

## Probabilistic assessment of residual drift demands in steel moment frames with masonry infills

Seyed Alireza Bazregari<sup>1</sup>, Mansoor Yakhchalian<sup>2\*</sup>

1- Master of Science, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

### ABSTRACT

Masonry infills are always considered as non-structural elements, and are neglected in structural modeling. However, observations from past earthquakes indicate that if details for separating masonry infills from structure are not used, infills affect the seismic performance of structure and their influence cannot be neglected. Moreover, using infills in all the stories of a structure except the first one that is common due to commercial or architectural purposes may cause the soft story phenomenon. Residual drift is an important criterion for evaluating post-earthquake performance of structures. To the best knowledge of the authors, residual drift performance of steel moment resisting frames (MRFs) with infills has not been assessed probabilistically. In this study, the residual drift performance of 3- and 9-story steel MRFs with masonry infills assuming two infill configurations of fully infilled and open ground story was investigated and compared with that of bare MRFs. OpenSees software was employed for creating nonlinear models of the structures and infills were simulated using single compression-only struts. The conventional method of modeling Rayleigh damping in the literature does not account for the severe elongation of the fundamental period of structure after the failure of infills. Rayleigh damping was modeled using the conventional method and a modified method, which considers the severe elongation of fundamental period due failure of infills, and responses obtained from the two methods were compared. Incremental dynamics analyses were performed, and the residual drift risk of the structures was assessed assuming four residual drift levels. Results show that positive effects of infills on the residual drift performance of the structures decreases in higher levels of residual drift due to the failure of infills. It was observed that using the open ground story configuration of infills causes soft story phenomenon. Furthermore, the conventional method of modeling damping underestimates residual drift responses.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 28 December 2023

**Revise Date:** 03 April 2024

**Accept Date:** 16 May 2024

### Keywords:

Probabilistic assessment

Residual drift

Masonry infills

Rayleigh damping

Single-strut model

Incremental dynamic analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.429832.3298>

\*Corresponding author: Mansoor Yakhchalian.

Email address: [yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir](mailto:yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir)

## ارزیابی احتمالاتی تقاضای دررفت پسماند در قاب‌های خمشی فولادی

### دارای میانقاب‌های مصالح بنایی

سید علیرضا بذرگری<sup>۱</sup>، منصور یخچالیان<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

#### چکیده

میانقاب‌ها عموماً به عنوان اجزای غیرسازه‌ای در نظر گرفته می‌شوند و در محاسبات نادیده گرفته می‌شوند. ولی در مشاهدات بعد از زلزله‌ها دیده شده که میانقاب‌ها بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تأثیر گذاشته‌اند و نمی‌شود آنها را نادیده گرفت و از رفتار لرزه‌ای آنها صرف نظر کرد. به علاوه، دیده شده حذف میانقاب‌ها در طبقه‌ی اول که برای اهداف معماری یا تجاری در سازه‌ها متداول است باعث ایجاد پدیده‌ی طبقه‌ی نرم شده است. دررفت پسماند معیار مهمی برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها بعد از زلزله است. تا جایی که نویسندگان اطلاع دارند عملکرد دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی به صورت احتمالاتی ارزیابی نشده است. در این مطالعه عملکرد دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی سه و نه طبقه دارای میانقاب‌های مصالح بنایی با دو چیدمان میانقاب در همگی طبقات و بدون میانقاب در طبقه‌ی اول به صورت احتمالاتی ارزیابی شد و با سازه‌های بدون میانقاب مقایسه شد. برای مدلسازی غیرخطی سازه‌ها از نرم‌افزار *OpenSees* استفاده شد و میانقاب‌ها با دستک فشاری مدلسازی شدند. روش متداول مدلسازی میرایی رایلی در ادبیات فنی، اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در نظر نمی‌گیرد. میرایی رایلی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده که در این مطالعه در نظر گرفته شده است و اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه را در نظر می‌گیرد مدلسازی شد و پاسخ‌های دو روش با هم مقایسه شدند. تحلیل‌های دینامیکی افزایشی انجام شدند و ریسک فراگذشت از چهار سطح دررفت پسماند ۰/۲، ۰/۵، ۱ و ۲ درصد محاسبه شد. نتایج نشان می‌دهند که اثرات مثبت میانقاب‌ها بر عملکرد دررفت پسماند در سطوح بالاتر دررفت پسماند به دلیل شکست میانقاب‌ها کاهش می‌یابد و حذف میانقاب‌ها در طبقه‌ی اول باعث ایجاد پدیده طبقه‌ی نرم می‌شود. به علاوه، روش متداول مدلسازی میرایی در ادبیات فنی پاسخ‌ها را دست پایین برآورد می‌کند.

کلمات کلیدی: ارزیابی احتمالاتی، دررفت پسماند، میانقاب مصالح بنایی، میرایی رایلی، دستک فشاری، تحلیل دینامیکی افزایشی.

| شناسه دیجیتال:  |                                                                                                             | سابقه مقاله: |               |            |                                                                            |            |
|-----------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|---------------|------------|----------------------------------------------------------------------------|------------|
| doi:            | <a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2024.429832.3298">https://doi.org/10.22065/jsce.2024.429832.3298</a> | چاپ          | انتشار آنلاین | پذیرش      | بازنگری                                                                    | دریافت     |
|                 | <a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2024.429832.3298">10.22065/jsce.2024.429832.3298</a>                 | ۱۴۰۳/۱۰/۳۰   | ۱۴۰۳/۰۲/۲۷    | ۱۴۰۳/۰۲/۲۷ | ۱۴۰۳/۰۱/۱۵                                                                 | ۱۴۰۲/۱۰/۰۷ |
| نویسنده مسئول:  |                                                                                                             |              |               |            | منصور یخچالیان                                                             |            |
| پست الکترونیکی: |                                                                                                             |              |               |            | <a href="mailto:yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir">yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir</a> |            |

## ۱- مقدمه

میانقابها عموماً به عنوان اجزای غیرسازه‌ای در نظر گرفته می‌شوند و در محاسبات نادیده گرفته می‌شوند، ولی در مشاهدات بعد از زلزله‌ها دیده شده که میانقابها بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تاثیر گذاشته‌اند و نمی‌شود آنها را نادیده گرفت و از رفتار لرزه‌ای آنها صرف نظر کرد. به علاوه، دیده شده حذف میانقابها در طبقه‌ی اول که برای اهداف معماری (پارکینگ) و تجاری در سازه‌ها متداول است باعث ایجاد پدیده‌ی طبقه‌ی نرم شده است [۱-۷].

میانقابها را با استفاده از دو رویکرد مدل‌سازی میکرو<sup>۱</sup> (روش اجزای محدود<sup>۲</sup>) و ماکرو<sup>۳</sup> (دستک فشاری معادل<sup>۴</sup>) می‌توان مدل‌سازی کرد. مدل‌های میکرو در صورت مدل‌سازی تمام پدیده‌ها می‌توانند پاسخ‌های محلی<sup>۵</sup> میانقابها، همانند ترک‌خوردگی و خردشدگی، را شبیه‌سازی کنند. ولی در مطالعات احتمالاتی سازه‌های چند دهانه و چند طبقه به دلیل هزینه‌ی محاسباتی بالا نمی‌توان از مدل‌سازی‌های میکرو استفاده کرد. مدل‌های ماکرو می‌توانند با هزینه‌ی محاسباتی کمتر و با دقت مناسبی پاسخ‌های کلی<sup>۶</sup> سازه‌ها، همانند دررفت پسماند<sup>۷</sup>، را شبیه‌سازی کنند و برای مطالعات احتمالاتی مناسب هستند [۸-۱۱].

دررفت پسماند معیار مهمی برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها بعد از زلزله است. در گزارش FEMA P-58-1 [۱۲] چهار حالت برای آسیب‌ها بر حسب مقدار دررفت پسماند ارائه شده است. اگر دررفت پسماند ۰/۲ درصد باشد، آسیب‌های سازه‌ای جزئی و بی اهمیت هستند ولی ممکن است اجزای غیرسازه‌ای نیاز به تعمیرات داشته باشند. اگر دررفت پسماند ۰/۵ درصد باشد، سازه نیاز به تعمیرات اجزای سازه‌ای خواهد داشت. اگر دررفت پسماند ۱ درصد باشد، تعمیرات اجزای سازه‌ای برای پایداری جانبی ضرورت دارد ولی ممکن است تخریب و جایگزینی سازه به‌صرفه‌تر از تعمیر آن باشد. اگر دررفت پسماند ۲ درصد باشد، سازه در خطر فروریزش در اثر پس‌لرزه‌ها است [۱۲]. روئیزگارسیا و میراندا [۱۳] رویکردی احتمالاتی برای ارزیابی دررفت پسماند ارائه کردند و از آن برای ارزیابی تقاضای دررفت پسماند سازه‌ها استفاده کردند. کیتایاما و کنستانتینو [۱۴] دررفت پسماند سازه‌های دارای سیستم مرکزگرایی سیال<sup>۸</sup> را به صورت احتمالاتی ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که افزایش ظرفیت نهایی سیستم باعث بهبود عملکرد دررفت پسماند می‌شود. کیتایاما و کنستانتینو [۱۵] پاسخ دررفت پسماند سازه‌های دارای میراگرهای ویسکوز<sup>۹</sup> را به صورت احتمالاتی ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که مقادیر میرایی، برش پایه طراحی و مقاومت سیستم متشکل از مهاربند، میراگر و اتصال عوامل موثر در بهبود عملکرد دررفت پسماند سازه‌ها هستند. یحیی‌زاده و یخچالیان [۱۶] دررفت پسماند سازه‌های دارای میراگرهای ویسکوز خطی و غیرخطی<sup>۱۰</sup> را به صورت احتمالاتی ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که سازه‌ها با میراگرهای خطی عملکرد دررفت پسماند بهتری نسبت به سازه‌های با میراگر غیرخطی دارند. روشن فکرداد و همکاران [۱۷] دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات دارای پیچ‌های حافظه‌دار شکلی<sup>۱۱</sup> را به صورت احتمالاتی ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که این اتصالات باعث بهبود عملکرد دررفت پسماند می‌شوند. رهگذر و همکاران [۱۸] به این موضوع اشاره کرده‌اند که سیستم هسته‌های فولادی با حرکت گهواره‌ای کنترل شده<sup>۱۲</sup> دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی را کاهش می‌دهد. آنها قابلیت اطمینان این سیستم را با استفاده از یک روش احتمالاتی مورد ارزیابی قرار دادند. یخچالیان و یخچالیان [۱۹] دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی را با و بدون در نظر گرفتن اثرات سیستم باربر ثقیلی و عمل کامپوزیت<sup>۱۳</sup> به صورت احتمالاتی ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که لحاظ کردن اثرات سیستم باربر ثقیلی و عمل کامپوزیت باعث بهبود عملکرد دررفت پسماند می‌شود.

