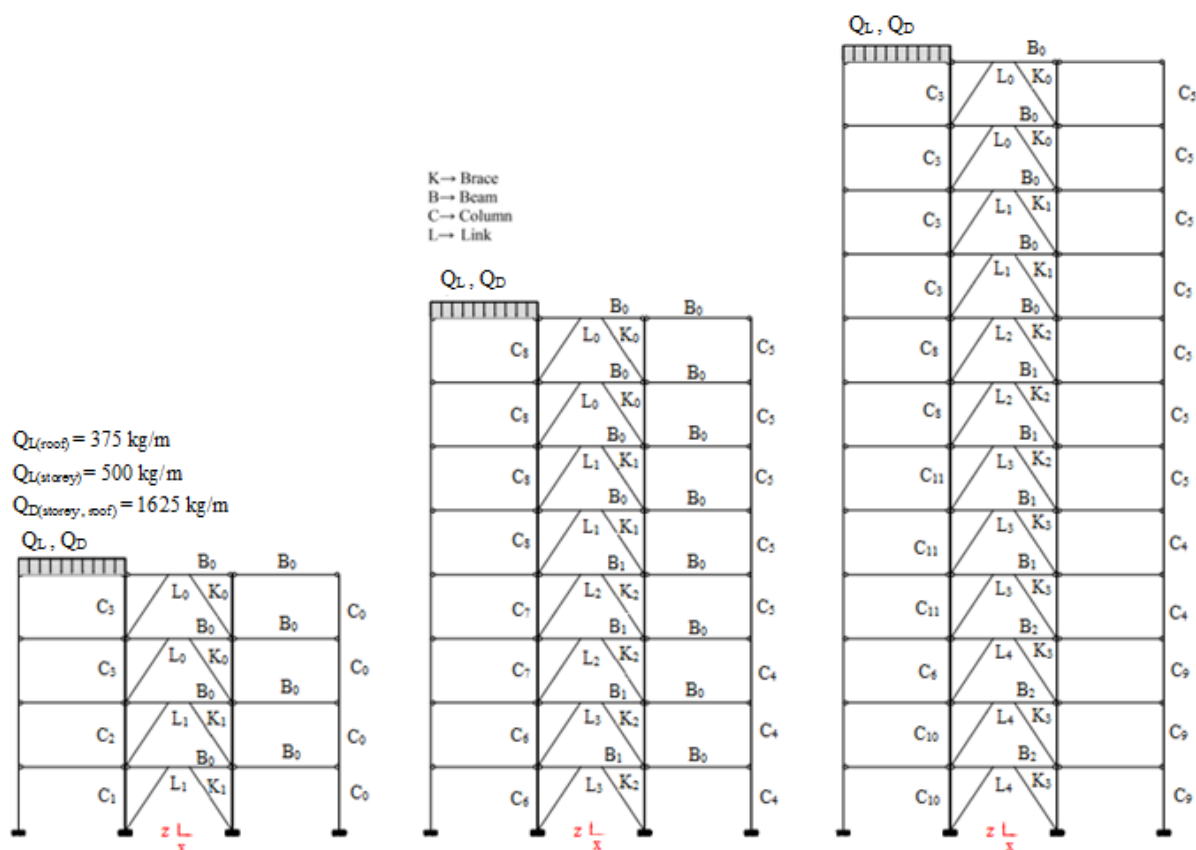
در رابطه فوق منظور از  $A_g$  و  $F_y$  به ترتیب سطح مقطع تیر پیوند و تنش تسلیم فولاد ( $ST_{37}$  با تنش تسلیم ۲۴۰ و مدول ارتجاعی  $2/1 \times 10^5$  مگاپاسکال) می‌باشد. هر گاه حاصل  $P/P_c$  کمتر از ۰/۱۵ باشد، مقادیر لنگر و برش پلاستیک مقطع به شرح روابط ۳ و ۴ محاسبه می‌شود. در این روابط، منظور از  $Z$  و  $A_w$  به ترتیب، اساس مقطع پلاستیک و مساحت جان تیر پیوند (بدون لحاظ نمودن ضخامت بالها) است.

$$M_p = Z \cdot F_y \quad (3)$$

$$V_p = 0.6(F_y \cdot A_w) \quad (4)$$

لازم به ذکر است در این مطالعه، جهت حصول اطمینان از تسلیم تیر پیوند در برش و رسیدن به قابلیت بالای جذب انرژی در آنها، طول تیر پیوند برابر ۴۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. جهت تضمین تسلیم برشی در پیوندهای قائم و افزایش قابلیت جذب و استهلاک انرژی در آنها، طول این المان‌ها ۴۰ سانتی‌متر لحاظ شده است. پس از محاسبه ظرفیت‌های خمشی و برشی مورد انتظار مقطع پیوندهای قائم به ترتیب با استفاده از روابط  $ZF_{ye}$  و  $0.6F_{ye}A_w$ ، طول ۴۰ سانتی‌متر المان با نسبت  $1.6M_{CE}/V_{CE}$  برای آن مقایسه شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد که تسلیم المان‌ها قطعاً در برش خواهد بود ( $e \leq (1.6M_{CE}/V_{CE})$ ). به علاوه، با توجه به اینکه در قابهای مهاربندی شده واگرا، تیر پیوند نقش فیوز سازه‌ای را بر عهده دارد و ظرفیت این تیر کنترل کننده طراحی دیگر اعضای متصل (شامل تیر خارج از ناحیه پیوند، مهاربندها، ستونهای پای مهاربندی و اتصالات آنها) می‌باشد، مطابق با آیین‌نامه فولاد ایران، اعضای فوق‌الذکر برای اثر همزمان بارثقلی ضریبدار و ظرفیت تیرپیوند ( $R_y V_n$  برای تیرهای I شکل) طراحی شده و کفایت آنها کنترل گردیده است. لازم به ذکر است که پارامتر  $R_y$  بیانگر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد بوده که برای اعضای I شکل برابر ۱,۲ منظور شده است.

مشخصات اعضای سازه‌ای (شامل تیر، ستون، مهاربند و تیرهای پیوند) با توجه به شکل ۱، در جدول ۱ ارائه گردیده است. لازم به ذکر است که فولاد مورد استفاده از نوع نرمه با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و نسبت پواسون ۰,۳ می‌باشد.



شکل ۱: مشخصات هندسی و بارگذاری‌های ثقی در قابهای مورد مطالعه

جدول ۱: مشخصات مقاطع در نظر گرفته شده برای اعضای سازه‌ای

ID	Section	ID	Section	ID	Section	ID	Section
C0	2IPE12	C6	BOX(40×40×2.5)	K0	2UNP10	B2	IPE36
C1	BOX(30×30×2.0)	C7	BOX(35×35×1.5)	K1	2UNP12	L0	IPE16
C2	BOX(25×25×1.0)	C8	BOX(30×30×0.8)	K2	2UNP14	L1	IPE20
C3	BOX(25×25×0.5)	C9	2IPE18	K3	2UNP16	L2	IPE24
C4	2IPE16	C10	BOX(45×45×2.5)	B0	IPE24	L3	IPE27
C5	2IPE14	C11	BOX(35×35×1.0)	B1	IPE30	L4	IPE30

## ۲-۲- مدل سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییرشکلی المان‌ها

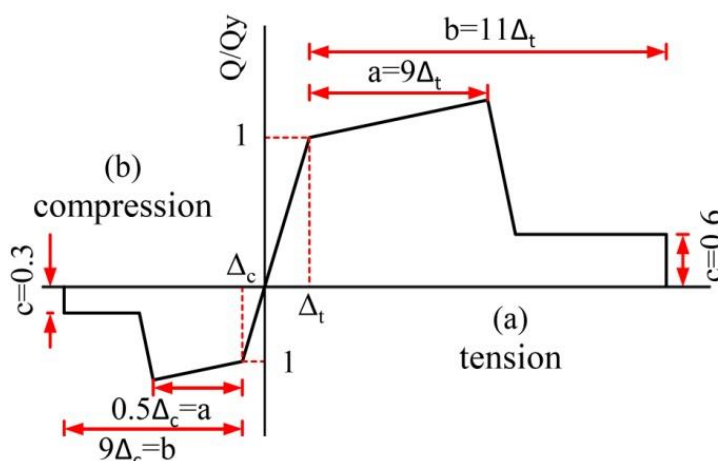
نرم افزار SAP2000 [۲۹] برای مدل سازی و تحلیل در محدوده غیرخطی انتخاب شده است.

برای مدل سازی مهاربندها، نظر به مفصلی بودن دو انتهای المان و جذب انرژی در آنها از طریق تشکیل مفاصل محوری، تغییرشکل‌های محوری عضو در بارکمانشی مورد انتظار ( $\Delta_c$ ) و بار کششی نظیر حد تسلیم ( $\Delta_f$ ) به عنوان معیار شکل پذیری و رفتار غیرخطی انتخاب شده است [۳۵].

با توجه به شرایط تکیه گاهی این المان‌ها، به منظور محاسبه مقادیر تغییرشکل محوری در عضو ( $\Delta$ )، از رابطه ۱ استفاده می‌شود. با فرض طول آزاد  $L$  برای مهاربند، در رابطه مذکور، ضمن جایگزینی ( $F$ ) با مقاومت مورد انتظار عضو مهاربند تحت کشش ( $TCE$ ) و همچنین کرانه پایین مقاومت تحت اثر نیروی فشاری برای آن ( $PCL$ ) بدیهی است که به ترتیب پارامترهای ( $\Delta_f$ ) و ( $\Delta_c$ ) محاسبه خواهند شد.

