

## Effect of In-plane Discontinuity Irregularity on the Seismic Fragility of RC Frame Shear Wall Structure Strengthened with Concrete

Mohammadreza Seify Asghshahr<sup>1\*</sup>, Farzad Norouzi<sup>2</sup>

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

2- MSc Student, Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

### ABSTRACT

*In RC structures, it is possible to move the shear wall due to architectural factors such as creating entrances for parking, creating openings, changing uses and other factors, which leads to in-plane discontinuity. According to recent studies, this irregularity can lead to weakness in the seismic response of RC buildings. In this type of irregularity, the beam above the transferred shear wall will be the focus of failure. In this study, a 9-story RC frame shear wall structure is modeled nonlinearly. Then, by applying different scenarios of in-plane discontinuity irregularity and strengthening the beam above the transferred shear wall with a concrete jacket, the seismic fragility curve of regular and irregular frames have been developed based on the results of incremental dynamic analysis. The near and far-field ground motion records used in the time history analysis of the frames are selected based on the conditional spectrum. Also, to consider the effect of irregularity on the damage limit states, the pushover analysis of the frames has been done. Results indicate that by strengthening the beam above the transferred shear wall, the seismic fragility of the irregular frames has decreased in most cases compared to the regular frame. Also, results show that in irregular frames, the median peak ground acceleration in the two-story shear wall transfer case for different damage limit states is 19% higher than the one-story transfer case to the side spans. Also, the median peak ground acceleration in the state of transition of the shear wall to the adjacent span for different damage limit states is 15% higher than the state of transition to the far span.*

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 14 October 2022

**Revise Date:** 21 October 2022

**Accept Date:** 09 December 2022

### Keywords:

RC Frame  
Shear Wall  
Irregularity  
In-plane Discontinuity  
Concrete Jacket  
Seismic Fragility

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.365323.2948>

\*Corresponding author: Mohammadreza Seify Asghshahr

Email address: m.seifi@azaruniv.ac.ir

## آرمه با سیستم ای قاب بتن تأثیر نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه بر شکنندگی لرزه باربر جانبی دیوار برشی و مقاومسازی شده با ژاکت بتنی

محمد رضا سیفی اسگ شهر<sup>۱\*</sup>، فرزاد نوروزی<sup>۲</sup>

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

### چکیده

در سازه‌های بتن آرمه امکان جابجایی دیوار برشی با توجه به عوامل معماری مانند ایجاد ورودی برای پارکینگ، ایجاد بازشو، تغییر کاربری و موارد دیگر وجود دارد که منجر به ناپیوستگی داخل صفحه می‌شود. با توجه به مطالعات اخیر این نامنظمی می‌تواند منجر به ایجاد ضعف در پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه شود. در صورت ایجاد این نوع نامنظمی، تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته محل تمرکز خرابی خواهد بود. در این مطالعه یک قاب بتن آرمه ۹ طبقه دارای سیستم باربر جانبی دیوار برشی به صورت غیرخطی مدلسازی شده است. در ادامه با اعمال سناریوهای مختلف نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه و مقاومسازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته با ژاکت بتنی، منحنی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های منظم و نامنظم بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده توسعه داده شده‌اند. رکوردهای حوزه دور و نزدیک زلزله مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌ها بر اساس طیف شرطی انتخاب شده‌اند. همچنین به منظور ملاحظه تأثیر نامنظمی بر روی حالات حدی خرابی، تحلیل پوشش‌آور قاب‌ها انجام شده است. نتایج تحلیل‌ها دلالت بر آن دارد که با مقاومسازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته، شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های نامنظم در اکثر حالات نسبت به قاب منظم کاهش نشان داده است. همچنین نتایج نشان می‌دهند که در قاب‌های نامنظم متوسط میانه بیشینه شتاب زمین در حالت انتقال دیوار برشی دو طبقه به ازای حالات حدی خسارت مختلف به صورت متوسط ۱۹٪ از حالت انتقال دیوار برشی یک طبقه پایین به دهانه‌های کناری بیشتر است. همچنین متوسط میانه بیشینه شتاب زمین در حالت انتقال دیوار برشی به دهانه مجاور به ازای حالات حدی خسارت مختلف به صورت متوسط ۱۵٪ از حالت انتقال دیوار برشی به دهانه دورتر بیشتر است.

کلمات کلیدی: قاب بتن آرمه، دیوار برشی، نامنظمی، ناپیوستگی داخل صفحه، ژاکت بتنی، شکنندگی لرزه‌ای.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2022.365323.2948">https://doi.org/10.22065/jsce.2022.365323.2948</a>	۱۴۰۲/۰۷/۳۰	۱۴۰۱/۰۹/۱۸	۱۴۰۱/۰۹/۱۸	۱۴۰۱/۰۷/۲۹	۱۴۰۱/۰۷/۲۲
محمد رضا سیفی اسگ شهر m.seifi@azaruniv.ac.ir			*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

## ۱- مقدمه

در سازه‌های بتن‌آرمه دیوار برشی به عنوان سیستم باربر جانبی مخصوصاً جهت کنترل جابجایی جانبی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این سازه‌ها امکان جابجایی دیوار برشی با توجه به عوامل معماری، ایجاد بازشو و تغییر کاربری وجود دارد که منجر به ناپیوستگی داخل صفحه و ضعف سازه‌ای و آسیب‌پذیری بیشتر این سازه‌ها می‌شود. به نامنظمی ناپیوستگی سیستم باربر جانبی به صراحت در استاندارد ۲۸۰۰ [۱] و آیین‌نامه‌های معتبر جهان مانند ASCE/SEI 7-16 [۲] و آیین‌نامه اروپا [۳] اشاره شده است. در این آیین‌نامه‌ها عنوان شده است که در مواردی که جزئی از سیستم باربر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به طوری که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند سازه نامنظم دانسته شده و طراحی چنین سازه‌هایی باید ضوابط سازه‌های نامنظم را ارضا نماید.

به منظور ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه در مطالعات اخیر از تحلیل شکنندگی لرزه‌ای استفاده شده است [۴-۶]. منحنی‌های شکنندگی احتمال خرابی سازه به ازای شدت‌های لرزه‌ای متفاوت را به ازای حالات حدی خرابی مختلف ارائه می‌دهند [۷]. در مورد آسیب‌پذیری سازه‌های بتن‌آرمه نامنظم مطالعاتی اخیراً انجام شده که عمده آنها با رویکرد بررسی شکنندگی لرزه‌ای انجام پذیرفته است. آتاناسیادو<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۸ چند سازه بتن‌آرمه با نامنظمی در ارتفاع را با تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی و تحلیل پوش‌آور مورد ارزیابی قرار داد و نتیجه گرفت که تحلیل پوش‌آور برای سازه‌های با نامنظمی هندسی در ارتفاع توصیه نمی‌شود [۸]. راجیو و تسفاماریام<sup>۲</sup> در سال ۲۰۱۲ شکنندگی لرزه‌ای را برای ساختمان‌های بتن‌آرمه ارزیابی و به این نتیجه رسیدند که نامنظمی طبقه نرم در شکنندگی لرزه‌ای سازه تأثیرگذار خواهد بود [۹]. گوکدمیر<sup>۳</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۳ مطالعه‌ای بر روی اثرات نامنظمی پیش‌پیچی بر روی ساختمان‌ها انجام داده و به این نتیجه رسیدند که جداسازی مناسب و افزایش صلبیت جانبی در جهت ضعیف سازه اثر نامنظمی را کاهش می‌دهد [۱۰]. فواتا<sup>۴</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۳ حدود حالت حدی سازه‌های بتن‌آرمه با نامنظمی کف اول را بررسی کرده و به این نتیجه رسیدند که ظرفیت لرزه‌ای کلی سازه‌های نامنظم نسبت به سازه‌های منظم کاهش می‌یابد [۱۱]. کوناکولا<sup>۵</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۴ یک ساختمان ۲۰ طبقه با نامنظمی قائم تحت بارهای دینامیکی را تحلیل استاتیکی خطی نموده و به این نتیجه رسیدند که اثرات پیش‌پیچی در سازه دارای نامنظمی به دلیل عدم تقارن وجود دارد [۱۲]. رافعی نظری<sup>۶</sup> در سال ۲۰۱۷ منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را برای ساختمان‌های با دیوار برشی استخراج نموده و نتیجه گرفت که سازه نامنظم آسیب‌پذیری لرزه‌ای بیشتری دارد [۱۳]. بوسال<sup>۷</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۷ نشان دادند که وجود نامنظمی هندسی در ارتفاع ممکن هست منجر به احتمال خرابی پایین‌تری در منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای شود [۱۴]. ام‌وافی و خلیفا<sup>۸</sup> در سال ۲۰۱۷ اثر نامنظمی‌های قائم سازه‌های مختلف را بر روی طراحی لرزه‌ای سازه‌های بلند بررسی کرده و نتیجه گرفتند ضرایب طراحی ساختمان‌ها با نامنظمی متوسط به اندازه کافی محافظه‌کارانه بوده و این ضرایب می‌توانند برای داشتن حاشیه ایمنی مناسب‌تر و طراحی اقتصادی اصلاح شوند [۱۵]. سئو<sup>۹</sup> در سال ۲۰۱۸ منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را برای دو کلاس از سازه‌های نامنظم یعنی ساختمان‌های فولادی و پل‌های فولادی نامنظم استخراج نموده و نشان داد که در سازه‌های با نامنظمی بیشتر احتمال خرابی بیشتری در منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای مشاهده می‌شود [۱۶]. محمد نذری<sup>۱۰</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۸ منحنی شکنندگی لرزه‌ای را برای سازه با طبقه نرم و معمولی ۵ و ۱۱ طبقه با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده استخراج نموده و نشان دادند که نامنظمی منجر به کاهش ظرفیت سازه و در نتیجه احتمال خرابی بیشتر در سازه‌ها می‌شود [۱۷]. آزاد<sup>۱۱</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۹ منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را برای چند مدل نامنظمی هندسی تورفتگی پلان استخراج نمودند [۱۸]. کوهستانیان<sup>۱۲</sup> و همکاران منحنی‌های شکنندگی را برای سازه با طبقه

<sup>1</sup> Athanassiadou

<sup>2</sup> Rajeev and Tesfamariam

<sup>3</sup> Gokdemir

<sup>4</sup> Favvata

<sup>5</sup> Konakalla

<sup>6</sup> Rafie Nazari

<sup>7</sup> Bhosale

<sup>8</sup> Mwafy and Khalifa

<sup>9</sup> Seo

<sup>10</sup> Mohamed Nazri

<sup>11</sup> Azad

<sup>12</sup> Kouhestanian

نرم و خیلی نرم با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده استخراج و به این نتیجه رسیدند که وجود پس لرزه در شدت‌های لرزه‌ای پایین اهمیت نداشته ولی با افزایش شدت زلزله پس لرزه منجر به افزایش شکنندگی لرزه‌ای می‌شود [۱۹]. یزدان‌پناه<sup>۱۳</sup> و همکاران منحنی‌های شکنندگی را برای ارزیابی خسارت لرزه‌ای در قاب‌های خمشی منظم و نامنظم با معیار خسارت اصلاح یافته بر پایه موجک توسعه دادند [۲۰]. بر پایه نتایج بدست آمده در مطالعات آنها در قاب‌های خمشی با طبقه اول بلندتر و با تیر قوی-ستون ضعیف جایجایی‌های نسبی بیشینه طبقه پایین‌تری نسبت به سازه منظم مشاهده شده است. احمد<sup>۱۴</sup> و همکاران اثر نامنظمی هندسی قائم را بر طراحی لرزه‌ای بر پایه عملکرد ساختمان‌های قاب خمشی میان مرتبه بررسی کردند [۲۱]. مطالعات آنها نشان داد که این نامنظمی منجر به خسارت لرزه‌ای سریع‌تر در سازه شده و ظرفیت لرزه‌ای را نسبت به سازه منظم کاهش می‌دهد. بنابراین مطالعات گذشته نشان می‌دهند که بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه با وجود نامنظمی اهمیت زیادی دارد.