<sup>1</sup> Micro Modeling

<sup>2</sup> Finite Element Method

<sup>3</sup> Macro Modeling

<sup>4</sup> Single-Strut Model

<sup>5</sup> Local Response

<sup>6</sup> Global Response

<sup>7</sup> Residual Drift

<sup>8</sup> Fluidic Self Centering Systems

<sup>9</sup> Fluid Viscous Damping Systems

<sup>10</sup> Linear and Nonlinear Viscous Dampers

<sup>11</sup> Shape Memory Alloy Connections

<sup>12</sup> Controlled Rocking Steel Cores System

<sup>13</sup> Gravity Framing and Composite Action

تعدادی از محققان اثر وجود میانقاب بر پاسخ دررفت پسماند را مورد بررسی قرار داده‌اند. پرسوننی و همکاران [۲۰] دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی را با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با رکوردهای مقیاس شده به سطوح زلزله طرح<sup>۱۴</sup> و حداکثر زلزله در نظر گرفته شده<sup>۱۵</sup> ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که میانقاب‌ها دررفت پسماند را کاهش می‌دهند. هوانگ و همکاران [۲۱] دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی مرکزگرا<sup>۱۶</sup> دارای میانقاب‌های مصالح بنایی را با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با رکوردهای مقیاس شده به سطوح زلزله طرح و حداکثر زلزله در نظر گرفته شده ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که وجود میانقاب‌ها باعث کاهش دررفت پسماند می‌شود. دی‌سارنو و همکاران [۲۲] دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی را با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر توالی‌های لرزه‌ای<sup>۱۷</sup> ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که میانقاب‌ها دررفت پسماند را کاهش می‌دهند. هوانگ و همکاران [۲۳] دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی با تیرهای مرکزگرا<sup>۱۸</sup> دارای میانقاب‌های مصالح بنایی را با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با رکوردهای مقیاس شده به سطح حداکثر زلزله در نظر گرفته شده ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که وجود میانقاب‌ها باعث کاهش دررفت پسماند می‌شود.

تا جایی که نویسندگان اطلاع دارند عملکرد دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی به صورت احتمالاتی ارزیابی نشده است. در این مطالعه، عملکرد دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی سه و نه طبقه دارای میانقاب‌های مصالح بنایی با دو چیدمان میانقاب در همهی طبقات<sup>۱۹</sup> و بدون میانقاب در طبقه‌ی اول<sup>۲۰</sup> به صورت احتمالاتی ارزیابی شده است و با عملکرد دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی بدون میانقاب<sup>۲۱</sup> مقایسه شده است. سازه‌ها به صورت غیرخطی و دو بعدی در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده‌اند. میانقاب‌ها با استفاده از دستک فشاری معادل که پاسخ‌های کلی سازه‌ها، همانند دررفت پسماند، را به خوبی شبیه‌سازی می‌کنند مدل‌سازی شده‌اند و از رفتار خارج از صفحه‌ی آنها صرف نظر شده است. روش متداول مدل‌سازی میرایی رایلی<sup>۲۲</sup> در ادبیات فنی، اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در نظر نمی‌گیرد. میرایی رایلی با استفاده از روش متداول در ادبیات فنی<sup>۲۳</sup> و روش میرایی اصلاح شده<sup>۲۴</sup> که در این مطالعه در نظر گرفته شده است و اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه را در نظر می‌گیرد مدل‌سازی شده است و پاسخ‌های دو روش با هم مقایسه شده‌اند. تحلیل‌های دینامیکی افزایشی<sup>۲۵</sup> انجام شده‌اند و ریسک فراگذشت از چهار سطح دررفت پسماند ۰/۲، ۰/۵، ۱ و ۲ درصد محاسبه شده است.

## ۲- سازه‌های در نظر گرفته شده و مدل‌سازی آنها

### ۲-۱- سازه‌های در نظر گرفته شده

در این مطالعه، از سازه‌های سه و نه طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه که برای مطالعات پروژه سک<sup>۲۶</sup> [۲۴] طراحی شده‌اند استفاده شده است. این سازه‌ها بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای پس از زلزله‌ی نورتریج<sup>۲۷</sup> و برای شهر لس‌آنجلس<sup>۲۸</sup> طراحی شده‌اند. با توجه به اینکه سازه‌ها منظم هستند و قاب‌های باربر لرزه‌ای در پیرامون پلان قرار دارند، تنها نیمی از سیستم باربر جانبی در راستای شمالی- جنوبی برای مدل‌سازی در نظر گرفته شده است. جزئیات سازه‌ها در گزارش FEMA-355C [۲۵] آورده شده است. از آنجایی که در این گزارش هیچ اطلاعاتی از میانقاب‌ها ارائه نشده، در این مطالعه از میانقاب‌های فرض شده در مطالعه‌ی وو و دی‌سارنو [۲۶] استفاده شده

<sup>14</sup> Design Basis Earthquake

<sup>15</sup> Maximum Considered Earthquake (MCE)

<sup>16</sup> Steel Self Centering Moment Resisting Frames

<sup>17</sup> Earthquake Sequence

<sup>18</sup> Self Centring Beam Moment Frames

<sup>19</sup> Fully Infilled

<sup>20</sup> Open Ground Story

<sup>21</sup> Bare

<sup>22</sup> Rayleigh Damping

<sup>23</sup> Conventional Damping (CD)

<sup>24</sup> Modified Damping (MD)

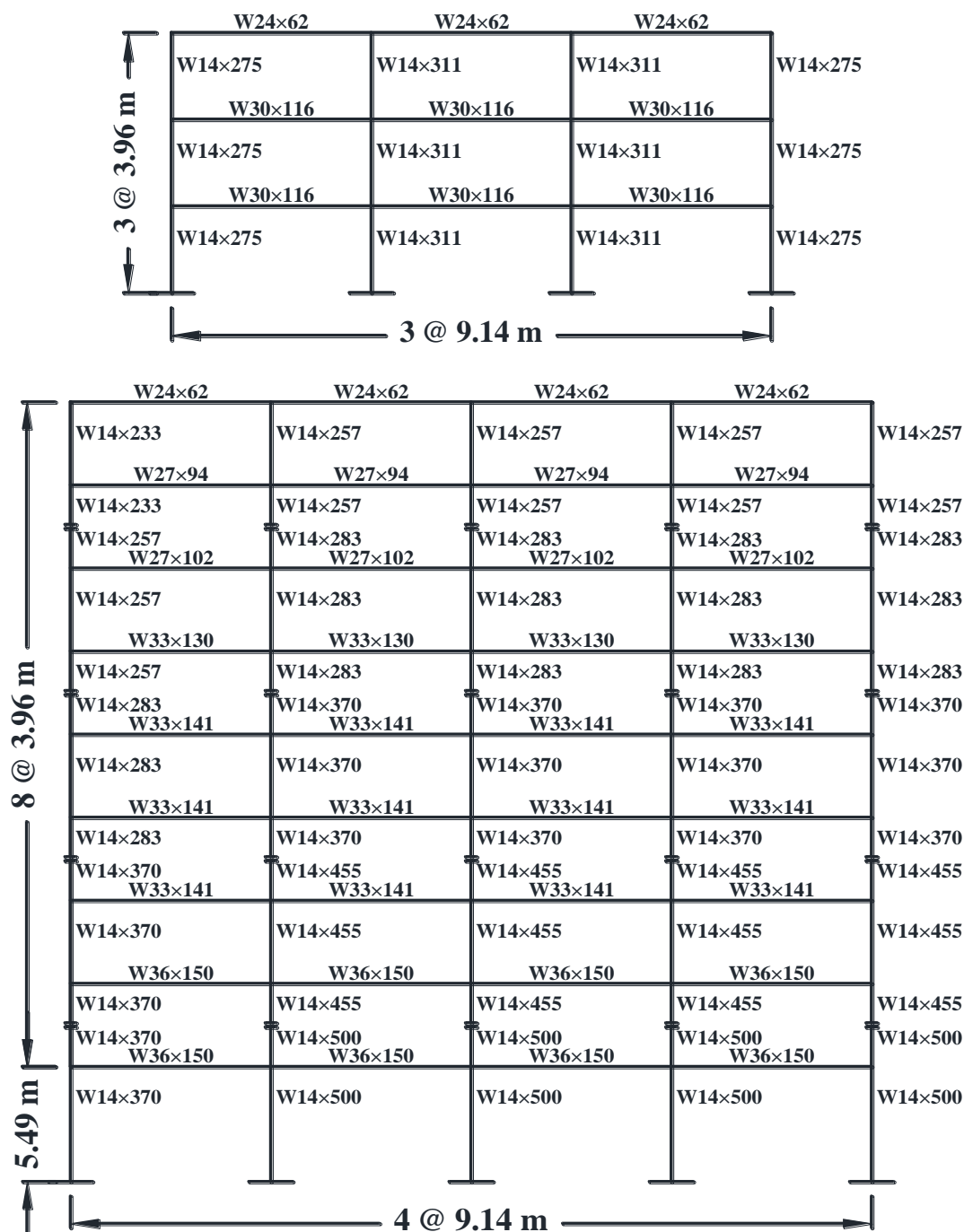
<sup>25</sup> Incremental Dynamic Analysis (IDA)

<sup>26</sup> SAC Steel Project

<sup>27</sup> Northridge Earthquake

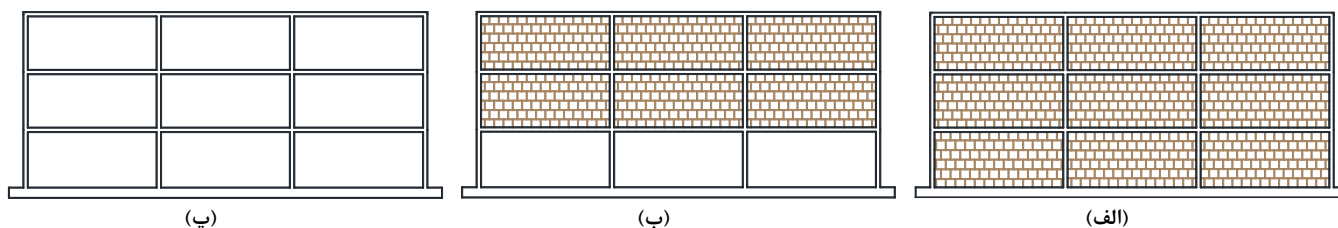
<sup>28</sup> Los Angeles

است. سازه‌ها با سه پیکربندی میانقاب در تمامی طبقات، بدون میانقاب در طبقه‌ی اول و بدون میانقاب در نظر گرفته شده‌اند. شکل ۱ مشخصات هندسی و مقاطع سازه‌ها و شکل ۲ پیکربندی‌های در نظر گرفته شده را برای سازه‌ی سه طبقه نشان می‌دهد. مکان سازه‌ها ساختمانی در شهر لس‌آنجلس به طول و عرض جغرافیایی ۱۱۸/۱۶۲ درجه غربی و ۳۳/۹۹۶ درجه شمالی و با خاک نوع D استاندارد ASCE 7-10 [۲۷] فرض شده است که پارامترهای طیف  $MCE_R^{29}$  آن برابر با  $SM_S = 2.167$  g و  $SM_I = 1.124$  g می‌باشند.



شکل ۱: مشخصات هندسی و مقاطع سازه‌های در نظر گرفته شده.

<sup>29</sup> Risk Targeted MCE Response Spectrum ( $MCE_R$ )



شکل ۲: پیکربندی‌های در نظر گرفته شده برای میانقاب‌ها. (الف) میانقاب در تمامی طبقات، (ب) بدون میانقاب در طبقه‌ی اول و (پ) بدون میانقاب.

