University Of Qom

Civil Infrastructure Researches

Online ISSN: 2783-140X
journal homepage: https://cer.qom.ac.ir/

Seismic Fragility Assessment of Regular and Irregular Special RC Moment-Resisting Frames Considering Nonlinear Joint Panel Effect and Soil-Foundation-Structure Interaction

Maryam Zare Aghbolagh[1], Hamed Rahman Shokrgozar[2]✉, Vahid Akrami[3]

1. Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran. E-mail: Maryam.zare@uma.ac.ir
2. Corresponding author, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran. E-mail: h_rshokrgozar@uma.ac.ir
3. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran. E-mail: v.akrami@uma.ac.ir

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:
Received 16 Jun 2026
Revised 12 Sep 2026
Accepted 13 Sep 2026
Published 15 Sep 2026

Keywords:
Special Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames, Beam-to-Column Joint, Soil-Foundation-Structure Interaction, Incremental Dynamic Analysis, Fragility Curve.

ABSTRACT

Accurate assessment of the seismic fragility of special reinforced concrete (RC) moment-resisting frames requires consideration of the factors influencing the nonlinear response of the structure. In the present study, a novel and unified framework for assessing the seismic fragility of such frames is developed, in which the effects of soil–foundation–structure interaction (SFSI), nonlinear beam-to-column joint behavior, span length, and the type and vertical location of structural irregularities are simultaneously considered. For this purpose, five-story structures were designed in accordance with the seismic provisions of the Iranian codes and ACI 318-19, and the finite-element models were developed using OpenSees. Seismic performance was evaluated through incremental dynamic analysis using a suite of far-field ground-motion records selected in accordance with FEMA P695. The maximum inter-story drift ratio was adopted as the engineering demand parameter, and the fragility curves were developed based on four seismic performance levels. The results showed that lateral stiffness irregularity in the first story had the most adverse effect on the seismic fragility of structures in both configurations. In addition, mass concentration at the first story in short-span frames and at the third story in long-span frames increased seismic vulnerability. Accordingly, it was observed that the effects of the type and location of irregularities depend on the geometric characteristics of the frame, and this dependency becomes more pronounced in the presence of SFSI and nonlinear beam-to-column joint behavior. Therefore, neglecting these factors in the seismic fragility assessment of special RC moment-resisting frames with various irregularity patterns may lead to inaccurate estimates of structural seismic vulnerability.

Cite this article: Zare Aghbolagh Maryam, Shokrgozar Hamed Rahman, Akrami Vahid. Seismic Fragility Assessment of Regular and Irregular Special RC Moment-Resisting Frames Considering Nonlinear Joint Panel Effect and Soil-Foundation-Structure Interaction. Civil Infrastructure Researches. 2026; 12(2): 1-27. https://doi.org/10.22091/cer.2026.16416.1687

Publisher: University of Qom.
© The Authors.

https://doi.org/10.22091/cer.2026.16416.1687

Introduction

Special reinforced concrete (RC) moment-resisting frames are widely used in seismic regions owing to their high ductility and energy dissipation capacity. Their design philosophy is based on preventing brittle failure mechanisms, providing adequate confinement in potential plastic hinge regions, and ensuring ductile behavior through capacity design principles.

Despite these advantages, the seismic response and performance of RC frames are influenced by several factors, including soil-foundation-structure interaction (SFSI), nonlinear beam-to-column joint behavior, span length, and structural irregularities. Stiffness and mass irregularities, which may occur at different heights of a building, can significantly alter the distribution of stiffness, strength, and seismic demands throughout the structure. Although current seismic design provisions allow mid-rise buildings with limited stiffness or mass irregularities, their effects on seismic fragility and the probability of exceeding different performance levels have not been fully quantified. Previous studies have generally investigated the effects of SFSI, nonlinear beam-to-column joint behavior, structural irregularities, and span length independently. However, the combined effects of the type and vertical location of structural irregularities, together with SFSI and nonlinear joint behavior, as well as their dependence on frame span length, have not been systematically investigated.

Within this context, fragility analysis provides an appropriate framework for quantifying the probability of exceeding predefined seismic performance levels. Therefore, the main novelty of this study lies in systematically evaluating the combined effects of SFSI, nonlinear beam-to-column joint behavior, frame span length, and the type and vertical location of stiffness and mass irregularities within a unified seismic fragility assessment framework.

Methodology

Five-story special RC moment-resisting frame buildings with an 18×18 meters squre plan were designed according to the Iranian seismic code and ACI 318-19 provisions for soil type III. A three-span frame with six meters spans and a two-span frame with nine meters spans were considered. Stiffness and mass irregularities were introduced at the first and third stories. Two-dimensional nonlinear models were developed in OpenSees, including structural members, beam-to-column joints, foundations, and supporting soil. Concrete04 and Steel02 models represented concrete and reinforcing steel, while SFSI and joint behavior were modeled using Winkler springs and the Joint2D element, respectively. Incremental dynamic analyses were performed using 15 FEMA P695 far-field records, with Sa(T1,5%) as the intensity measure. The collapse criteria were defined by excessive drift, a reduction in the IDA-curve slope, or numerical non-convergence. Fragility curves were developed for four performance levels based on drift thresholds adopted from HAZUS for mid-rise special RC moment-resisting frames with a High-Code design level. The goodness-of-fit of the lognormal distribution was evaluated using Q-Q plots and the Anderson–Darling test, confirming the adequacy of the assumed distribution. The annual failure rate and 50-year failure probability were computed by integrating the fragility curves with the seismic hazard curve using a numerical integration procedure. The reliability index (β) was calculated in accordance with the JCSS Probabilistic Model Code for the complete collapse limit state. The target reliability index recommended by JCSS for a 1-year reference period (β=4.2) was converted to an equivalent 50-year target value for comparison purposes.

Results

The results showed that considering SFSI increased the probability of exceedance across all performance levels for all structural models. This increase was more significant at the extensive damage and complete collapse states, indicating that soil flexibility amplifies the nonlinear deformation demands imposed on structural components under severe seismic loading. Frames with a span length of nine

meters exhibited greater sensitivity to SFSI than those with a span length of six meters .

In most cases, structures with lateral stiffness irregularity at the first story exhibited higher probabilities of performance-level exceedance than those with irregularity located in the upper stories. However, this trend was not consistently observed across all performance levels and frame configurations, suggesting that its influence depends strongly on span length and the degree of structural nonlinearity. Furthermore, mass irregularity increased seismic fragility relative to the corresponding regular structures for both span lengths. In short-span frames, mass concentration in the lower stories resulted in a more pronounced increase in fragility, particularly at the complete collapse limit state. In contrast, in long-span frames, the greater contribution of higher-mode effects amplified the adverse influence of mass irregularity at the third story, leading to increased fragility at certain performance levels. The probabilistic assessment results demonstrated that, across most seismic performance levels, regular structures were associated with lower probabilities of failure and greater reliability compared with structurally irregular configurations. Moreover, the results indicated that not only the type of irregularity but also its vertical location within the structure significantly affected the probability of failure and can result in considerable changes in seismic vulnerability and fragility.

The reliability assessment indicated that the reliability indices of all structural models at the complete collapse limit state were lower than the equivalent 50-year target value derived from the JCSS Probabilistic Model Code. This finding suggests that, within the framework of the present study, the investigated RC moment-resisting frame structures do not achieve the target reliability level at the complete collapse limit state. It should be noted that the reported β values and failure probabilities primarily reflect the variability of ground-motion records, while modeling uncertainties were incorporated as deterministic values. Accordingly, the results should be interpreted as conditional estimates within the framework of the selected models and parameters.

Conclusion

Overall, the findings of this study indicate that neglecting beam-to-column joint behavior and SFSI may lead to inaccurate assessments of seismic capacity, vulnerability, and structural safety. The results further demonstrate that both the type and vertical location of structural irregularities significantly influence the seismic vulnerability of RC moment-resisting frames. Therefore, the combined effects of SFSI, beam-to-column joint behavior, span length, and structural irregularities should be considered to achieve a more realistic evaluation of seismic performance and structural safety.

Funding Statement

This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

Declaration of Competing Interest

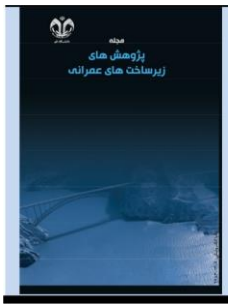
■ **No competing interests**: The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

Authors' Contributions

Maryam Zare Aghbolagh:
Conceptualization; Data curation; Formal analysis; Investigation; Methodology; Resources; Software; Validation; Visualization; Writing – original draft

Hamed Rahman Shokrgozar:
Conceptualization; Data curation; Formal analysis; Investigation; Methodology; Project administration; Resources; Software; Supervision; Validation; Visualization; Writing – original draft; Writing – review & editing.

Vahid Akrami:
Methodology; Resources; Software; Supervision; Validation; Writing – review & editing.



پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

دانشگاه قم

شاپا الکترونیکی: ۲۷۸۳-۱۴۰x

صفحه خانگی مجله: https://cer.qom.ac.ir/

ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی ویژه منظم و نامنظم با لحاظ اثر غیرخطی چشمه اتصال و اندرکنش خاک– فونداسیون– سازه

مریم زارع آقبلاغ[۱]، حامد رحمن شکرگزار[۲]✉، وحید اکرمی[۳]

۱. دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران. رایانامه: maryam.zare@uma.ac.ir

۲. نویسنده مسئول، دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران. رایانامه: h_rshokrgozar@uma.ac.ir

۳. دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران. رایانامه: v.akrami@uma.ac.ir

اطلاعات مقاله

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

تاریخ دریافت: ۱۴۰۵/۰۳/۲۶

تاریخ بازنگری: ۱۴۰۵/۰۶/۲۱

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۵/۰۶/۲۲

تاریخ انتشار: ۱۴۰۵/۰۶/۲۴

کلیدواژه‌ها:
قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه،
چشمه اتصال تیر به ستون،
اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه،
تحلیل دینامیکی افزایشی،
منحنی شکنندگی.

چکیده

ارزیابی دقیق شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه مستلزم در نظر گرفتن عوامل مؤثر بر پاسخ غیرخطی سازه‌ها است. در پژوهش حاضر، یک چارچوب یکپارچه برای ارزیابی شکنندگی این قاب‌ها ارائه شده است که اثرات اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه، رفتار غیرخطی چشمه اتصال تیر به ستون، طول دهانه قاب، نوع و محل قرارگیری نامنظمی‌های سازه‌ای در ارتفاع به صورت همزمان در نظر گرفته می‌شوند. سازه‌های پنج طبقه براساس ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌های ایران و ACI318-19 طراحی و در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده‌اند. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی و مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل دستورالعمل FEMA P695 انجام شده و حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای به‌عنوان تقاضای لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. در ادامه، منحنی‌های شکنندگی برای چهار سطح عملکرد استخراج گردیده‌اند. نتایج به‌دست آمده نشان داد که نامنظمی سختی جانبی در طبقه اول، در هر دو پیکربندی قاب، بیشترین اثر نامطلوب را بر شکنندگی لرزه‌ای سازه دارد. همچنین، درقاب‌های با دهانه کوتاه، تمرکز جرم در طبقه اول و در قاب‌های با دهانه بلند، تمرکز جرم در طبقه سوم، موجب افزایش آسیب‌پذیری لرزه‌ای شد. بر این اساس، ملاحظه شد که اثر نوع و محل وقوع نامنظمی‌ها به مشخصات هندسی قاب وابسته است و این وابستگی در حضور اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه و رفتار غیرخطی چشمه اتصال تیر به ستون افزایش می‌یابد. نادیده گرفتن این عوامل در ارزیابی شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه با الگوهای مختلف نامنظمی می‌تواند به برآورد نادرستی از آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه منجر شود.

استناد: زارع آقبلاغ مریم، شکرگزار حامد رحمن، اکرمی وحید. ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی ویژه منظم و نامنظم با لحاظ اثر غیرخطی چشمه اتصال و اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه. *پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی*. ۱۴۰۵؛ ۱۲(۲): ۱-۲۷.
https://doi.org/10.22091/cer.2026.16416.1687

ناشر: دانشگاه قم.

© نویسندگان.

شناسه دیجیتال: https://doi.org/10.22091/cer.2026.16416.1687

۱- مقدمه

سازه‌های بتن‌آرمه، به‌ویژه قاب‌های خمشی، از سیستم‌های متداول مقاوم در برابر بارهای جانبی در مناطق لرزه‌خیز محسوب می‌شوند. عملکرد لرزه‌ای این قاب‌ها نه تنها به طراحی و جزئیات‌گذاری اعضای سازه، بلکه به رفتار غیرخطی چشمه اتصال تیر به ستون، نحوه انتقال نیرو و تغییرشکل این نواحی نیز وابسته است. در میان انواع مختلف قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، قاب‌های خمشی ویژه با هدف تأمین شکل‌پذیری بالا، ظرفیت مناسب اتلاف انرژی و جلوگیری از وقوع شکست‌های ترد توسعه یافته‌اند.

مفهوم قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه نخستین بار در دهه ۱۹۶۰ میلادی در ایالات متحده و در مطالعات بلوم[1] و همکاران مطرح شد. با گسترش مطالعات آزمایشگاهی و شناخت رفتار سازه‌های بتن‌آرمه تحت زلزله‌های شدید، وقوع آسیب‌هایی نظیر شکست برشی ستون‌ها، خرابی چشمه اتصال، کمانش آرماتورهای طولی، محصورشدگی ناکافی بتن و تشکیل مکانیزم‌های نامطلوب خرابی، ضرورت تدوین ضوابط ویژه برای طراحی لرزه‌ای این سیستم‌ها را آشکار ساخت [۱].