در این مقاله به بررسی شکنندگی لرزه‌ای قاب بتن‌آرمه ۹ طبقه با وجود نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه با چهار الگوی نامنظمی مختلف بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده پرداخته خواهد شد. این چهار الگوی نامنظمی شامل انتقال دیوار برشی طبقه ابتدایی یا دو طبقه ابتدایی به یک یا دو دهانه کناری دهانه اصلی دیوار برشی است. مدلسازی این قاب به صورت غیرخطی در نرم‌افزار سیموسواستراکت<sup>۱۵</sup> [۲۲] انجام خواهد شد. نوآوری این مقاله نسبت به پژوهش‌های قبلی از چند جنبه قابل طرح است: (۱) در تحلیل لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه با سیستم باربر جانبی دیوار برشی در صورت ایجاد نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته که متحمل بارهای دیوارهای برشی طبقات بالاتر است محل تمرکز خرابی خواهد بود. در این مطالعه این تیر در تمامی الگوهای نامنظمی ایجاد شده با استفاده از ژاکت بتنی مقاوم‌سازی شده است؛ (۲) در تمامی تحقیقات قبلی که اشاره شد، در توسعه منحنی شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه با انواع مختلف از نامنظمی، جایجایی جانبی متناظر با حدود حالت حدی مختلف (برای مثال خسارت کم، متوسط، گسترده و کامل بر اساس HAZUS [۲۳] یا خسارت محدود، قابل توجه و نزدیک به فروپاشی بر اساس آیین‌نامه اروپا [۳]) برای سازه منظم و غیرمنظم یکسان در نظر گرفته شده است در حالی که نامنظمی ایجاد شده می‌تواند بر روی ظرفیت سازه و در نتیجه جایجایی نسبی متناظر با حدود حالات حدی در نظر گرفته شده در تحلیل شکنندگی لرزه‌ای تأثیرگذار باشد. بنابراین در این مقاله ابتدا با انجام تحلیل پوش‌آور جایجایی نسبی متناظر با حدود حالت حدی مختلف برای سازه‌های منظم و نامنظم تعیین شده و بر اساس آنها تحلیل شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها انجام خواهد شد و (۳) در اکثر مطالعات قبلی انتخاب رکوردهای زلزله مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌ها با استفاده از طیف خطر یکنواخت به عنوان طیف هدف انجام شده است. بیکر<sup>۱۶</sup> در سال ۲۰۱۱ [۲۴] نشان داد که استفاده از طیف خطر یکنواخت می‌تواند منجر به نتایج محافظه‌کارانه در ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سازه شود و برای انتخاب رکوردهای زلزله بر اساس شرایط ساختگاه سازه مورد مطالعه و مقدار زمان تناوب سازه، طیف میانگین شرطی [۲۴] و طیف شرطی [۲۵] را پیشنهاد داد که منجر به ارزیابی معقول‌تری از پاسخ لرزه‌ای سازه می‌شود. در این تحقیق بر اساس شرایط ساختگاه قاب بتن‌آرمه مورد مطالعه و نتایج تحلیل تجزیه خطر لرزه‌ای آن منطقه، رکوردهای زلزله مورد استفاده در تحلیل دینامیکی فزاینده بر اساس طیف شرطی به عنوان طیف هدف انتخاب خواهند شد. در نهایت نیز با توسعه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سازه‌های منظم و نامنظم به بررسی اثر نامنظمی در شکنندگی لرزه‌ای قاب بتن‌آرمه مورد مطالعه در صورت مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته پرداخته خواهد شد. نتایج این تحقیق می‌تواند در ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه با وجود نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه کاربرد داشته باشد.

<sup>13</sup> Yazdanpanah

<sup>14</sup> Ahmed

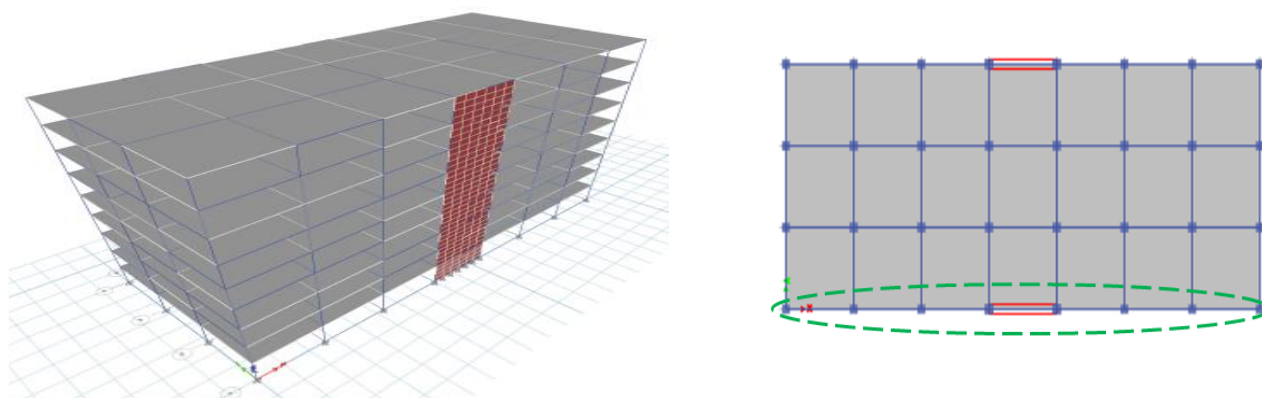
<sup>15</sup> SeismoStruct

<sup>16</sup> Baker

## ۲- قاب بتن آرمه مورد مطالعه

## ۱-۲- مشخصات عمومی

در پژوهش حاضر ابتدا سازه سه بعدی بتن آرمه ۹ طبقه با ارتفاع طبقات ۳ متر و ۷ دهانه ۶ متری در یک جهت (سیستم باربر جانبی قاب خمشی و دیوار برشی) و ۳ دهانه ۶ متری در جهت متعامد (سیستم باربر جانبی قاب خمشی) مطابق شکل ۱ طبق آیین نامه های ASCE [۲] و ACI [۲۶] طراحی شده است. این ساختمان با کاربری مسکونی و برای محل های تجمع در ریورساید کالیفرنیا<sup>۱۷</sup> واقع شده و گروه طراحی لرزه ای آن بر اساس آیین نامه ASCE، D می باشد. بارهای ثقلی و مشخصات مصالح مورد استفاده در طراحی سازه در جدول ۱ گزارش شده اند. در این تحقیق برای تحلیل و طراحی اولیه سازه از نرم افزار ETABS استفاده شده است. قاب بیرونی این ساختمان با دیوار برشی با زمان تناوب معادل با ۲/۷ ثانیه به عنوان مطالعه موردی استفاده شده است. مشخصات مقاطع مورد استفاده در این قاب (ابعاد ستون ها و میلگردهای اصلی آنها، ابعاد تیرها، ضخامت دیوارهای برشی و میلگردهای طولی آنها) در جدول ۲ گزارش شده اند.



شکل ۱: قاب بتن آرمه مورد مطالعه

جدول ۱: بارهای ثقلی و مشخصات مصالح سازه مورد مطالعه

مقاومت تسلیم میلگرد (MPa)	مقاومت فشاری بتن (MPa)	بار دیوار پیرامونی (kN/m)		بار زنده (kN/m <sup>2</sup> )		بار مرده (kN/m <sup>2</sup> )	
		بام	طبقات	بام	طبقات	بام	طبقات
۴۰۰	۳۰	۱/۵	۹/۵	۲	۵	۶	۵/۷

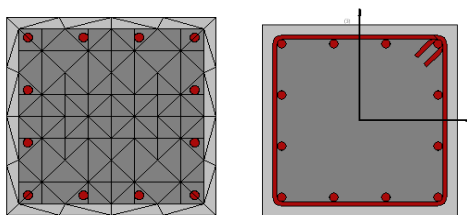
جدول ۲: مشخصات مقاطع قاب ۹ طبقه مورد مطالعه (ابعاد بر حسب میلی متر)

دیوار برشی	تیر	ستون			طبقه
		ستون های کناری	ستون های میانی	ستون های کناری دیوار برشی	
W700- Φ26@100	B600x550	C700x700-24Φ22	C700x700-24Φ22	C800x800-32Φ28	۱
W700- Φ26@100	B600x550	C600x600-16Φ22	C700x700-24Φ22	C750x750-32Φ28	۲
W700- Φ22@100	B600x550	C600x600-16Φ22	C700x700-24Φ22	C700x700-24Φ22	۳
W300- Φ20@200	B600x550	C600x600-16Φ22	C600x600-16Φ22	C600x600-16Φ22	۴
W300- Φ14@200	B600x550	C550x550-16Φ20	C600x600-16Φ22	C600x600-16Φ22	۵
W300- Φ14@200	B600x550	C550x550-16Φ20	C550x550-16Φ20	C550x550-16Φ20	۶
W150- Φ12@250	B550x450	C450x450-12Φ20	C550x550-16Φ20	C550x550-16Φ20	۷
W150- Φ12@250	B550x450	C450x450-12Φ20	C450x450-12Φ20	C450x450-12Φ20	۸
W150- Φ12@250	B550x450	C450x450-12Φ20	C450x450-12Φ20	C450x450-12Φ20	۹