## ۲-۲-۲-۲ مدلسازی سازه‌ها

### ۲-۲-۲-۱-۱ مدلسازی قاب‌های خمشی

سازه‌های در نظر گرفته شده به صورت غیرخطی و دو بعدی در نرم‌افزار OpenSees [۲۸] مدلسازی شده‌اند. رفتار غیرخطی در تیرها با روش پلاستیسیته متمرکز<sup>۳۰</sup> [۲۹ و ۳۰] مدلسازی شده است. هر تیر با یک المان تیر-ستون الاستیک و دو فنر دورانی غیرخطی در ابتدا و انتهای آن مدلسازی شده است. از مدل اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر [۳۱] برای مدلسازی رفتار غیرخطی فنرهای دورانی استفاده شده است. رفتار غیرخطی در ستون‌ها با روش پلاستیسیته گسترده<sup>۳۱</sup> مدلسازی شده است تا اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در نظر گرفته شود. هر ستون با یک المان تیر-ستون با فرمولاسیون نیرویی<sup>۳۲</sup> و پنج نقطه‌ی انتگرال گیری<sup>۳۳</sup> با مقاطع فایبر<sup>۳۴</sup> مدلسازی شده است. فایبرها با مصالح Steel02 مدلسازی شده‌اند و نسبت سخت شونده‌گی کرنشی<sup>۳۵</sup> آنها ۰/۰۰۲ می‌باشد. بنابراین، زوال سختی و مقاومت در ستون‌ها در نظر گرفته نشده است. لازم به ذکر است که مقدار نسبت سخت شونده‌گی ۰/۰۰۲ در مطالعات انجام شده توسط سئو و همکاران [۳۲] و کیتایاما و کنستانینو [۱۴] مورد استفاده قرار گرفته است. اثر P-Δ<sup>۳۶</sup> ستون‌های ثقلی با استفاده از یک ستون تکیه‌گاهی<sup>۳۷</sup> که در کنار قاب قرار گرفته است مدلسازی شده است. ستون تکیه‌گاهی با المان‌های تیر-ستون الاستیک با ممان اینرسی و سطح مقطع خیلی زیاد مدلسازی شده است که با فنرهای دورانی با سختی ناچیز به گره‌هایی در تراز طبقات متصل شده‌اند.

### ۲-۲-۲-۲-۲ مدلسازی میانقاب‌ها

رفتار میانقاب‌ها با استفاده از دستک فشاری معادل شبیه‌سازی شده است. هر دستک فشاری با یک المان خرابا با مصالح هیسترتیک<sup>۳۸</sup> مدلسازی شده است. از منحنی رفتاری<sup>۳۹</sup> پیشنهاد شده توسط لیبراتورره و دیکانینی [۳۳] و پارامترهای زوال کالیبره شده توسط محمد نوح و همکاران [۳۴] برای مدلسازی رفتار غیرخطی دستک‌های فشاری معادل استفاده شده است. لازم به ذکر است که وو و دی‌سارنو [۲۶] از همین منحنی رفتاری و همین پارامترهای زوال برای مدلسازی میانقاب‌های مصالح بنایی در قاب‌های خمشی فولادی استفاده کرده‌اند. برای اینکه دستک فشاری فقط در فشار کار کند و همزمان پایداری عددی تحلیل حفظ شود، مقادیر تنش و کرنش هر نقطه از قسمت کششی منحنی رفتاری دستک فشاری برابر با ۱ درصد مقادیر متناظر آن نقطه در قسمت فشاری منحنی رفتاری در نظر گرفته شده‌اند. مشابه چنین فرضی توسط محمد نوح و همکاران [۳۴] نیز در نظر گرفته شده است. در سازه‌ها با پیکربندی میانقاب در تمامی طبقات، دستک‌های فشاری در تمامی طبقات قرار داده شده‌اند و در سازه‌ها با پیکربندی بدون میانقاب در طبقه‌ی اول، دستک‌های فشاری در طبقه‌ی اول حذف شده‌اند. ضخامت میانقاب‌های فرض شده در سازه سه طبقه 155 mm می‌باشد [۲۶]. ضخامت میانقاب‌های

<sup>30</sup> Concentrated Plasticity

<sup>31</sup> Distributed Plasticity

<sup>32</sup> Force-based

<sup>33</sup> Integration Points

<sup>34</sup> Fiber Section

<sup>35</sup> Strain Hardening Ratio

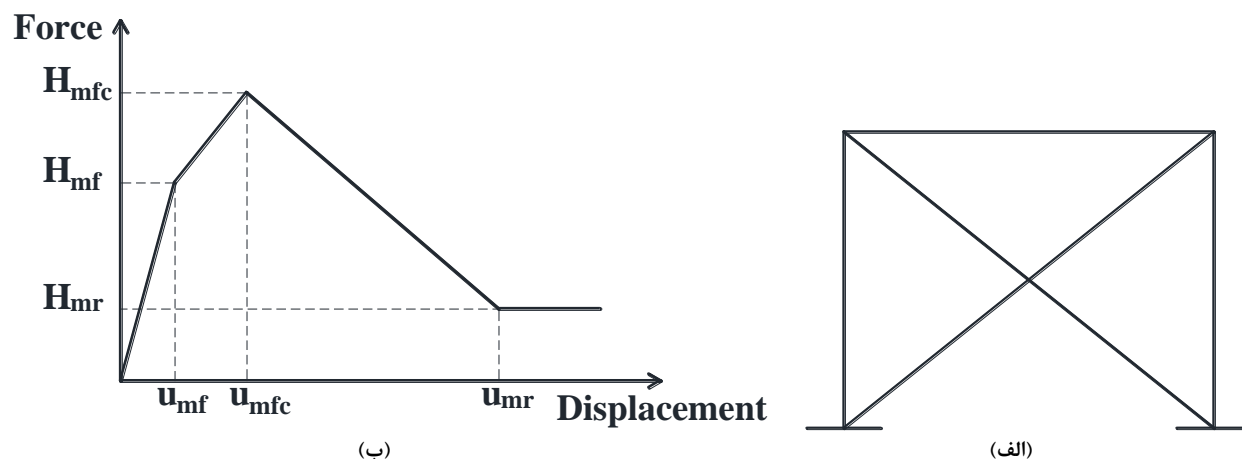
<sup>36</sup> P-Delta Effect

<sup>37</sup> Leaning Column

<sup>38</sup> Hysteretic Material

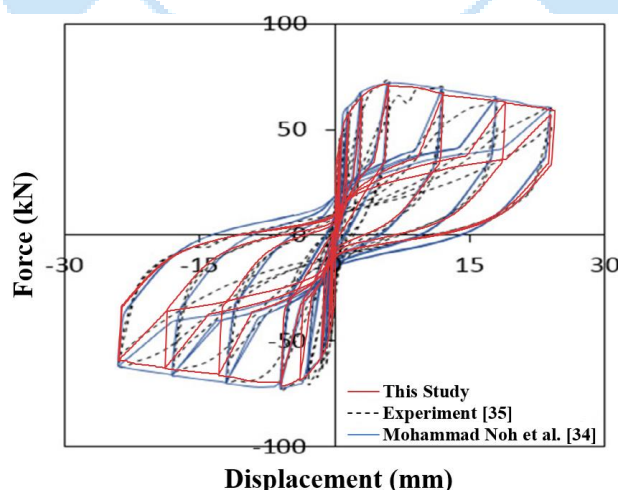
<sup>39</sup> Backbone Curve

فرض شده در چهار طبقه‌ی پایین سازه نه طبقه 233 mm و در پنج طبقه‌ی بالای آن 155 mm می‌باشد [۲۶]. مقاومت فشاری و مدول یانگ<sup>۴۰</sup> میانقاب‌های فرض شده به ترتیب 2.81 MPa و 7669 MPa می‌باشند [۲۶]، و از رفتار خارج از صفحه میانقاب‌ها صرف نظر شده است. شکل ۳-الف دستک‌های فشاری معادل و شکل ۳-ب منحنی رفتاری میانقاب‌ها را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.



شکل ۳: شکل شماتیک (الف) دستک‌های فشاری معادل و (ب) منحنی رفتاری میانقاب‌ها.

برای اطمینان از برآورد صحیح پاسخ‌ها، روش استفاده شده در این مطالعه برای مدلسازی میانقاب‌ها با نتایج آزمایشگاهی و عددی موجود در ادبیات فنی صحت‌سنجی شده است. بدین منظور نمونه FIN از برنامه اول آزمایش‌های سیکلی<sup>۴۱</sup> انجام شده توسط استیلیانیدیس [۳۵] که یک قاب یک دهانه دارای میانقاب مصالح بنایی با مقیاس یک سوم می‌باشد انتخاب شده و با استفاده از روش استفاده شده در این مطالعه برای مدلسازی میانقاب‌ها مدلسازی شده است. شکل ۴ مقایسه پاسخ‌های مدل عددی، نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی ساخته شده توسط محمد نوح و همکاران [۳۴] را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، این پاسخ‌ها تطابق خوبی با هم دارند.



شکل ۴: صحت‌سنجی نحوه مدلسازی میانقاب‌ها با نتایج آزمایشگاهی و عددی موجود در ادبیات فنی [۳۴ و ۳۵].

<sup>40</sup> Young's Modulus

<sup>41</sup> Cyclic Tests

زمان تناوب‌های مود اول سازه‌های مدلسازی شده در این مطالعه در جدول ۱ ارائه شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود، میانقاب‌ها باعث افزایش سختی سازه‌ها شده‌اند و در نتیجه زمان تناوب سازه‌ها به شدت کاهش پیدا کرده است.

جدول ۱: مقادیر زمان تناوب‌های مود اول سازه‌های در نظر گرفته شده.

|                   | $T_1$ (s) |         |
|-------------------|-----------|---------|
|                   | 3-Story   | 9-Story |
| Bare              | 0.95      | 2.08    |
| Fully Infilled    | 0.12      | 0.33    |
| Open Ground Story | 0.51      | 0.93    |

## ۲-۲-۳- مدلسازی میرایی

مدلسازی مناسب میرایی اهمیت زیادی در برآورد صحیح پاسخ‌ها دارد. میرایی رایلی رایج‌ترین مدل برای مدلسازی میرایی است که در آن ماتریس میرایی،  $c$ ، با استفاده از رابطه‌ی (۱) تعیین می‌شود [۳۶].

$$c = \alpha_0 m + \alpha_1 k \quad (1)$$

در رابطه‌ی فوق  $m$  و  $k$  به ترتیب ماتریس‌های جرم و سختی سازه هستند و ضرایب  $\alpha_0$  و  $\alpha_1$  با استفاده از رابطه (۲) محاسبه می‌شوند [۳۶].

$$\alpha_0 = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \alpha_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (2)$$

در رابطه‌ی فوق  $\zeta$  نسبت میرایی<sup>۴۲</sup> سازه، و  $\omega_i$  و  $\omega_j$  فرکانس‌های مورد نظر برای تعریف میرایی رایلی می‌باشند. زمان تناوب سازه‌های دارای میانقاب بعد از شکست میانقاب‌ها به شدت افزایش پیدا می‌کند [۳۷-۴۰]. در روش متداول مدلسازی میرایی رایلی در ادبیات فنی، ماتریس میرایی با استفاده از فرکانس‌های سازه در حالتی که میانقاب‌ها آسیب ندیده‌اند تعریف می‌شود و اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در نظر گرفته نمی‌شود. در این مطالعه، در سازه‌های دارای میانقاب، میرایی رایلی با استفاده از روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده، که در این مطالعه در نظر گرفته شده است و اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه را در نظر می‌گیرد، مدلسازی شده است تا پاسخ‌های دو روش با هم مقایسه شوند. در مدلسازی با روش متداول در ادبیات فنی،  $\omega_i$  و  $\omega_j$  به ترتیب فرکانس‌های مودهای اول،  $\omega_{1Infilled}$ ، و سوم،  $\omega_{3Infilled}$ ، سازه فرض شده‌اند. به دلیل اینکه بعد از شکست میانقاب‌ها زمان تناوب سازه به شدت افزایش پیدا می‌کند، در این روش، نسبت میرایی متناظر با زمان تناوب مود اول سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در حدود نسبت فرض شده نیست و افزایش پیدا می‌کند. در مدلسازی با روش میرایی اصلاح شده،  $\omega_i$  و  $\omega_j$  به ترتیب فرکانس‌های مود اول سازه که در محاسبه‌ی آن از وجود میانقاب‌ها صرف نظر شده است،  $\omega_{1Bare}$ ، و مود سوم سازه که در محاسبه‌ی آن میانقاب‌ها در نظر گرفته شده‌اند،  $\omega_{3Infilled}$ ، فرض شده‌اند. با استفاده از این روش، اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که جئون و همکاران [۴۱] نیز اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در تعریف میرایی رایلی در نظر گرفته‌اند. در هر دو روش، نسبت میرایی به ازای فرکانس‌هایی که پیش‌تر ذکر شد ۵ درصد فرض شده است. لازم به ذکر است که به دستک‌های فشاری هم میرایی متناسب با سختی به روز شده<sup>۴۳</sup> اختصاص داده شده است. در سازه‌های بدون میانقاب،  $\omega_i$  و  $\omega_j$  به ترتیب فرکانس‌های مودهای اول،  $\omega_1$ ، و سوم،  $\omega_3$ ، سازه در نظر گرفته شده‌اند و نسبت میرایی ۵ درصد فرض شده است.