در این راستا، آیین‌نامه UBC در سال ۱۹۷۳ برای نخستین بار به‌کارگیری الزامات و جزئیات ویژه لرزه‌ای را برای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا الزامی کرد. این ضوابط، زمینه‌ساز شکل‌گیری رویکردی نظام‌مند در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه شد و در آیین‌نامه‌هایی نظیر ACI 318، توسعه یافت. فلسفه اصلی طراحی این قاب‌ها بر مبنای جلوگیری از شکست‌های ترد، تأمین محصورشدگی کافی در نواحی بحرانی، کنترل رفتار چشمه اتصال و هدایت سازه به سمت تشکیل مکانیزم‌های شکل‌پذیر و قابل‌پیش‌بینی است. در این سیستم‌ها انتظار می‌رود تغییرشکل‌های غیرخطی عمدتا در نواحی کنترل‌شده، به‌ویژه در انتهای تیرها، متمرکز شوند؛ در حالی‌که ستون‌ها و نواحی اتصال باید از ظرفیت کافی برای تحمل نیروهای ناشی از زلزله برخوردار باشند. به این دلیل، طراحی مناسب و جزئیات‌گذاری دقیق، نقش تعیین‌کننده‌ای در کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای و افزایش ایمنی ساختمان‌های بتن‌آرمه در مناطق لرزه‌خیز ایفا می‌کند [۱].

با توجه به پیچیدگی رفتارهای غیرخطی و وجود عدم قطعیت‌های متعدد در ویژگی‌های سازه و تحریک لرزه‌ای، ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها اهمیت ویژه‌ای پیدا کرده است. در این راستا، تحلیل شکنندگی[2]، یکی از روش‌های متداول برای ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری سازه‌ها در برابر مخاطرات طبیعی مختلف، از جمله زلزله، است. این روش با ارائه احتمال فراگذشت از سطوح مختلف عملکردی در شدت‌های لرزه‌ای مشخص، امکان ارزیابی و مقایسه عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را فراهم می‌سازد. مفهوم شکنندگی برای اولین بار توسط کندی[3] و همکاران در زمینه ارزیابی ایمنی نیروگاه‌های هسته‌ای مطرح شد [۲]. این مفهوم، در سال ۱۹۹۳ توسط کرچر و مارتین[4] توسعه یافت و به طور گسترده در ارزیابی سایر سازه‌های عمرانی از جمله ساختمان‌های بتن‌آرمه مورد استفاده قرار گرفت [۳]. تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA[5]) نیز یکی از روش‌های متداول برای تولید داده‌های مورد نیاز برای استخراج منحنی‌های شکنندگی است.

مطالعات انجام شده در زمینه شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه را می‌توان از جنبه‌های مختلف، از جمله ویژگی‌های تحریک لرزه‌ای و مشخصات سازه بررسی کرد. به عنوان نمونه، کلانتری و روح‌بخش، منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه چهار، هشت و ۱۵

[1]- Blume

[2]- Fragility analysis
[3]- Kennedy
[4]- Kircher anad Martin
[5]- Incremental Dynamic Analysis

طبقه را تحت پس‌لرزه‌های ایجاد شده پس از زلزله اصلی ارزیابی کردند [۵]. در پژوهشی دیگر نیز عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های چهار طبقه دارای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه واقع در استرالیا مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این منظور، منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌ها تحت اثر زلزله‌های با مدت زمان طولانی، نزدیک گسل و دور از گسل توسعه داده شد. نتایج به‌دست آمده نشان داد که این سازه‌ها در برابر زلزله‌های با مدت زمان طولانی و نیز حرکات نزدیک گسل، در مقایسه با زلزله‌های دور از گسل آسیب‌پذیری بیشتری از خود نشان می‌دهند [۶]. نائیل[6] و همکاران، احتمال شکنندگی ساختمان‌های مسکونی با سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتن‌آرمه با ارتفاع متوسط واقع در قاهره مصر را ارزیابی نمودند [۷].

در گروه دیگری از مطالعات، مشخصات پیکربندی سازه و به‌خصوص نامنظمی‌های سازه‌ای مورد توجه قرار گرفته است. محققان منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه سه‌بعدی منظم و نامنظم را مقایسه کردند [۸]. قانم[7] و همکاران آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه دارای نامنظمی در پلان و نامنظمی جرمی را برررسی کردند و نشان دادند که نامنظمی‌های سازه‌ای می‌توانند آسیب‌پذیری لرزه‌ای را به طور قابل‌توجهی افزایش دهند [۹]. بلاسی[8] و همکاران پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه چهار طبقه با انواع مختلف نامنظمی، از جمله تغییر ارتفاع طبقات، جرم و هندسه کف را بررسی کردند. نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد که نوع نامنظمی تأثیر قابل توجهی بر شتاب‌های طبقات، جابه‌جایی طبقات و همچنین شتاب طیفی متناظر با فروریزش سازه دارد [۱۰]. پژوهشگران شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه منظم و نامنظم را با در نظر گرفتن ترکیبی از نامنظمی سختی و جرم تحت زلزله‌های منفرد و متوالی مقایسه کردند و نشان دادند که سازه‌های نامنظم در شدت‌های لرزه‌ای پایین‌تری نسبت به سازه‌های منظم به حد فروریزش می‌رسند [۱۱]. در تحقیقی دیگر، با مقایسه منحنی‌های شکنندگی، تأثیر نامنظمی طبقه نرم بر شکنندگی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه چهار طبقه ارزیابی گردید [۱۲].

علاوه بر ویژگی‌های ذاتی سازه، اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه (SFSI[9]) نیز می‌تواند بر پاسخ لرزه‌ای و در نتیجه، آسیب‌پذیری قاب‌های بتن‌آرمه تأثیرگذار باشد و ویژگی‌های دینامیکی مؤثر سیستم را نسبت به فرض حالت پایه صلب تغییر دهد. با توسعه روش‌های تحلیلی و ابزارهای محاسباتی، مطالعات مرتبط با اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه به یکی از موضوعات مهم در ارزیابی و طراحی لرزه‌ای سازه‌ها تبدیل شده است. راجیو و تسفاماریام[10] تأثیر اندرکنش خاک- سازه و عدم قطعیت مشخصات خاک را بر آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه سه، پنج و نه طبقه دارای سه دهانه و رفتار غیرشکل‌پذیر بررسی کردند. نتایج نشان داد که در نظر گرفتن اندرکنش خاک- سازه، در مقایسه با فرض پایه صلب، می‌تواند تأثیر قابل‌توجهی بر شکنندگی سازه‌ها داشته باشد [۱۳]. حق‌اللهی و بهنام‌فر، عملکرد فروریزشی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه چهار، هشت، ۱۲ و ۱۶ طبقه را بر روی خاک‌های سخت، متوسط و نرم ارزیابی کردند و نشان دادند که لحاظ اندرکنش خاک- سازه با کاهش شتاب طیفی متناظر با فروریزش و افزایش احتمال فروریزش همراه است [۱۴]. محمدی و تحقیقی نیز با استفاده از روش تیر بر روی پی غیرخطی وینکلر (BNWF[11])، تأثیر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه را بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی ویژه بررسی کردند [۱۵]. محققان، منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های بتن‌آرمه موجود را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک- سازه و اثرات بزرگنمایی ساختگاه

[6]- Naiel
[7]- Ghanem
[8]- Blasi
[9]- Soil-Foundation-Structure Interaction
[10]- Rajeev and Tesfamariam
[11]- Beam on Nonlinear Winkler Foundation

توسعه دادند [۱۶]. آقابابایی و همکاران علاوه بر اندرکنش خاک- سازه، عدم قطعیت‌های سازه‌ای و خاک را به صورت هم‌زمان در ارزیابی شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه چهار طبقه واقع بر خاک نرم لحاظ کردند [۱۷]. کیان‌فر و محمدنژاد، روش کاهش دامنه را برای تحلیل مستقیم اندرکنش خاک- سازه توسعه داده و با به‌کارگیری آن، رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه با ارتفاع‌های مختلف را ارزیابی کردند [۱۸]. پاندا[۱۲] و همکاران، شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه شکل‌پذیر با ارتفاع‌های کوتاه، متوسط و بلند را با در نظر گرفتن اندرکنش غیرخطی خاک- سازه بررسی کردند. نتایج بیانگر آن بود که با نرم‌تر شدن خاک، آسیب‌پذیری سازه افزایش می‌یابد [۱۹]. در پژوهشی دیگر، تأثیر اندرکنش خاک- سازه بر احتمال شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با تعداد طبقات مختلف و با استفاده از ۲۱ رکورد زلزله ارزیابی شد. یافته‌های این مطالعه، حاکی از آن بود که در نظر گرفتن اندرکنش خاک- سازه می‌تواند احتمال وقوع خسارت در سازه را افزایش دهد [۲۰].

مرور مطالعات پیشین نشان می‌دهد که نامنظمی‌های سازه‌ای و اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه، هریک به‌طور مستقل، نقش مهمی در ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه دارند. با این حال، بررسی جامع و یکپارچه، تأثیر نامنظمی در کنار اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه و رفتار غیرخطی چشمه اتصال تیر به ستون صورت نگرفته است. در بسیاری از مطالعات، تأثیر نامنظمی سازه‌ای فقط از طریق مقایسه کلی سازه‌های منظم و نامنظم ارزیابی شده و نقش نوع و محل وقوع نامنظمی در ارتفاع سازه کم‌تر مورد توجه قرار گرفته است. همچنین، وابستگی این اثر به ویژگی‌های هندسی قاب، از جمله طول دهانه و چگونگی تغییر آن در حضور اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه به طور جامع تبیین نشده است. به‌علاوه، در اغلب مطالعات، رفتار غیرخطی چشمه اتصال تیر به ستون به طور صریح در مدل‌سازی لحاظ نشده است. این در حالی است که رفتار این نواحی می‌تواند بر توزیع تغییرشکل‌های غیرخطی، مکانیزم خرابی و احتمال فراگذشت از سطوح مختلف عملکردی تأثیرگذار باشد.

بدین ترتیب، فقدان مطالعه‌ای واقع‌نگر و جامع که اثر نوع و محل وقوع نامنظمی‌های سختی جانبی و جرمی را بر شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه، با لحاظ هم‌زمان اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه، رفتار غیرخطی چشمه اتصال تیر به ستون و تفاوت در پیکربندی هندسی قاب، بررسی کرده باشد، به عنوان شکاف پژوهشی موجود قابل طرح می‌باشد. در واقع، نوآوری و هدف اصلی پژوهش حاضر نه در مقایسه صرف آسیب‌پذیری قاب نامنظم نسبت به قاب منظم، بلکه در شناسایی این موضوع است که نوع و محل وقوع نامنظمی چگونه بر شکنندگی لرزه‌ای قاب اثر می‌گذارد و آیا شدت این اثر با تغییر طول دهانه قاب، شرایط اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه و لحاظ رفتار غیرخطی چشمه اتصال تیر به ستون تغییر می‌کند یا خیر.

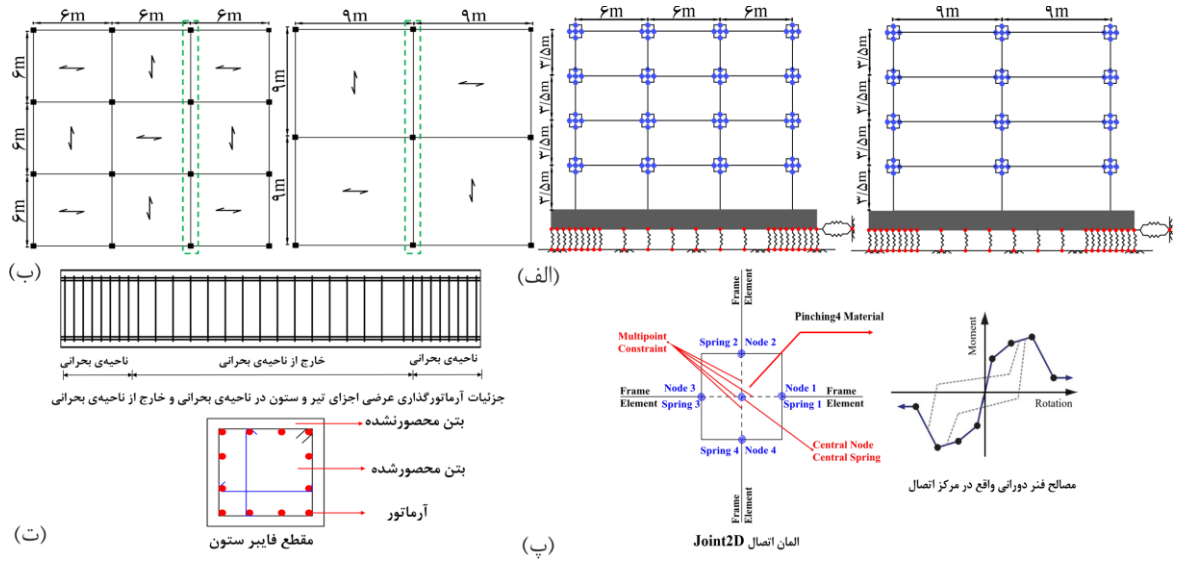
در این راستا، ساختمان‌های پنج طبقه با سطح شکل‌پذیری ویژه، واقع بر خاک نوع III، مطابق با ضوابط طراحی لرزه‌ای آیین‌نامه‌های ایران و ACI318-19، در دو پیکربندی هندسی متفاوت شامل قاب سه دهانه با طول دهانه شش متر و قاب دو دهانه با طول دهانه نه متر طراحی شده‌اند [۲۱]. نامنظمی سختی جانبی از طریق افزایش ارتفاع طبقه و ایجاد طبقه نرم، و نامنظمی جرمی از طریق افزایش جرم طبقه در طبقه اول یا سوم ایجاد شده است. در مدل‌سازی عددی، رفتار غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی سازه و همچنین رفتار غیرخطی چشمه اتصال تیر به ستون لحاظ شده و اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه با استفاده از مدل BNWF شبیه‌سازی شده است. سپس، با انجام تحلیل IDA تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل، احتمال فراگذشت از

[12]- Panda

سطوح مختلف عملکرد لرزه‌ای استخراج و نتایج مدل‌های مختلف با یکدیگر مقایسه شده است. براساس نتایج به‌دست آمده، اثر نامنظمی‌های سختی جانبی و جرمی، نقش محل وقوع آن‌ها و وابستگی اثرات نامنظمی به طول دهانه و شرایط اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه مورد بررسی قرار گرفته است. این همان حلقه مفقوده‌ای است که در مطالعات پیشین کم‌تر به صورت هم‌زمان و نظام‌مند بررسی شده است.