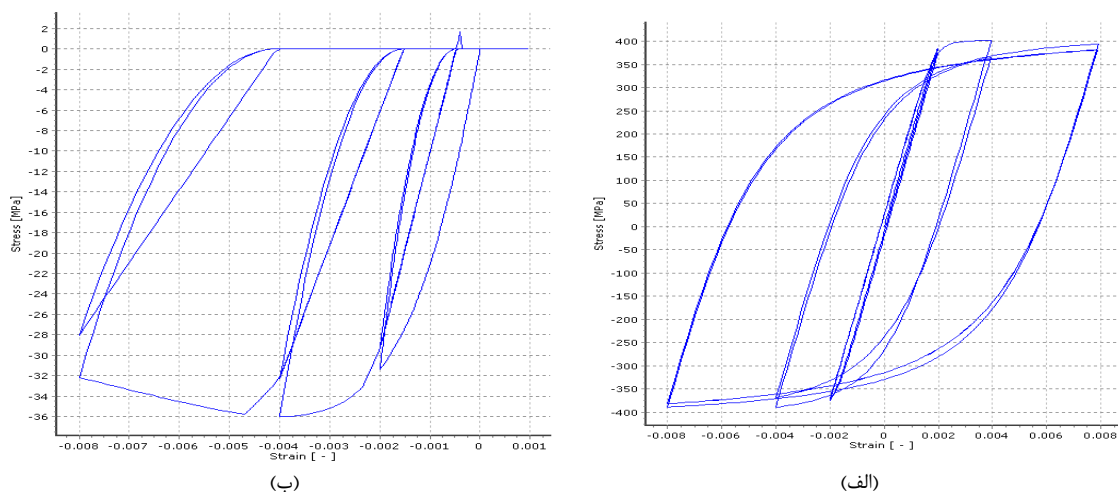
<sup>17</sup> Riverside, California

## ۲-۲- مدلسازی غیرخطی

در پژوهش حاضر برای مدلسازی غیرخطی قاب بتن آرمه مورد مطالعه از نرم افزار SeismoStruct استفاده شده است. این نرم افزار یک مجموعه اجزای محدودی است که توانایی پیش بینی جابجایی های بزرگ قاب های ساختمانی تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی با در نظر گرفتن خصوصیات غیرخطی هندسی و مصالح را دارد. برای مدلسازی غیرخطی المان های قاب بتن آرمه از المان  $infrmFBPH$ <sup>۱۸</sup> استفاده شده است. این المان یک نوع المان قابی غیرالاستیک کنترل شونده بر اساس نیرو و بر پایه مدلسازی پلاستیسته متمرکز در نواحی مفاصل پلاستیک بر اساس فرمول بندی پیشنهاد شده توسط اسکات و فنوس<sup>۱۹</sup> [۲۷] است. این المان سه بعدی قادر به لحاظ کردن هر دو نوع خصوصیات غیرخطی هندسی و مصالح را دارد و رفتار تنش- کرنش المان ها با استفاده از انتگرال گیری از پاسخ مصالح غیرخطی در هر یک از فایبرهای مقطع گسسته سازی شده بدست خواهد آمد. نمونه ای از گسسته سازی مقطع ستون در صورت استفاده از این مدل با استفاده از ۱۵۰ مش بندی در شکل ۲ نشان داده شده است. در مدلسازی پلاستیسته متمرکز، طول مفصل پلاستیک برای تمامی اعضاء  $16/67\%$  طول کل عضو در نظر گرفته شده است. برای مدلسازی غیرخطی فولاد از مدل مصالح  $stl\_mp$  بر اساس مدل پیشنهادی منگاتا پینتو<sup>۲۰</sup> [۲۸] و برای بتن نیز از مدل مصالح  $con\_ma$  بر اساس مدل پیشنهادی مندر<sup>۲۱</sup> و همکاران [۲۹] استفاده شده است (شکل ۳). در مدل مصالح  $stl\_mp$  برای فولاد، پارامتر سخت شوندگی کرنشی  $0/005$ ، کرنش شکست  $0/1$  و پارامترهای  $A1$ ،  $A2$ ،  $A3$  و  $A4$  مربوط به کالیبراسیون شکل منحنی انتقال و سخت شوندگی ایزوتروپیک به ترتیب  $18/50$ ،  $0/15$ ،  $0/00$  و  $1/00$  در نظر گرفته شده اند. مقادیر انتخاب شده برای طول مفصل پلاستیک و ضرائب کالیبراسیون بر اساس پیشنهاد نرم افزار و مدل اعتبار سنجی شده انتخاب شده اند. در مدل مصالح  $con\_ma$  نیز کرنش متناظر با تنش بیشینه  $0/002$  در نظر گرفته شده و ضریب محصورشدگی بتن هسته در نرم افزار بر اساس آرایش آرماتورهای عرضی مورد استفاده محاسبه می شود.



شکل ۲: گسسته سازی مقطع ستون برای ایجاد فایبرها در المان  $infrmFBPH$



شکل ۳: رفتار غیرخطی مصالح (الف) فولاد بر اساس مدل  $stl\_mp$  و (ب) بتن بر اساس مدل  $con\_ma$

<sup>18</sup> Inelastic force-based plastic hinge frame element type

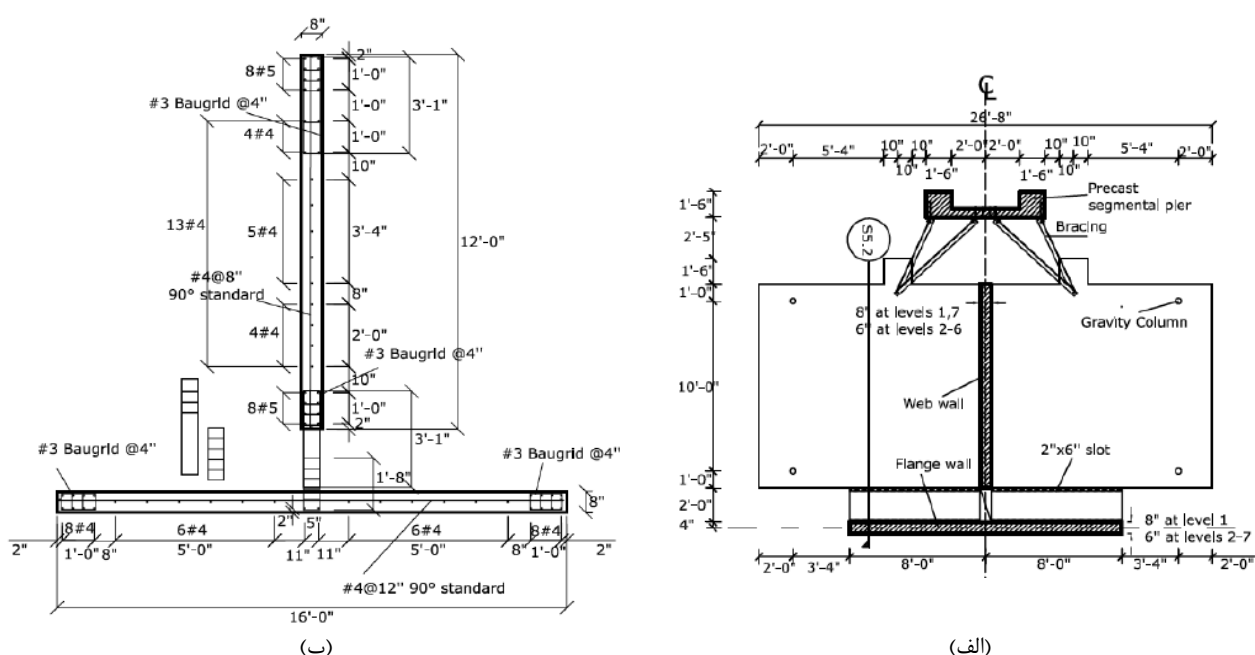
<sup>19</sup> Scott and Fenves

<sup>20</sup> Menegotto-Pinto

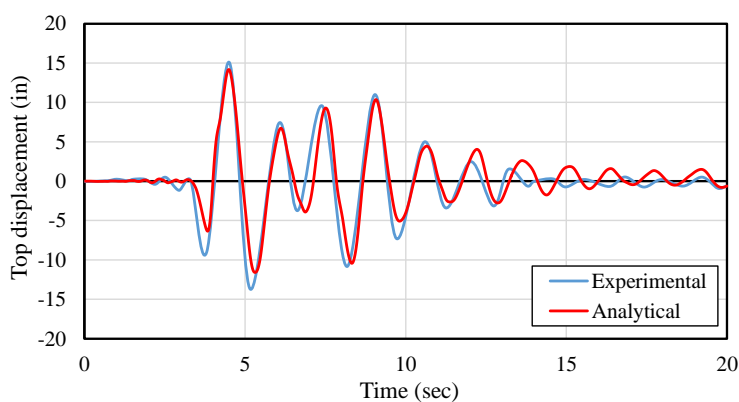
<sup>21</sup> Mander

## ۳-۲- صحت سنجی

برای صحت سنجی ساختمان بتن آرمه ۷ طبقه با مقیاس واقعی با سیستم باربر جانبی دیوار برشی که در سال ۲۰۰۶ تحت آزمایش میز لرزان قرار گرفته [۳۰]، استفاده شده است. شبیه سازی عددی این ساختمان نیز توسط مارتینلی و فلیلیپو<sup>۲۲</sup> در سال ۲۰۰۹ [۳۱] انجام شده است. هندسه قاب و آرایش آرماتورگذاری دیوار در شکل ۴ نشان داده شده است. این قاب از یک دیوار طره ای جان، دیوار بال، ستون پیش ساخته و ستون های ثقلی تشکیل یافته است. در هر تراز دال به صورت ساده به دیوار و ستون ها متصل شده و دال ها به صورت صلب مدلسازی شده اند. در مدلسازی این سازه در نرم افزار SeismoStruct برای دیوار از المان infirmFBPH مطابق توضیحات داده شده در بخش ۲-۲، برای ستون ثقلی مفصلی از المان خرپایی truss و برای ستون پیش ساخته از المان قابی الاستیک elfrm استفاده شده است. تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی بر اساس شتاب نگاشت تعریف شده در آزمایش میز لرزان [۳۰] با گام زمانی ۰/۰۲ ثانیه انجام شده است. جابجایی تراز فوقانی بر اساس نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل ۵ نشان داده شده است. نتایج دلالت بر آن دارند که نتایج با درصد خطای متوسط ۱۶٪ تطابق مناسبی با هم داشته و شبیه سازی انجام شده در نرم افزار دقت کافی را نشان داده است.



شکل ۴: (الف) هندسه قاب و (ب) آرایش آرماتورگذاری دیوار برشی در مطالعه اعتبارسنجی [۳۱]

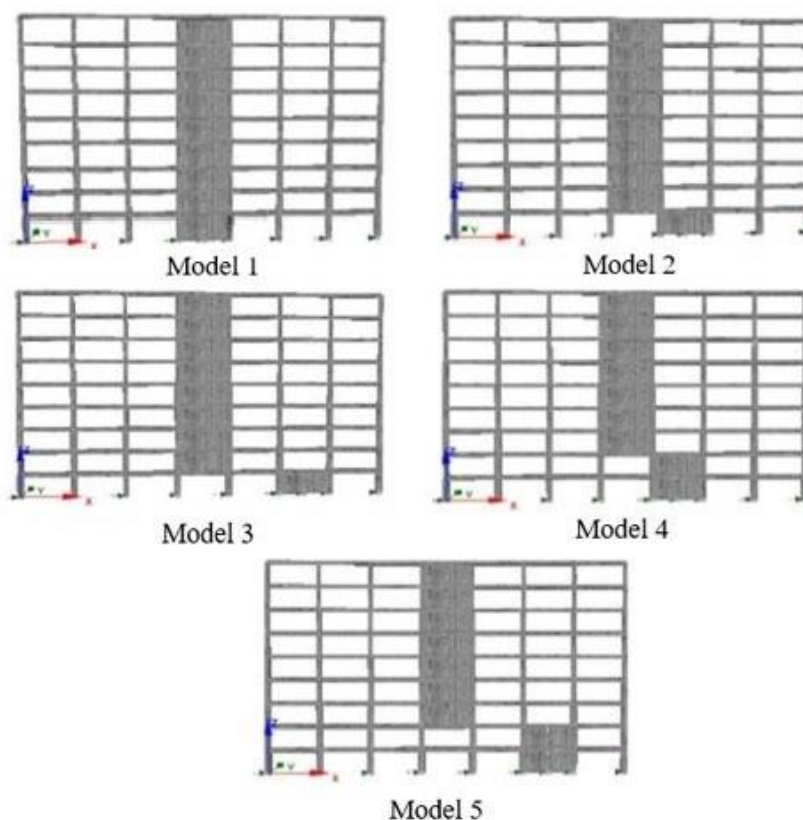


شکل ۵: جابجایی فوقانی ساختمان بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی