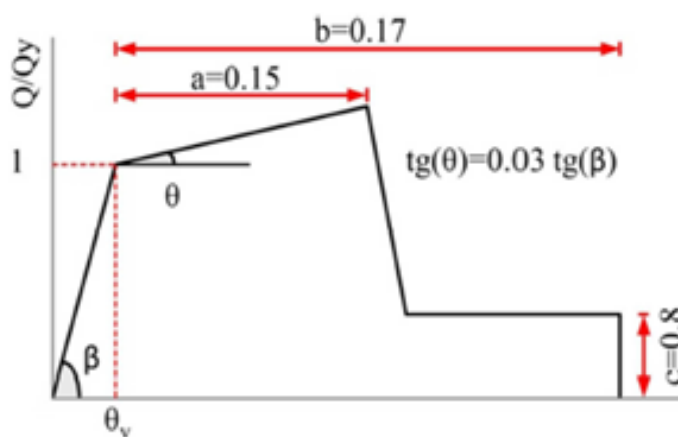
$$\Delta = FL / EA \quad (5)$$

لازم به ذکر است که در رابطه اخیر، (E) و (A) به ترتیب مدول الاستیسیته مصالح مهاربند و سطح مقطع در آنهاست. در این مطالعه، مدل سازی و کنترل معیارهای پذیرش مهاربندها در محدوده غیرخطی بر اساس رابطه کلی بار-تغییرشکل تعمیم یافته مطابق شکل ۲ انجام شده است. پارامترهای a، b و c در این تصویر نیز متناسب با حالت تسلیم و شرایط مقطع عضو مهاربند (در این مطالعه زوج ناودانی) از جدول مربوط به مدل سازی و معیارهای پذیرش در روش های غیرخطی برای اجزای فولادی برداشت شده اند [۳۵].



شکل ۲: منحنی نیرو-تغییرشکل استفاده شده برای المان های مهاربندی در کشش و فشار [۳۵]

تیرهای پیوند، برای تیرهای پیوند که شکل پذیری در آنها از طریق گسیختگی برشی تأمین می شود، چرخش وتری به عنوان معیار بیان شکل پذیری انتخاب می گردد. همانطور که پیشتر نشان داده شد، تسلیم تیرهای پیوند در برش رخ می دهد و به این ترتیب، در معرفی منحنی رفتار غیرخطی پیوندها، مقاومت برشی مورد انتظار تیر پیوند ( $V_{CE}$ ) مد نظر قرار گرفته است. به منظور مدل سازی غیرخطی رفتار تیر پیوند نیز از رابطه کلی بار-تغییرشکل تعمیم یافته مطابق شکل ۳ استفاده شده و معیار پذیرش (زاویه چرخش پلاستیک) نیز مطابق با جداول مربوطه در ASCE 41 محاسبه گردیده است.



شکل ۳: منحنی نیرو-تغییرشکل استفاده شده برای تیرهای پیوند [۳۵]

جهت محاسبه زاویه چرخش تسلیم تیر پیوند ( $\theta_y$ ) از رابطه ۶ استفاده گردیده که در آن  $k_e$  سختی تیر پیوند است که مطابق رابطه ۷ استخراج می‌گردد.

$$\theta_y = \frac{V_{CE}}{k_e \cdot e} \quad (6)$$

$$k_e = \frac{k_s \cdot k_b}{k_s + k_b} \quad (7)$$

$$k_s = \frac{G \cdot A_w}{e} \quad (8)$$

$$k_b = \frac{12E \cdot I_b}{e^3} \quad (9)$$

پارامترهای  $k_s$  و  $k_b$  به ترتیب سختی‌های برشی و خمشی تیر پیوند هستند و منظور از پارامترهای  $I_b$ ،  $E$  و  $G$  در این روابط نیز ممان اینرسی مقطع، مدول ارتجاعی و مدول برشی مصالح تیر پیوند می‌باشد. سطوح عملکردی مربوط به تیر پیوند نیز با توجه به مقادیر مذکور در ASCE 41 برای تغییرشکل برشی تیر پیوند (۷) و متناظر با حالات حدی مختلف در نظر گرفته شده که در جدول ذیل ارائه گردیده‌اند.

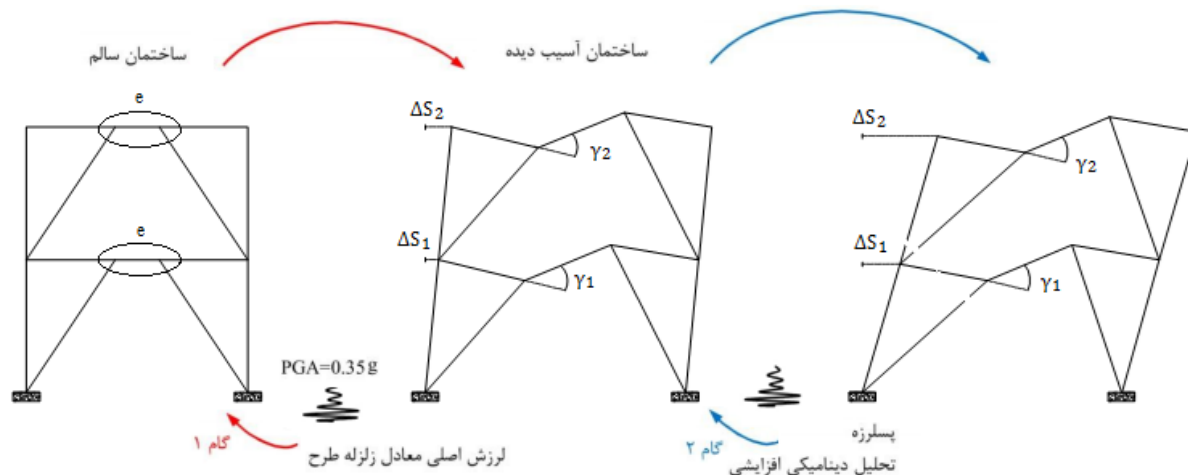
جدول ۲: حالات حدی خرابی

(1) Yielding	(2) Immediate Occupancy (IO)	(3) Life Safety (LS)	(4) Collapse Prevention (CP)
$\gamma_y = \theta_y = 0.0024(\text{rad})$	$\gamma = 0.005(\text{rad})$	$\gamma = 0.11(\text{rad})$	$\gamma = 0.14(\text{rad})$

### ۳- روش پیشنهادی برای تحلیل قاب‌ها در برابر سناریوهای زلزله اصلی-پس‌لرزه

عدم دسترسی به اطلاعات کافی از زمین‌لرزه‌های با شدت‌های مختلف منطبق با شرایط ساختگاه همواره یکی از چالش‌های جدی در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. به منظور رفع این نقیصه، محققین یک ضریب ثابت بر رکوردهای موجود اعمال نمودند که نتیجه این امر، ارائه روش نوین تحلیل با نام تحلیل دینامیکی افزایشی می‌باشد. در این روش تحلیل، از مفهوم مقیاس نمودن جنبش زمین و توسعه آن با روشی که بتوان با دقت کافی مقدار تقاضا و ظرفیت سازه را در محدوده گسترده‌ای از رفتار الاستیک تا گسیختگی کامل پوشش داد، استفاده شده است [۳۶]. در روش پیشنهادی برای تحلیل قابها در برابر سناریوهای زلزله اصلی-پس‌لرزه، از تحلیل دینامیکی افزایشی برای اعمال پس‌لرزه‌ها استفاده می‌گردد. با استفاده از این روش، تغییر در محتوای فرکانسی و مدت دوام زلزله بر پاسخ سازه تحت تحلیل دینامیکی افزایشی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. بدین ترتیب، نخست یک مجموعه رکورد زلزله متناسب با خاک و لرزه‌خیزی محل سازه انتخاب می‌گردد. متعاقباً زلزله اصلی بر مبنای یک سطح خطر خاص در منطقه یا یک سطح عملکردی خاص از سازه انتخاب می‌گردد و این بدان معنی می‌باشد که زلزله اصلی منطبق بر یک سطح خطر ثابت بوده (به عنوان مثال سطح خطر طراحی در آیین نامه) (گام اول) و یا دارای شدتی می‌باشد که سازه را به یک سطح عملکردی مشخص می‌رساند (به عنوان مثال سطح عملکرد ایمنی جانی) (گام دوم). سپس زلزله اصلی به سازه اعمال گردیده تا در آن خرابی ایجاد گردیده (شکل ۴-الف) و پس از آن بر روی سازه آسیب دیده تحلیل یک مجموعه رکورد زلزله، تحلیل دینامیکی افزایشی انجام می‌شود (شکل ۴-ج). این روش به ویژه در زمانی که محاسبه میزان ظرفیت باقیمانده سیستم مد نظر باشد، مناسب است. در ادامه، روش مذکور بر روی مدل‌های معرفی شده در بخش قبلی، پیاده و نتایج تشریح خواهند گردید.