۲- جزئیات مدل انتخابی

در این پژوهش، یک ساختمان پنج طبقه با پلانی به ابعاد ۱۸×۱۸ مترمربع، با سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری ویژه واقع بر روی خاک نوع III در دو پیکربندی متفاوت از نظر طول دهانه طراحی شده است. بار مرده طبقات و بام برابر ۵/۶ کیلونیوتون بر مترمربع و بار زنده طبقات و بام به ترتیب برابر با ۲/۵ و ۱/۵ کیلونیوتون بر مترمربع در نظر گرفته شده است. برای ارزیابی اثر نامنظمی در ارتفاع، دو نوع از متداول‌ترین نامنظمی‌ها در ساختمان‌های متعارف شامل نامنظمی سختی جانبی (سازه دارای طبقه نرم) و نامنظمی جرمی، بررسی شده است. در مدل سازه منظم، ارتفاع تمامی طبقات برابر ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. در حالی که در سازه‌های دارای طبقات نرم (در طبقه اول یا سوم) این ارتفاع به ۴/۲ متر افزایش یافته است. این افزایش به‌گونه‌ای تنظیم شده است که نسبت سختی جانبی طبقه مورد نظر به طبقه بالایی کم‌تر از ۰/۷ باشد تا مدل مورد نظر در محدوده نامنظمی سختی جانبی قرار گیرد (در مدل‌های مورد بررسی، این نسبت سختی برابر ۰/۶۲ به‌دست آمده است). برای ایجاد نامنظمی جرمی در طبقه اول یا سوم، با ثابت ماندن بار دیوارها و تیغه‌ها، بار مرده به مقدار ۱۶ کیلونیوتن بر مترمربع و بار زنده به مقدار ۷/۵ کیلونیوتن بر مترمربع افزایش داده شده است، به طوری که مطابق الزامات آیین‌نامه‌ای، نسبت جرم طبقه مورد نظر نسبت به طبقه مجاور بیشتر از ۱/۵ باشد (در مدل‌های مفروض، این نسبت تقریبا برابر ۲ لحاظ شده است). شکل ۱- الف الی ت، جزئیات نمای این سازه‌ها، طول دهانه‌ها، پلان و راستای محور قاب انتخاب شده را نشان می‌دهد. محل احداث سازه در منطقه‌ای با خطر نسبی بسیار زیاد بوده و طراحی ساختمان‌های مفروض براساس آیین‌نامه‌های ایران و ACI318-19 انجام گرفته است که نتایج طراحی در جدول‌های ۱ الی ۵ ارائه شده‌اند.



شکل ۱- (الف) نمای قاب‌های ساختمان پنج طبقه با طول دهانه ۶-۶-۶ متر و ۹-۹ متر همراه با مدل اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه (مدل BNWF) [۲۲]، (ب) پلان ساختمان، (پ) جزئیات مدل اتصال Joint2D [۲۳] و مدل رفتاری مصالح pinching4 و (ت) جزئیات آرماتورگذاری عرضی اجزای تیر و ستون در ناحیه‌ی بحرانی و میانی و مقطع فایبر

جدول ۱- ابعاد و آرماتورهای طولی و عرضی تیرها و ستون‌های قاب خمشی ویژه منظم با طول دهانه شش و نه متر

طول دهانه	طبقات	ستون‌ها				تیرها				
		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی (mm^2)	آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی شبکه (mm^2)		آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)	
				بحرانی	میانی		فوقانی	تحتانی	بحرانی	میانی
۶ متر	۱	۶۵۰×۶۵۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۵۰×۶۰۰	۱۹۰۱	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۵۷
	۲	۶۵۰×۶۵۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۵۰×۶۰۰	۲۲۱۵	۱۵۸۷	۲/۳۶	۰/۵۷
	۳	۶۰۰×۶۰۰	۷۶۰۳	۶/۰۳	۳/۶۲	۵۰۰×۵۵۰	۲۲۱۵	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۶۳
	۴	۶۰۰×۶۰۰	۷۶۰۳	۶/۰۳	۳/۶۲	۵۰۰×۵۵۰	۱۹۰۱	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۶۳
	۵	۵۰۰×۵۰۰	۵۰۲۷	۴/۵۲	۳/۳۹	۴۰۰×۴۵۰	۱۲۷۲	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۷۹
۹ متر	۱	۷۵۰×۷۵۰	۱۴۷۷۸	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۰۴۳	۲۰۶۲	۱/۸۸	۰/۷۹
	۲	۷۵۰×۷۵۰	۱۴۷۷۸	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۵۳۴	۲۰۶۲	۱/۸۸	۰/۷۹
	۳	۷۰۰×۷۰۰	۱۱۷۸۱	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۵۳۴	۲۰۶۲	۱/۸۸	۰/۷۹
	۴	۷۰۰×۷۰۰	۱۱۷۸۱	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۵۳۴	۲۰۶۲	۱/۸۸	۰/۷۹
	۵	۶۵۰×۶۵۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۰۰×۶۰۰	۲۵۵۲	۱۵۷۱	۱/۸۸	۰/۵۷

جدول ۲- ابعاد و آرماتورهای طولی و عرضی تیرها و ستون‌های قاب خمشی نامنظم سختی جانبی طبقه اول

طول دهانه	طبقات	ستون‌ها				تیرها				
		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی (mm^2)	آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی شبکه (mm^2)		آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)	
				بحرانی	میانی		فوقانی	تحتانی	بحرانی	میانی
۶ متر	۱	۶۵۰×۶۵۰	۱۰۷۹۹	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۵۰×۶۰۰	۲۰۹۲	۱۳۹۹	۲/۳۶	۰/۵۷
	۲	۶۵۰×۶۵۰	۱۰۷۹۹	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۵۰×۶۰۰	۲۴۳۷	۱۷۴۶	۲/۳۶	۰/۵۷
	۳	۶۰۰×۶۰۰	۸۲۱۱	۶/۰۳	۳/۶۲	۵۰۰×۵۵۰	۲۴۳۷	۱۳۹۹	۲/۳۶	۰/۶۳
	۴	۶۰۰×۶۰۰	۸۲۱۱	۶/۰۳	۳/۶۲	۵۰۰×۵۵۰	۲۰۵۳	۱۳۷۴	۲/۳۶	۰/۶۳
	۵	۵۰۰×۵۰۰	۵۴۳۰	۴/۵۲	۳/۳۹	۴۰۰×۴۵۰	۱۳۷۴	۱۳۷۴	۲/۳۶	۰/۷۹
۹ متر	۱	۸۰۰×۸۰۰	۱۶۲۵۶	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۳۴۷	۲۲۶۸	۱/۸۸	۰/۷۹
	۲	۸۰۰×۸۰۰	۱۶۲۵۶	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۸۸۷	۲۲۶۸	۱/۸۸	۰/۷۹
	۳	۷۵۰×۷۵۰	۱۲۷۲۳	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۸۸۷	۲۲۶۸	۱/۸۸	۰/۷۹
	۴	۷۵۰×۷۵۰	۱۲۷۲۳	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۸۱۶	۲۲۲۷	۱/۸۸	۰/۷۹
	۵	۷۰۰×۷۰۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۰۰×۶۰۰	۲۷۵۶	۱۶۹۷	۱/۸۸	۰/۵۷

مشخصات خاک نوع III به‌کار رفته در اطراف فونداسیون مطابق جدول ۶ می‌باشد. فونداسیون هریک از ساختمان‌ها به صورت نواری و با ضریب اطمینان ۳ طراحی شده است. ابعاد فونداسیون‌های نواری شامل طول، عرض و ضخامت به ترتیب برابر ۲۰، ۲ و ۰/۷ متر است. ظرفیت باربری نهایی فونداسیون‌های واقع بر خاک نوع III با استفاده از روابط مایرهوف[13] (رابطه (۱)) محاسبه گردیده است [۲۴]:

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c + qN_q S_q d_q + 0.5gBN_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (۱)$$

که در آن، q_{ult} ظرفیت باربری نهایی، C ضریب چسبندگی خاک، q سربار ناشی از خاک در بالای تراز کف فونداسیون ($q=\gamma D_f$)، D_f فاصله‌ی قائم از سطح زمین تا تراز کف پی، N_c، N_q و N_γ ضرایب ظرفیت باربری

[13]- Meyerhof

مایرهوف، S_c، S_q و S_γ ضرایب شکل مایرهوف، γ وزن مخصوص خاک، d_c، d_q و d_γ ضرایب عمق مایرهوف و B عرض فونداسیون است.

جدول ۳- ابعاد و آرماتورهای طولی و عرضی تیرها و ستون‌های قاب خمشی نامنظم سختی جانبی طبقه سوم

طول دهانه	طبقات	ستون‌ها				تیرها				
		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی (mm^2)	آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی شبکه (mm^2)		آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)	
				بحرانی	میانی		فوقانی	تحتانی	بحرانی	میانی
۶ متر	۱	۷۰۰×۷۰۰	۱۲۳۱۵	۶/۰۳	۳/۰۲	۶۰۰×۶۰۰	۱۹۰۱	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۵۷
	۲	۷۰۰×۷۰۰	۱۲۳۱۵	۶/۰۳	۳/۰۲	۶۰۰×۶۰۰	۲۲۱۵	۲۲۱۵	۲/۳۶	۰/۵۷
	۳	۶۵۰×۶۵۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۵۰×۵۵۰	۱۹۰۱	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۶۳
	۴	۶۵۰×۶۵۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۵۰×۵۵۰	۱۹۰۱	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۶۳
	۵	۵۵۰×۵۵۰	۶۰۸۲	۴/۵۲	۲/۷۱	۴۵۰×۴۵۰	۱۲۷۲	۱۰۱۸	۲/۳۶	۰/۷۹
۹ متر	۱	۸۵۰×۸۵۰	۱۹۳۰۱	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۰۴۳	۲۰۶۲	۱/۸۸	۰/۷۹
	۲	۸۵۰×۸۵۰	۱۹۳۰۱	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۵۳۴	۲۰۶۲	۱/۸۸	۰/۷۹
	۳	۸۰۰×۸۰۰	۱۴۷۷۸	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۵۳۴	۲۰۶۲	۱/۸۸	۰/۷۹
	۴	۸۰۰×۸۰۰	۱۴۷۷۸	۶/۰۳	۳/۰۲	۷۰۰×۷۵۰	۳۵۳۴	۲۰۶۲	۱/۸۸	۰/۷۹
	۵	۷۰۰×۷۰۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۶۲	۵۰۰×۶۰۰	۲۵۵۳	۱۵۷۱	۱/۸۸	۰/۵۷

جدول ۴- ابعاد و آرماتورهای طولی و عرضی تیرها و ستون‌های قاب خمشی نامنظم جرمی طبقه اول

طول دهانه	طبقات	ستون‌ها				تیرها				
		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی (mm^2)	آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی شبکه (mm^2)		آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)	
				بحرانی	میانی		فوقانی	تحتانی	بحرانی	میانی
۶ متر	۱	۷۰۰×۷۰۰	۱۲۳۱۵	۶/۰۳	۳/۰۲	۶۰۰×۶۰۰	۲۴۶۹	۱۸۴۱	۳/۱۴	۰/۵۷
	۲	۷۰۰×۷۰۰	۱۲۳۱۵	۶/۰۳	۳/۰۲	۶۰۰×۶۰۰	۲۱۵۵	۱۵۲۷	۳/۱۴	۰/۵۷
	۳	۶۵۰×۶۵۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۵۰×۶۰۰	۱۹۰۱	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۶۳
	۴	۶۵۰×۶۵۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۵۵۰×۶۰۰	۱۹۰۱	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۶۳
	۵	۵۵۰×۵۵۰	۶۰۸۲	۴/۵۲	۲/۷۱	۴۵۰×۴۵۰	۱۲۷۲	۱۰۱۸	۲/۳۶	۰/۷۹
۹ متر	۱	۸۵۰×۸۵۰	۱۹۳۰۱	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۵۰×۷۵۰	۴۷۹۲	۳۵۶۱	۲/۰۹	۰/۴۸
	۲	۸۵۰×۸۵۰	۱۹۳۰۱	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۵۰×۷۵۰	۳۷۵۳	۲۲۸۱	۲/۵۱	۰/۷۹
	۳	۸۰۰×۸۰۰	۱۴۷۷۸	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۵۰×۷۵۰	۳۷۵۳	۲۲۸۱	۲/۵۱	۰/۷۹
	۴	۸۰۰×۸۰۰	۱۴۷۷۸	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۵۰×۷۵۰	۳۷۵۳	۲۲۸۱	۲/۵۱	۰/۷۹
	۵	۷۰۰×۷۰۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۶۲	۵۰۰×۶۰۰	۲۳۹۲	۱۹۰۱	۱/۸۸	۰/۷۹

۳- جزئیات مدل‌سازی با نرم‌افزار OpenSees

در این پژوهش، مدل‌سازی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، اتصالات تیر به ستون، فونداسیون و خاک با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees انجام شده است [۲۵]. برای انجام تحلیل‌های IDA، اثرات غیرخطی مصالح و هندسه مطابق با بخش‌های زیر لحاظ شده‌اند.