<sup>22</sup> Martinelli and Filippou

## ۲-۴- الگوهای نامنظمی

قاب بتن آرمه منظم مورد مطالعه Model 1 نشان داده شده در شکل ۶ است. برای اعمال نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه چهار الگوی نامنظمی مطابق شکل ۶ در نظر گرفته شده است. Model 2 و Model 3 الگوهای نامنظمی با انتقال دیوار برشی طبقه اول به دهانه‌های کناری هستند در حالی که Model 4 و Model 5 الگوهای نامنظمی با انتقال دیوار برشی دو طبقه پایین به دهانه‌های کناری هستند. در این نوع از نامنظمی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته که بار دیوارهای برشی طبقات بالا را تحمل می‌کند، در بارگذاری لرزه‌ای سازه سریعاً مقاومت خود را از دست داده و نقطه شروع خرابی سازه خواهد بود. بنابراین برای اینکه تحلیل لرزه‌ای این سازه‌ها بخصوص در شدت‌های لرزه‌ای بالای انتخاب شده در تحلیل دینامیکی فرآیندها قابل انجام باشد، سعی شده است با مقاوم‌سازی تیر مربوطه با استفاده از ژاکت بتنی سختی آن به مقداری افزایش یابد که عملکرد صلب داشته باشد. در نرم‌افزار SeismoStruct این مقاوم‌سازی با در نظر گرفتن موارد اجرایی با استفاده از rcjts<sup>۲۳</sup> انجام شده است. به منظور حصول عملکرد صلب، ابعاد این تیر از طرفین به اندازه ۷۵ میلی‌متر افزایش یافته و در ژاکت از بتن و آرماتور فولادی با مقاومت بالا استفاده شده است. مقاومت فشاری مشخصه بتن مورد استفاده ۶۸ MPa و مقاومت تسلیم فولاد مورد استفاده ۵۷۵ MPa هستند. میلگرد طولی مورد استفاده در ژاکت  $\Phi 32$  و آرماتور عرضی آن  $\Phi 10$  می‌باشد. سایر پارامترهای مورد نیاز برای تعریف خصوصیات غیرخطی بتن و فولاد مشابه بخش ۲-۲ هستند.



شکل ۶: قاب‌های منظم و نامنظم مورد مطالعه مطابق الگوهای تعریف شده برای نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه

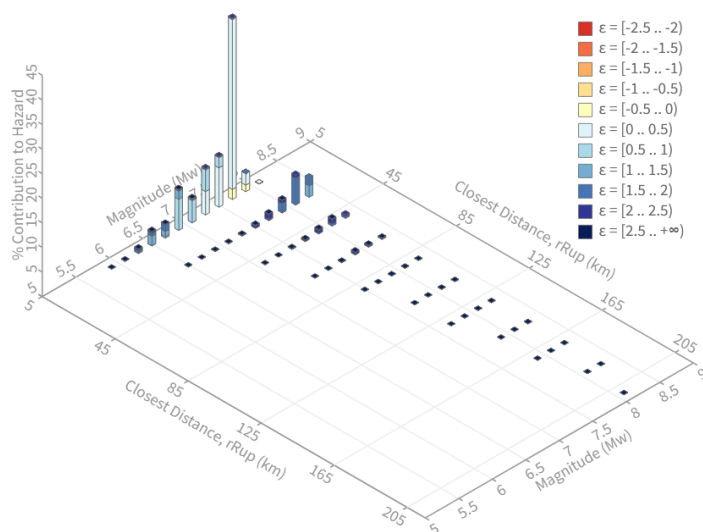
<sup>23</sup> Reinforced concrete jacked T-section



## ۳- تحلیل شکنندگی لرزه‌ای

## ۳-۱- انتخاب رکوردهای زلزله

در اکثر مطالعات به منظور انتخاب رکوردهای زلزله از طیف خطر یکنواخت ( $UHS^{24}$ ) به عنوان طیف هدف استفاده می‌شود در حالی که در این طیف به صورت محافظه‌کارانه مقادیر طیفی با دامنه بزرگ در تمامی زمان تناوب‌ها به ازای یک رکورد زلزله رخ خواهند داد. به این دلیل طیف میانگین شرطی ( $CMS^{25}$ ) برای رفع این مشکل و کاهش عدم قطعیت در رکوردهای انتخابی به عنوان طیف هدف استفاده می‌شود [۲۴]. در این طیف، مقادیر طیفی مشروط به رخداد مقدار شتاب طیفی هدف در یک زمان تناوب خاص محاسبه می‌شوند که این زمان تناوب معمولاً زمان تناوب مود اول سازه ( $T_1$ ) انتخاب می‌شود که برای قاب بتن‌آرمه مورد بررسی در این تحقیق حدوداً برابر ۲/۷ ثانیه است. با این حال طیف میانگین شرطی تغییرات در مقادیر طیفی در زمان تناوب‌های به غیر از زمان تناوب مورد نظر را در نظر نمی‌گیرد. به منظور غلبه بر این محدودیت، بیکر و لی<sup>۲۶</sup> [۲۵] طیف شرطی ( $CS^{27}$ ) را پیشنهاد دادند که در آن طیف رکوردهای انتخابی بایستی سازگار با میانگین، واریانس و همبستگی‌های مقادیر طیفی پاسخ در دامنه‌ای از زمان تناوب‌ها باشد. مقادیر پاسخ سازه‌ای بدست آمده بر اساس رکوردهای زلزله انتخاب شده بر اساس طیف میانگین شرطی سازگاری بیشتری با حقیقت دارند [۲۵]. بر اساس پیشنهاد بیکر [۲۴]، محدوده زمان تناوب  $0.2T_1$  تا  $2T_1$  یعنی در این مطالعه  $0.54$  تا  $5/4$  ثانیه برای انتخاب رکوردها و بررسی انطباق استفاده شده است. مطابق بخش ۱-۲، قاب بتن‌آرمه مورد مطالعه در این تحقیق در ریورساید کالیفرنیا آمریکا (عرض و طول جغرافیایی به ترتیب  $33/5653$  و  $-117/2346$ ) با طبقه‌بندی ساختمان از نوع C/D مرزی با سرعت موج برشی  $360$  m/s واقع شده است. بر اساس طیف پاسخ خطر یکنواخت مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب مود اول سازه ( $S_a(T_1)$ ) برابر با  $0.3288$  g بدست می‌آید. نتایج تحلیل تجزیه<sup>۲۸</sup> خطر لرزه‌ای برای  $S_a(T_1) > 0.3288$  g و به ازای احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۷: تجزیه خطر لرزه‌ای برای ساختمان مورد مطالعه (برگرفته از ابزار نگاشت و تحلیل USGS).

<http://earthquake.usgs.gov/research/hazmaps/interactive/> (۲۰۲۲)

بر اساس نتایج تحلیل تجزیه خطر لرزه‌ای، میانگین سناریوی زلزله حاکم در این منطقه  $M = 7.55$ ،  $R = 10.03$  km و  $\epsilon = 0.76$  است که  $M$  بزرگا،  $R$  فاصله و  $\epsilon$  تعداد انحراف‌های معیار است که مقدار لگاریتم طبیعی یک شتاب طیفی مشخص از میانگین مقدار

<sup>24</sup> Uniform Hazard Spectrum

<sup>25</sup> Conditional Mean Spectrum

<sup>26</sup> Baker and Lee

<sup>27</sup> Conditional Spectrum

<sup>28</sup> Deaggregation

لگاریتم طبیعی شتاب طیفی پیش‌بینی شده به ازای بزرگا و فاصله مشخص (بر حسب رابطه کاهندگی) تفاوت دارد. بر حسب سناریوی لرزه‌ای حاکم بدست آمده طیف میانگین شرطی ساخته شده و پس از آن هر یک از رکوردهای موجود در پایگاه داده PEER-NGA<sup>29</sup> به منظور تطبیق با شتاب طیفی در زمان تناوب مود اول سازه مقیاس می‌شوند. ضرایب مقیاس به صورت نسبت میانگین شتاب طیفی رکوردهای انتخاب شده به میانگین شتاب طیفی هدف شرطی بدست می‌آید. برای ساخت طیف شرطی از رابطه کاهندگی بور<sup>30</sup> و همکاران [32] و برای مدل همبستگی از مدل بیکر و جایارام<sup>31</sup> [33] استفاده شده است. 30 رکورد زلزله به عنوان مجموعه‌ای از رکوردهای حوزه دور و نزدیک انتخاب شده و فهرست آنها در جدول 3 گزارش شده است. ذکر این نکته ضروری است که چون قاب بتن‌آرمه مورد مطالعه در این تحقیق دوبعدی است تنها یک مؤلفه افقی از هر یک رکوردهای موجود در پایگاه داده‌ها به صورت تصادفی انتخاب شده است. بنابراین شماره مؤلفه زلزله انتخابی بر اساس پایگاه داده PEER هم در جدول 3 اشاره شده است. شماره منحصر به فرد رکورد RSN<sup>32</sup> بر اساس پایگاه داده PEER و همچنین ضریب مقیاس هر یک از آنها در جدول 3 اشاره شده‌اند. طیف پاسخ میانه و تغییرات آن به مقدار انحراف استاندارد به همراه طیف هر یک از رکوردهای زلزله انتخاب شده در شکل 8 نشان داده شده‌اند.

جدول 3: مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی

شماره	رکورد	ایستگاه	RSN	PGA (g) <sup>33</sup>	بزرگا	فاصله (کیلومتر)	شماره مؤلفه	ضریب مقیاس
1	Chi-Chi_ Taiwan-03	CHY094	2503	-0.27	6/2	47/55	2	3/79
2	Imperial Valley-06	Calexico Fire Station	162	-0.22	6/53	10/45	2	4/48
3	Chi-Chi_ Taiwan-03	TCU119	2653	-0.27	6/2	49/05	2	4/87
4	Imperial Valley-06	Calipatria Fire Station	163	-0.22	6/53	23/17	1	4/86
5	Imperial Valley-06	Parachute Test Site	187	-0.11	6/53	12/69	1	4/2
6	Christchurch_ New Zealand	Hulverstone Drive Pumping Station	8090	-0.263	6/2	4/32	2	1/9
7	Imperial Valley-06	Westmorland Fire Sta	192	-0.76	6/53	14/75	1	3/15
8	Superstition Hills-02	El Centro Imp. Co. Cent	721	-0.327	6/54	18/2	1	2/82
9	Imperial Valley-06	El Centro Array #5	180	-0.527	6/53	1/76	1	1/07
10	Iwate_ Japan	Oomagari Hanazono-cho, Daisen	5797	-0.114	6/9	46/32	1	3/44
11	Superstition Hills-02	Westmorland Fire Sta	728	-0.21	6/54	13/03	2	2/05
12	Chi-Chi_ Taiwan-03	TCU118	2652	-0.05	6/2	40/72	2	4/09
13	Loma Prieta	Hollister Differential Array	778	-0.278	6/93	24/52	2	2/12
14	Loma Prieta	Agnews State Hospital	737	-0.116	6/93	24/27	1	2/82
15	Imperial Valley-06	El Centro Array #12	175	-0.113	6/53	17/94	2	4/4
16	Imperial Valley-06	El Centro Array #4	179	-0.482	6/53	4/9	1	2/3
17	Borrego Mtn	El Centro Array #9	36	-0.55	6/63	45/12	2	3/8
18	Imperial Valley-06	Westmorland Fire Sta	192	-0.106	6/53	14/75	2	4/3
19	Loma Prieta	Hollister - South & Pine	776	-0.175	6/93	27/67	2	2/09
20	Victoria_ Mexico	Chihuahua	266	-0.95	6/33	18/53	2	3/39
21	Chi-Chi_ Taiwan-03	CHY029	2462	-0.695	6/2	31/08	1	3/98
22	Chi-Chi_ Taiwan-04	CHY036	2710	-0.86	6/2	30/81	1	3/78
23	Chi-Chi_ Taiwan-04	CHY025	2700	-0.7	6/2	29/2	1	4/61
24	Chuetsu-oki_ Japan	NIG014	5260	-0.91	6/8	21/37	2	4/48
25	Coalinga-01	Cantua Creek School	322	-0.224	6/36	23/78	1	2/98
26	Chuetsu-oki_ Japan	NIG014	5260	-0.7	6/8	21/37	1	3/16
27	Chi-Chi_ Taiwan-03	CHY036	2467	-0.82	6/2	35/78	1	4/06
28	Borrego Mtn	El Centro Array #9	36	-0.117	6/63	45/12	1	3/12
29	Chi-Chi_ Taiwan-03	TCU115	2649	-0.51	6/2	34/57	2	4/14