شکل ۴: نمایش شماتیک تحلیل دینامیکی افزایشی پس لرزه‌ها روی سازه آسیب دیده

### ۳-۱- انتخاب مجموعه رکوردها (پس لرزه) و زلزله اصلی

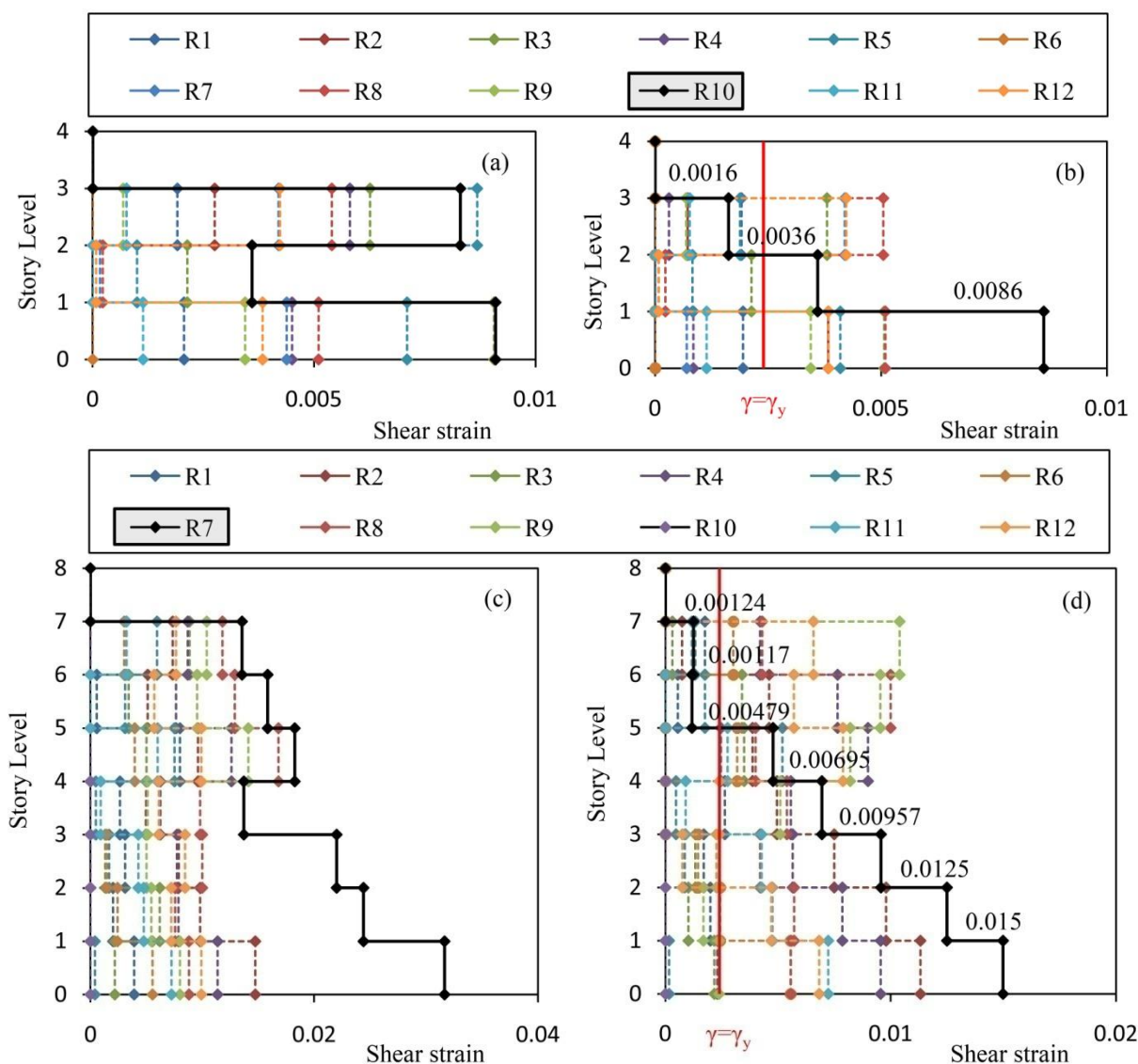
به منظور انجام مناسب تحلیل دینامیکی افزایشی، رکوردهای مورد استفاده باید متناسب با شرایط ساختگاه بوده و طرز شایسته‌ای انعکاس دهنده ویژگی‌های چشمه لرزه‌زا، سازوکار گسل، فاصله کانونی، بزرگا و خصوصیات ژئوتکنیکی ساختگاه باشند. در یک پژوهش آماری، مضاف بر ویژگی‌های هر رکورد زلزله، تعداد رکوردهای در نظر گرفته شده برای تحلیل نیز از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. این بدان معناست که هر چه تعداد رکوردها بیشتر باشد، میزان عدم قطعیت مربوط به خصوصیات زلزله (عدم قطعیت ذاتی) کاهش خواهد یافت. بر اساس تحقیقات انجام شده، معمولاً تعداد ۱۰ الی ۲۰ رکورد زلزله منجر به دقت قابل قبولی در تعیین نیازهای لرزه‌ای سازه تحت تحلیل دینامیکی افزایشی خواهد شد [۳۷]. بدین منظور، در این مقاله، متناسب با شرایط خاک محل (نوع ۲ بر اساس طبقه بندی استاندارد ۲۸۰۰ با سرعت موج برشی بین ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه که معادل خاک نوع C در استاندارد NEHRP می‌باشد)، ۱۲ زوج شتابنگاشت از پایگاه داده‌های PEER انتخاب گردیده است (جدول ۳) [۳۸].

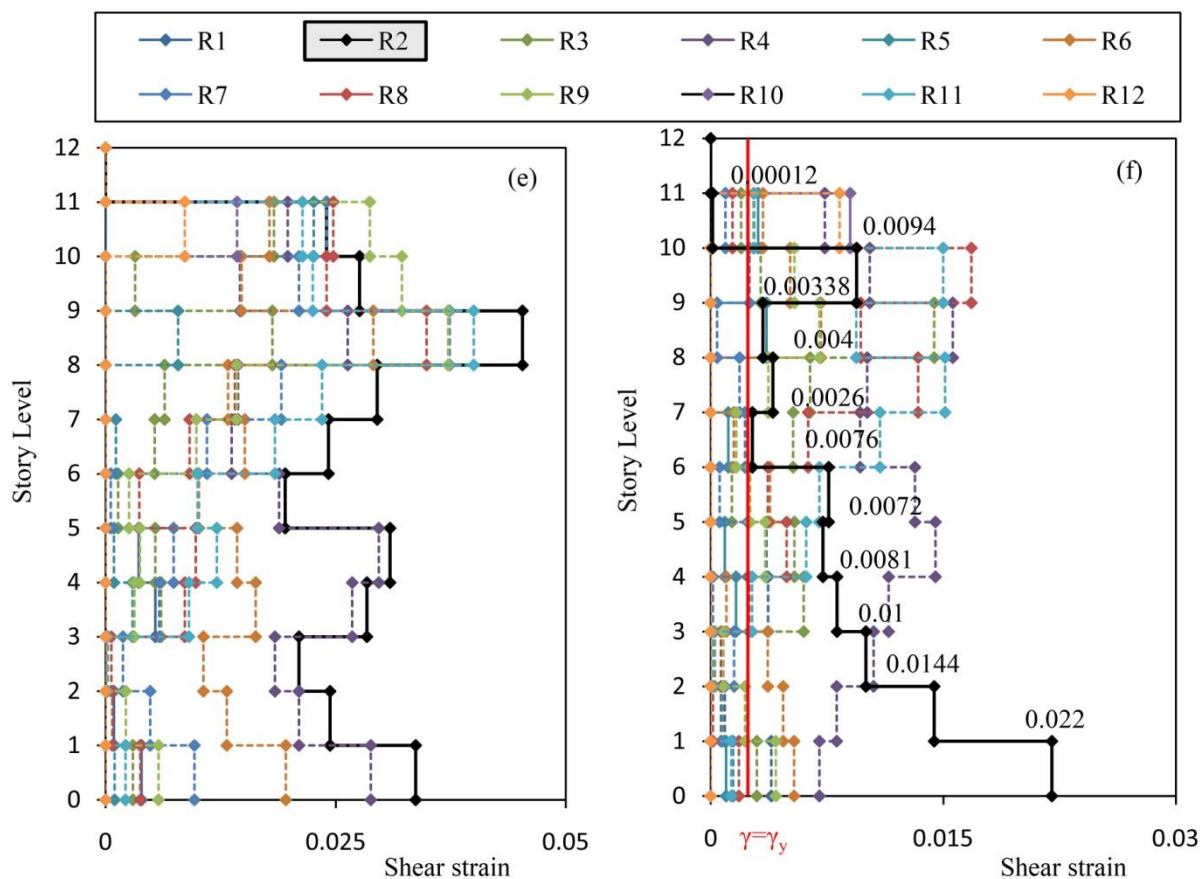
جدول ۳: زلزله‌های استفاده شده برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی و دینامیکی افزایشی