به عنوان نمونه، شکل ۵ پاسخ‌های تاریخچه زمانی<sup>۴۴</sup> دریافت بین طبقه‌های<sup>۴۵</sup> طبقه‌ی اول سازه سه طبقه دارای میانقاب در همه‌ی طبقات را با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده تحت رکورد زلزله‌ی نورتریج با ضریب مقیاس ۳/۹۹

<sup>42</sup> Damping Ratio

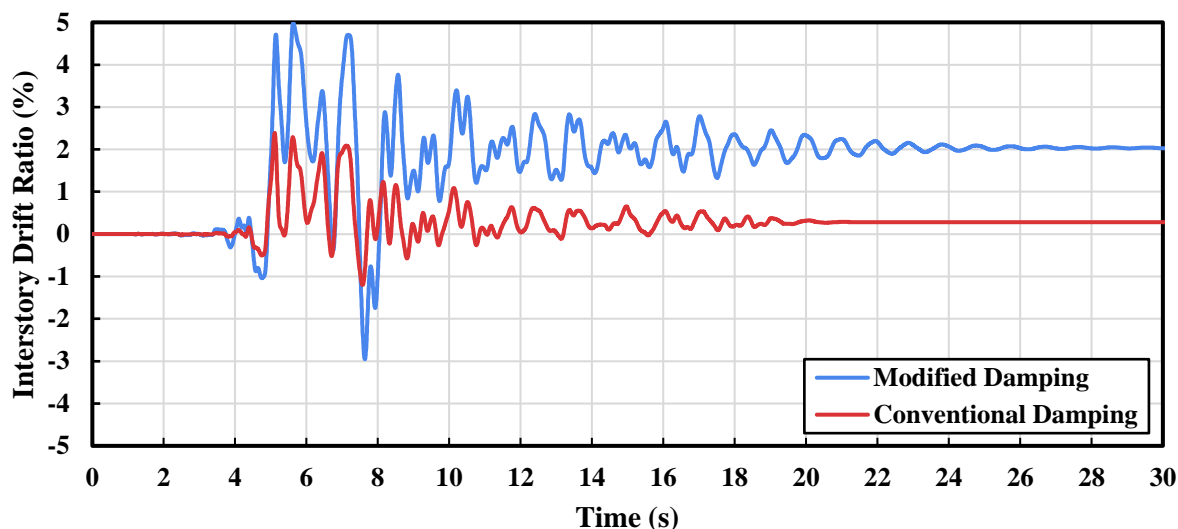
<sup>43</sup> Last Committed Stiffness

<sup>44</sup> Time History Response

<sup>45</sup> Interstory Drift Ratio



نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، روش متداول مدلسازی میرایی در ادبیات فنی دریافت پسماند را دست پایین برآورد کرده است. دلیل رسیدن به چنین نتیجه‌ای این است که بعد از شکست میانقاب‌ها نسبت میرایی در زمان تناوب مود اول سازه خیلی بیشتر از ۵ درصد است.



شکل ۵: پاسخ‌های تاریخچه زمانی دریافت بین طبقه‌های طبقه‌ی اول سازه سه طبقه دارای میانقاب در تمامی طبقات با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده تحت رکورد زلزله نورتریج با ضریب مقیاس ۳/۹۹.

### ۳- تحلیل دینامیکی افزایشی و منحنی‌های شکنندگی

#### ۳-۱- انتخاب رکوردها و تحلیل دینامیکی افزایشی

به منظور ارزیابی احتمالاتی عملکرد دریافت پسماند سازه‌ها از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی [۴۲] استفاده شده است. تحلیل‌های دینامیکی افزایشی با استفاده از ۷۸ رکورد انتخاب شده توسط هسلتون و دیرلین [۳۰] انجام شده‌اند. حداکثر دریافت پسماند بین طبقه‌های<sup>۴۶</sup> به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی<sup>۴۷</sup> در تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است و چهار سطح ۰/۲، ۰/۵، ۱ و ۲ درصد بر اساس گزارش FEMA P-58-1 [۱۲] برای آن فرض شده است. در تمامی سازه‌های با و بدون میانقاب از سنجش شدت<sup>۴۸</sup>  $Sa(T_1)$  با فرض  $T_1$  برابر با زمان تناوب مود اول سازه بدون میانقاب برای انجام تحلیل‌ها استفاده شده است [۴۳ و ۴۴]. مدت زمان هر تحلیل دینامیکی غیرخطی با توجه به مقدار زمان تناوب مود اول سازه به اندازه کافی بیشتر از مدت زمان زلزله فرض شده است به طوری که امکان ارتعاش آزاد برای سازه فراهم باشد [۱۶-۱۴ و ۱۹]. تحلیل‌های دینامیکی افزایشی تا زمانی انجام شده‌اند که حداکثر دریافت پسماند بین طبقه‌های سازه به مقدار مورد نظر رسیده باشد یا قبل از آن مقدار حداکثر دریافت بین طبقه‌های<sup>۴۹</sup> از ۱۵ درصد که به عنوان معیار فروریزش سازه فرض شده عبور کرده باشد [۱۶ و ۴۵]. شکل ۶ منحنی‌های IDA را برای سازه سه طبقه دارای میانقاب در تمامی طبقات با مدلسازی میرایی با روش میرایی اصلاح شده به ازای سطح حداکثر دریافت پسماند بین طبقه‌های ۱ درصد نشان می‌دهد.

<sup>46</sup> Maximum Residual Interstory Drift Ratio (MRD)

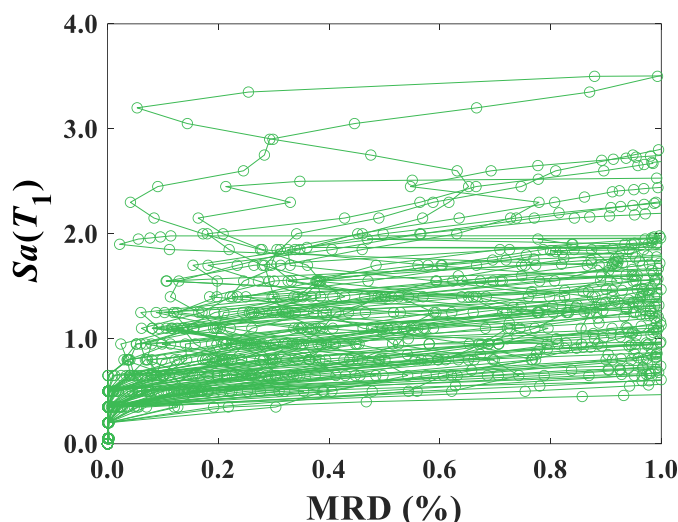
<sup>47</sup> Engineering Demand Parameter

<sup>48</sup> Intensity Measure

<sup>49</sup> Maximum Interstory Drift Ratio

## ۳-۲- ارزیابی نسبت حاشیه ایمنی دریافت پسماند سازه‌ها

مقادیر میانه ظرفیت دریافت پسماند<sup>۵۰</sup> و انحراف معیار لگاریتمی ظرفیت دریافت پسماند<sup>۵۱</sup> به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشده در جدول ۲ ارائه شده‌اند. این مقادیر برای سازه‌های در نظر گرفته شده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده به ازای چهار سطح دریافت پسماند ارائه شده‌اند. لازم به ذکر است بیشتر مقادیر انحراف معیار بین ۰/۳ و ۰/۵ هستند که با نتایج مطالعات قبلی هم‌خوانی دارد [۱۴-۱۶ و ۱۹].



شکل ۶: منحنی‌های IDA سازه سه طبقه دارای میانقاب در همه‌ی طبقات با مدلسازی میرایی با روش میرایی اصلاح شده به ازای سطح دریافت پسماند ۱ درصد.

با استفاده از رابطه‌ی (۳) با تقسیم مقادیر میانه ظرفیت دریافت پسماند سازه‌ها، Median  $Sa_{MRD}$ ، بر مولفه طیف  $MCE_R$  در زمان تناوب مود اول سازه‌ها،  $Sa_{MCE_R}(T_1)$ ، نسبت حاشیه ایمنی دریافت پسماند<sup>۵۲</sup> [۱۶، ۱۷ و ۱۹] سازه‌ها محاسبه شده است. در همه‌ی سازه‌ها با و بدون میانقاب از  $Sa_{MCE_R}(T_1)$  با فرض  $T_1$  برابر با زمان تناوب مود اول سازه بدون میانقاب استفاده شده است.

$$RDMR = \frac{\text{Median } Sa_{MRD}}{Sa_{MCE_R}(T_1)} \quad (3)$$

شکل ۷ مقادیر RDMR را برای سازه‌های در نظر گرفته شده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده به ازای چهار سطح دریافت پسماند نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، در مدلسازی میرایی با روش میرایی اصلاح شده، میانقاب‌ها در همه‌ی سازه‌های در نظر گرفته شده و در همه‌ی سطوح دریافت پسماند مقادیر RDMR را افزایش داده‌اند اما در سطوح بالاتر تاثیر آنها کمتر شده است. دلیل این موضوع شکست میانقاب‌ها در سطوح بالاتر دریافت پسماند می‌باشد. برای مثال، در سازه‌های سه و نه طبقه دارای میانقاب در همه‌ی طبقات، میانقاب‌ها توانسته‌اند در سطح دریافت پسماند ۰/۲ درصد مقادیر RDMR را به ترتیب ۲۲ و ۳۱ درصد افزایش دهند اما در سطح دریافت پسماند ۲ درصد این مقادیر به ۵ و ۱۲ درصد رسیده‌اند. بر اساس شکل ۷، عملکرد سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات از سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول بهتر است. دلیل این امر ایجاد پدیده طبقه‌ی نرم در سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول است. شکل ۷ نشان می‌دهد که در مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی نسبت به روش میرایی اصلاح شده، مقادیر RDMR در همه‌ی سازه‌های در نظر گرفته شده و در همه‌ی سطوح دریافت پسماند بیشتر برآورد شده است، و بر خلاف روش میرایی اصلاح شده با اینکه میانقاب‌ها در سطوح دریافت پسماند بالاتر دچار شکست شده‌اند ولی تاثیر آنها کمتر نشده است. به دلیل

<sup>50</sup> Median  $Sa_{MRD}$

<sup>51</sup> Logarithmic Standard Deviation  $Sa_{MRD}$  ( $\sigma_{lnSaMRD}$ )