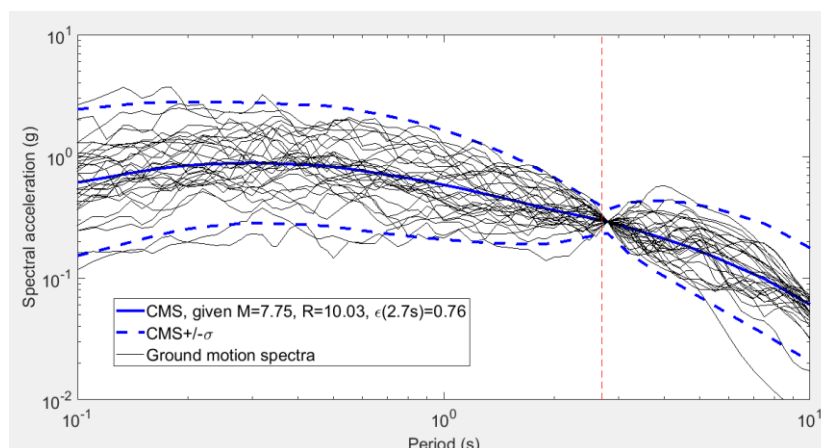
<sup>29</sup> Pacific Earthquake Engineering Research Center- Next Generation Attenuation

<sup>30</sup> Boore

<sup>31</sup> Baker and Jayaram

<sup>32</sup> Record Sequence Number

<sup>33</sup> Peak Ground Acceleration



شکل ۸: میانه و تغییرات طیف شرطی به همراه طیف پاسخ هر یک از رکوردهای انتخاب شده

### ۳-۲- حدود حالت حدی خسارت<sup>۳۴</sup>

یکی از پارامترهای مهم در توسعه شکنندگی لرزه‌ای، تعیین حدود حالت خسارت برای سازه مورد بررسی می‌باشد. در تمامی مطالعات گذشته در زمینه بررسی اثر انواع مختلف از نامنظمی بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای بر پایه حدود حالت حدی خسارت مشابه برای سازه‌های منظم و نامنظم توسعه داده شده‌اند. این در حالی است که نامنظمی ایجاد شده در سازه می‌تواند بر روی ظرفیت سازه تأثیرگذار بوده و جابجایی نسبی متناظر با هر یک از حدود حالت خسارت مورد نظر را در سازه تغییر دهد. در این تحقیق از حالات حدی خسارت تعریف شده توسط آیین‌نامه اروپا [۳] برای توسعه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مورد مطالعه استفاده شده است. بر اساس این آیین‌نامه، سه حالت حدی خسارت نزدیک خرابی<sup>۳۵</sup> (NC)، خسارت قابل توجه<sup>۳۶</sup> (SD) و خسارت محدود<sup>۳۷</sup> (DL) برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تعریف شده است که به ترتیب متناظر با احتمال فراگذشت ۲٪، ۱۰٪ و ۲۰٪ در ۵۰ سال با دوره بازگشت ۲۴۷۵، ۴۷۵ و ۲۲۵ سال هستند. در حالت حدی خسارت NC سازه به صورت شدید دچار خسارت شده و سختی و مقاومت جانبی باقیمانده سازه ناچیز خواهد بود؛ همچنین بسیاری از اجزای غیرسازه‌ای دچار خرابی شده و جابجایی‌های نسبی ماندگار بزرگ در سازه وجود خواهند داشت. در حالت حدی خسارت SD سازه به صورت قابل توجهی خسارت دیده و مقداری از مقاومت و سختی جانبی سازه باقی خواهد ماند؛ تعدادی از اعضای غیرسازه‌ای آسیب دیده و جابجایی نسبی ماندگار متوسطی در سازه وجود خواهد داشت. در حالت حدی خسارت DL سازه در معرض خسارت ناچیزی قرار گرفته و مقاومت و سختی جانبی اعضای سازه‌ای باقی خواهند ماند؛ اعضای غیرسازه‌ای ممکن است ترک خوردگی پراکنده داشته باشند اما خسارت به وجود آمده از لحاظ اقتصادی قابل تعمیر خواهد بود. در این حالت حدی خسارت جابجایی‌های نسبی ماندگار قابل چشم‌پوشی خواهند بود. برای تعیین جابجایی نسبی متناظر با هر یک از این حالات حدی خسارت، تحلیل پوش‌آور قاب بتن‌آرمه مورد مطالعه در حالت منظم و نامنظم طبق الگوهای معرفی شده در بخش ۲-۴ انجام خواهد شد. در نرم‌افزار SeismoStruct جابجایی متناظر با هر یک از این حالات حدی خسارت بر اساس منحنی پوش‌آور طبق الگوی بار جانبی مستطیلی تعریف شده استخراج شده است. منحنی‌های پوش‌آور بدست آمده برای سازه‌های مورد بررسی در شکل ۹ نشان داده شده و جابجایی نسبی متناظر با هر یک از حالات حدی خسارت در جدول ۴ گزارش شده است. مطابق شکل ۹، با مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته ظرفیت سازه‌های نامنظم نسبت به سازه منظم افزایش نشان داده است. همان‌گونه انتظار می‌رفت برای تمامی مدل‌های مورد بررسی با بالا رفتن سطح خسارت، مقدار جابجایی نسبی متناظر افزایش یافته است. برای مثال جابجایی نسبی متناظر با حالت حدی

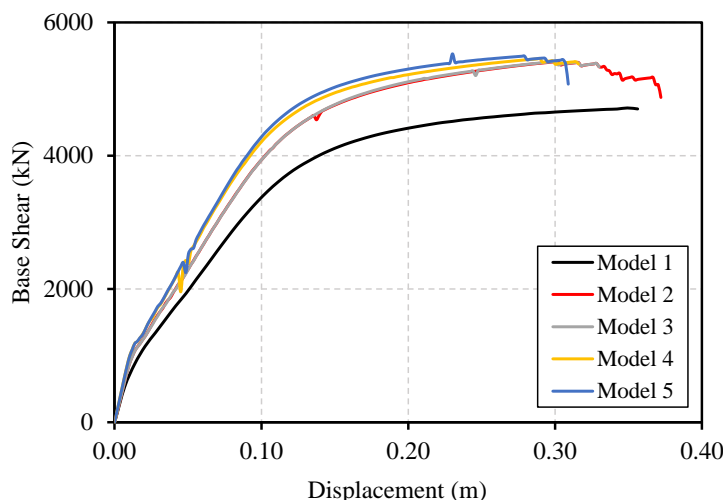
<sup>34</sup> Damage Limit State

<sup>35</sup> Near Collapse

<sup>36</sup> Significant Damage

<sup>37</sup> Damage Limitation

SD نسبت به حالت حدی DL به صورت متوسط برای پنج مدل مورد مطالعه ۲۸٪ افزایش نشان داده است. نتایج دلالت بر آن دارند که جابجایی نسبی متناظر با یک حالت حدی خسارت مشخص در سازه‌های نامنظم نسبت به سازه منظم کاهش نشان داده است. برای مثال مقدار جابجایی نسبی متناظر با حالت حدی خسارت NC برای قاب‌های نامنظم Model 2، Model 3، Model 4 و Model 5 نسبت به قاب منظم Model 1 به ترتیب ۲/۵٪، ۲/۱٪، ۱۵/۷٪ و ۱۷/۴٪ کاهش نشان داده است. در نظر نگرفتن این تغییرات برای حالت‌های حدی خسارت سازه‌های نامنظم منجر به تخمین پایین‌دست از شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه خواهد شد. بنابراین در این تحقیق شکنندگی‌های لرزه‌ای برای قاب‌های بتن‌آرمه مورد مطالعه بر مبنای جابجایی‌های نسبی متناظر با حدود حالت حدی خسارت ارائه شده در جدول ۴ محاسبه خواهند شد.



شکل ۹: منحنی‌های پوش آور قاب‌های بتن‌آرمه مورد مطالعه

جدول ۴: جابجایی نسبی متناظر با حدود حالت حدی خسارت مختلف برای قاب‌های بتن‌آرمه مورد مطالعه

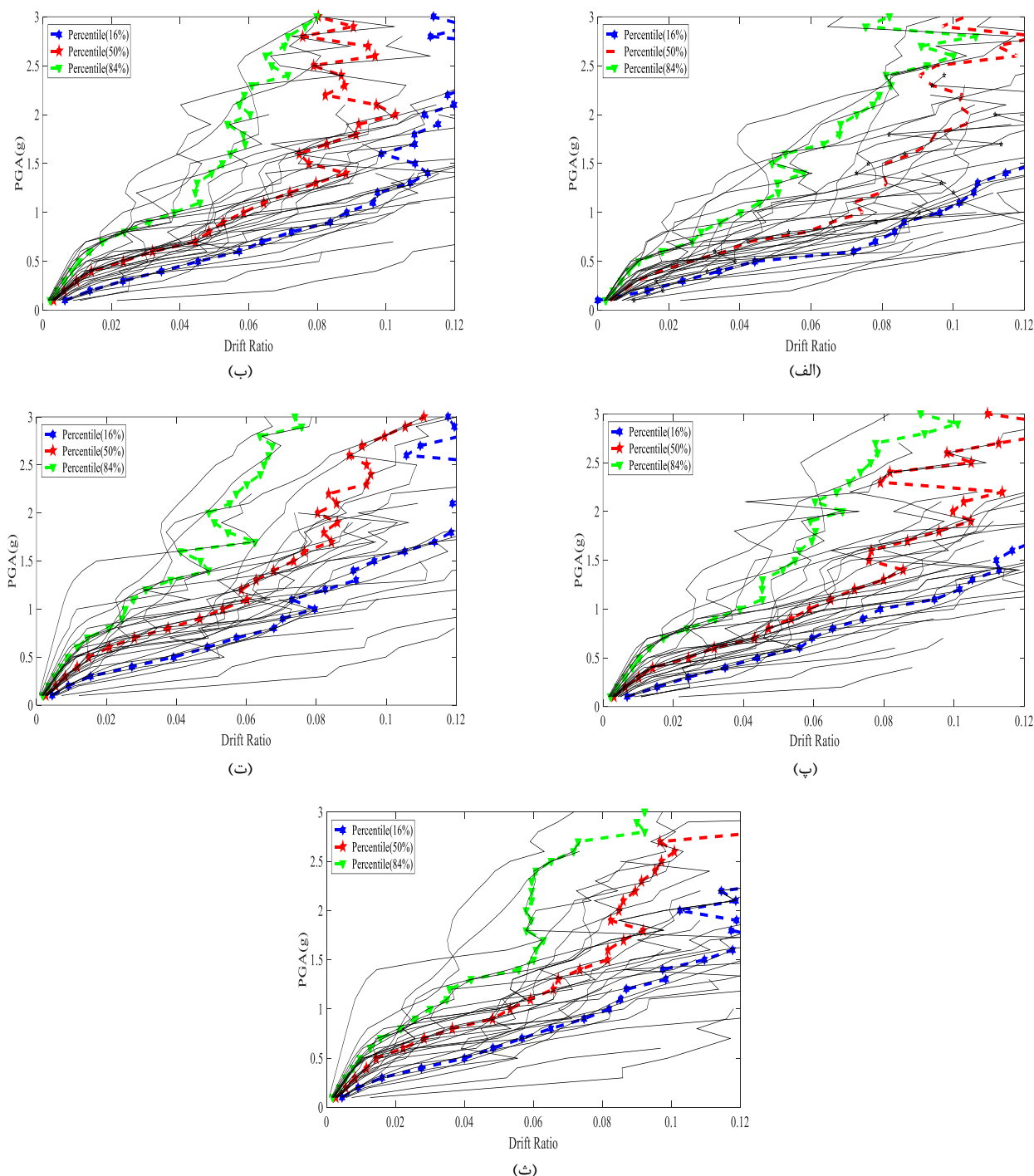
مدل	DL	SD	NC
Model 1	۰/۰۱۰۹	۰/۰۱۴	۰/۰۲۴۲
Model 2	۰/۰۱۰۶	۰/۰۱۳۶	۰/۰۲۳۶
Model 3	۰/۰۱۰۶	۰/۰۱۳۶	۰/۰۲۳۷
Model 4	۰/۰۰۹۲	۰/۰۱۱۷	۰/۰۲۰۴
Model 5	۰/۰۰۹	۰/۰۱۱۵	۰/۰۲