شماره رکورد	رکورد زلزله و سال وقوع	ایستگاه	R <sup>a</sup> (km)	مؤلفه	بزرگا	بیشینه شتاب بر حسب g
R1	Cape Mendocino, 1992	Eureka – Myrtle & West	۴۱/۹۷	۹۰	۷/۱	۰/۱۷۸
R2	Northridge, 1994	Hollywood – Willoughby Ave	۲۳/۰۷	۱۸۰	۶/۷	۰/۲۴۵
R3	Northridge, 1994	Lake Hughes #4B - Camp Mend	۳۱/۶۹	۹۰	۶/۷	۰/۰۶۳
R4	Cape Mendocino, 1992	Fortuna – Fortuna Blvd	۱۹/۹۵	۰	۷/۱	۰/۱۱۶
R5	Northridge, 1994	Big Tujunga, Angeles Nat F	۱۹/۷۴	۳۵۲	۶/۷	۰/۲۴۵
R6	Landers, 1992	Barstow	۳۴/۸۶	۹۰	۷/۴	۰/۱۳۵
R7	San Fernando, 1971	Pasadena – CIT Athenaeum	۲۵/۴۷	۹۰	۶/۶	۰/۱۱۰
R8	Hector Mine, 1999	Hector	۱۱/۶۶	۹۰	۷/۱	۰/۳۳۷
R9	Kobe, 1995	Nishi-Akashi	۸/۷۰	۰	۶/۹	۰/۵۰۹
R10	Kocaeli, 1999	Arcelik	۵۳/۷	۰	۷/۵	۰/۲۱۹
R11	Chi Chi, 1999	TCU045	۷۷/۵	۹۰	۷/۶	۰/۵۱۲
R12	Friuli, 1976	Tolmezzo	۱۵/۸۲	۰	۶/۵	۰/۴۱۷

<sup>a</sup> Closest distance to fault rupture

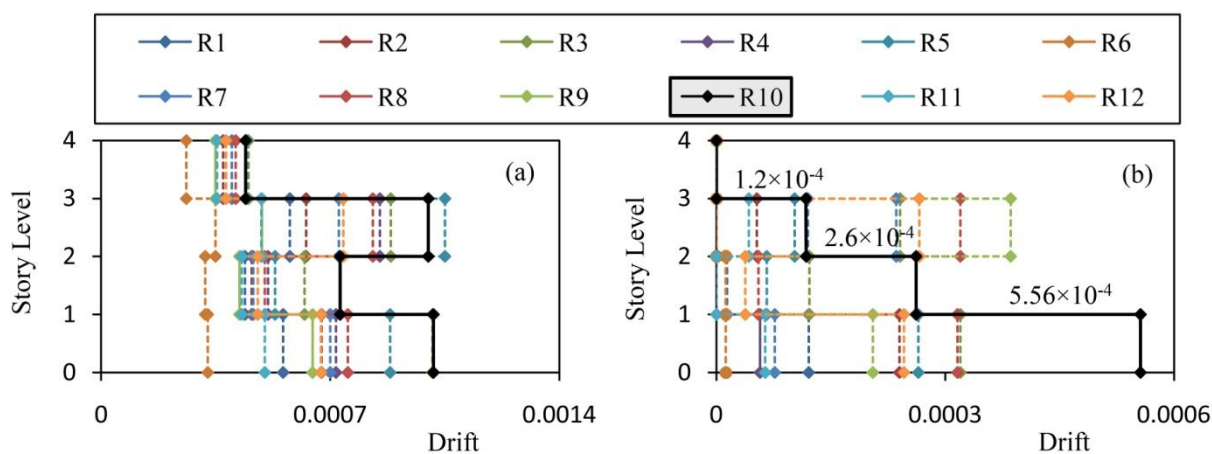
در شکل های ۵-الف تا ۵-پ، مقادیر کرنشهای برشی حداکثر و ماندگار ایجاد شده در تیرهای پیوند برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت رکوردهای زلزله انتخابی ارائه گردیده است. در این مطالعه، مقدار کرنش برشی به عنوان شاخصی برای ظرفیت جذب انرژی تیرهای پیوند در نظر گرفته شده است. مطابق با شکل ۵، تیرهای پیوند تحت سطح خطر طراحی به کرنش تسلیم می‌رسند. ماندگار ایجاد شده در این تیرها نیز در طبقات همکف سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۰،۰۰۸۵، ۰،۱۱۳ و ۰،۰۲۲ رادیان می‌باشند. بر اساس این مشاهده، می‌توان نتیجه‌گیری کرد که کرنشهای حداکثر و ماندگار ایجاد شده در تیرهای پیوند، با افزایش ارتفاع سازه بیشتر خواهند شد.

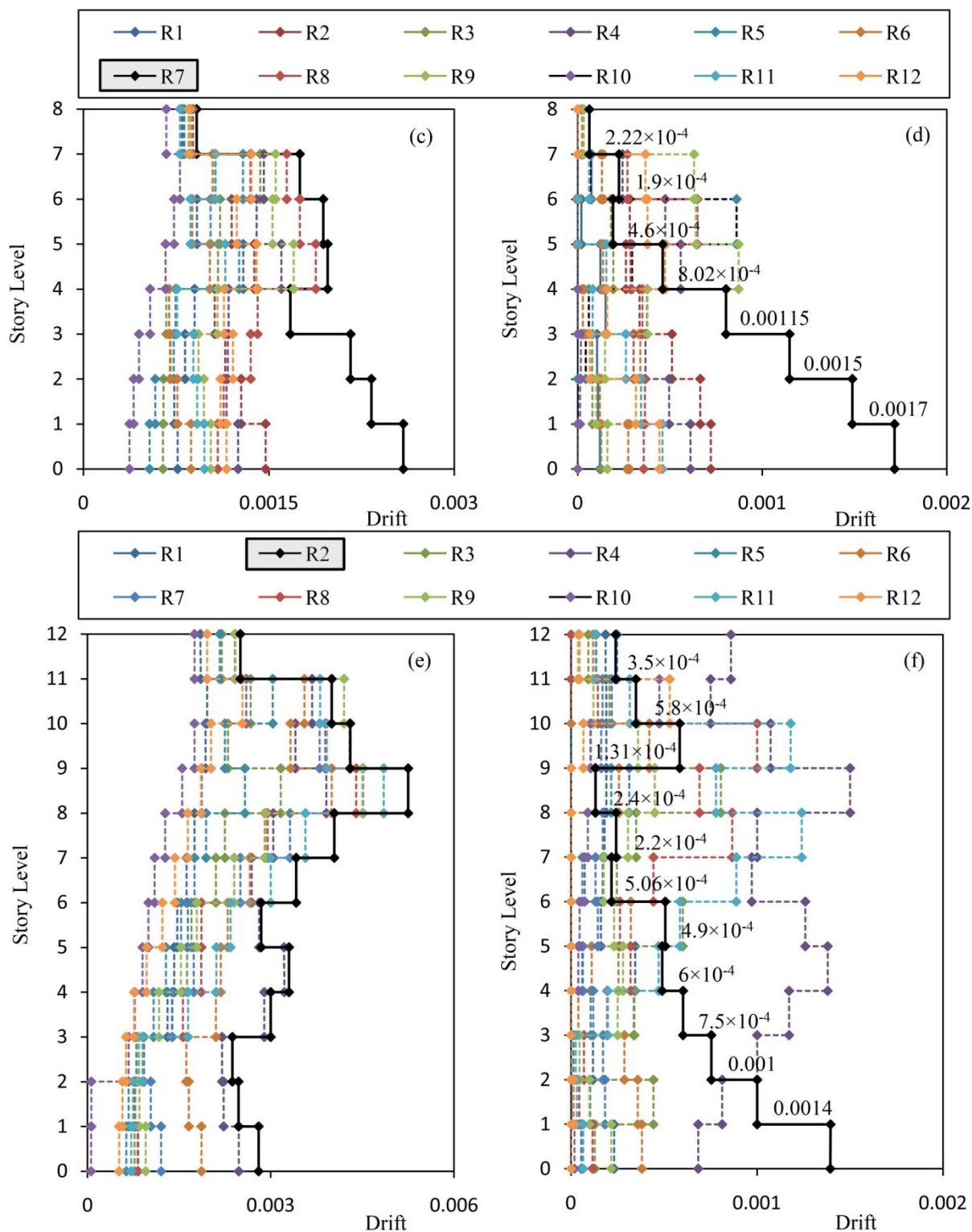




شکل ۵: پیشینه کرنش برشی (الف، پ و ج) و کرنشی برشی ماندگار (ب، ت و ث) در تیرهای پیوند تحت زلزله‌های ورودی

همچنین، در شکل ۶ نیز مقادیر دررفت بین‌طبقه‌ای حداکثر و ماندگار ارائه گردید است که به کمک آنها می‌توان در خصوص رفتار کلی سازه‌ها به دید مناسبی دست یافت. نتایج ارائه شده در این اشکال نشان می‌دهند که دررفت میان‌طبقه‌ای کمتر از مقادیر مجاز توصیه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (به ترتیب ۰٫۰۲ و ۰٫۰۲۵، برای سازه‌های تا و بیشتر از ۵ طبقه) می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌گردد تحت زلزله بحرانی، حداکثر دررفت ماندگار برای سازه‌ها در طبقه اول اتفاق افتاده و مقادیر حداکثر دررفت‌ها نیز به ترتیب برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه برابر ۰٫۰۵۶، ۰٫۱۷ و ۰٫۱۴ درصد می‌باشد. به طور کلی، نتیجه مهمی که از نتایج ارائه شده در شکل‌های ۶ و ۷ می‌توان اخذ نمود اینست که هر سه سازه مورد نظر، قادر به تحمل پس‌لرزه می‌باشند چرا که هیچ یک از آنها به حد گسیختگی نرسیده است.