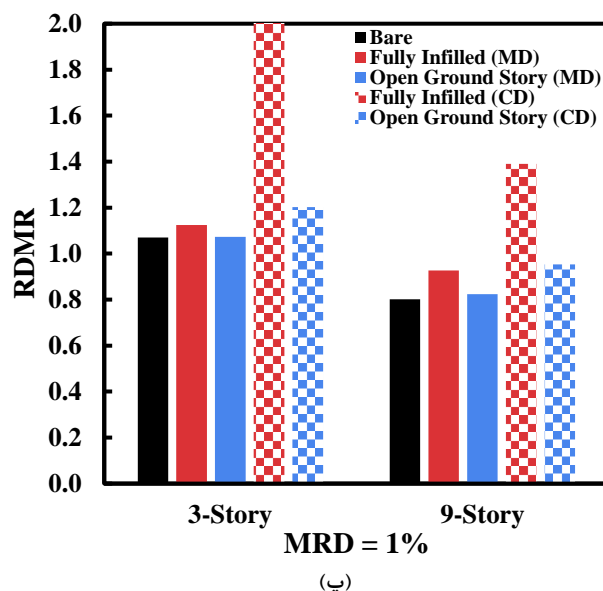
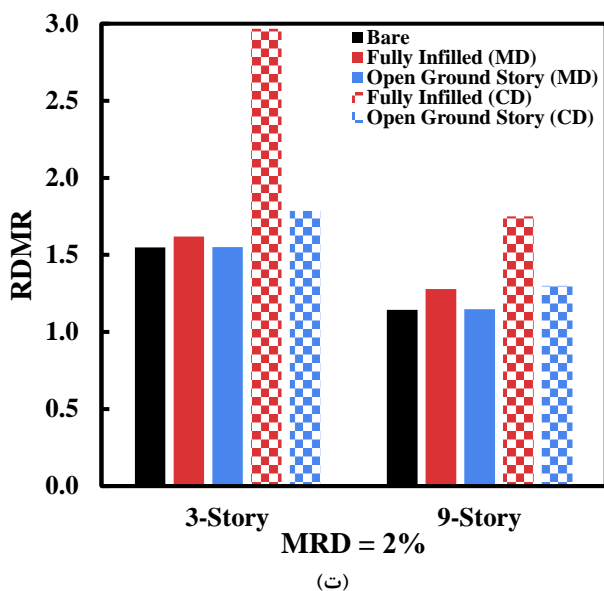
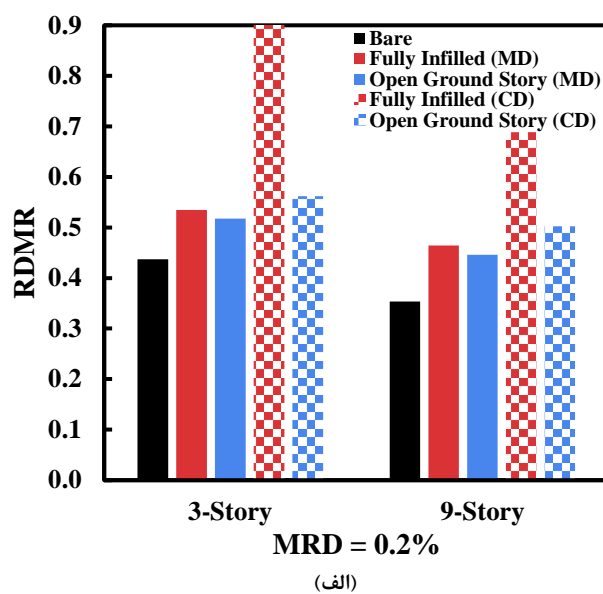
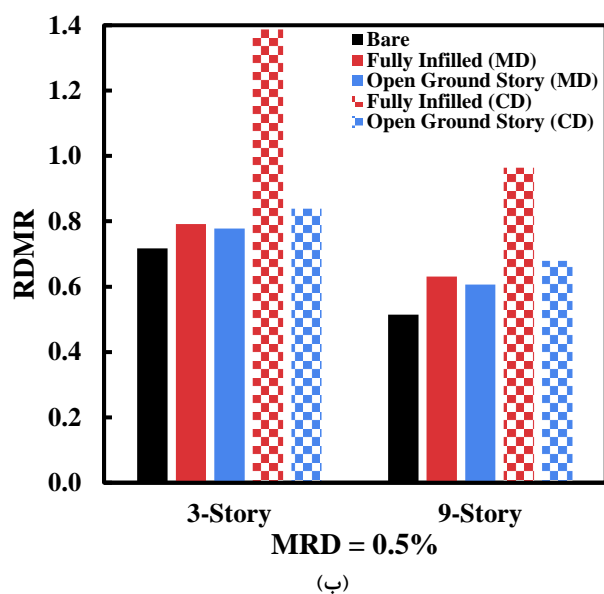
<sup>52</sup> Residual Drift Margin Ratio (RDMR)

اینکه در این روش اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقابها در نظر گرفته نمی شود چنین نتایجی حاصل شده است. در این روش بعد از شکست میانقابها و افزایش شدید زمان تناوب سازهها نسبت میرایی در زمان تناوب مود اول سازهها خیلی بیشتر از ۵ درصد می شود و میرایی است که باعث می شود مقادیر RDMR به طور غیرواقعی بیشتر برآورد شوند. به عنوان مثال، در سازه سه طبقه دارای میانقاب در همهی طبقات، روش متداول در ادبیات فنی نسبت به روش میرایی اصلاح شده، در سطح دریافت پسماند ۲ درصد مقدار RDMR را به طور غیرواقعی ۸۳ درصد بیشتر برآورد کرده است. بر اساس شکل ۷، اختلاف نتایج روش متداول در ادبیات فنی با روش میرایی اصلاح شده در سازهها با چیدمان میانقاب در همهی طبقات بیشتر است. دلیل این موضوع افزایش بیشتر زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقابها در سازهها با چیدمان میانقاب در همهی طبقات نسبت به سازهها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول است.

جدول ۲: مقادیر میانه و انحراف معیار لگاریتمی ظرفیت دریافت پسماند سازههای در نظر گرفته شده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده به ازای چهار سطح دریافت پسماند.

|                              | Median $S_{dMRD}$ ( $\sigma_{lnSdMRD}$ ) |               |               |               |
|------------------------------|------------------------------------------|---------------|---------------|---------------|
|                              | MRD = 0.2%                               | MRD = 0.5%    | MRD = 1%      | MRD = 2%      |
| 3-Story-Bare                 | 0.517 (0.302)                            | 0.849 (0.466) | 1.266 (0.454) | 1.832 (0.407) |
| 3-Story-Fully Infilled-MD    | 0.633 (0.309)                            | 0.937 (0.439) | 1.330 (0.441) | 1.916 (0.375) |
| 3-Story-Open Ground Story-MD | 0.613 (0.310)                            | 0.921 (0.431) | 1.269 (0.421) | 1.835 (0.362) |
| 3-Story-Fully Infilled-CD    | 1.067 (0.339)                            | 1.641 (0.515) | 2.413 (0.511) | 3.511 (0.460) |
| 3-Story-Open Ground Story-CD | 0.664 (0.306)                            | 0.993 (0.443) | 1.423 (0.458) | 2.112 (0.405) |
| 9-Story-Bare                 | 0.191 (0.343)                            | 0.278 (0.399) | 0.433 (0.500) | 0.618 (0.408) |
| 9-Story-Fully Infilled-MD    | 0.251 (0.297)                            | 0.341 (0.372) | 0.501 (0.407) | 0.690 (0.399) |
| 9-Story-Open Ground Story-MD | 0.241 (0.296)                            | 0.328 (0.341) | 0.445 (0.342) | 0.620 (0.377) |
| 9-Story-Fully Infilled-CD    | 0.372 (0.397)                            | 0.521 (0.493) | 0.752 (0.442) | 0.945 (0.432) |
| 9-Story-Open Ground Story-CD | 0.271 (0.294)                            | 0.367 (0.330) | 0.515 (0.367) | 0.702 (0.402) |





شکل ۷: مقادیر RDMR سازه‌های در نظر گرفته شده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده به ازای سطوح دریافت پسماند (الف) ۰/۲ درصد، (ب) ۰/۵ درصد، (پ) ۱ درصد و (ت) ۲ درصد.

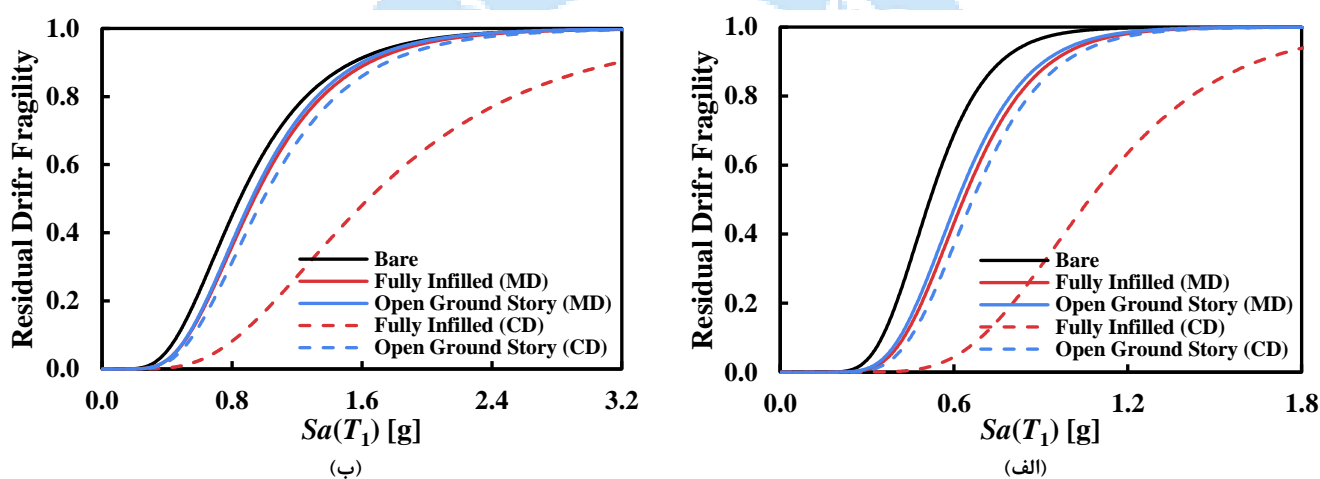
### ۳-۳- منحنی‌های شکنندگی دریافت پسماند سازه‌ها

با فرض توزیع نرمال لگاریتمی<sup>۵۳</sup> برای مقادیر  $Sa_{MRD}$  بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی افزاینده [۱۴ و ۱۹]، منحنی‌های شکنندگی<sup>۵۴</sup> دریافت پسماند سازه‌ها با استفاده از رابطه‌ی (۴) بدست آمده‌اند. منحنی‌های شکنندگی دریافت پسماند، احتمال فراگذشت حداکثر دریافت پسماند بین طبقه‌ای، MRD، از سطح  $x$  را به ازای شدت‌های مورد نظر،  $Sa(T_1) = Sa$ ، نشان می‌دهند.

$$P(\text{MRD} | Sa) = P[\text{MRD} \geq x | Sa(T_1) = Sa] = \Phi\left(\frac{\ln Sa - \mu_{\ln Sa_{MRD}}}{\sigma_{\ln Sa_{MRD}}}\right) \quad (4)$$