### ۳-۳- تحلیل دینامیکی فزاینده

تحلیل دینامیکی فزاینده<sup>۳۸</sup> [۳۴] یک روش تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها است که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف زلزله بررسی کرده و تصویر کاملی از رفتار سازه در محدوده‌های مختلف را ارائه می‌دهد. در تحلیل دینامیکی فزاینده، سازه تحت یک سری تحلیل‌های غیرخطی تاریخیچه زمانی با شدت فزاینده قرار می‌گیرد (مثلاً بیشینه شتاب زمین به صورت فزاینده از یک مقدار پاسخ الاستیک تا رسیدن به یک مقدار هدف از پیش تعریف شده پس از تسلیم مقیاس می‌شود). سپس مقادیر بیشینه شتاب زمین رکوردهای زلزله مورد استفاده به عنوان معیار شدت، در برابر جابجایی نسبی سازه متناظر با آن‌ها به عنوان معیار خسارت رسم می‌شود، که منجر به اصطلاح منحنی‌های دینامیکی فزاینده یا IDA می‌شود. به منظور جمع‌بندی دسته منحنی‌ها از صدک ۱۶ و ۵۰ و ۸۴ درصد پاسخ‌های سازه استفاده می‌شود. در این مرحله تحلیل دینامیکی فزاینده قاب‌های بتن‌آرمه معرفی شده در بخش ۲-۴ با استفاده از رکوردهای زلزله گزارش شده در

<sup>38</sup> Incremental Dynamic Analysis

جدول ۳ در نرم افزار SeismoStruct انجام شده و منحنی های IDA بدست آمده در شکل ۱۰ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که ملاک توقف تحلیل IDA در نرم افزار SeismoStruct بروز خرابی کلی در سازه و در نتیجه آن واگرایی عددی در حین تحلیل است.



شکل ۱۰: منحنی های IDA قاب های (الف) Model 1، (ب) Model 2، (پ) Model 3، (ت) Model 4 و (ث) Model 5

بر اساس منحنی های IDA بدست آمده در شکل ۱۰، مقایسه عددی میان جابجایی نسبی قاب های بتن آرمه مورد مطالعه به ازای شدت های لرزه ای مختلف در جدول ۵ ارائه شده است. در تهیه اعداد این جدول، معیار خرابی سازه جابجایی نسبی ۱۰٪ در نظر گرفته شده است، لذا تمامی جابجایی های نسبی بیشتر از این مقدار برابر ۱۰٪ در نظر گرفته شده اند. بر اساس جدول ۵ و معیار خرابی اشاره شده،

مشخص است که بعد از بیشینه شتاب زمین معادل با  $1/6g$  همه مدل‌ها تحت تمامی رکوردهای زلزله منجر به جابجایی نسبی بیشتر از  $10\%$  و در نتیجه خرابی سازه شده‌اند. با توجه به مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته در سازه‌های نامنظم و در نتیجه افزایش ظرفیت آنها (مطابق نتایج بخش ۳-۲)، میانه جابجایی نسبی ایجاد شده در سازه منظم نسبت به سازه‌های نامنظم بیشتر است. برای نمونه به ازای بیشینه شتاب زمین برابر با  $1g$ ، میانه جابجایی نسبی سازه منظم Model 1 نسبت به سازه‌های نامنظم Model 2، Model 3، Model 4 و Model 5 به ترتیب  $32\%$ ،  $37\%$ ،  $57\%$  و  $55\%$  بیشتر است. با بررسی میانه جابجایی نسبی ایجاد شده در الگوهای نامنظمی مختلف می‌توان نتیجه گرفت که در حالت انتقال دیوار برشی دو طبقه پایین به دهانه‌های کناری (Model 4 و Model 5) نسبت به حالتی که فقط دیوار برشی طبقه پایین سازه به دهانه‌های کناری انتقال می‌یابد (Model 2 و Model 3)، میانه جابجایی نسبی تقاضای کمتری ایجاد می‌شود. برای نمونه متوسط میانه جابجایی نسبی ایجاد شده در مدل‌های Model 4 و Model 5 نسبت به مدل‌های Model 2 و Model 3 به ازای شدت بیشینه شتاب زمین برابر با  $1g$  حدود  $14\%$  کمتر است. از سوی دیگر نتایج نشان می‌دهند که میانه جابجایی نسبی ایجاد شده در انتقال دیوار برشی به دهانه مجاور (Model 2 و Model 4) تقریباً نزدیک به میانه جابجایی نسبی ایجاد شده در انتقال دیوار برشی به دهانه دورتر (Model 3 و Model 5) بوده و کم یا زیاد بودن میانه جابجایی‌های نسبی وابسته به شدت لرزه‌ای مورد مطالعه دارد. با مقایسه میانه جابجایی نسبی مدل‌های اشاره شده می‌توان مشاهده کرد که بخصوص به ازای شدت‌های لرزه‌ای بالاتر ( $PGA > 1g$ )، میانه جابجایی نسبی تقاضای ایجاد شده در حالت انتقال دیوار برشی به دهانه دورتر نسبت به دهانه مجاور (Model 3) نسبت به Model 2 و Model 5 نسبت به Model 4 بیشتر است.

جدول ۵: میانه جابجایی نسبی قاب‌های مورد مطالعه به ازای شدت‌های بیشینه شتاب زمین مختلف

Model 5	Model 4	Model 3	Model 2	Model 1	PGA (g)
۰/۰۰۲۷	۰/۰۰۲۷	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۳۶	۰/۱
۰/۰۰۵۴	۰/۰۰۵۴	۰/۰۰۶۳	۰/۰۰۶۲	۰/۰۰۷۱	۰/۲
۰/۰۰۸۲	۰/۰۰۸۲	۰/۰۱۰۲	۰/۰۰۹۹	۰/۰۱۱	۰/۳
۰/۰۱۱۵	۰/۰۱۱۶	۰/۰۱۴۱	۰/۰۱۴۱	۰/۰۱۷۶	۰/۴
۰/۰۱۴۳	۰/۰۱۴۹	۰/۰۲۵۹	۰/۰۲۳۴	۰/۰۲۶	۰/۵
۰/۰۲۲۲	۰/۰۲۰۸	۰/۰۳۱۸	۰/۰۳۱۹	۰/۰۳۵۸	۰/۶
۰/۰۲۹۴	۰/۰۲۷۹	۰/۰۴۳۹	۰/۰۴۴۷	۰/۰۴۴۱	۰/۷
۰/۰۳۹۸	۰/۰۳۷۷	۰/۰۴۹۳	۰/۰۵۰۴	۰/۰۶۰۹	۰/۸
۰/۰۴۸۶	۰/۰۴۹۷	۰/۰۵۵۷	۰/۰۵۵۳	۰/۰۷۱۴	۰/۹
۰/۰۵۶۱	۰/۰۵۵۴	۰/۰۶۳۴	۰/۰۶۵۸	۰/۰۸۷۱	۱
۰/۰۶۵۸	۰/۰۶۲۷	۰/۰۶۸۳	۰/۰۷۱۷	۰/۰۸۳۱	۱/۱
۰/۰۶۹۳	۰/۰۶۹۷	۰/۰۸۴۹	۰/۰۷۷۱	۰/۱	۱/۲
۰/۰۷۸	۰/۰۷۵۵	۰/۰۹۰۹	۰/۰۸۹۸	۰/۱	۱/۳
۰/۰۸۳۶	۰/۰۷۶۷	۰/۰۹۹۲	۰/۰۹۴۸	۰/۱	۱/۴
۰/۰۹۴۸	۰/۰۸۲۸	۰/۱	۰/۱	۰/۱	۱/۵
۰/۱	۰/۰۹۸۵	۰/۱	۰/۱	۰/۱	۱/۶

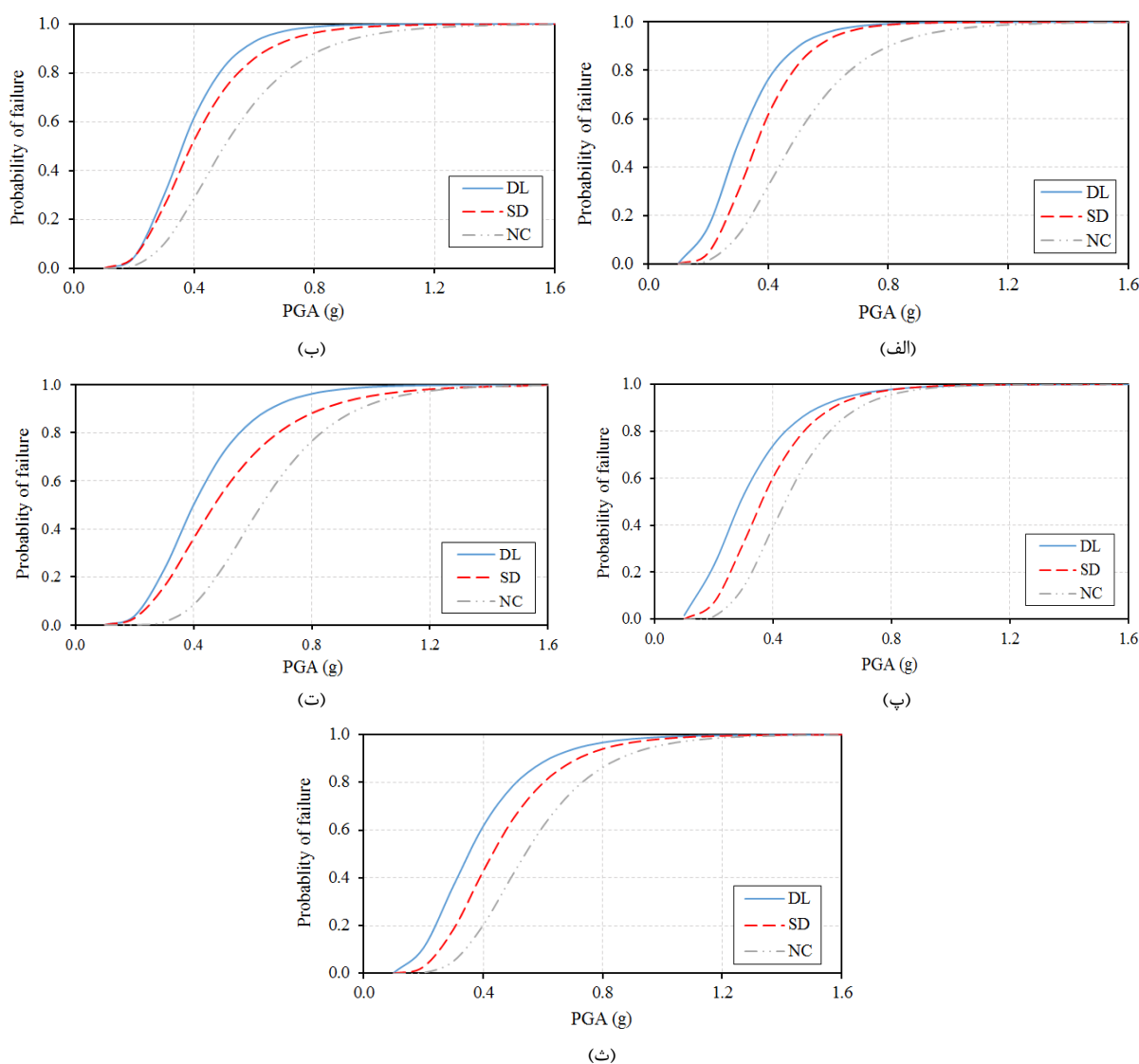
### ۳-۴- استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای