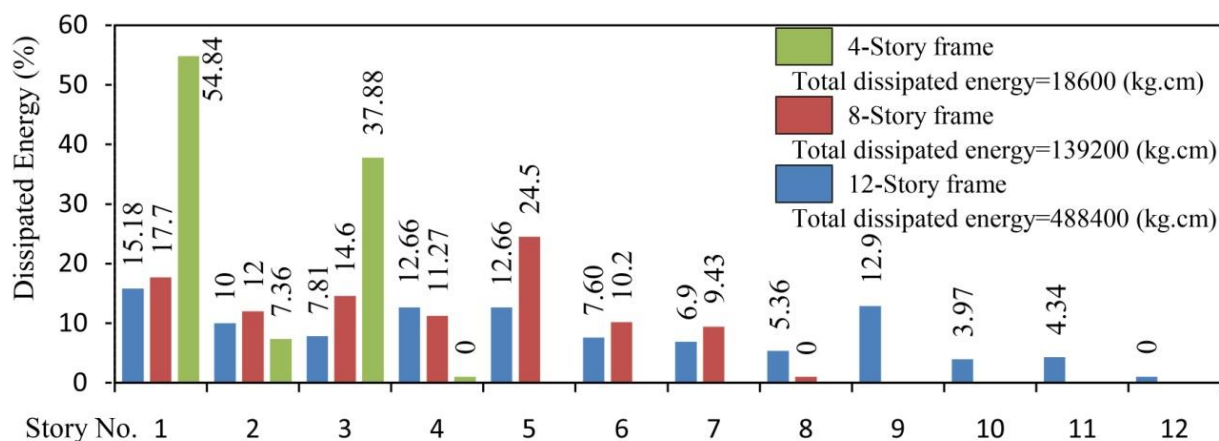




شکل ۶: بیشینه دررفت میان طبقه‌ای (الف، پ و ج) و دررفت ماندگار (ب، ت و ث) تحت شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده

در این مطالعه، نگاشت‌هایی که منجر به ایجاد بیشترین دررفت میان طبقه‌ای و کرنش ماندگار در تیرهای پیوند شده‌اند، به عنوان زلزله اصلی برای انجام تحلیلها در نظر گرفته می‌شوند (زلزله R10 برای سازه ۴ طبقه، R7 برای سازه ۸ طبقه و R2 برای سازه ۱۲ طبقه). در این خصوص، سلسله مراتب بدین صورت بوده است که ۱۲ زوج شتاب‌نگاشت انتخاب شده و مؤلفه اصلی آنها را طبق روندی که پیشتر نیز

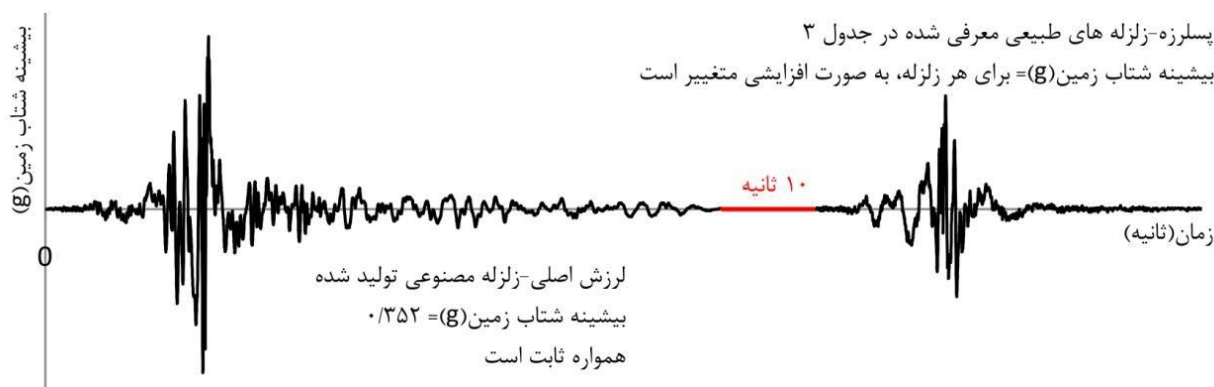
ذکر گردید، استخراج شد. سپس، تمامی مؤلفه‌های اصلی به بیشینه شتاب زلزله طرح (0.35g) مقیاس گردیدند. در مرحله بعد، تمامی نگاشتهای مقیاس شده به قاب‌ها اعمال گردیدند و بیشینه پاسخها و همچنین پاسخهای ماندگار برداشت شدند. در آخر، از بین نگاشتهای، نگاشتهای که بیشترین تغییر مکانهای ماندگار را منجر می‌شود، به عنوان زلزله اصلی برای ادامه تحلیلها مدنظر قرار گرفت. در شکل ۷، مقدار انرژی جذب شده توسط تیرهای پیوند در قالب نسبتی از کل انرژی ورودی به سازه نمایش داده شده است. همانطور که مشخص است تحت کلیه زلزله‌های اعمالی به سازه‌ها، انرژی ورودی توسط تیرهای پیوند جذب گردیده که این امر گواهی بر عملکرد این تیرها به عنوان فیوز سازه‌ای می‌باشد. نتایج تحلیلها مبین عملکرد مناسب سیستم سازه تحت زلزله طراحی می‌باشند چرا که در مواجهه با زلزله اصلی، دریافتها کمتر از حد مجاز می‌باشند. به علاوه، تیرهای پیوند تسلیم شده و کرنش‌ها و تنش‌های ماندگار نیز کمتر از مقادیر نهایی می‌باشند.



شکل ۷: درصد جذب انرژی تیرهای پیوند تحت رکورد زلزله بحرانی برای هر قاب

### ۳-۲- تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی قابهای سالم و آسیب دیده

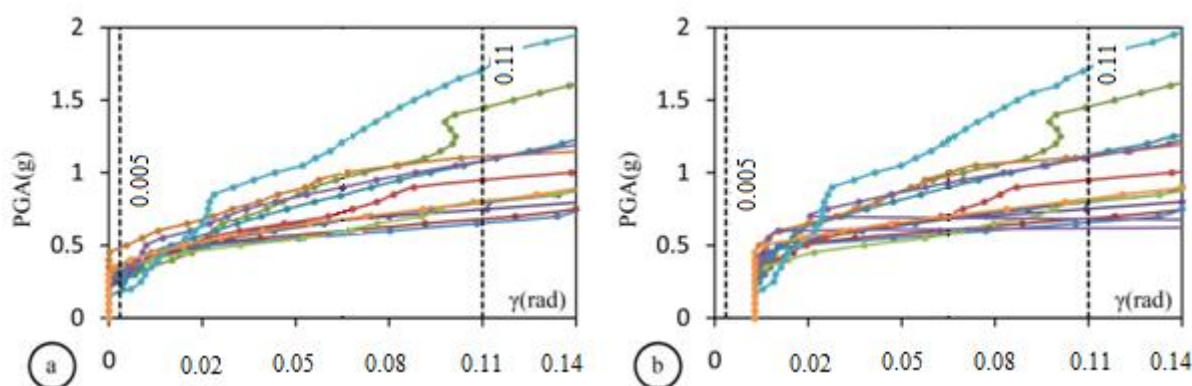
در این قسمت، سطح عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تحت پس‌لرزه‌های پیرو زلزله طراحی مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت. مشابه روندی که در انتخاب زلزله اصلی اتخاذ گردید، در اینجا نیز پس از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتابنگاشت و مقایسه آنها، مؤلفه شتابنگاشت اصلی بر اساس مقادیر طیفی بزرگتر در گستره فرکانس ارتعاش سازه انتخاب و به عنوان پس‌لرزه، مرحله به مرحله قویتر شد و به ساختمان آسیب دیده وارد گردید. همانطور که در شکل ۸ نشان داده شده، قسمت دوم از شتابنگاشت معرفی شده، پس‌لرزه‌ای است که مشخصات آن ارتباطی به لرزش اصلی نداشته و از یک رکورد به رکورد دیگر متفاوت است.