<sup>53</sup> Lognormal Distribution  
<sup>54</sup> Fragility Curve

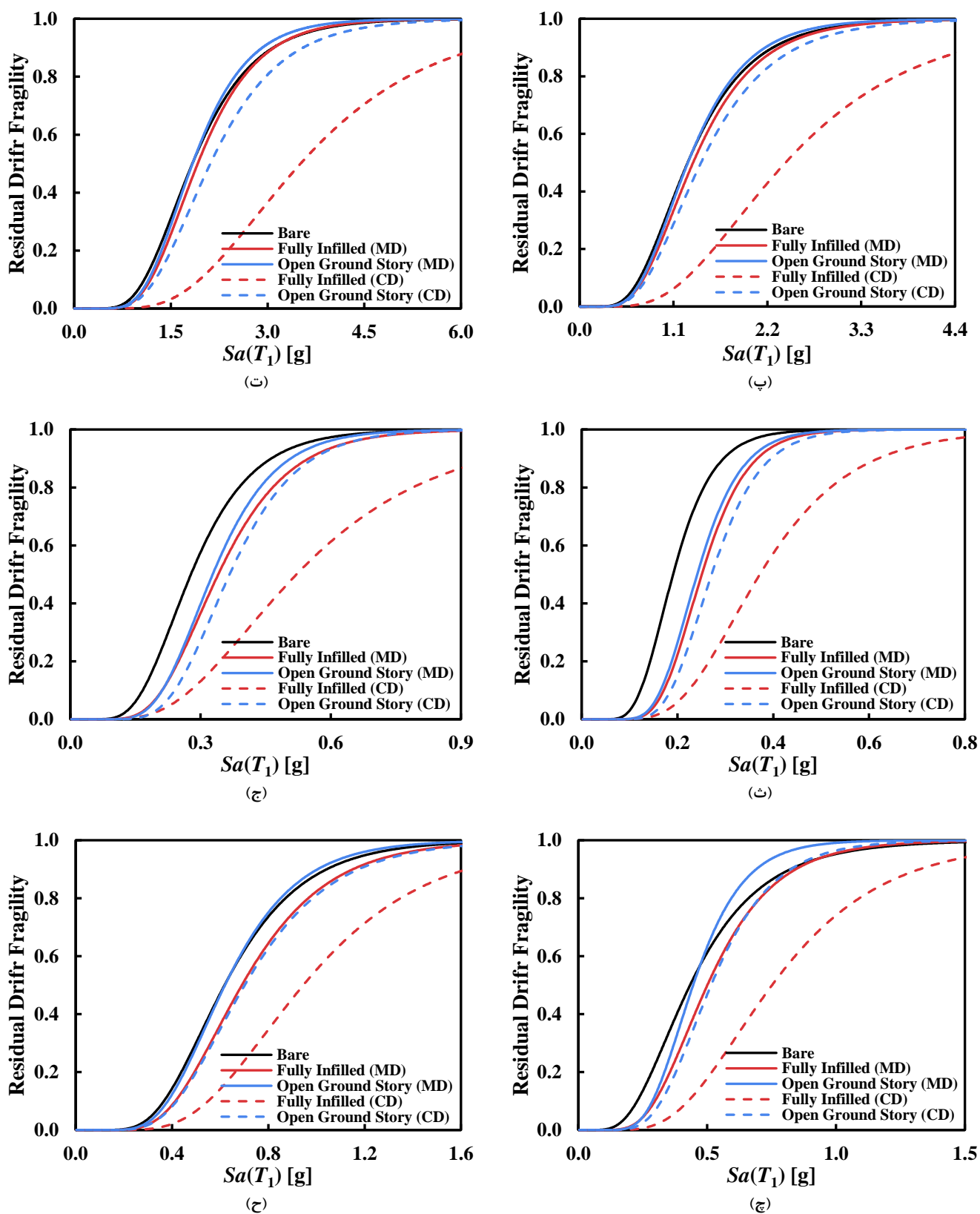
در رابطه فوق  $\Phi()$  تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد<sup>۵۵</sup> و  $\mu_{\ln SaMRD}$  میانگین لگاریتمی ظرفیت دررفت پسماند<sup>۵۶</sup> می‌باشد. شکل ۸ منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌های در نظر گرفته شده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده به ازای چهار سطح دررفت پسماند نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، در مدلسازی میرایی با روش میرایی اصلاح شده، در مقادیر مختلف میانقاب‌ها احتمال فراگذشت دررفت پسماند را در همه سازه‌های در نظر گرفته شده و همه سطوح دررفت پسماند کاهش داده‌اند ولی در سطوح بالاتر اثرات آنها کمتر شده است. کاهش اثرات میانقاب‌ها در سطوح بالاتر دررفت پسماند ناشی از شکست میانقاب‌ها در این سطوح دررفت پسماند می‌باشد. بر اساس شکل ۸، سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات از سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول عملکرد بهتری داشته‌اند. دلیل این موضوع ایجاد پدیده طبقه نرم در سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول است. شکل ۸ نشان می‌دهد که، در همه سازه‌های در نظر گرفته شده و همه سطوح دررفت پسماند، منحنی‌های شکنندگی متناظر با روش متداول در ادبیات فنی نسبت به روش میرایی اصلاح شده احتمال‌های فراگذشت کمتری را نشان می‌دهند. به دلیل اینکه در روش متداول در ادبیات فنی اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در نظر گرفته نمی‌شود چنین نتایجی حاصل شده است. بر اساس شکل ۸، در سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات، اختلاف نتایج روش متداول در ادبیات فنی با روش میرایی اصلاح شده بیشتر است. دلیل این امر افزایش بیشتر زمان تناوب بعد از شکست میانقاب‌ها در سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات نسبت به سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول است.



شکل ۸: منحنی‌های شکنندگی دررفت پسماند بدست آمده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده برای سازه سه طبقه به ازای سطوح دررفت پسماند (الف) ۰/۲ درصد، (ب) ۰/۵ درصد، (پ) ۱ درصد و (ت) ۲ درصد و سازه نه طبقه به ازای سطوح دررفت پسماند (ث) ۰/۲ درصد، (ج) ۰/۵ درصد، (چ) ۱ درصد و (ح) ۲ درصد.

<sup>55</sup> Cumulative Distribution Function of The Standard Normal Distribution

<sup>56</sup> Logarithmic Mean of  $SaMRD$



ادامه شکل ۸.

## ۴- ارزیابی میانگین فراوانی سالیانه عبور از حدود دریافت پسماند در نظر گرفته شده

از مقادیر میانگین فراوانی سالیانه عبور از چهار سطح دریافت پسماند<sup>۵۷</sup> برای ارزیابی ریسک دریافت پسماند سازه‌ها استفاده شده است. با داشتن منحنی شکنندگی و منحنی خطر لرزه‌ای<sup>۵۸</sup> می‌توان مقادیر  $\lambda_{MRD}$  را طبق رابطه‌ی (۵) محاسبه کرد [۱۳-۱۷ و ۱۹].

$$\lambda_{MRD} = \int_0^{\infty} P(MRD | Sa) \cdot d\lambda_{Sa}(Sa) \quad (۵)$$

در رابطه‌ی فوق  $P(MRD | Sa)$  احتمال فراگذشت دریافت پسماند از سطح در نظر گرفته شده به ازای  $Sa(T_1) = Sa$  و  $\lambda_{Sa}$  منحنی خطر لرزه‌ای می‌باشد. در این مطالعه برای محاسبه مقادیر  $\lambda_{MRD}$  انتگرال رابطه‌ی (۵) به صورت عددی و با استفاده از رابطه‌ی (۶) محاسبه شده است [۱۶، ۱۷ و ۱۹].

$$\lambda_{MRD} = \sum_{i=1}^{\infty} P(MRD | Sa_i) \cdot \left| \frac{\Delta \lambda_{Sa}(Sa_i)}{\Delta Sa} \right| \cdot \Delta Sa \quad (۶)$$

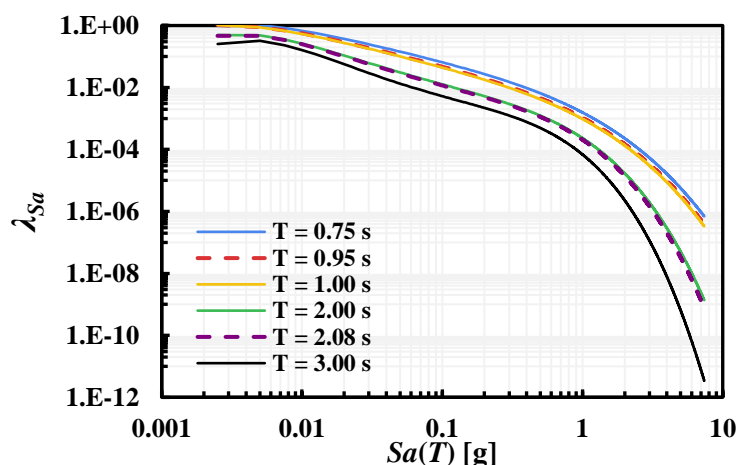
در رابطه‌ی فوق  $\left| \frac{\Delta \lambda_{Sa}(Sa_i)}{\Delta Sa} \right|$  قدرمطلق شیب منحنی خطر لرزه‌ای است. برای بدست آوردن منحنی‌های خطر لرزه‌ای ساختگاه فرض شده از وبگاه USGS<sup>۵۹</sup> [۴۶] استفاده شده است. از آنجایی که منحنی‌های ارائه شده در این وبگاه برای زمان تناوب‌های خاصی هستند، از روش درونیابی بکار گرفته شده توسط ایدس [۴۷] برای محاسبه‌ی منحنی‌های خطر لرزه‌ای در زمان تناوب‌های اصلی سازه‌ها استفاده شده است. منحنی‌های خطر لرزه‌ای در شکل ۹ ارائه شده‌اند. منحنی‌هایی که به صورت خط‌چین نشان داده شده‌اند با استفاده از درونیابی بدست آمده‌اند. مقادیر  $\lambda_{MRD}$  محاسبه شده در جدول ۳ ارائه شده‌اند. این مقادیر برای سازه‌های در نظر گرفته شده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده به ازای چهار سطح دریافت پسماند ارائه شده‌اند. به علاوه، شکل ۱۰ تغییرات مقادیر  $\lambda_{MRD}$  بر حسب MRD را برای سازه‌های در نظر گرفته شده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، در مدلسازی میرایی با استفاده از روش میرایی اصلاح شده، میانقاب‌ها باعث کاهش مقادیر  $\lambda_{MRD}$  در همه سازه‌های در نظر گرفته شده و همه‌ی سطوح دریافت پسماند شده‌اند اما در سطوح بالاتر تاثیر آنها کاهش پیدا کرده است. کاهش تاثیر میانقاب‌ها در سطوح بالاتر دریافت پسماند به دلیل شکست آنها در این سطوح دریافت پسماند می‌باشد. برای مثال، در سازه‌های سه و نه طبقه دارای میانقاب در همه‌ی طبقات، میانقاب‌ها باعث شده‌اند در سطح دریافت پسماند ۰/۲ درصد مقادیر  $\lambda_{MRD}$  به ترتیب ۳۰ و ۳۲ درصد کاهش پیدا کنند اما در سطح دریافت پسماند ۲ درصد این مقادیر به ۱۸ و ۲۰ درصد رسیده‌اند. بر اساس شکل ۱۰، عملکرد سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات از سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول بهتر است. دلیل این موضوع ایجاد پدیده طبقه‌ی نرم در سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول است. شکل ۱۰ نشان می‌دهد که روش متداول مدلسازی میرایی در ادبیات فنی مقادیر  $\lambda_{MRD}$  را در همه‌ی سازه‌های در نظر گرفته شده و همه سطوح دریافت پسماند کمتر برآورد کرده است. به علاوه، در این روش بر خلاف روش میرایی اصلاح شده با اینکه میانقاب‌ها در سطوح دریافت پسماند بالاتر دچار شکست شده‌اند ولی اثر آنها کمتر نشده است. به دلیل اینکه در این روش اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در نظر گرفته نمی‌شود چنین نتایجی حاصل شده است. در این روش نسبت میرایی در زمان تناوب مود اول سازه‌ها بعد از شکست میانقاب‌ها و افزایش شدید زمان تناوب سازه‌ها خیلی بیشتر از ۵ درصد می‌شود و میرایی است که باعث می‌شود مقادیر  $\lambda_{MRD}$  به طور غیرواقعی کمتر برآورد شوند. به عنوان مثال، در سازه سه طبقه دارای میانقاب در همه‌ی طبقات، روش متداول در ادبیات فنی نسبت به روش میرایی اصلاح شده، در سطح دریافت پسماند ۲ درصد مقدار  $\lambda_{MRD}$  را به طور غیرواقعی ۷۸ درصد کمتر برآورد کرده است. بر اساس شکل ۱۰، در سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات نتایج روش متداول در