برای توسعه منحنی شکنندگی قاب‌های بتن‌آرمه مورد مطالعه بر پایه نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده، از روش احتمال بیشینه<sup>۳۹</sup> [۳۵] استفاده شده است. در این روش پارامترهای بهینه تابع شکنندگی به گونه‌ای انتخابی می‌شوند که توزیع احتمال بدست آمده بیشترین احتمال داشتن نتایج مشابه تحلیل دینامیکی فزاینده (بخش ۳-۳) را داشته باشد. از لحاظ ریاضی این رویه منجر به کمینه کردن مجموع مربعات خطاها بین نسبت‌های خرابی بدست آمده از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده و پیش‌بینی‌های تابع شکنندگی می‌شود. این مسئله می‌تواند به صورت رابطه (۱) بیان شود [۳۵]:

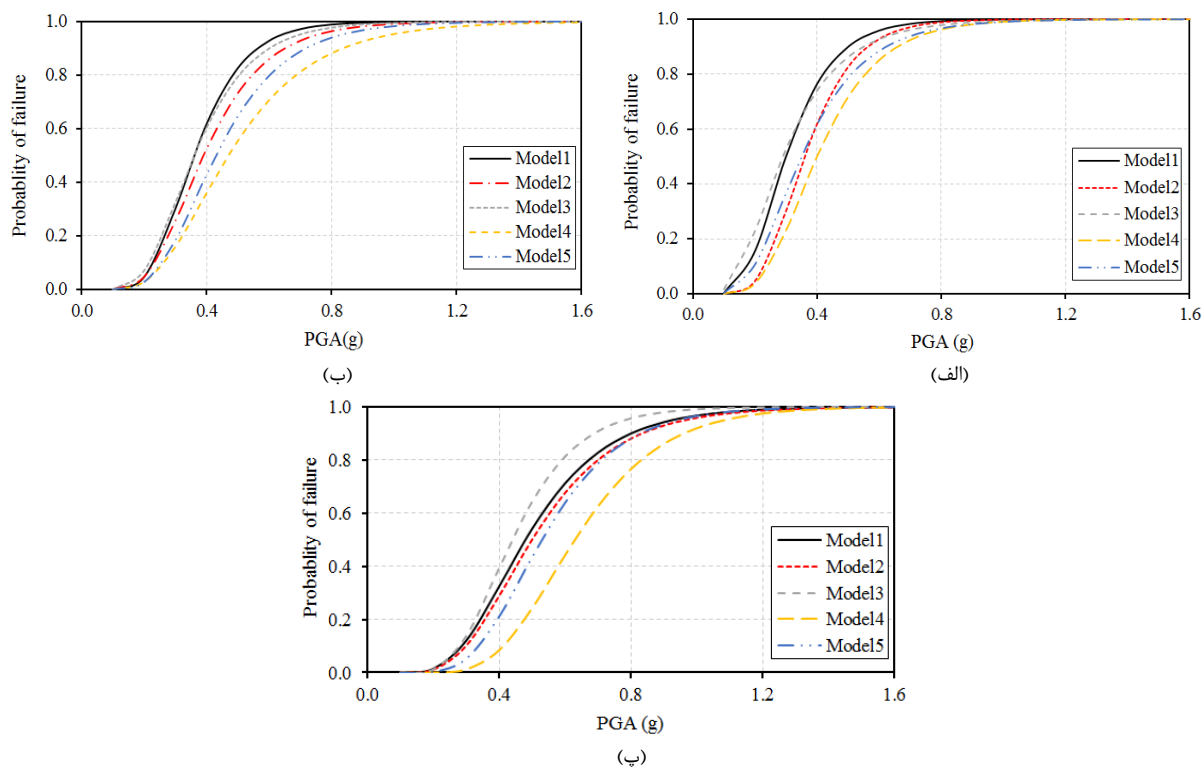
<sup>39</sup> Maximum Likelihood Method

$$\{\hat{\theta}, \hat{\beta}\} = \underset{\theta, \beta}{\operatorname{argmin}} \sum_{j=1}^m \left[ \frac{z_j}{n_j} - \Phi\left(\frac{\ln x - \ln \theta}{\beta}\right) \right]^2 \quad (1)$$

که در رابطه ۱،  $\hat{\theta}$  و  $\hat{\beta}$  تخمین‌های روش بیشینه احتمال،  $m$  تعداد سطوح شدت لرزه‌ای در نظر گرفته شده،  $z_j$  تعداد خرابی‌ها در تعداد  $n_j$  رکورد زلزله و  $\Phi$  تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است. بر اساس نتایج بدست آمده از تحلیل دینامیکی فزاینده (بخش ۳-۳)، حالات حدی خسارت محاسبه شده برای هر یک از قاب‌های بتن‌آرمه مورد مطالعه (بخش ۳-۲) و استفاده از روش احتمال بیشینه؛ منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای هر یک از قاب‌ها به ازای حدود حالت حدی خسارت مختلف محاسبه شده و در شکل ۱۱ نشان داده شده‌اند. همچنین منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای تمامی قاب‌های بتن‌آرمه مورد مطالعه به ازای هر یک از حالات حدی خسارت در شکل ۱۲ نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۱: منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های (الف) Model 1، (ب) Model 2، (پ) Model 3، (ت) Model 4 و (ث) Model 5 به ازای حدود حالت خسارت مختلف



شکل ۱۲: منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه مورد مطالعه به ازای حدود حالت خسارت (الف) DL، (ب) SD و (پ) NC

مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های بتن آرمه منظم و نامنظم با الگوهای مختلف و با مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته هدف اصلی مطالعه حاضر محسوب می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که با وجود مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته، شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های نامنظم در اکثر حالات نسبت به سازه منظم کاهش نشان داده است. مطابق شکل ۱۲، در حالات حدی خسارت DL و SD، به ازای تمامی حالات شکنندگی لرزه‌ای سازه منظم Model 1 نسبت به سازه‌های نامنظم بیشتر است فقط به ازای  $PGA < 0.3$  g، شکنندگی لرزه‌ای سازه نامنظم Model 3 از Model 1 بیشتر است. سازه نامنظم Model 3 مربوط به انتقال دیوار برشی طبقه پایین به دهانه دورتر است (شکل ۶). در حالت حدی خسارت NC یعنی نزدیک به خرابی کلی، به ازای تمامی مقادیر بیشینه شتاب زمین شکنندگی لرزه‌ای سازه نامنظم Model 3 از سازه منظم Model 1 بیشتر است. با این حال، شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های نامنظم دیگر یعنی Model 2، Model 4 و Model 5 از سازه منظم Model 1 کمتر است. مقادیر میانه بیشینه شتاب زمین مدل‌های مختلف به ازای حالات خسارت مورد بررسی در جدول ۶ گزارش شده‌اند.

جدول ۶: میانه بیشینه شتاب زمین منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه برای حالات حدی خسارت مختلف

مدل	PGA (g)		
	NC	SD	DL
Model 1	۰/۴۸	۰/۳۶	۰/۳
Model 2	۰/۵	۰/۳۹	۰/۳۶
Model 3	۰/۴۴	۰/۳۶	۰/۳
Model 4	۰/۶۳	۰/۴۷	۰/۴



بر اساس جدول ۶ مشخص است که مقادیر میانه بیشینه شتاب زمین مورد نیاز برای ایجاد حالات حدی خسارت DL و SD در سازه‌های نامنظم به غیر از سازه Model 3 نسبت به سازه منظم بیشتر است که علت آن مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته و افزایش ظرفیت لرزه‌ای سازه‌های نامنظم بوده است. میانه بیشینه شتاب زمین برای سازه منظم Model 1 و سازه نامنظم Model 3 به ازای حالات حدی خسارت DL و SD یکسان است. میانه بیشینه شتاب زمین برای حالت حدی خسارت DL، برای سازه‌های Model 2، Model 4، Model 5 و Model 1 نسبت به سازه منظم Model 1 به ترتیب ۲۰، ۳۳ و ۱۷ درصد افزایش نشان می‌دهد. این افزایش برای حالت حدی خسارت SD به ترتیب ۸، ۳۱ و ۱۹ درصد می‌باشد. در مورد حالت حدی خسارت NC در سازه‌های نامنظم Model 2، Model 4، Model 5 و Model 1 میانه بیشینه شتاب زمین نسبت به سازه منظم افزایش یافته و این افزایش به ترتیب ۴، ۳۱ و ۸ درصد می‌باشد در حالی که در مورد Model 3 میانه بیشینه شتاب زمین به مقدار نسبت به سازه منظم Model 1، ۸٪ کاهش نشان داده و بدترین وضعیت ممکن برای ایجاد نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه با توجه به الگوهای نامنظمی مورد بررسی بوده است. در مورد مقایسه سازه‌های نامنظم با یکدیگر، بر اساس شکل ۱۲ و جدول ۶ مشخص است که در حالت انتقال دیوار برشی دو طبقه پایین به دهانه‌های کناری (Model 4 و Model 5) نسبت به حالت انتقال یک طبقه پایین به دهانه‌های کناری (Model 2 و Model 3) شکنندگی لرزه‌ای کمتر بوده است. متوسط میانه بیشینه شتاب زمین مربوط به سازه‌های نامنظم Model 4 و Model 5 نسبت به سازه‌های نامنظم Model 2 و Model 3 به ازای حالات حدی خسارت DL، SD و NC به ترتیب ۱۵، ۲۰ و ۲۲ درصد بیشتر است که نشان دهنده وضعیت مناسب‌تر سازه در حالت انتقال دیوار برشی دو طبقه به جای یک طبقه پایین به دهانه‌های کناری است. در مورد مقایسه انتقال دیوار برشی به دهانه مجاور یا دهانه دورتر یعنی مقایسه سازه Model 2 با Model 3 یا Model 4 یا Model 5 می‌توان بر اساس شکل ۱۲ و جدول ۶ نتیجه گرفت که شکنندگی لرزه‌ای در حالت انتقال دیوار برشی به دهانه مجاور نسبت به حالت انتقال به دهانه دورتر کمتر است. در حالت انتقال دیوار برشی طبقه پایین، میانه بیشینه شتاب زمین در سازه Model 2 نسبت به سازه Model 3 متناظر با حالات حدی خسارت DL، SD و NC به ترتیب ۲۴، ۸ و ۱۴ درصد بیشتر است که نشان دهنده وضعیت لرزه‌ای مناسب‌تر سازه در حالت انتقال دیوار برشی به دهانه مجاور نسبت به دهانه کناری می‌باشد. همچنین در حالت انتقال دیوار برشی دو طبقه پایین، میانه بیشینه شتاب زمین در سازه Model 4 نسبت به سازه Model 5 متناظر با حالات حدی خسارت DL، SD و NC به ترتیب ۱۴، ۹ و ۲۱ درصد بیشتر است که این مورد نیز مؤید وضعیت بهتر سازه در حالت انتقال دیوار برشی به دهانه مجاور نسبت به دهانه دورتر است.