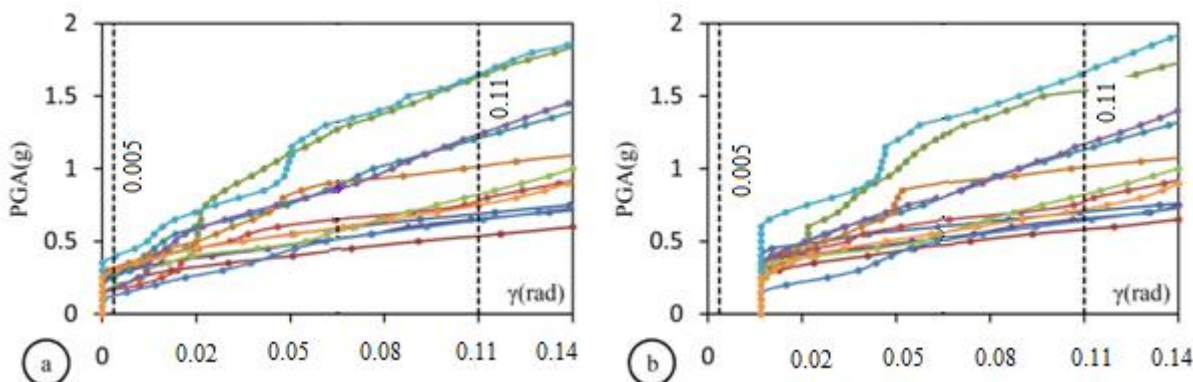
شکل ۸: تشریح رکوردهای شامل زلزله اصلی و پس‌لرزه استفاده شده در تحلیل‌های دینامیکی افزایشی

همانطور که در شکل ۹ نشان داده شده است، یک فاصله زمانی ۱۰ ثانیه‌ای بین زلزله اصلی و پس‌لرزه منظور شده تا اطمینان حاصل شود که بعد از اعمال زلزله اصلی، سازه به حالت ایستا بازگشته است. تحلیلهای دینامیکی افزایشی تحت دو حالت ذیل به سازه‌ها اعمال گردیده‌اند [۳۵]:

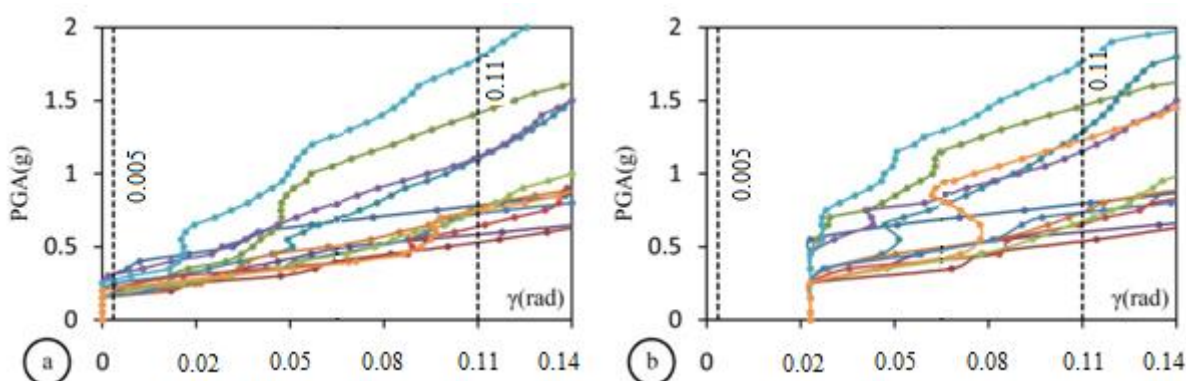
- الف: سازه سالم تنها تحت اثر زلزله اصلی
  - ب: سازه سالم تحت اثر زلزله اصلی و سپس اعمال پس‌لرزه به سازه آسیب دیده
- شایان ذکر است در این مطالعه، بیشینه شتاب زلزله و بیشینه کرنش برشی ایجاد شده در تیرهای پیوند، به ترتیب به عنوان پارامتر شدت و پارامتر پاسخ انتخاب شده‌اند. در شکل‌های ۹ الی ۱۱ منحنیهای حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در قالب حداکثر شتاب حرکت ورودی و کرنش در تیرهای پیوند برای حالت (الف) و (ب) ارائه شده‌اند.



شکل ۹: منحنی‌های IDA تولید شده (شتاب در برابر کرنش برشی تیر پیوند) برای قاب ۴ طبقه (a): حالت الف (b): حالت ب



شکل ۱۰: منحنی‌های IDA تولید شده (شتاب در برابر کرنش برشی تیر پیوند) برای قاب ۸ طبقه (a): حالت الف (b): حالت ب



شکل ۱۱: منحنی‌های IDA تولید شده (شتاب در برابر کرنش برشی تیر پیوند) برای قاب ۱۲ طبقه (a): حالت الف (b): حالت ب

در جدول ۴، مقدار شتاب مورد نیاز برای رسیدن به حالات حدی مختلف در تیرهای پیوند ارائه گردیده است. همانطور که مشخص است، در حالت الف، تیرهای پیوند در شدتی کمتر از شدت متناظر با سطح خطر طراحی دچار تسلیم می‌گردند. همچنین ملاحظه می‌گردد که هر چه ارتفاع سازه افزایش می‌یابد، شدت مذکور نیز دچار کاهش می‌شود.

جدول ۴: میانگین شدت مورد نیاز جهت حصول سطوح عملکردی مختلف (g)

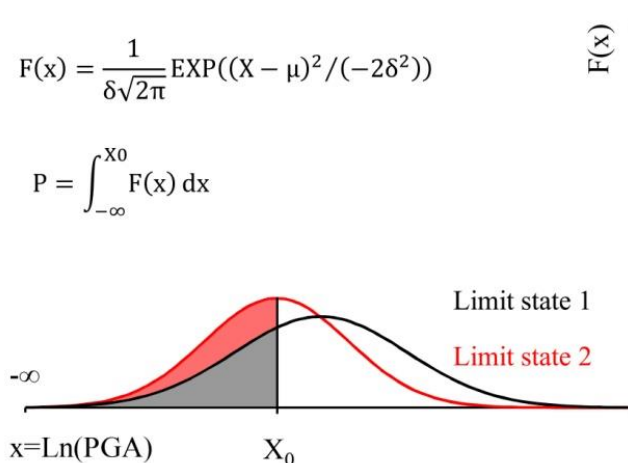
حالت الف			
۰/۱۴	۰/۱۱	۰/۰۰۵	کرنش برشی تیر پیوند (رادیان)
۰/۹۸	۰/۷۸	۰/۳۰	طبقه ۴
۰/۹۶	۰/۷۶	۰/۲۴	طبقه ۸
۰/۹۱	۰/۶۳	۰/۲۲	طبقه ۱۲
حالت ب			
۰/۱۴	۰/۱۱	۰/۰۰۵	کرنش برشی تیر پیوند (رادیان)
۰/۹۹	۰/۷۵	ناچیز	طبقه ۴
۰/۹۵	۰/۷۲	ناچیز	طبقه ۸
۰/۹۲	۰/۶۰	ناچیز	طبقه ۱۲

همانطور که در جدول فوق مشخص است، سطح شدت متناظر با کرنشهای برشی ۰،۱۱ و ۰،۱۴ رادیان، در هر دو حالت (الف) و (ب) تقریباً برابر می‌باشد. از این موضوع می‌توان چنین نتیجه‌گیری نمود که وقوع زلزله اصلی تأثیری در آسیب‌پذیری در برابر پس لرزه‌ها در قاب‌های مورد بررسی ندارد. همچنین، مشاهده می‌گردد که شدت متناظر با سطوح عملکرد مختلف در تیرهای پیوند هر یک از سازه‌های آسیب دیده تحت زلزله طراحی، چندین برابر بیشتر از شتاب زلزله طراحی می‌باشد (بیش از ۲،۶ برابر برای کرنش برشی ۰،۱۴ و بیش از ۱،۷ برابر برای کرنش ۰،۱۱ رادیان). این مشاهدات بیانگر ظرفیت بالای سیستم مهاربندی واگرا تحت شدتهای بالای زلزله و پس‌لرزه‌های احتمالی می‌باشد. البته در این میان، سازه‌های کوتاه‌تر از سطح عملکرد بالاتری برخوردار هستند.

### ۳-۳- تحلیل شکنندگی

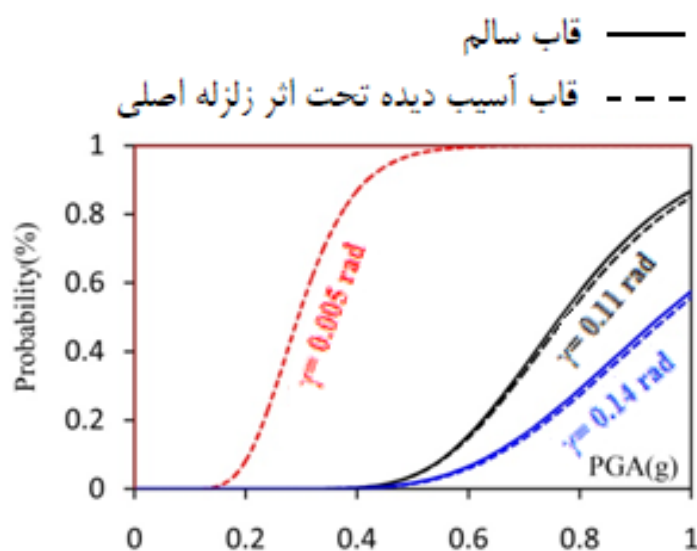
در این بخش، با استفاده از رویکرد احتمالاتی سعی می‌گردد تا سطح عملکرد لرزه‌ای تیرهای پیوند مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور، منحنی‌های شکنندگی با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی و به ازای یک سطح عملکردی ثابت در سازه (IM-Based) که همان شدت زلزله می‌باشد، استخراج می‌شوند [۳۹]. در واقع، پارامتر شدت لرزه‌ای بیانگر حالت خرابی سازه بوده و منحنی‌های شکنندگی برای یک سطح عملکرد مشخص (خرابی) تولید می‌گردند. برای ساختمانهای مورد مطالعه، بیشینه کرنش برشی تیرهای پیوند به عنوان

پارامتر پاسخ و حدود عملکردی ارائه شده در جدول ۲، به عنوان معیار خرابی در نظر گرفته می‌شوند. در این روش، ابتدا مقادیر بیشینه شتاب متناظر با یک سطح عملکردی مشخص از روی منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی برداشت می‌شود. در گام بعد، با فرض توزیع لوگ نرمال برای مقادیر برداشت شده، پس از محاسبه پارامترهای میانگین ( $\mu$ ) و انحراف استاندارد ( $\delta$ )، یک تابع چگالی احتمال ( $F(x)$ ) استخراج می‌گردد.