۳-۱- مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها

برای در نظر گرفتن اثر فاصله آرماتورهای عرضی در نواحی بحرانی و میانی تیرها و ستون‌های قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه، هر المان تیر و ستون به سه ناحیه مطابق شکل ۱- ت تقسیم شده و با استفاده از المان تیر ستون غیرخطی و مقطع فایبر مدل‌سازی شده است. مدل مصالح concrete04 برای لحاظ رفتار تنش- کرنش بتن

محصورشده (هسته) و محصورنشده (پوشش) و Steel02 برای بیان رفتار فولاد آرماتورها به‌کار رفته است. برای لحاظ اثر محصورشدگی بتن در مقطع فایبر، منحنی تنش- کرنش بتن هسته با استفاده از روابط ارائه شده توسط مندر تعیین شده است [۲۶].

جدول ۵- ابعاد و آرماتورهای طولی و عرضی تیرها و ستون‌های قاب خمشی نامنظم جرمی طبقه سوم

طول دهانه	طبقات	ستون‌ها				تیرها				
		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی (mm^2)	آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)		ابعاد (mm^2)	آرماتور طولی شبکه (mm^2)		آرماتور عرضی (A_v/s) (mm^2/mm)	
				بحرانی	میانی		فوقانی	تحتانی	بحرانی	میانی
۶ متر	۱	۷۰۰×۷۰۰	۱۲۳۱۵	۶/۰۳	۳/۰۲	۶۰۰×۶۰۰	۱۹۰۱	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۵۷
	۲	۷۰۰×۷۰۰	۱۲۳۱۵	۶/۰۳	۳/۰۲	۶۰۰×۶۰۰	۲۲۱۵	۱۳۳۲	۲/۳۶	۰/۵۷
	۳	۶۵۰×۶۵۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۶۰۰×۶۰۰	۲۵۲۹	۱۳۳۲	۲/۳۶	۰/۵۷
	۴	۶۵۰×۶۵۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۰۲	۶۰۰×۶۰۰	۱۹۰۱	۱۲۷۲	۲/۳۶	۰/۵۷
	۵	۵۵۰×۵۵۰	۶۰۸۲	۴/۵۲	۲/۷۱	۴۵۰×۴۵۰	۱۲۷۲	۱۰۱۸	۲/۳۶	۰/۷۹
۹ متر	۱	۸۵۰×۸۵۰	۱۹۳۰۱	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۵۰×۷۵۰	۳۲۶۳	۲۲۸۱	۲/۵۱	۰/۷۹
	۲	۸۵۰×۸۵۰	۱۹۳۰۱	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۵۰×۷۵۰	۳۷۵۳	۲۲۸۱	۲/۵۱	۰/۷۹
	۳	۸۰۰×۸۰۰	۱۴۷۷۸	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۵۰×۷۵۰	۵۴۰۸	۳۲۶۳	۲/۰۹	۰/۴۸
	۴	۸۰۰×۸۰۰	۱۴۷۷۸	۶/۰۳	۳/۶۲	۷۵۰×۷۵۰	۳۷۵۳	۲۲۸۱	۲/۵۱	۰/۷۹
	۵	۷۰۰×۷۰۰	۹۸۱۷	۶/۰۳	۳/۶۲	۵۰۰×۶۰۰	۲۳۹۲	۱۹۰۱	۱/۸۸	۰/۷۹

جدول ۶- مشخصات خاک نوع III

نوع خاک	γ (kN/m^3)	ϕ	υ	V_s (m/s)	C (kPa)
III	۱۸	۴۲	۰/۴	۲۷۵	۱۵

۳-۲- مدل‌سازی اتصالات تیر به ستون

چشمه اتصال تیر به ستون بخشی از ستون است که بین تیرهای متصل به گره اتصال محصور شده و به عنوان یک ناحیه‌ی بحرانی در سازه‌های بتن‌آرمه شناخته می‌شود. این ناحیه نقش بسیار مهمی در مقاومت در برابر بارهای جانبی ایفا کرده و تأثیر قابل توجهی در یکپارچگی و پایداری سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی دارد. ابعاد اتصالات، جزئیات آرماتورگذاری و مکانیزم‌های فرض شده برای انتقال بارهای لرزه‌ای از عوامل کلیدی در عملکرد اتصالات تیر به ستون می‌باشند. در صورت طراحی نامناسب، این ناحیه می‌تواند به ضعیف‌ترین حلقه سازه تبدیل شده و ایمنی و خدمت‌رسانی کل سازه را به خطر بیندازد. بنابراین، شکست در این اتصالات می‌تواند نقطه آغازین خرابی پیش‌رونده در سازه باشد. در بسیاری از مطالعات، اتصالات تیر به ستون به صورت صلب مدل‌سازی شده و اثر واقعی آن‌ها در مدل‌سازی‌ها لحاظ نمی‌گردد. در این پژوهش، برای لحاظ اثر اتصالات از المان Joint2D (شکل ۱- پ) که توسط آلتونتاش[14] ارائه گردیده، استفاده شده است [۲۳]. همان‌طورکه در شکل ۱- پ نشان داده شده است، این المان شامل پنج مولفه اصلی است که به صورت یک متوازی‌الاضلاع، گره‌های چهار سوی خود را به گره میانی متصل می‌کنند. همچنین این المان دارای پنج فنر دورانی به شرح زیر می‌باشد:

۱- چهار فنر دورانی به طول صفر واقع در فصل مشترک اتصالات تیر به ستون برای شبیه‌سازی دوران‌های انتهای عضو بر اثر رفتار پیوستگی- لغزش[15].

۲- یک فنر دورانی مرکزی برای شبیه‌سازی تغییرشکل برشی چشمه اتصال.

[14]- Altoontash
[15]- Bond-slip

برای مدل‌سازی رفتار برشی چشمه اتصال، از الگوریتم تئوری میدان فشاری اصلاح‌شده (MCFT[۱۶]) استفاده شده است [۲۷]. این الگوریتم، رابطه تنش- کرنش برشی چشمه اتصال را تولید می‌کند. سپس با ضرب تنش‌های برشی حاصل از آن در حجم مؤثر و بازوی داخلی، رابطه لنگر- دوران چشمه اتصال استخراج می‌گردد. در نهایت، یک فنر دورانی با مصالح Pinching4 (شکل ۱- پ) در برنامه OpenSees تعریف شده و پارامترهای آن به گونه‌ای کالیبره می‌شوند تا این رابطه لنگر- دوران را بازتولید کند.

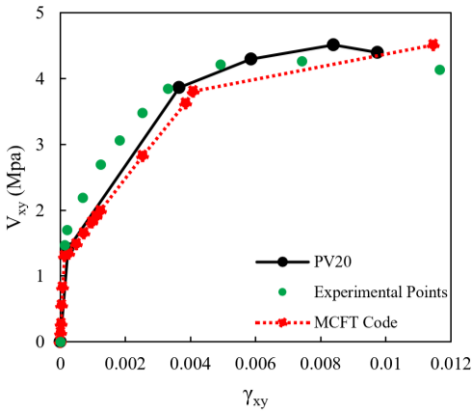
۳-۳- مدل‌سازی اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه

یکی از پرکاربردترین روش‌ها در مدل‌سازی اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه، مدل تیر BNWF است [۲۲]. در این پژوهش نیز از این روش برای مدل‌سازی اثرات اندرکنش در تحلیل‌های عددی استفاده شده است. در این مدل، فونداسیون سطحی دوبعدی به صورت یک تیر ارتجاعی توسط المان‌های یک‌بعدی تیر- ستون با سه درجه آزادی در هر گره مدل‌سازی می‌شود که توسط تعدادی فنر وینکلر نگهداری شده است. هر فنر وینکلر مستقل از سایر فنرها بوده و به صورت المان‌های یک‌بعدی با طول صفر در نظر گرفته می‌شوند و قادر به مدل‌سازی رفتار قائم، خمشی و جانبی هستند. مشخصات سختی و میرایی فنرها بر مبنای روابط گازتاس محاسبه شده است [۲۸].

۴- صحت‌سنجی

در این پژوهش، به منظور تعیین پارامترهای مصالح Pinching4، کد MCFT توسط نویسندگان در نرم‌افزار متلب پیاده‌سازی شده است. برای ارزیابی دقت این کد، نتایج به‌دست آمده با داده‌های آزمایشگاهی نمونه PV20 مرجع [۲۷] مقایسه و صحت‌سنجی گردیده است. نتایج این مقایسه در نمودار شکل ۲ ارائه شده است. براساس نتایج حاصل، مقاومت نهایی نمونه آزمایشگاهی PV20 حدود ۴/۱۴ مگاپاسکال و مقاومت پیش‌بینی شده توسط MCFT حدود ۴/۵ مگاپاسگال است. اختلاف نسبی مقاومت نهایی حدود ۸/۷۰ درصد به‌دست می‌آید. بنابراین، MCFT توانسته است مقاومت نهایی نمونه را با دقت مناسبی پیش‌بینی کند.

همچنین، برای اطمینان از صحت و دقت فرآیند مدل‌سازی و اعتبار نتایج تحلیل قاب‌های خمشی در نرم‌افزار OpenSees، مدل اتصال به‌کار رفته در این مقاله مدل Joint2D، با استفاده از مدل آزمایشگاهی شکل ۳ از مرجع [۲۹] صحت‌سنجی شده است. نتایج آزمایشگاهی و عددی به صورت منحنی‌های چرخه‌ای جابه‌جایی قسمت فوقانی ستون در برابر نیروی برشی ستون در شکل ۴ مقایسه شده‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود منحنی بار- تغییرمکان به‌دست آمده از مدل اتصال Joint2D با نتایج آزمایشگاهی انطباق خوب و قابل قبولی دارد و می‌تواند رفتار اتصال را به درستی شبیه‌سازی نماید.

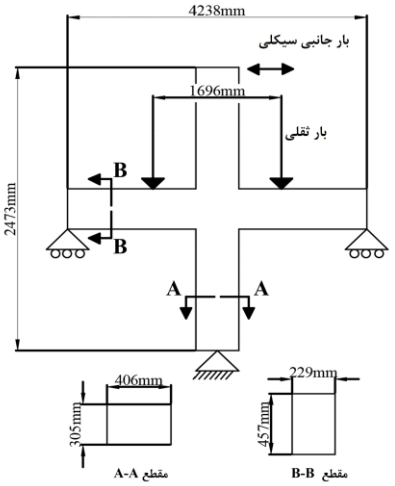


شکل ۲- صحت‌سنجی کد MCFT با نتیجه آزمایشگاهی نمونه PV20 [۲۷]

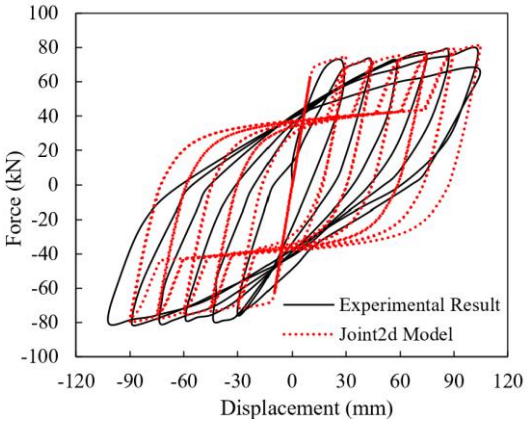
به منظور ارزیابی صحت مدل‌سازی عددی، قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه ID1010 که پیش‌تر توسط هاسلتون[۱۷] با استفاده از روش مفصل متمرکز مدل‌سازی شده بود، به عنوان مبنای مقایسه انتخاب گردید [۳۰].