<sup>57</sup> Mean Annual Frequency of Exceeding a MRD Limit State ( $\lambda_{MRD}$ )

<sup>58</sup> Seismic Hazard Curve ( $\lambda_{Sa}$ )

<sup>59</sup> United States Geological Survey

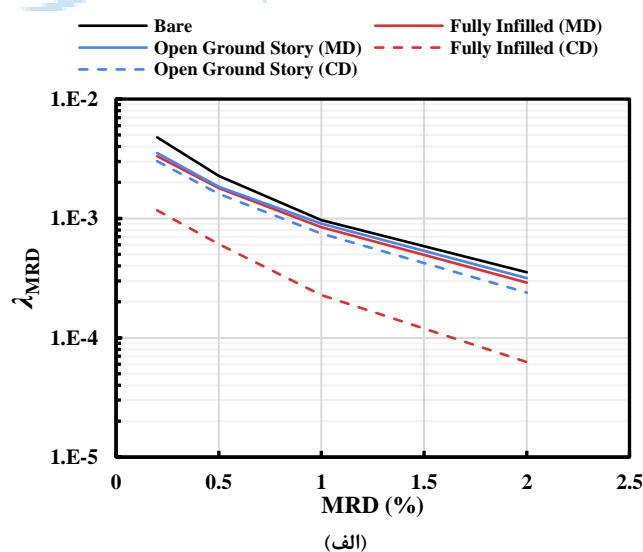
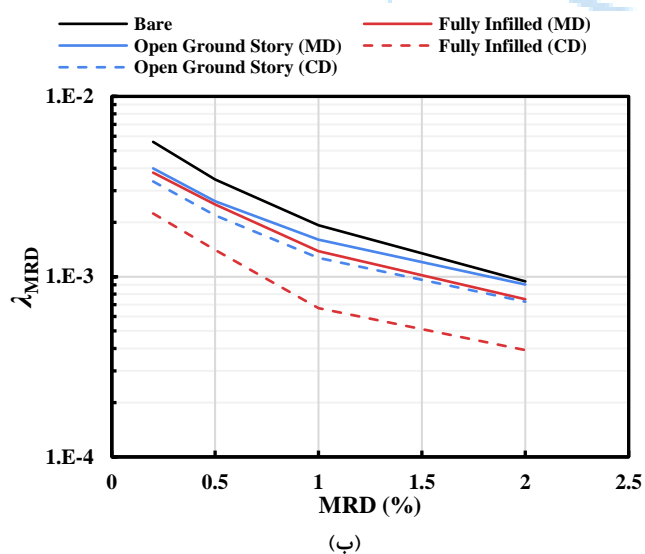
ادبیات فنی اختلاف بیشتری با نتایج روش میرایی اصلاح شده دارد. این موضوع به دلیل افزایش بیشتر زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقابها در سازهها با چیدمان میانقاب در همهی طبقات نسبت به سازهها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول است.



شکل ۹: منحنیهای خطر لرزه‌ای بدست آمده از وبگاه USGS و درونیابی شده برای زمان تناوبهای اصلی سازهها.

جدول ۳: مقادیر  $\lambda_{MRD}$  سازه‌های در نظر گرفته شده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده به ازای چهار سطح دریافت پسماند.

|                              | $\lambda_{MRD}$        |                        |                        |                        |
|------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
|                              | MRD = 0.2%             | MRD = 0.5%             | MRD = 1%               | MRD = 2%               |
| 3-Story-Bare                 | $4.781 \times 10^{-3}$ | $2.275 \times 10^{-3}$ | $0.968 \times 10^{-3}$ | $0.354 \times 10^{-3}$ |
| 3-Story-Fully Infilled-MD    | $3.325 \times 10^{-3}$ | $1.795 \times 10^{-3}$ | $0.843 \times 10^{-3}$ | $0.290 \times 10^{-3}$ |
| 3-Story-Open Ground Story-MD | $3.533 \times 10^{-3}$ | $1.837 \times 10^{-3}$ | $0.903 \times 10^{-3}$ | $0.316 \times 10^{-3}$ |
| 3-Story-Fully Infilled-CD    | $1.169 \times 10^{-3}$ | $0.608 \times 10^{-3}$ | $0.228 \times 10^{-3}$ | $0.063 \times 10^{-3}$ |
| 3-Story-Open Ground Story-CD | $3.020 \times 10^{-3}$ | $1.603 \times 10^{-3}$ | $0.745 \times 10^{-3}$ | $0.239 \times 10^{-3}$ |
| 9-Story-Bare                 | $5.593 \times 10^{-3}$ | $3.460 \times 10^{-3}$ | $1.925 \times 10^{-3}$ | $0.941 \times 10^{-3}$ |
| 9-Story-Fully Infilled-MD    | $3.776 \times 10^{-3}$ | $2.520 \times 10^{-3}$ | $1.384 \times 10^{-3}$ | $0.749 \times 10^{-3}$ |
| 9-Story-Open Ground Story-MD | $3.988 \times 10^{-3}$ | $2.619 \times 10^{-3}$ | $1.604 \times 10^{-3}$ | $0.905 \times 10^{-3}$ |
| 9-Story-Fully Infilled-CD    | $2.241 \times 10^{-3}$ | $1.410 \times 10^{-3}$ | $0.667 \times 10^{-3}$ | $0.391 \times 10^{-3}$ |
| 9-Story-Open Ground Story-CD | $3.375 \times 10^{-3}$ | $2.187 \times 10^{-3}$ | $1.269 \times 10^{-3}$ | $0.726 \times 10^{-3}$ |



شکل ۱۰: تغییرات مقادیر  $\lambda_{MRD}$  در مقابل سطوح دریافت پسماند، بدست آمده با مدلسازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده (الف) برای سازه سه طبقه و (ب) برای سازه نه طبقه.



## ۵- بحث و بررسی، و مطالعات آینده

تا جایی که نویسندگان اطلاع دارند عملکرد دریافت پسماند قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی به صورت احتمالاتی ارزیابی نشده است. به همین دلیل، در این مطالعه عملکرد دریافت پسماند قاب‌های خمشی فولادی سه و نه طبقه دارای میانقاب‌های مصالح بنایی با دو چیدمان میانقاب در هم‌ه‌ی طبقات و بدون میانقاب در طبقه‌ی اول به صورت احتمالاتی ارزیابی شد، و با عملکرد دریافت پسماند قاب‌های خمشی فولادی بدون میانقاب مقایسه شد. روش متداول مدلسازی میرایی رایلی در ادبیات فنی اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در نظر نمی‌گیرد. به همین دلیل، میرایی رایلی با استفاده از روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده که در این مطالعه در نظر گرفته شده است و اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه را در نظر می‌گیرد مدلسازی شد و پاسخ‌های دو روش با هم مقایسه شدند. همانطور که نتایج بدست آمده نشان می‌دهند، در صورتی که اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در نظر گرفته شوند، میانقاب‌ها عملکرد دریافت پسماند قاب‌های خمشی فولادی را بهبود می‌دهند ولی به دلیل اینکه در سطوح بالاتر دریافت پسماند دچار شکست می‌شوند اثرات آنها در سطوح بالاتر کاهش پیدا می‌کند. برای مثال، در سازه سه طبقه دارای میانقاب در هم‌ه‌ی طبقات، میانقاب‌ها مقادیر RDMR و  $\lambda_{MRD}$  را در سطح دریافت پسماند ۰/۲ درصد به ترتیب ۲۲ درصد افزایش و ۳۰ درصد کاهش داده‌اند ولی در سطح دریافت پسماند ۲ درصد این مقادیر به ۵ و ۱۸ درصد رسیده‌اند. به علاوه، در سازه نه طبقه دارای میانقاب در هم‌ه‌ی طبقات نیز، میانقاب‌ها مقادیر RDMR و  $\lambda_{MRD}$  را در سطح دریافت پسماند ۰/۲ درصد به ترتیب ۳۱ درصد افزایش و ۳۲ درصد کاهش داده‌اند ولی در سطح دریافت پسماند ۲ درصد این مقادیر به ۱۲ و ۲۰ درصد رسیده‌اند. لازم به ذکر است جئون و همکاران [۴۱] هم که اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در نظر گرفته‌اند، کاهش تاثیر میانقاب‌ها بر پاسخ‌ها را در سطوح بالاتر رفتارهای غیرخطی دیده‌اند. بر اساس نتایج بدست آمده، در صورتی که اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در نظر گرفته نشود، پاسخ سازه‌ها در هم‌ه‌ی سطوح دریافت پسماند به دلیل افزایش میرایی به صورت غیرواقعی دست پایین برآورد می‌شود و کاهش تاثیر میانقاب‌ها بر پاسخ‌ها در سطوح بالاتر دریافت پسماند دیده نمی‌شود. به عنوان مثال، در سازه سه طبقه دارای میانقاب در هم‌ه‌ی طبقات در سطح دریافت پسماند ۲ درصد، مقدار RDMR به طور غیرواقعی ۸۳ درصد بیشتر و مقدار  $\lambda_{MRD}$  به طور غیرواقعی ۷۸ درصد کمتر برآورد شده است. لازم به ذکر است که در ادبیات فنی هم معمولاً اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در تعریف میرایی رایلی در نظر گرفته نشده است، و به همین دلیل، کاهش تاثیر میانقاب‌ها بر پاسخ‌ها در سطوح بالاتر رفتارهای غیرخطی مشاهده نشده است. برای مثال، پرسوننی و همکاران [۲۰] و هوانگ و همکاران [۲۱] کاهش تاثیر میانقاب‌ها بر پاسخ‌ها را در سطوح بالاتر رفتار غیرخطی مشاهده نکرده‌اند. نتایج بدست آمده در این مطالعه نشان می‌دهند که سازه‌ها با چیدمان میانقاب در هم‌ه‌ی طبقات عملکرد دریافت پسماند بهتری نسبت به سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول دارند. دلیل این موضوع ایجاد پدیده طبقه‌ی نرم در سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول است. لازم به ذکر است که پدیده طبقه‌ی نرم در سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول، در مطالعات انجام شده توسط محققان دیگر هم دیده شده است [۲۱، ۴۳ و ۴۸].

با مقایسه نتایج روش متداول در ادبیات فنی با روش میرایی اصلاح شده، اهمیت در نظر گرفتن اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در مدلسازی میرایی رایلی در قاب‌های خمشی فولادی مشخص می‌شود. در مطالعات آینده می‌توان این اثرات را برای سایر سیستم‌های باربر لرزه‌ای دارای میانقاب هم بررسی کرد. به علاوه، طول دهانه سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه ۹/۱۴ متر است. در مطالعات آینده می‌توان اثر طول دهانه بر عملکرد دریافت پسماند قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب را مورد بررسی قرار داد.