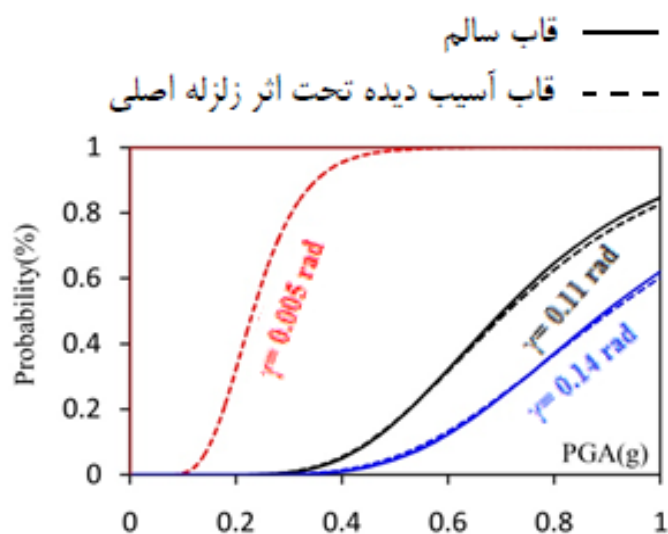
شکل ۱۲: تعیین احتمال فراگذشت از یک سطح عملکرد ثابت در سطح خطر  $X_0$  (شماتیک)

مطابق شکل ۱۲، با جایگزینی مقداری برای  $X_0$  به عنوان یک سطح مشخص از شدت، سطح زیر منحنی تابع چگالی احتمال از  $-\infty$  تا  $X_0$ ، شکنندگی قاب را نشان می‌دهد و بدین معناست که در این سطح از شدت، به احتمال  $P$ ، قاب از سطح عملکردی نامبرده خواهد گذشت [۴۰]. با استفاده از فرآیند تشریح شده، منحنیهای شکنندگی برای قابهای مورد مطالعه، استخراج گردیده و در شکل‌های ۱۳ تا ۱۵ ارائه گردیده است.

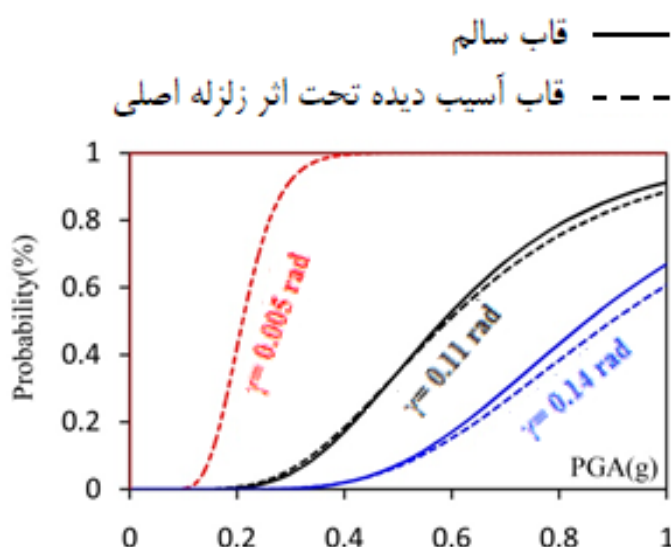


شکل ۱۳: منحنی‌های شکنندگی برای حالات حدی مختلف در تیرهای پیوند (قاب ۴ طبقه)





شکل ۱۴: منحنی‌های شکنندگی برای حالات حدی مختلف در تیرهای پیوند (قاب ۸ طبقه)



شکل ۱۵: منحنی‌های شکنندگی برای حالات حدی مختلف در تیرهای پیوند (قاب ۱۲ طبقه)

همانطور که در شکل‌های ۱۳ الی ۱۵ نمایش داده شده است، تطابق نزدیکی بین منحنی‌های شکنندگی استخراج شده برای سازه‌های سالم و آسیب دیده وجود دارد که این امر مربوط به این نکته می‌باشد که خرابیهای محدودی تحت زلزله طراحی (زلزله اصلی) به وجود آمده و کرنشهای برشی ماندگار نیز بسیار ناچیز می‌باشند. در نتیجه، این رویداد سبب می‌گردد تا هیچ گونه افت مقاومت شدیدی را در سیستم شاهد نباشیم. در سازه چهار طبقه (سازه سالم یا آسیب دیده) تحت محرک ورودی با شتاب طراحی (0.35g)، احتمال اینکه کرنش برشی در تیر پیوند به میزان ۰.۱۱ رادیان برسد، بسیار اندک می‌باشد. در سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه (هر دو حالت سالم یا آسیب دیده)، میزان این احتمال به ترتیب حدود ۲.۵ و ۱۲ درصد می‌باشد. در سازه‌های آسیب دیده مورد مطالعه، انتظار می‌رود که در مواجهه با پس‌لرزه‌ها با شدت‌های بیشتر از 0.35g، کرنش در تیرهای پیوند از حدود مشخص شده تجاوز ننماید که این موضوع، گواهی بر ایمنی لرزه‌ای بالای سیستم مهاربند و اگر در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد می‌باشد. به طور کلی، بر مبنای نتایج اخذ شده می‌توان نتیجه‌گیری کرد که سیستم مهاربند و اگر دارای سطح عملکرد لرزه‌ای بالایی تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه ناشی از آن می‌باشد.

اما در تحقیقات Faghihmaleki و Mahmoudi Mandani در سال ۲۰۱۵ که به بررسی شاخص های خرابی در ایجاد منحنی های شکنندگی در قاب های خمشی با مهاربند واگرا پرداختند، کمی نگاه متفاوت تر است. تحقیقات آن ها با هدف ایجاد منحنی های شکنندگی برای مجموعه ای از ساختمان های فولادی قاب خمشی با مهاربند واگرا به کمک انجام تحلیل دینامیکی فزاینده انجام شد. ساختمان ها از لحاظ پلان و ارتفاع منظم بوده و دارای تعداد طبقات ۴، ۶ و ۸ بوده اند. چندین نوع شتاب نگاشت به آن ها اعمال شد. نتایج تحقیقات عددی حاکی از آن بوده است که شاخص تغییر شکل پلاستیک محوری در مقایسه با شاخص دریافت طبقات دارای قابلیت اطمینان بیشتری برای توسعه منحنی های شکنندگی قاب های مهاربندی شده می باشند [۴۱].

#### ۴- نتیجه گیری

در این مقاله عملکرد قاب های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم مهاربندی واگرا تحت اثر سناریوهای زلزله اصلی و پس لرزه ناشی از آن مورد ارزیابی قرار گرفت. بدین منظور تحلیل های تاریخچه زمانی غیز خطی و دینامیکی فزایشی بر روی سازه ها انجام گردیدند و در نهایت، منحنی های شکنندگی این سازه ها تولید شدند و به کمک آنها قابلیت اطمینان لرزه ای سازه بررسی گردید. مهمترین نتایج این مطالعه عبارتند از:

- پاسخ های تغییرشکلی (کرنش برشی تیرهای پیوند) و تغییرمکانی (دریافت سازه ها)، نه تنها به شدت تحریکات ورودی حساس هستند بلکه تغییر در محتوای فرکانسی حرکات ورودی نیز بر مقدار آنها تأثیرگذار می باشد. تحت شدت متناظر با زلزله طراحی استاندارد ۲۸۰۰ (زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، تقاضای تغییر شکل حداکثر ایجاد شده در تیرهای پیوند و همچنین مقادیر ماندگار آنها، مقادیر ناچیزی می باشند (کمتر از ۰،۱۱ رادیان) و در نتیجه، این اعضا در کلیه قاب های مورد مطالعه، از سطوح عملکردی بالایی برخوردار می باشند.
- در مواجه با زلزله سطح خطر طراحی به عنوان زلزله اصلی، تقاضای دریافت بین طبقاتی حداکثر و ماندگار، به میزان قابل توجهی کمتر از مقادیر مجاز آیین نامه ای می باشد (۲،۵ درصد برای قاب های کمتر از ۵ طبقه و ۲ درصد برای قاب های بیشتر از ۵ طبقه). همچنین، مشاهده گردید که تحت کلیه تحلیل های تاریخچه زمانی، تمامی انرژی وارد شده به سازه توسط تیرهای پیوند جذب و مستهلک می گردد که این مشاهده گواهی بر فرض رفتار خطی برای سایر اجزای سازه (تیرهای خارج از ناحیه پیوند، ستون ها و مهاربندها) و عملکرد تیرهای پیوند به عنوان فیوز می باشد.
- اعمال زلزله طراحی به قابها، اثر قابل توجهی بر شتاب متناظر با سطوح خرابی مختلف در تیرهای پیوند ندارد. شتاب مورد نیاز برای تأمین سطوح عملکردی بالاتر در تیرهای پیوند بسیار بیشتر از شدت زلزله طراحی می باشد (شدتهایی که متناظر با کرنشهای ۰،۱۴ و ۰،۱۱ رادیان هستند، حدوداً برابر ۲،۶ و ۱،۷ برابر شدت متناظر با زلزله طراحی می باشند). به علاوه، مشخص گردید هر چند در شرایط زلزله های متوالی، سیستم مهاربند واگرا از قابلیت اطمینان لرزه ای بالایی برخوردار است، اما برای سطح خطر و یا شدت مشخصی، افزایش در ارتفاع سازه، سطح عملکرد را کاهش می دهد.
- بر اساس مقایسه بین منحنیهای شکنندگی، هیچگونه تفاوت قابل ملاحظه ای بین سطوح خرابی مختلف برای دو حالت سازه آسیب دیده و سالم مشاهده نگردید. همچنین، در حالت سازه ۴ طبقه (در هر دو حالت سالم و یا آسیب دیده)، تحت زلزله با شتاب حداکثر 0.35g (معادل شتاب زلزله طراحی)، احتمال اینکه کرنش برشی تیرهای پیوند به مقدار ۰،۱۱ رادیان برسد، بسیار اندک بوده و تقریباً برابر صفر می باشد. در حالت سازه های ۸ و ۱۲ طبقه (در هر دو حالت سازه سالم و یا آسیب دیده)، میزان این احتمال تقریباً برابر ۲،۵ و ۱۲٪ به ترتیب می باشد.
- تیرهای پیوند که عملکرد فیوزهای سازه ای را بر عهده دارند، تحت پس لرزه های نسبتاً قوی در سطوح عملکردی بالا باقی می ماندند که این امر مبین مقاومت بالا و ایمنی لرزه ای مناسب سیستم مهاربندی واگرا تحت زلزله اصلی و پس لرزه احتمالی می باشد.