[16]- Modified Compression Field Theory

[17]- Haselton



شکل ۳- نمونه آزمایشگاهی [۲۹]



شکل ۴- صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی المان Joint2D با مدل آزمایشگاهی ارائه شده در مرجع [۲۹]

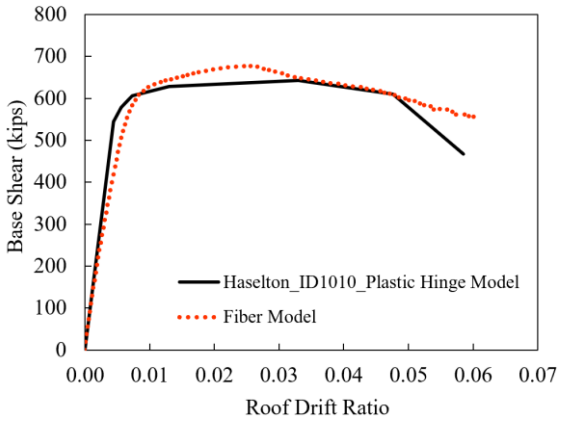
در پژوهش حاضر، این قاب مجددا با استفاده از روش فایبر[18] در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شد؛ به‌گونه‌ای که مشخصات هندسی، مصالح، توزیع جرم، بارگذاری و سایر پارامترهای اصلی، مطابق با مدل مرجع در نظر گرفته شدند. سپس رفتار دینامیکی و استاتیکی مدل توسعه‌یافته، از طریق مقایسه دوره‌های تناوب سه مود اول و منحنی پوش‌اور با نتایج مدل مرجع [۳۰]، مورد بررسی قرار گرفت.

نتایج تحلیل مودال ارائه شده در جدول ۷، نشان می‌دهد که دوره تناوب مود اول، دوم و سوم در مدل فایبر دارای اختلاف ۰/۴۷، ۲/۹۶ و ۲۰ درصدی نسبت به مقادیر گزارش‌شده در مرجع [۳۰] می‌باشند. این نتایج بیانگر تطابق بسیار مناسب دو مود اول و اختلاف نسبتا زیاد مود سوم است که می‌تواند ناشی از حساسیت بالای مودهای بالاتر سازه به نحوه توزیع سختی، جرم و ایده‌آل‌سازی رفتار اعضا در دو روش مدل‌سازی باشد.

نتایج تحلیل پوش‌اور (شکل ۵) نیز نشان می‌دهد که قاب مدل فایبر در بخش عمده‌ای از منحنی برش پایه- تغییرمکان نسبی بام، دارای روند مشابهی نسبت به مدل مرجع دارد و سختی اولیه و رفتار غیرخطی آن را به خوبی بازتولید می‌کند.

جدول ۷- نتایج تحلیل مودال قاب ID1010 در مدل مفصل متمرکز و فایبر

دوره تناوب	مدل مفصل متمرکز	مدل فایبر
T1	۰/۸۶	۰/۸۶۴
T2	۰/۲۷	۰/۲۶۲
T3	۰/۱۵	۰/۱۲۰



شکل ۵- مقایسه منحنی پوش‌اور قاب ID1010 حاصل از مدل مفصل متمرکز و مدل فایبر

حداکثر برش پایه در مدل مفصل متمرکز و فایبر به ترتیب حدود ۶۴۳ و ۶۷۸ کیلوپوند به‌دست آمد که اختلافی معادل ۵/۵ درصد را نشان می‌دهد. در مجموع، تطابق مناسب نتایج تحلیل مودال و پوش‌اور بیانگر آن است که مدل فایبر توسعه‌یافته، ویژگی‌های دینامیکی، سختی جانبی، ظرفیت مقاومتی و رفتار غیرخطی قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه مدل مرجع را با دقت قابل قبولی بازتولید کرده و از اعتبار عددی مناسبی برخوردار است.

[18]- Fiber

۵- تحلیل دینامیکی افزایشی

تحلیل IDA[۱۹] یکی از روش‌های پرکاربرد برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها است. در این روش، مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌ها انتخاب شده و هریک در سطوح مختلفی از شدت زلزله مقیاس‌بندی می‌شوند تا طیف کاملی از پاسخ و رفتار سازه پوشش داده شوند. منحنی‌های IDA شامل مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده، تحت عنوان معیار شدت (IM[۲۰]) و پاسخ‌های سازه‌ای تحت عنوان پارامتر تقاضای مهندسی (EDP[۲۱]) می‌باشند [۴ و ۳۱]. اگرچه این منحنی‌ها اطلاعات ارزشمندی درباره رفتار سازه ارائه می‌دهند، اما برای مقایسه بهتر، طبق پیشنهاد وموتسیوس[۲۲] توصیه می‌شود که به سه نمودار با صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد خلاصه شوند [۳۲]. این مقادیر آماری از روی منحنی‌های IDA استخراج شده و به ترتیب نماینده رفتار حداقل، میانه و حداکثر پاسخ سازه می‌شوند.

از آن‌جا که تعیین تعداد گام‌های لازم برای رسیدن به حد فروریزش، پیش از انجام تحلیل امکان‌پذیر نیست، به منظور کاهش تعداد تحلیل‌ها و در عین حال تأمین تعداد کافی نقاط برای ترسیم منحنی‌های IDA، از الگوریتم Hunt & Fill استفاده شده است [۳۳]. این الگوریتم شامل سه مرحله است. در مرحله Hunt یا شکار کردن، تحلیل با مقدار کوچکی از IM آغاز شده و با گام‌های نسبتا بزرگ تا عبور از نقطه فروریزش ادامه می‌یابد. سپس بازه بین آخرین نقطه پایدار و نخستین نقطه متناظر با فروریزش به زیربازه‌های کوچک‌تر تقسیم می‌شود و تحلیل‌هایی برای تعیین دقیق‌تر IM متناظر با فروریزش انجام می‌شود. در مرحله Fill یا پر کردن نیز، با انجام تحلیل‌های تکمیلی در فواصل زیاد بین نقاط موجود، منحنی IDA تکمیل می‌شود. برای هر مدل، به طور متوسط حداقل ۱۲ تحلیل تاریخچه زمانی برای ترسیم منحنی IDA انجام شده است.

برای انجام تحلیل‌های IDA، از ۱۵ شتاب‌نگاشت دور از گسل، ثبت شده بر روی خاک نوع D، مطابق دستورالعمل FEMA P695 استفاده گردیده است [۳۴]. بزرگای این شتاب‌نگاشت‌ها از ۶/۵ تا ۷/۶ متغیر بوده و میانگین آن‌ها برابر با ۷ است. با توجه به قرارگیری سازه‌ها بر روی خاک نوع III با سرعت موج برشی متوسط ۲۷۵ متر بر ثانیه، شتاب‌نگاشت‌ها براساس بیشترین انطباق با شرایط ساختگاهی، کیفیت مناسب و تنوع مطلوب از لحاظ شدت لرزه‌ای و محتوای فرکانسی انتخاب شدند. این مجموعه از شتاب‌نگاشت‌ها به طور گسترده در مطالعات ارزیابی عملکرد و شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها به‌کار می‌روند.

در این پژوهش، شتاب طیفی متناظر با دوره تناوب اصلی سازه در میرایی ۵ درصد، Sa(T1,5%)، به عنوان معیار IM انتخاب گردیده است. از آن‌جا که، افزایش بیشینه مقدار تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای (θ_{max}) می‌تواند منجر به آسیب و در نهایت فروریزش سازه شود، بنابراین، این پارامتر به عنوان EDP در ترسیم منحنی‌های IDA در نظر گرفته شده است. اگرچه مجموعه ۱۵ شتاب‌نگاشت برای تمامی مدل‌ها یکسان است، مقدار Sa(T1,5%)، به دلیل وجود اختلاف در دوره تناوب اصلی مدل‌ها، برای هر شتاب‌نگاشت و هر مدل به صورت مستقل تعیین می‌شود. بدین ترتیب، فرآیند مقیاس‌گذاری شتاب‌نگاشت‌ها با در نظر گرفتن مشخصات دینامیکی هر مدل انجام می‌گیرد و پارامتر IM در هر مرحله از تحلیل IDA، متناسب با دوره تناوب اصلی همان مدل، تعیین می‌شود.

با توجه به ماهیت افزایشی تحلیل IDA، شدت تحریک لرزه‌ای به صورت گام‌به‌گام افزایش می‌یابد تا پاسخ سازه از محدوده الاستیک وارد ناحیه غیرخطی شده و در نهایت، سازه به وضعیت ناپایداری یا فروریزش برسد. از این‌رو، به منظور تعیین IM متناظر با فروریزش سازه،

[19]- Incremental Dynamic Analysis
[20]- Intensity Measure
[21]- Engineering Demand Parameter
[22]- Vamvatsikos

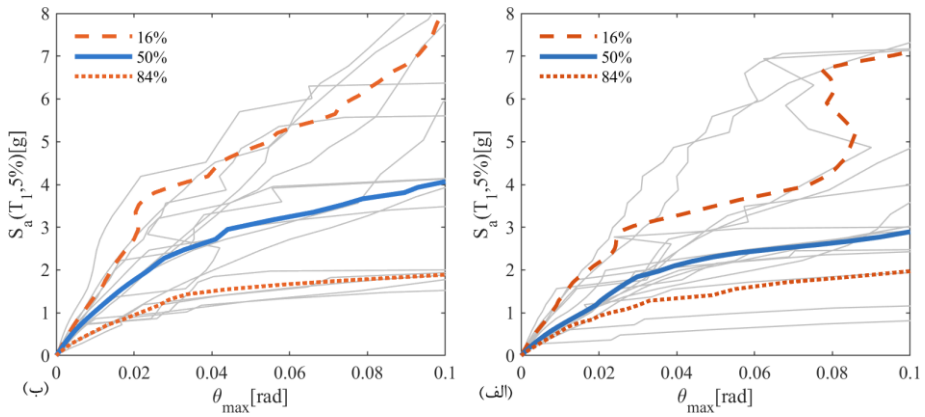
لازم است یک یا چند معیار مشخص در فرآیند تحلیل تعریف شود. با تحقق هریک از این معیارها، تحلیل متوقف شده و مقدار IM متناظر با آن به عنوان شدت لرزه‌ای فروریزش سازه در نظر گرفته می‌شود. به طور کلی، معیارهای متداول برای تشخیص فروریزش سازه در تحلیل‌های IDA را می‌توان در سه دسته زیر تقسیم‌بندی کرد:

۱- رسیدن حداکثر مقدار تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای به حد فروریزش (۱۰ درصد).

۲- کاهش شیب منحنی IDA به ۲۰ درصد شیب اولیه یا شیب بخش الاستیک منحنی.

۳- عدم همگرایی تحلیل، به عنوان نشانه‌ای از ناپایداری دینامیکی سازه.

به عنوان نمونه، منحنی‌های IDA برای سازه پنج طبقه منظم در دو حالت با لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه و پایه صلب، با طول دهانه شش متر، در شکل ۶ ارائه شده‌اند. بررسی این منحنی‌ها نشان می‌دهد که در تمامی مدل‌ها، بخش ابتدایی منحنی‌ها بیانگر رفتار تقریبا خطی سازه بوده و با افزایش شدت جنبش زمین، پاسخ سازه وارد محدوده غیرخطی می‌شود. در ادامه، با گسترش آسیب‌ها و کاهش تدریجی سختی و مقاومت، سازه به نقطه ناپایداری کلی رسیده و در نهایت فروریزش رخ می‌دهد.

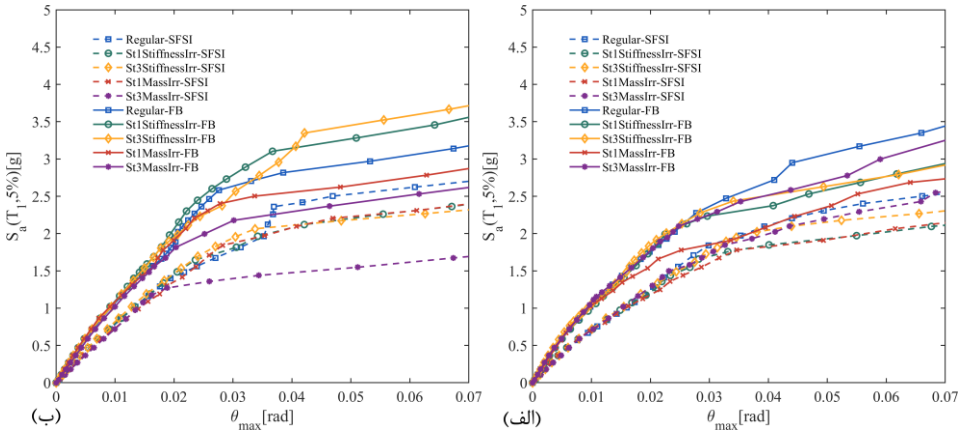


شکل ۶- منحنی IDA سازه منظم با طول دهانه شش متر، (الف) با لحاظ اثر SFSI و (ب) پایه صلب

همچنین، منحنی‌های میانه IDA تمامی مدل‌ها در دو حالت لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه و پایه صلب برای قاب‌های با طول دهانه شش و نه متر، به ترتیب در شکل ۷- الف و ۷- ب ارائه شده است. مقایسه این منحنی‌ها نشان می‌دهد که در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه موجب کاهش سختی سازه نسبت به مدل با پایه صلب شده و در نتیجه، سازه‌ها در مقادیر کم‌تری از شتاب طیفی و تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای به حد فروریزش می‌رسند. این رفتار، بیانگر افزایش تقاضای لرزه‌ای و کاهش ظرفیت لرزه‌ای سازه‌ها بر اثر انعطاف‌پذیری بستر و فونداسیون است. به‌علاوه، نتایج نشان می‌دهد که اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه در محدوده رفتار غیرخطی و سطوح عملکردی بالاتر، به مراتب محسوس‌تر بوده و تأثیر قابل توجهی بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها دارد.