#### ۴- نتیجه گیری

در این مقاله تحلیل شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه با الگوهای مختلف نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه و با مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته بر پایه نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده انجام شده است. حدود حالت خسارت مختلف مورد استفاده در تحلیل شکنندگی بر مبنای نتایج تحلیل پوش‌آور قاب‌ها انتخاب شده‌اند. همچنین برای انتخاب رکوردهای زلزله منطبق بر شرایط ساختگاه قاب مورد مطالعه از روش طیف شرطی استفاده شده است. با تحلیل نتایج و همچنین مقایسه شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های منظم و نامنظم نتایج زیر بدست آمده است:

- ۱- تحلیل پوش‌آور نشان می‌دهد که ظرفیت لرزه‌ای قاب‌های نامنظم به دلیل مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته نسبت به قاب منظم افزایش یافته است.
- ۲- تحلیل پوش‌آور نشان می‌دهد که جابجایی نسبی متناظر با یک حالت حدی خسارت مشخص در سازه‌های نامنظم نسبت به سازه منظم کاهش نشان داده است. برای نمونه مقدار جابجایی نسبی متناظر با حالت حدی خسارت نزدیک به خرابی برای قاب‌های نامنظم نسبت به قاب منظم به صورت متوسط ۹/۵ درصد کاهش یافته است.
- ۳- تحلیل دینامیکی فزاینده نشان می‌دهد که میانه جابجایی نسبی ایجاد شده در سازه منظم نسبت به سازه‌های نامنظم بیشتر است. برای نمونه به ازای بیشینه شتاب زمین برابر با ۱g، میانه جابجایی نسبی قاب منظم نسبت به قاب‌های نامنظم به صورت متوسط

۴۵٪ بیشتر است که نشان دهنده کاهش تقاضای لرزه‌ای و بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های نامنظم با وجود مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته است.

۴- نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که در حالت انتقال دیوار برشی دو طبقه پایین به دهانه‌های کناری نسبت به حالتی که فقط دیوار برشی طبقه پایین سازه به دهانه‌های کناری انتقال می‌یابد، میانه جابجایی نسبی تقاضای کمتری ایجاد می‌شود که برای نمونه به ازای شدت بیشینه شتاب زمین برابر با  $1g$  این کاهش حدود ۱۴٪ است.

۵- نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که میانه جابجایی نسبی ایجاد شده در انتقال دیوار برشی به دهانه مجاور تقریباً نزدیک به میانه جابجایی نسبی ایجاد شده در انتقال دیوار برشی به دهانه دورتر بوده و کم یا زیاد بودن میانه جابجایی‌های نسبی وابسته به شدت لرزه‌ای مورد مطالعه دارد. می‌توان مشاهده کرد که بخصوص به ازای شدت‌های لرزه‌ای بالاتر ( $PGA > 1g$ )، میانه جابجایی نسبی تقاضای ایجاد شده در حالت انتقال دیوار برشی به دهانه دورتر نسبت به دهانه مجاور بیشتر است.

۶- نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که با توجه به مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته، شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های نامنظم در اکثر حالات نسبت به قاب منظم کاهش نشان داده است.

۷- مقادیر میانه بیشینه شتاب زمین مورد نیاز برای ایجاد حالات حدی خسارت مختلف در قاب‌های نامنظم در اکثر حالات نسبت به قاب منظم بیشتر است که نشان دهنده بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب منظم با وجود مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته بوده است.

۸- در مورد قاب‌های نامنظم در حالت انتقال دیوار برشی دو طبقه پایین به دهانه‌های کناری نسبت به حالت انتقال یک طبقه پایین به دهانه‌های کناری شکنندگی لرزه‌ای کمتر بوده است. متوسط میانه بیشینه شتاب زمین در حالت انتقال دیوار برشی دو طبقه به ازای حالات حدی خسارت مختلف به صورت متوسط ۱۹٪ از حالت انتقال دیوار برشی یک طبقه پایین به دهانه‌های کناری بیشتر است.

۹- در مورد قاب‌های نامنظم شکنندگی لرزه‌ای در حالت انتقال دیوار برشی به دهانه مجاور نسبت به حالت انتقال به دهانه دورتر کمتر است. متوسط میانه بیشینه شتاب زمین در حالت انتقال دیوار برشی به دهانه مجاور به ازای حالات حدی خسارت مختلف به صورت متوسط ۱۵٪ از حالت انتقال دیوار برشی به دهانه دورتر بیشتر است.

۱۰- در سازه‌های با نامنظمی ناپیوستگی داخل صفحه، تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته محل خرابی بوده و حتی در شدت‌های لرزه‌ای پایین این تیر به صورت کلی دچار خرابی شده و سازه دچار ناپایداری می‌شود. نتایج این مقاله نشان می‌دهد که با مقاوم‌سازی تیر بالای دیوار برشی انتقال یافته در قاب مورد مطالعه می‌توان این مشکل را حل نموده و عملکرد لرزه‌ای مناسبی از سازه نامنظم بدست آورد.

قابل ذکر است که نتایج این مقاله محدود به یک قاب بتن‌آرمه ۹ طبقه بوده و نتایج عددی بدست آمده می‌تواند عمومیت نداشته باشد.

## مراجع

- [1] BHRC. (2013). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard no. 2800, 4rd edn*. Building and Housing Research Centre, Tehran, Iran.
- [2] ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineering, Washington, D. C., USA.
- [3] EN 1998-3. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*.
- [4] Ji, J., Elnashai, A.S. and Kuchma, D.A. (2007). An analytical framework for seismic fragility analysis of RC high-rise buildings. *Engineering Structures*, 29(12), 3197-3209.

- [5] Buratti, N., Ferracuti, B. and Savoia, M. (2010). Response surface with random factors for seismic fragility of reinforced concrete frames. *Structural Safety*, 32(1), 42-51.
- [6] Ramamoorthy, S.K., Gardoni, P. and Bracci, J.M. (2008). Seismic fragility and confidence bounds for gravity load designed reinforced concrete frames of varying height. *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 639-650.
- [7] Lupoi, G., Franchin, P., Lupoi, A. and Pinto, P.E. (2006). Seismic fragility analysis of structural systems. *Journal of Engineering Mechanics*, 132(4), 385-395.
- [8] Athanassiadou, C.J. (2008). Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation. *Engineering Structures*, 30(5), 1250-1261.
- [9] Rajeev, P. and Tesfamariam, S. (2012). Seismic fragilities for reinforced concrete buildings with consideration of irregularities. *Structural Safety*, 39, 1-13.
- [10] Gokdemir, H., Ozbasaran, H., Dogan, M., Unluoglu, E. and Albayrak, U. (2013). Effects of torsional irregularity to structures during earthquakes. *Engineering Failure Analysis*, 35, 713-717.
- [11] Favvata, M.J., Naoum, M.C. and Karayannis, C.G. (2013). Limit states of RC structures with first floor irregularities. *Structural Engineering and Mechanics: An International Journal*, 47(6), 791-818.
- [12] Konakalla, R., Chilakapati, R.D. and Raparla, H.B. (2014). Effect of vertical irregularity in multi-storied buildings under dynamic loads using linear static analysis. *International Journal of Education and Applied Research*, 5(2), 29-34.
- [13] Rafie Nazari, Y. (2017). *Seismic fragility analysis of reinforced concrete shear wall buildings*. Doctorate in Philosophy Degree in Civil Engineering. University of Ottawa, Ottawa, Canada.
- [14] Bhosale, A.S., Davis, R. and Sarkar, P. (2017). Vertical irregularity of buildings: regularity index versus seismic risk. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 3(3), 04017001.
- [15] Mwafy, A. and Khalifa, S. (2017). Effect of vertical structural irregularity on seismic design of tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(18), e1399.
- [16] Seo, J. (2018). Seismic fragility characteristics of structural populations with irregularities. *Seismic Resistant Structures*, 265, 944-954.
- [17] Mohamed Nazri, F., Kian Yern, C., Moffed Kassem, M. and Noroozinejad Farsangi, E. (2018). Assessment of structure-specific fragility curves for soft storey buildings implementing IDA and SPO approaches. *International Journal of Engineering*, 31(12), 2016-2021.
- [18] Azad, M.S., Sazzad, M.M., Samadder, N. and Rahman, M.F. (2019). Effect of setback percentages in vertically irregular concrete buildings on response to earthquake. In: *Proceedings of International Conference on Planning, Architecture and Civil Engineering*. Rajshahi, Bangladesh, 1-6.
- [19] Kouhestanian, H., Pahlavan, G., Shafaei, J. and Shamekhi Amiri, M. (2021). Probabilistic seismic assessment of RC buildings considering soft and extreme soft story irregularities subjected to main shock-aftershock sequences. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(2), 457-478.
- [20] Yazdanpanah, O., Formisano, A., Chang, M. and Mohebi, B. (2021). Fragility curves for seismic damage assessment in regular and irregular MRFs using improved wavelet-based damage index. *Measurement*, 182, 109558.
- [21] Ahmed, M.M., Abdo, M.A.B. and Mohamed, W.A.E.W. (2021). Vertical geometric irregularity effect on performance-based seismic design for moderate rise RC moment resisting frame buildings. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 1-16.
- [22] SeismoStruct. (2016). *A computer program for static and dynamic analysis of framed structures*. Available from <http://www.seismosoft.com>.
- [23] HAZUS. (1997). *Earthquake loss estimation methodology, Technical Manual*. National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., USA.
- [24] Baker, J.W. (2011). Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331.
- [25] Baker, J.W. and Lee, C. (2018). An improved algorithm for selecting ground motions to match a conditional spectrum. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(4), 708-723.
- [26] ACI 318-14. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, Washington, D. C, USA.
- [27] Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. In: *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering*. Zurich, Switzerland, 15-22.
- [28] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.

- [29] Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006). Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244-252.
- [30] Panagiotou, M., Restrepo, J.I. and Englekirk, R.E. (2006). Experimental seismic response of a full scale reinforced concrete wall building. In: *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Geneva, Switzerland, Paper no. 201.
- [31] Martinelli, P. and Filippou, F.C. (2009). Simulation of the Shaking Table Test of a Seven-Storey Shear Wall Building. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(5), 587-607.
- [32] Boore, D.M., Stewart, J.P., Seyhan, E. and Atkinson, G.M. (2014). NGA-West2 equations for predicting PGA, PGV, and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1057-1085.
- [33] Baker, J.W. and Jayaram, N. (2008). Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. *Earthquake Spectra*, 24(1), 299-317.
- [34] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [35] Baker, J.W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.