## مراجع

- [1] Hauksson, E. and Jones, L.M. (1995). The 1994 Northridge earthquake sequence in California: Seismological and tectonic aspects. *Journal of Geophysical Research*, 100(7), 12335–12355.
- [2] USGS (2000). Implications for earthquake risk reduction in the United States from the Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999, U.S. *Geological Survey Circular* 1193.
- [3] Pachideh, G., Gholhaki, M., and Kafi, M.A. (2020). Experimental and Numerical Evaluation of an Innovative Diamond-Scheme Bracing System Equipped with a Yielding Damper. *Steel and Composite Structures*, 36(2), 197-211.
- [4] Pachideh, G., Kafi, M.A., and Gholhaki, M. (2020). Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater. *Structures*, 28, 467-481.
- [5] Gholhaki, M., Pachideh, G., Rezayfar, O., and ghazvini, S. (2019). Specification of Response modification factor for Steel Plate Shear Wall by Incremental Dynamic Analysis Method [IDA]. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(2), 211-224.
- [6] Decanini L.D., Liberatore, D., Liberatore, L., and Sorrentino, L. (2012). Preliminary report on the 2012, May 20, *Emilia earthquake*, 1, <http://www.eqclearinghouse.org/2012-05-20-italy-it/>.
- [7] Ruiz-García, J., and 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.
- [8] Pan, H., and Kusunoki, K. (2020). Aftershock damage prediction of reinforced-concrete buildings using capacity spectrum assessments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 129, 105952.
- [9] Gaetani d'Aragona, M., Polese, M., Elwood, K. J., Baradaran Shoraka, M., and Prota, A. (2017). Aftershock collapse fragility curves for non-ductile RC buildings: a scenario-based assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(13), 2083-2102.
- [10] Han, R., Li, Y., and van de Lindt, J. (2015). Loss estimation of reinforced concrete buildings considering aftershock hazards. *In Structures Congress*, 2174-2185.
- [11] Lemnitzer, A., Massone, L. M., Skolnik, D. A., Juan, C., & Wallace, J. W. (2014). Aftershock response of RC buildings in Santiago, Chile, succeeding the magnitude 8.8 Maule earthquake. *Engineering structures*, 76, 324-338.
- [12] Jeon, J. S., DesRoches, R., Brilakis, I., and Lowes, L. N. (2012). Aftershock fragility curves for damaged non-ductile reinforced concrete buildings. *In 15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [13] Mahin, S.A. (1980). Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes. *Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering*, Istanbul, Turkey.
- [14] Aschheim, M., and Black, E. (1999). Effects of prior earthquake damage on response of simple stiffness-degrading structures. *Earthquake Spectra*, 15(1), 1-24.
- [15] Amadio, C., Fragiocomo, M., and Rajgelj, S. (2003). The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(2), 291-308.
- [16] Sunasaka, Y. and Kiremidjian, A. (1993). A method for structural safety evaluation under mainshock-aftershock earthquake sequences. *Report No. 105*. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
- [17] Nazari, N., van de Lindt, J. and Li, Y. (2013). Effect of Mainshock-Aftershock Sequences on Woodframe Building Damage Fragilities, *Journal of Performance of Constructed Facilities*. doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000512.
- [18] Hatzigeorgiou, G.D., and Liolios, A.A. (2010). Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 30(10), 1010-1025.
- [19] Yin, Y.J., and Li, Y. (2010). Seismic Collapse Risk of Light-Frame Wood Construction Considering Aleatoric and Epistemic Uncertainties, *Structural Safety*, 32(4), 250-261.
- [20] Yin, Y.J., and Li, Y. (2011). Loss Estimation of Light-Frame Wood Construction Subjected to Main shock-Aftershock Sequences. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 25(6), 504-513.
- [21] Jeon, J.S., DesRoches, R., Brilakis, I., and Lowes, L.N. (2012). Aftershock Fragility Curves for Damaged Non-Ductile Reinforced Concrete Buildings. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- [22] Song, R., Li, Y., and Van De Lindt, J., (2014). Impact of Earthquake Ground Motion Characteristics on Collapse Risk of Post-Mainshock Buildings Considering Aftershocks. *Engineering Structures*, 81, 349–361.
- [23] Li, Y., Song, R., and Van De Lindt, J., (2014). Collapse Fragility of Steel Structures Subjected to Earthquake Mainshock Aftershock Sequences. *Journal of Structural Engineering*, 140(12), 04014095.
- [24] Zhang, Y., V. Burton, H., Shokrabadi, M., and W. Wallace, J. (2019). Seismic Risk Assessment of a 42-Story Reinforced Concrete Dual-System Building Considering Mainshock and Aftershock Hazard. *Journal of Structural Engineering*, 145(11), 04019135, doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002427.

- [25] Ruiz-García, J., Bojorquez, E., and Corona, E. (2018). Seismic behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 119-128, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.08.018>.
- [26] Abdollahzadeh, G., Mohammadgholipour A., and Omranian E., (2017). Seismic Evaluation of Steel Moment Frames Under Mainshock–Aftershock Sequence Designed by Elastic Design and PBPD Methods. *Journal of Earthquake Engineering*, DOI: 10.1080/13632469.2017.1387198.
- [27] Di Sarno, L., and Amiri, S., (2019). Period elongation of deteriorating structures under mainshock-aftershock sequences. *Engineering Structures*, 196, 109341, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109341>.
- [28] Han, R., Li, Y., and van de Lindt, J., (2015). Assessment of Seismic Performance of Buildings with Incorporation of Aftershocks. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 04014088, 29(3), doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000596.
- [29] Hatzigeorgiou, G.D., and Liolios, A.A., (2010). Nonlinear Behaviour of RC Frames Under Repeated Strong Ground Motions. *Soil Dynamics Earthquake Engineering*, 30, 1010–1025.
- [30] Hatzigeorgiou, G.D., and Beskos, D.E., (2009). Inelastic Displacement Ratios for SDOF Structures Subjected to Repeated Earthquakes. *Engineering Structures*, 31, 2744–2755.
- [31] Hatzigeorgiou, G.D., (2010). Ductility Demand Spectra for Multiple Near-and Far-Fault Earthquakes. *Soil Dynamics Earthquake Engineering*, 30, 170-183.
- [32] Permanent Committee for Revising the Standard 2800, (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 4<sup>th</sup> Edition*, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran.
- [33] Institute of National Building Regulations, (2008). *Design and construction of Steel Structures*, Topic.10, Ministry of Roads & Urban Development, Iran.
- [34] Computers and Structures Inc. (CSI) (2016). SAP2000 ver 18.2.0: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference, University of California, Berkeley.
- [35] FEMA 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [36] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Eng. Struct. Dyn*, 31, 491-514. doi:[10.1002/eqe.141](https://doi.org/10.1002/eqe.141)
- [37] NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New and Other Structures, FEMA 450-1, (2003). Edition; Part 1: Provisions.
- [38] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Web Site: <http://peer.berkeley.edu/peer-ground-motion-database>
- [39] Shome, N., and Cornell, C.A. (1999). Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures. *Reliability of Marine Structures*, Report No: RMS-35, Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- [40] Zareian, F., Krawinkler, H., Ibarra, L. and Lignos, D. (2010). Basic Concepts and Performance Measures in Prediction of Collapse of Buildings Under Earthquake Ground Motions. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19, 167-181, DIO: 10.1002/tal.546.
- [41] Mahmoudi Mandani, A., and Faghihmaleki, H. (2015). A Comparison of Damage Indices in Development of Seismic Fragility Curve for Steel Moment Frames with Divergent Bracing. *Buletin Teknologi Makanan*, 2(5), 283-289.