مطابق شکل ۷- الف، در مدل‌های منظم، منحنی‌های میانه در بخش عمده‌ای از دامنه تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای، دارای شتاب طیفی بالاتری هستند. همچنین، نتایج بیانگر تأثیر قابل توجه موقعیت نامنظمی سختی جانبی بر عملکرد لرزه‌ای سازه است؛ به‌گونه‌ای که انتقال نامنظمی سختی جانبی از طبقه اول به سوم به بهبود نسبی عملکرد لرزه‌ای سازه منجر می‌شود. در سازه‌های دارای نامنظمی جرمی با طول دهانه شش متر نیز روند مشابهی مشاهده می‌شود که نشان‌دهنده حساسیت بیشتر این مدل به استقرار نامنظمی در طبقه اول است. همان‌طوری که در شکل ۷- ب مشاهده

می‌شود، شیب ابتدایی منحنی‌ها در ناحیه الاستیک برای قاب‌های با دهانه نه متر نسبت به قاب‌های با دهانه شش متر ملایم‌تر است که بیانگر انعطاف‌پذیری بیشتر و دوره تناوب بالاتر این سازه‌ها است. از لحاظ محل قرارگیری نامنظمی، نتایج نشان می‌دهد که انتقال نامنظمی از طبقه اول به طبقه سوم بر پاسخ لرزه‌ای سازه تأثیرگذار است. در مدل‌های دارای نامنظمی جرمی، قرارگیری نامنظمی در طبقه سوم عموما با کاهش بیشتر ظرفیت لرزه‌ای همراه است؛ موضوعی که می‌تواند ناشی از افزایش تمرکز تقاضای تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای و تشدید اثر مودهای بالاتر در طبقات فوقانی باشد. در مقابل، تغییر محل نامنظمی سختی جانبی از طبقه اول به طبقه سوم تأثیر کم‌تری بر کاهش ظرفیت لرزه‌ای داشته است.



شکل ۷- منحنی میانه IDA برای انواع مدل‌ها با لحاظ اثر SFSI و با پایه صلب با طول دهانه (الف) شش متر و (ب) نه متر

۶- ارزیابی احتمال شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها

ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها مستلزم استفاده از منحنی‌های شکنندگی است که احتمال فراگذشت پاسخ لرزه‌ای سازه از یک سطح عملکرد یا حالت حدی مشخص را به صورت تابعی از IM بیان می‌کنند. منحنی‌های شکنندگی براساس منبع داده‌های لرزه‌ای به سه دسته تجربی، قضاوتی و تحلیلی تقسیم می‌شوند. تمرکز اصلی این پژوهش بر منحنی‌های شکنندگی تحلیلی است که براساس نتایج تحلیل IDA سازه به‌دست می‌آیند.

در این پژوهش، برای هر مدل سازه‌ای، تحلیل IDA با استفاده از ۱۵ رکورد زمین‌لرزه انجام و منحنی‌های شکنندگی استخراج می‌شود. براساس دستورالعمل HAZUS، ساختمان‌های بتن‌آرمه با سیستم لرزه‌ای قاب خمشی پنج طبقه در گروه C1M (ساختمان‌های میان‌مرتبه) قرار می‌گیرند. مقادیر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای حدی ساختمان‌های C1M برای سطوح عملکرد لرزه‌ای ارائه شده در این دستورالعمل، حدود ۶۷ درصد مقادیر متناظر در ساختمان‌های C1L (ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه) است. بنابراین، مقادیر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای متناظر با چهار سطح عملکرد خرابی جزئی[۲۳]، متوسط[۲۴]، گسترده[۲۵] و کامل[۲۶] به ترتیب برابر با ۰/۰۰۳۳۵، ۰/۰۰۶۷، ۰/۰۲۰۱ و ۰/۰۵۳۶ است [۳۵]. بدین ترتیب برای هر رکورد، مقدار IM متناظر با رسیدن حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای به هریک از این مقادیر در چهار سطوح عملکردی، از منحنی IDA استخراج می‌شود. در نتیجه، برای هر سطح عملکرد، ۱۵ IM به‌دست می‌آید.

با توجه به ماهیت تصادفی پاسخ سازه تحت رکوردهای مختلف زمین‌لرزه، مقدار شدت لرزه‌ای متناظر با رسیدن سازه به یک سطح عملکرد مشخص، در رکوردهای مختلف، متفاوت است. بنابراین، مجموعه این

[23]- Slight (S)
[24]- Moderate (M)
[25]- Extensive (E)
[26]- Complete (C)

مقادیر دارای پراکندگی آماری است و برای مدل‌سازی آن از توزیع لگ‌نرمال[۲۷] استفاده می‌شود. پژوهش‌های پیشین نیز این توزیع را به دلیل برخورداری از انطباق آماری مطلوب به عنوان گزینه‌ای مناسب برای توصیف پراکندگی داده‌های شکنندگی معرفی کرده‌اند. بر این اساس، منحنی‌های شکنندگی به صورت تابع توزیع تجمعی لگ‌نرمال مطابق رابطه زیر بیان می‌شوند:

$$P[C|IM=x]=\Phi\left(\frac{\ln(x/\mu)}{\sigma_{ln}}\right) \quad (۲)$$

که در این رابطه، P(C|IM=x) احتمال فراگذشت از یک سطح عملکرد مشخص، مشروط بر آن‌که سازه تحت زلزله‌ای با معیار شدت لرزه‌ای IM=x قرار گیرد. همچنین، Φ() تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد (CDF[۲۸]) و پارامتر μ میانه شدت لرزه‌ای متناظر با سطح عملکرد مورد نظر است. به بیان دیگر، μ مقداری از IM است که در آن احتمال فراگذشت از سطح عملکرد مورد نظر برابر ۵۰ درصد است. این پارامتر از میانگین لگاریتم طبیعی مقادیر IM، مطابق رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\ln(\mu)=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\ln IM_i \quad (۳)$$

در این رابطه، n تعداد رکوردهای زمین‌لرزه و IM_i مقدار شدت لرزه‌ای متناظر با رسیدن سازه به سطح عملکرد مورد نظر در رکورد i است. بنابراین برای هر سطح عملکرد، میانگین ln(IM) محاسبه شده و با اعمال تابع نمایی، مقدار μ به‌دست می‌آید.

پارامتر σ_{ln} بیانگر میزان پراکندگی لگاریتم طبیعی شدت‌های لرزه‌ای متناظر با رسیدن رکوردهای مختلف به یک سطح عملکرد مشخص است که مطابق با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma_{ln}=\sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(\ln\left(IM_i/\mu\right)\right)^2} \quad (۴)$$

در این پژوهش، عدم‌قطعیت تصادفی ناشی از تغییرپذیری حرکات زمین با استفاده از مجموعه ۱۵ رکورد زلزله لحاظ شده است. با این‌حال، عدم‌قطعیت‌های مرتبط با پارامترهای مدل‌سازی، خواص مصالح، مشخصات خاک و رفتار اعضا به‌صورت احتمالاتی در نظر گرفته نشده‌اند. بنابراین، انحراف معیار منحنی‌های شکنندگی عمدتا نشان‌دهنده پراکندگی رکوردبه‌رکورد پاسخ سازه است. در نتیجه، برای هر مدل سازه‌ای و هر سطح عملکرد، یک مقدار μ و یک مقدار σ_{ln} تعیین می‌شود که برای تشکیل و ترسیم منحنی شکنندگی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۶-۱- ارزیابی کیفیت برازش توزیع لگ‌نرمال

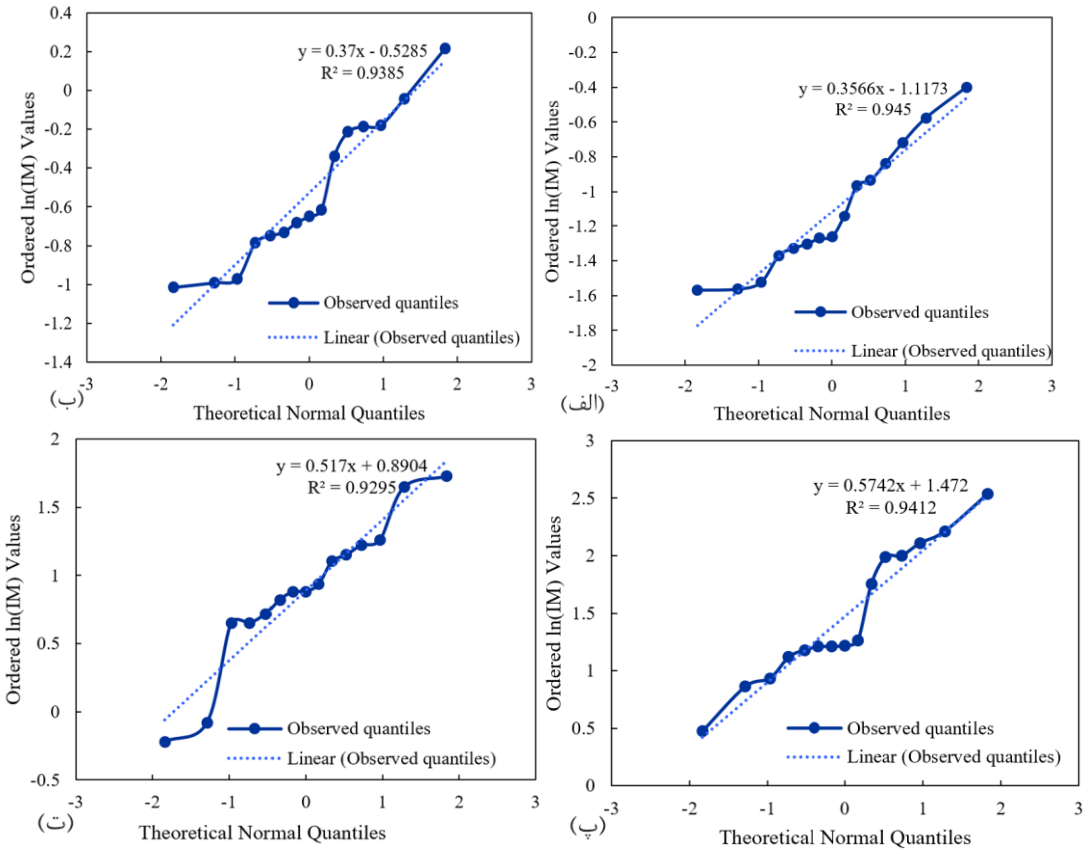
به منظور بررسی مناسب بودن فرض توزیع لگ‌نرمال برای مقادیر IM متناظر با فراگذشت از سطوح مختلف عملکرد، ابتدا مقادیر IM به لگاریتم طبیعی آن‌ها، یعنی ln(IM)، تبدیل می‌شوند. از آن‌جا که اگر IM دارای توزیع لگ‌نرمال باشد، مقادیر ln(IM)، باید از توزیع نرمال پیروی کنند، ارزیابی برازش بر روی مقادیر ln(IM) انجام گرفت. برای این منظور، دو روش شامل نمودار Q-Q و آزمون Anderson-Darling مورد استفاده قرار گرفتند [۳۶]. این دو روش، مکمل یکدیگرند، به این معنی که نمودار Q-Q ارزیابی گرافیکی و شهودی از برازش ارائه می‌کند، در حالی که آزمون Anderson-Darling ارزیابی آماری و کمی آن را فراهم می‌سازد.

۶-۱-۱- ارزیابی گرافیکی با نمودار Q-Q

برای مقایسه مقادیر مرتب‌شده ln(IM) با مقادیر توزیع نرمال، در گام نخست نمودار Q-Q برای مدل قاب پنج طبقه منظم با طول دهانه شش متر، به عنوان نمونه، مطابق شکل ۸ ترسیم شده است. در این نمودارها، ضریب هم‌بستگی R^2 به عنوان یک شاخص توصیفی برای ارزیابی میزان نزدیکی نقاط داده به خط مستقیم گزارش شده است. نزدیک بودن نقاط به خط مستقیم، بیانگر سازگاری تقریبی داده‌ها با توزیع نرمال و در نتیجه، مناسب بودن

[27]- Log-normal Distribution
[28]- Standard Normal Cumulative Distribution Function

فرض توزیع لگ‌نرمال برای پارامتر IM است. مقادیر R^2 در تمامی نمودارها بیشتر از ۰/۹۲ به‌دست آمده‌اند که نشان‌دهنده برازش مناسب داده‌ها است. با این حال، به منظور اطمینان بیشتر، در این پژوهش آزمون آماری Anderson-Darling نیز به عنوان آزمون تکمیلی مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل ۸- نمودار Q-Q مدل قاب خمشی منظم با طول دهانه شش متر و با لحاظ اثر SFSI در چهار سطح عملکرد خرابی (الف) جزئی، (ب) متوسط، (پ) گسترده و (ت) کامل

۶-۱-۲- ارزیابی با آزمون Anderson-Darling

علاوه بر ارزیابی گرافیکی، برای ارزیابی کمی کیفیت برازش، آزمون Anderson-Darling بر روی مقادیر ln(IM) انجام شد. این آزمون، میزان اختلاف بین تابع توزیع تجمعی تجربی داده‌ها و تابع توزیع تجمعی نرمال نظری را بررسی می‌کند و نسبت به اختلافات موجود در نواحی انتهایی توزیع حساس است. مقدار آماره آزمون با مقدار بحرانی مقایسه شد. چنانچه آماره آزمون، کم‌تر از مقدار بحرانی باشد، فرض نرمال بودن ln(IM) اثبات و استفاده از توزیع لگ نرمال قابل قبول تلقی می‌گردد. در غیر این صورت، برازش توزیع لگ نرمال برای آن سطح عملکرد با محدودیت همراه بوده و نتیجه با احتیاط تفسیر می‌گردد. نتایج آزمون Anderson-Darling برای سطوح عملکرد مختلف در مدل قاب پنج طبقه منظم با طول دهانه شش متر، در جدول ۸ ارائه شده است. در این جدول، مقادیر μ و σ_{ln} پارامترهای مورد استفاده برای تشکیل منحنی شکنندگی می‌باشند، در حالی که آماره Anderson-Darling برای ارزیابی سازگاری داده‌های ln(IM) با توزیع نرمال گزارش شده است. در تمامی مدل‌ها مقدار آماره اصلاح‌شده آزمون Anderson-Darlin کم‌تر از ۰/۷۸ به‌دست آمده است که نشان‌دهنده قابل قبول بودن برازش داده‌ها با توزیع مورد نظر است [۳۶].