## ۶- نتیجه‌گیری

در این مطالعه، به ارزیابی احتمالاتی عملکرد دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی پرداخته شد. به همین منظور، قاب‌های خمشی فولادی سه و نه طبقه دارای میانقاب‌های مصالح بنایی با دو چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات و بدون میانقاب در طبقه‌ی اول در نظر گرفته شدند و عملکرد دررفت پسماند آنها با عملکرد دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی بدون میانقاب مقایسه شد. روش متداول مدلسازی میرایی رایلی در ادبیات فنی اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در نظر نمی‌گیرد. به همین دلیل، میرایی رایلی با استفاده از روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده که در این مطالعه در نظر گرفته شده است و اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه را در نظر می‌گیرد مدلسازی شد و دو روش با هم مقایسه شدند. سازه‌های در نظر گرفته شده با استفاده از مدل‌های دو بعدی غیرخطی شبیه‌سازی شدند و از رفتار خارج از صفحه میانقاب‌ها صرف نظر شد. با انجام تحلیل‌های دینامیکی افزاینده ریسک فراگذشت از چهار سطح دررفت پسماند  $0.2$ ،  $0.5$ ،  $1$  و  $2$  درصد برای سازه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاصل از این مطالعه نشان می‌دهند که:

- ۱- میانقاب‌ها باعث بهبود عملکرد دررفت پسماند قاب‌های خمشی فولادی می‌شوند، اما به دلیل اینکه در سطوح بالاتر دررفت پسماند دچار شکست می‌شوند تاثیر آنها در سطوح بالاتر کاهش پیدا می‌کند. برای مثال، در مدلسازی میرایی با استفاده از روش میرایی اصلاح شده در سازه‌های سه و نه طبقه دارای میانقاب در همه‌ی طبقات، میانقاب‌ها باعث شده‌اند که در سطح دررفت پسماند  $0.2$  درصد مقادیر  $\lambda_{MRD}$  به ترتیب  $30$  و  $32$  درصد کاهش پیدا کنند، اما در سطح دررفت پسماند  $2$  درصد میزان کاهش در این مقادیر به ترتیب  $18$  و  $20$  درصد می‌باشد.
- ۲- سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات از سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول عملکرد دررفت پسماند بهتری دارند که به دلیل ایجاد پدیده طبقه نرم در سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول است.
- ۳- روش متداول مدلسازی میرایی رایلی در ادبیات فنی، به دلیل در نظر نگرفتن اثرات افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها که سبب افزایش میرایی می‌شود، پاسخ سازه‌ها را در همه سطوح دررفت پسماند به صورت غیرواقعی دست پایین برآورد می‌کند. برای نمونه، در سازه‌های سه و نه طبقه دارای میانقاب در همه‌ی طبقات، روش متداول در ادبیات فنی نسبت به روش میرایی اصلاح شده میانگین مقادیر  $\lambda_{MRD}$  در چهار سطح دررفت پسماند در نظر گرفته شده را به ترتیب به طور غیرواقعی  $46$  و  $71$  درصد کمتر برآورد کرده است.
- ۴- اختلاف نتایج روش مدلسازی میرایی متداول در ادبیات فنی با روش میرایی اصلاح شده در سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات بیشتر است. دلیل این موضوع افزایش بیشتر زمان تناوب بعد از شکست میانقاب‌ها در سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات نسبت به سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول است. برای مثال، این اختلاف برای میانگین مقادیر  $\lambda_{MRD}$  در چهار سطح دررفت پسماند در نظر گرفته شده در سازه‌های سه و نه طبقه با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات به ترتیب  $71$  و  $46$  درصد و در سازه‌های سه و نه طبقه با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول به ترتیب  $17$  و  $18$  درصد است.

## مراجع

- [1] Adalier, K. and Aydingun, O. (2001). Structural engineering aspects of the June 27, 1998 Adana–Ceyhan (Turkey) earthquake. *Engineering Structures*, 23 (4), 343-355. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00046-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00046-8).
- [2] Sezen, H., Whittaker, A. S., Elwood, K. J. and Mosalam, K. M. (2003). Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey. *Engineering Structures*, 25 (1), 103-114. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00121-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00121-9).
- [3] Doğançün, A. (2004). Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey. *Engineering Structures*, 26 (6), 841-856. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.02.005>.
- [4] Zhao, B., Taucer, F. and Rossetto, T. (2009). Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China. *Engineering Structures*, 31 (8), 1707-1723. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.039>.
- [5] Ricci, P., De Luca, F. and Verderame, G. M. (2011). 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance. *Bulletin of earthquake engineering*, 9, 285-305. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9204-8>.
- [6] Romão, X., Costa, A. A., Paupério, E., Rodrigues, H., Vicente, R., Varum, H. and Costa, A. (2013). Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 34, 670-692. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.01.040>.
- [7] Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A. and Varum, H. (2021). A review of the performance of infilled rc structures in recent earthquakes. *Applied Sciences*, 11 (13), 5889. <https://doi.org/10.3390/app11135889>.
- [8] Crisafulli, F. J., Carr, A. J. and Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures: A general review. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 33 (1), 30-47. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.1.30-47>.
- [9] Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S. and Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *Journal of Structural Engineering*, 137 (12), 1508-1517. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000384](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384).
- [10] Nicola, T., Leandro, C., Guido, C. and Enrico, S. (2015). Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. *Earthquakes and structures*, 8 (1), 225-251. <https://doi.org/10.12989/eas.2015.8.1.225>.
- [11] Di Trapani, F., Macaluso, G., Cavaleri, L. and Papia, M. (2015). Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 19 (9), 1059-1095. <https://doi.org/10.1080/19648189.2014.996671>.
- [12] FEMA. (2018). *Seismic performance assessment of buildings volume 1-methodology*. FEMA P-58-1. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [13] Ruiz-Garcia, J. and Miranda, E. (2010). Probabilistic estimation of residual drift demands for seismic assessment of multi-story framed buildings. *Engineering Structures*, 32 (1), 11-20. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.08.010>.
- [14] Kitayama, S. and Constantinou, M. C. (2016). Probabilistic collapse resistance and residual drift assessment of buildings with fluidic self-centering systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45 (12), 1935-1953. <https://doi.org/10.1002/eqe.2733>.
- [15] Kitayama, S. and Constantinou, M. C. (2018). Seismic performance of buildings with viscous damping systems designed by the procedures of ASCE/SEI 7-16. *Journal of Structural Engineering*, 144 (6), 04018050. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002048](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002048).
- [16] Yahyazadeh, A. and Yakhchalian, M. (2018). Probabilistic residual drift assessment of SMRFs with linear and nonlinear viscous dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 148, 409-421. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.05.031>.
- [17] Roshanfekar Rad, Z., Ghobadi, M. S. and Yakhchalian, M. (2019). Probabilistic seismic collapse and residual drift assessment of smart buildings equipped with shape memory alloy connections. *Engineering Structures*, 197, 109375. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109375>.
- [18] Rahgozar, N., Pouraminian, M., and Rahgozar, N. (2021). Reliability-based seismic assessment of controlled rocking steel cores. *Journal of Building Engineering*, 44, 102623. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.102623>.

- [19] Yakhchalian, M. and Yakhchalian, M. (2023). Gravity framing and composite action effects on residual drifts of steel SMFs. *Journal of Constructional Steel Research*, 211, 108167. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108167>.
- [20] Personeni, S., Di Pilato, M., Palermo, A. and Pampanin, S. (2008). Numerical investigations on the seismic response of masonry infilled steel frames. In: *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, 12-17.
- [21] Huang, X., Zhou, Z., Hua, K., Guo, C., Zhu, D. and Xia, T. (2018). Influence of infill configurations on seismic responses of steel self-centering moment resisting frames. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27 (10), e1474. <https://doi.org/10.1002/tal.1474>.
- [22] Di Sarno, L., Wu, J. R., Gutiérrez-Urzúa, F., Freddi, F., D'Aniello, M., Kwon, O. S., Bousias, S. and Dolšek, M. (2020). Dynamic response of existing steel frames with masonry infills under multiple earthquakes. In: *XI International Conference on Structural Dynamics*. Athens, 3671-3685.
- [23] Huang, X., Zhou, Z. and Wang, Y. (2021). Investigation of the seismic behaviour of masonry infilled self-centring beam moment frames using a new infill material model. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 4887-4910. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01150-9>.
- [24] SAC Joint Venture. (1994). *Proceedings of the invitational workshop on steel seismic issues*. Report No. SAC, 94-01. Los Angeles, California.
- [25] FEMA. (2000). *State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking*. FEMA-355C. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [26] Wu, J. R. and Di Sarno, L. (2023). A machine-learning method for deriving state-dependent fragility curves of existing steel moment frames with masonry infills. *Engineering Structures*, 276, 115345. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115345>.
- [27] ASCE. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. ASCE/SEI 7-10. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [28] McKenna, F., Fenves, G. L. and Scott, M. H. (2015). *Open system for earthquake engineering simulation*. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center. <https://opensees.berkeley.edu>.
- [29] Ibarra, L. F. and Krawinkler, H. (2005). *Global collapse of frame structures under seismic excitations*. PEER Report 2005-06. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [30] Haselton, C. B. and Deierlein, G. G. (2007). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*. PEER Report 2007-08. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [31] Lignos, D. G. and Krawinkler, H. (2011). Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, 137 (11), 1291-1302. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000376](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376).
- [32] Seo, C. Y., Karavasilis, T. L., Ricles, J. M. and Sause, R. (2014). Seismic performance and probabilistic collapse resistance assessment of steel moment resisting frames with fluid viscous dampers. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 43 (14), 2135-2154. <https://doi.org/10.1002/eqe.2440>.
- [33] Liberatore, L. and Decanini, L. D. (2011). Effect of infills on the seismic response of high-rise RC buildings designed as bare according to Eurocode 8. *Ingegneria sismica*, 3, 7-23.
- [34] Mohammad Noh, N., Liberatore, L., Mollaioli, F. and Tesfamariam, S. (2017). Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. *Engineering Structures*, 150, 599-621. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.002>.
- [35] Stylianidis, K. C. (2012). Experimental investigation of masonry infilled R/C frames. *The Open Construction & Building Technology Journal*, 6, 194-212. <http://dx.doi.org/10.2174/1874836801206010194>.
- [36] Chopra, A. K. (2020). *Dynamics of structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 5th edition. Harlow, Essex: Pearson.
- [37] Hashemi, A., and Mosalam, K. M. (2006). Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35 (14), 1827-1852. <https://doi.org/10.1002/eqe.612>.
- [38] Stavridis, A., Koutromanos, I., and Shing, P. B. (2012). Shake-table tests of a three-story reinforced concrete frame with masonry infill walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41 (6), 1089-1108. <https://doi.org/10.1002/eqe.1174>.
- [39] Guljaš, I., Penava, D., Laughery, L., and Pujol, S. (2020). Dynamic tests of a large-scale three-story RC structure with masonry infill walls. *Journal of earthquake engineering*, 24 (11), 1675-1703. <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1475313>.

- [40] Di Sarno, L., Freddi, F., D'Aniello, M., Kwon, O. S., Wu, J. R., Gutiérrez-Urzúa, F., Landolfo, R., Park, J., Palios, X., and Strepelias, E. (2021). Assessment of existing steel frames: Numerical study, pseudo-dynamic testing and influence of masonry infills. *Journal of Constructional Steel Research*, 185, 106873. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106873>.
- [41] Jeon, J. S., Park, J. H. and DesRoches, R. (2015). Seismic fragility of lightly reinforced concrete frames with masonry infills. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44 (11), 1783-1803. <https://doi.org/10.1002/eqe.2555>.
- [42] Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31 (3), 491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>.
- [43] Ravichandran, S. S. and Klingner, R. E. (2012). Seismic design factors for steel moment frames with masonry infills: Part 2. *Earthquake spectra*, 28 (3), 1205-1222. <https://doi.org/10.1193/1.4000061>.
- [44] Di Sarno, L. and Wu, J. R. (2020). Seismic assessment of existing steel frames with masonry infills. *Journal of Constructional Steel Research*, 169, 106040. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106040>.
- [45] Jamshidiha, H. R., Yakhchalian, M. and Mohebi, B. (2018). Advanced scalar intensity measures for collapse capacity prediction of steel moment resisting frames with fluid viscous dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 109, 102-118. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.01.009>.
- [46] United States Geological Survey. [online] Available at: <https://earthquake.usgs.gov/hazards/interactive/> [Accessed 2023].
- [47] Eads, L. (2013). *Seismic collapse risk assessment of buildings: effects of intensity measure selection and computational approach*. PhD Dissertation. Stanford University.
- [48] Malhotra, P. K. (2021). *Seismic analysis of structures and equipment*. Sharon, Massachusetts: Springer