جدول ۸- مقدار میانگین، میانه، انحراف معیار لگاریتمی و نتایج آزمون Anderson Darling برای مدل قاب خمشی منظم با طول دهانه شش متر و با لحاظ اثر SFSI

سطح عملکرد	میانگین	میانه (μ)	انحراف معیار لگاریتمی (σ_{ln})	آماره اصلاح شده Anderson-Darling	نتیجه برازش
خرابی جزئی	-۱/۱۱۷۳	۰/۳۲۷۲	۰/۳۶۳۹	۰/۳۸۸۷	قابل قبول
خرابی متوسط	-۰/۵۲۸۵	۰/۵۸۹۵	۰/۳۷۸۹	۰/۴۷۴۱	قابل قبول
خرابی گسترده	۰/۳۰۳۱	۱/۳۵۴۰	۰/۴۴۲۳	۰/۵۰۱۶	قابل قبول
خرابی کامل	۰/۸۹۰۴	۲/۴۳۶۲	۰/۵۳۲۱	۰/۴۸۷۲	قابل قبول

برای مقایسه نتایج، منحنی‌های شکنندگی سازه‌های منظم[۲۹] و سازه‌های نامنظم با نامنظمی سختی جانبی واقع در طبقه اول یا سوم[۳۰] و نامنظمی جرمی در طبقه اول یا سوم[۳۱]، در قالب سه بخش ۶-۲، ۶-۳ و ۶-۴ ارائه و بررسی شده‌اند.

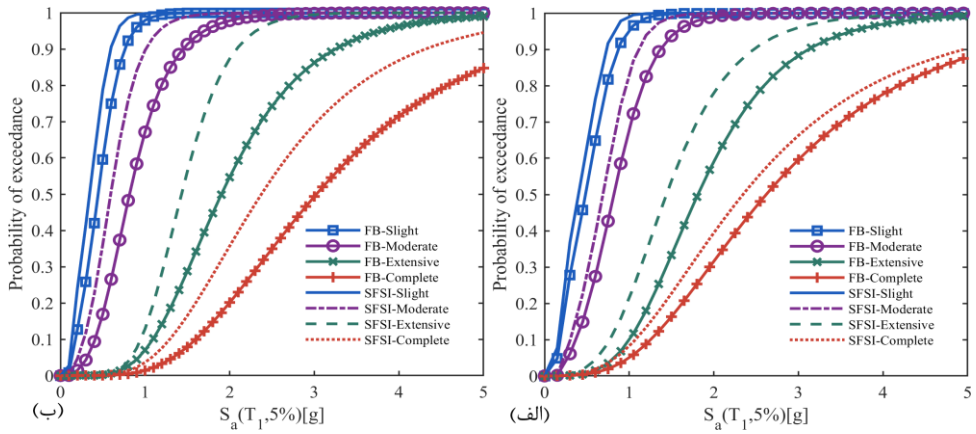
۶-۲- بررسی تأثیر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه

در این بخش، تأثیر مدل‌سازی اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه بر احتمال فراگذشت از چهار سطح عملکرد لرزه‌ای، مورد ارزیابی قرار گرفته است. شکل‌های ۹ الی ۱۱ منحنی‌های شکنندگی مدل‌های پنج طبقه با دو پیکربندی شامل قاب‌های سه دهانه با طول دهانه شش متر و قاب‌های دو دهانه با طول دهانه نه متر را نشان می‌دهد. این مدل‌ها شامل سازه منظم، سازه دارای نامنظمی سختی جانبی در طبقه اول یا سوم و سازه دارای نامنظمی جرمی در طبقه اول یا سوم هستند. منحنی‌های شکنندگی برای چهار سطح عملکرد لرزه‌ای شامل آسیب جزئی، متوسط، گسترده و خرابی کامل استخراج شده‌اند و نتایج مدل‌های با پایه صلب، یعنی FB، با مدل‌های دارای اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه، یعنی SFSI، مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که در تمامی سطوح عملکردی و به ازای یک شتاب طیفی مشخص، احتمال فراگذشت از آن سطح عملکرد در مدل‌های با لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه به مراتب بیشتر از مدل‌های با پایه صلب است. به بیان دیگر، در این مجموعه از نتایج، پایه صلب منجر به برآورد کمتر احتمال شکنندگی لرزه‌ای نسبت به مدل دارای اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه شده است. این موضوع بیانگر افزایش احتمال آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه در اثر لحاظ انعطاف‌پذیری بستر می‌باشد.

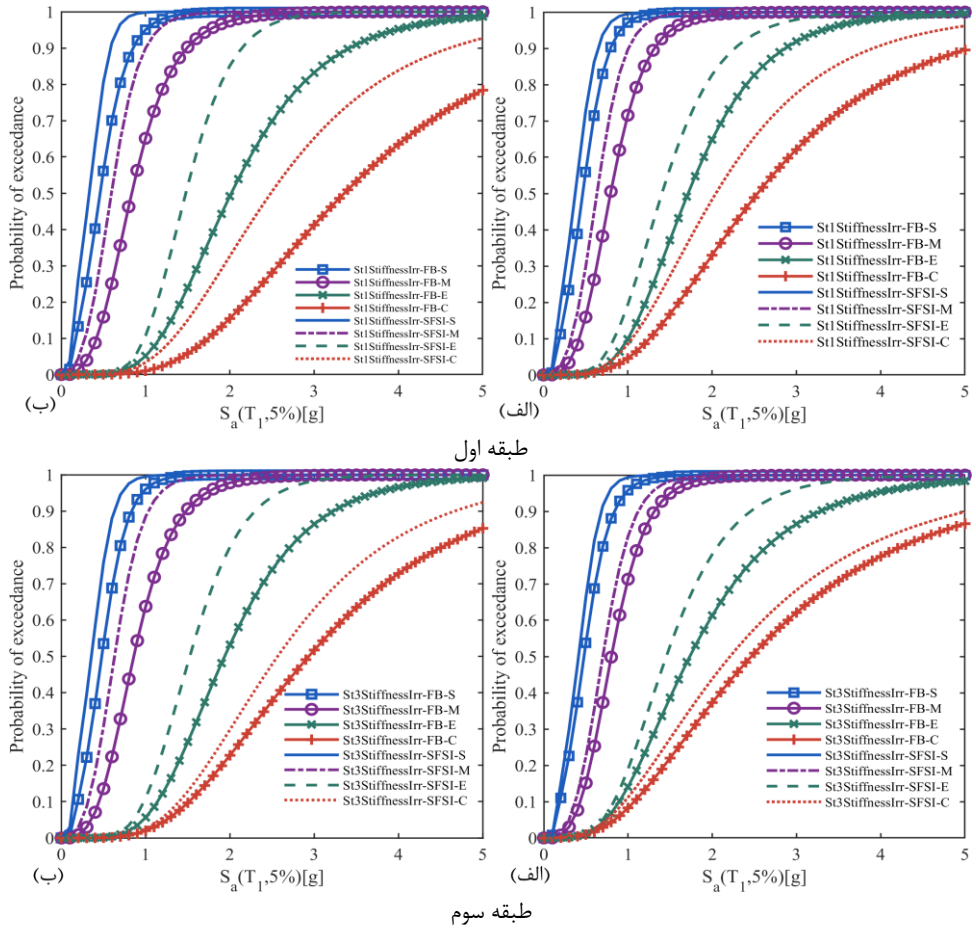
این اثر در قاب‌های دارای دهانه نه متر نسبت به قاب‌های دارای دهانه شش متر محسوس‌تر بوده و نشان می‌دهد که افزایش طول دهانه، حساسیت سازه را نسبت به انعطاف‌پذیری خاک و فونداسیون بیشتر می‌کند. با این حال، میزان افزایش شکنندگی ناشی از لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه در همه مدل‌ها یکسان نبوده و به مشخصات هندسی قاب، نوع نامنظمی و محل وقوع آن در ارتفاع سازه وابسته است. این رفتار را می‌توان به تغییر پاسخ دینامیکی سیستم در اثر انعطاف‌پذیری خاک و فونداسیون نسبت داد. با لحاظ اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه، توزیع نیروهای جانبی، تغییرمکان‌های نسبی طبقات و سهم مودهای بالاتر تغییر می‌کند و در نتیجه، ظرفیت لرزه‌ای مؤثر سیستم کاهش می‌یابد. بنابراین، شتاب طیفی متناظر با احتمال فراگذشت ۵۰ درصد در مدل‌های با لحاظ اثر اندرکنش عموما کمتر از مدل‌های با پایه صلب به‌دست آمده است. این موضوع نشان می‌دهد که لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه در این مطالعه، برخلاف انتظار متداول در برخی حالت‌های خاص، به تشدید شکنندگی منجر شده است.

[29]- Regular
[30]- St1 or St3StiffnessIrr
[31]- St1 or St3MassIrr

نکته قابل توجه دیگر در شکل‌های ۹ الی ۱۱، اختلاف پاسخ شکنندگی مدل‌های دارای اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه نسبت به مدل‌های با پایه صلب در سطوح عملکردی مختلف می‌باشد. بررسی منحنی‌ها نشان می‌دهد که لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه در سطوح عملکردی آسیب گسترده و خرابی کامل، نسبت به سطوح آسیب جزئی و متوسط، محسوس‌تر است..



شکل ۹- تأثیر مدل‌سازی اثر SFSI بر منحنی شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه منظم با طول دهانه (الف) شش و (ب) نه متر



طبقه اول

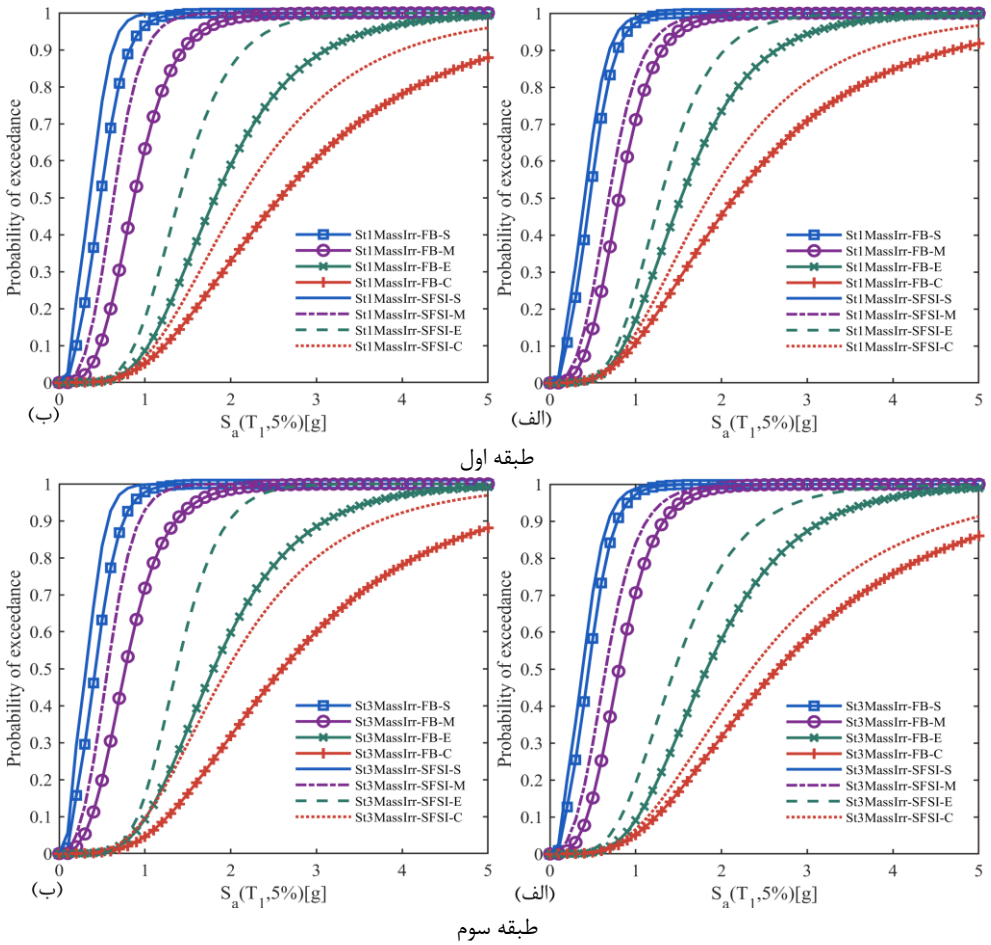
طبقه سوم

شکل ۱۰- تأثیر مدل‌سازی اثر SFSI بر منحنی شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه با نامنظمی سختی جانبی در طبقه اول و سوم با طول دهانه (الف) شش و (ب) نه متر

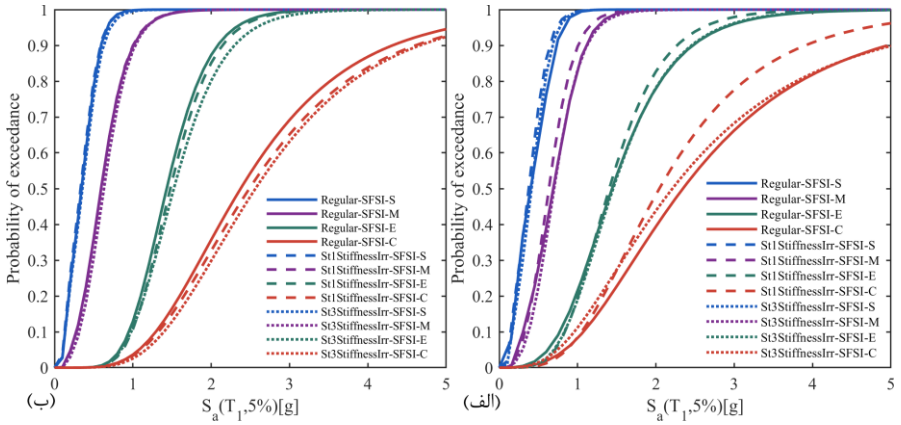
به بیان دیگر، با افزایش شدت تقاضای لرزه‌ای و ورود سازه به محدوده رفتار غیرخطی، تفاوت میان مدل‌های با لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه و پایه صلب افزایش می‌یابد. این رفتار نشان می‌دهد که اثر انعطاف‌پذیری خاک و فونداسیون تنها به تغییر مشخصات دینامیکی اولیه سازه محدود نبوده، بلکه در مراحل پیشرفته‌تر آسیب، با تغییرشکل‌های غیرارتجاعی اعضای سازه‌ای اندرکنش پیدا کرده و می‌تواند موجب افزایش تقاضای تغییرمکانی، تشدید دوران و جابه‌جایی فونداسیون و تمرکز آسیب در برخی طبقات شود

۶-۳- بررسی اثر نامنظمی سختی جانبی

در این بخش، تأثیر نامنظمی سختی جانبی در طبقات اول و سوم قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه پنج طبقه با لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه مورد بررسی قرار گرفته است. منحنی‌های شکنندگی مربوط به این مدل‌ها برای قاب‌های با دهانه شش و نه متر در شکل ۱۲ ارائه شده‌اند. مطابق این شکل، منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکرد آسیب جزئی و متوسط تقریبا بر یکدیگر منطبق بوده و اختلاف اندکی میان آن‌ها مشاهده می‌شود. این امر نشان می‌دهد که در سطوح عملکرد پایین، محل وقوع نامنظمی سختی جانبی تأثیر محدودی بر احتمال فراگذشت دارد. در این سطوح، سازه هنوز در ناحیه الاستیک یا با درجه محدودی از رفتار غیرخطی قرار دارد و اثرات موضعی ناشی از کاهش سختی جانبی به‌طور کامل در پاسخ کلی سازه منعکس نمی‌شود.



شکل ۱۱- تأثیر مدل‌سازی اثر SFSI بر منحنی شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه با نامنظمی جرمی در طبقه اول و سوم با طول دهانه (الف) شش و (ب) نه متر

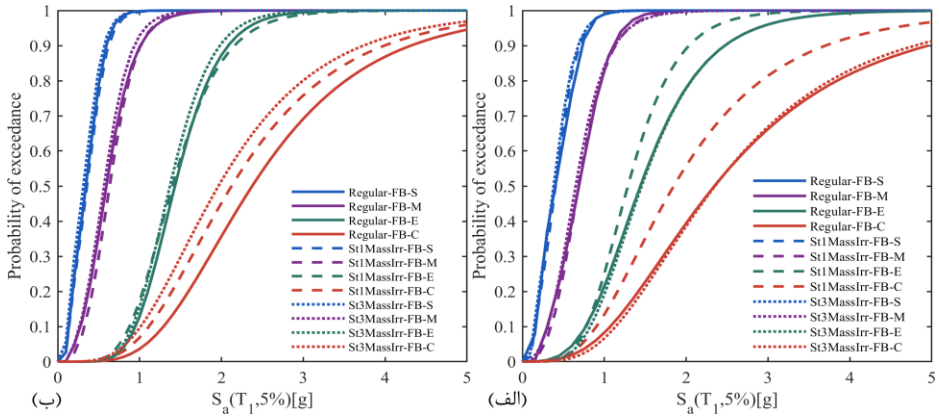


شکل ۱۲- تأثیر لحاظ نامنظمی سختی جانبی در طبقه اول یا سوم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه با لحاظ اثر SFSI با طول دهانه (الف) شش و (ب) نه متر

با افزایش شدت تقاضای لرزه‌ای و ورود سازه به محدوده رفتار غیرخطی، اختلاف میان منحنی‌های شکنندگی آشکارتر می‌شود. به‌ویژه در سطوح آسیب گسترده و خرابی کامل، مدل دارای نامنظمی سختی در طبقه اول، به‌خصوص در قاب با دهانه شش متر، نسبت به مدل دارای نامنظمی سختی در طبقه سوم و مدل منظم، احتمال فراگذشت بیشتری نشان می‌دهد. این موضوع بیانگر آن است که قرارگیری نامنظمی سختی در طبقات پایین‌تر، به دلیل تأثیر بیشتر بر تمرکز تغییرشکل‌ها و افزایش پتانسیل شکل‌گیری مکانیزم طبقه نرم، می‌تواند اثر نامطلوب‌تری بر شکنندگی لرزه‌ای داشته باشد. در مقابل، قرارگیری نامنظمی سختی جانبی در طبقات بالاتر، شدت اثر آن را نسبت به طبقه اول کاهش می‌دهد. همچنین، مقایسه نتایج مربوط به مدل‌های دارای طول دهانه شش و نه متری نشان می‌دهد که هندسه قاب می‌تواند شدت اثر نامنظمی سختی جانبی را بر شکنندگی لرزه‌ای تعدیل یا تشدید کند.

۶-۴- بررسی اثر نامنظمی جرمی

شکل ۱۳، منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه پنج طبقه را برای سه پیکربندی شامل سازه منظم، سازه دارای نامنظمی جرمی در طبقه اول و سازه دارای نامنظمی جرمی در طبقه سوم با لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه با دو طول دهانه شش و نه متری نشان می‌دهد. مطابق این شکل، در هر دو قاب، منحنی‌های مربوط به حالات نامنظمی جرمی نسبت به سازه منظم عمدتا به سمت چپ جابه‌جا شده‌اند که بیانگر افزایش احتمال فراگذشت و در نتیجه افزایش آسیب‌پذیری لرزه‌ای است.



شکل ۱۳- تأثیر لحاظ نامنظمی جرمی در طبقه اول یا سوم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه با لحاظ اثر SFSI با طول دهانه (الف) شش و (ب) نه متر

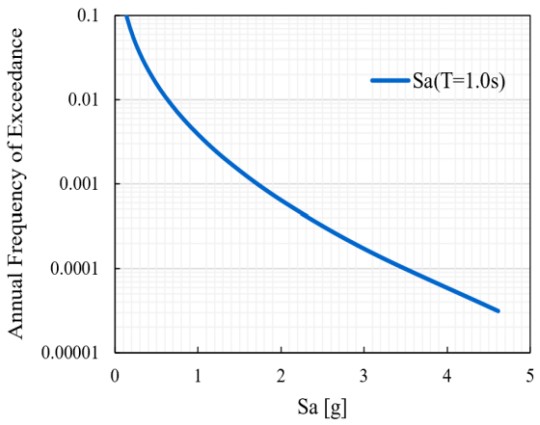
در قاب با دهانه شش متر، در سطوح عملکردی آسیب جزئی و متوسط اختلاف محسوسی میان سه پیکربندی مشاهده نمی‌شود. با این حال، در سطوح آسیب گسترده و خرابی کامل، نامنظمی جرمی در طبقه اول عموما بیشترین احتمال فراگذشت را نشان می‌دهد. این رفتار نشان می‌دهد که تمرکز جرم در طبقات پایین‌تر می‌تواند تقاضای لرزه‌ای را در نواحی نزدیک به تراز پایه افزایش داده و در نهایت، احتمال فراگذشت از سطوح عملکرد شدید را بیشتر کند.

در قاب با دهانه نه متر، اختلاف میان منحنی‌ها در سطوح عملکرد پایین‌تر اندک است، اما در سطوح عملکردی شدیدتر، فاصله میان منحنی‌های شکنندگی افزایش می‌یابد و اثر محل وقوع نامنظمی جرمی آشکارتر می‌شود. در این حالت، نامنظمی جرمی در طبقه سوم در برخی سطوح عملکردی رفتار نامطلوب‌تری نسبت به طبقه اول نشان می‌دهد که می‌تواند ناشی از نقش پررنگ‌تر مودهای ارتعاشی بالاتر در قاب‌های با دهانه بلندتر باشد. به طور کلی، نتایج شکل ۱۳ نشان می‌دهد که تأثیر نامنظمی جرمی بر آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه به محل وقوع آن در ارتفاع و همچنین مشخصات هندسی قاب وابسته است. در قاب‌های با دهانه کوتاه‌تر، تمرکز جرم در طبقات پایین اثر نامطلوب‌تری بر عملکرد لرزه‌ای دارد؛ در حالی‌که در قاب‌های با دهانه بلندتر، افزایش جرم در طبقات بالاتر و مشارکت بیشتر مودهای ارتعاشی بالاتر می‌تواند به افزایش احتمال فراگذشت از سطوح عملکرد شدید منجر شود.

۷- احتمال خرابی و قابلیت اعتماد سازه‌ها

۷-۱- محاسبه احتمال خرابی

احتمال خرابی یکی از شاخص‌های مهم در ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به‌شمار می‌رود. محاسبه احتمال خرابی سازه، علاوه بر منحنی شکنندگی، نیازمند اطلاعات منحنی خطر لرزه‌ای منطقه نیز می‌باشد. در این پژوهش، به منظور محاسبه احتمال خرابی سازه‌ها، منحنی خطر لرزه‌ای آلاسکا (شکل ۱۴) از پایگاه USGS برای ساختگاهی با شرایط خاکی متناظر با V_s=۲۷۵ m/s و سطح لرزه‌خیزی بالا استخراج شده است [۳۷].



شکل ۱۴- منحنی خطر منطقه آلاسکا واقع بر خاک نوع D و شرایط لرزه‌خیزی خیلی زیاد

در نبود دسترسی به منحنی خطر لرزه‌ای برای منطقه طراحی سازه، هدف از انتخاب این منحنی، ایجاد یک سناریوی خطر لرزه‌ای مرجع با شرایط نسبتا مشابه برای ترکیب با منحنی‌های شکنندگی و انجام ارزیابی مقایسه‌ای اثر پارامترهای مختلف مدل‌سازی بر احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان است.

از نظر معیار IM، منحنی‌های خطر و شکنندگی براساس پارامتر Sa(T1,5%) تعریف شده‌اند. با توجه به تفاوت دوره تناوب اصلی مدل‌ها در حضور یا عدم حضور اثرات اندرکنشی و نامنظمی‌ها، مقدار T1 برای هر مدل به‌صورت مستقل تعیین شده و شتاب طیفی متناظر با آن از منحنی خطر استخراج یا درون‌یابی شده است. در نتیجه، ترکیب منحنی خطر و شکنندگی برای هر مدل بر مبنای معیار شدت سازگار با ویژگی‌های دینامیکی همان مدل انجام شده است. با توجه به اینکه منحنی خطر لرزه‌ای به‌کار رفته در این پژوهش، حدودا تا Sa=۴/۶g در دسترس می‌باشد، بنابراین محدوده معیار شدت لرزه‌ای در محاسبه نرخ سالانه خرابی برای منحنی شکنندگی و خطر برابر ۴/۶g در نظر گرفته شده است.

بدین ترتیب، نرخ یا فرکانس سالانه خرابی سازه را می‌توان با استفاده از رابطه زیر تعیین نمود:

$$\lambda=\int_0^{\infty} P(C|IM).\left|d\lambda_{IM}(IM)\right| \qquad (۵)$$

در این رابطه، P(C|IM) بیانگر احتمال فراگذشت از حالت حدی مورد نظر، مشروط بر وقوع زلزله‌ای با شدت IM است که با استفاده از منحنی شکنندگی سازه به‌دست می‌آید. λ_{IM} بیانگر نرخ یا فرکانس سالانه وقوع زلزله‌ای با شدت بزرگ‌تر از IM است که توسط منحنی خطر لرزه‌ای منطقه توصیف می‌شود. با بازنویسی رابطه (۵) به صورت رابطه (۶)، نرخ سالانه خرابی مطابق رابطه زیر بیان می‌شود:

$$\lambda=\int_0^{\infty} P(C|IM).\left|\frac{d\lambda_{IM}(IM)}{d(IM)}\right|d(IM) \qquad (۶)$$

که در این رابطه، $d\lambda_{IM}(IM)/d(IM)$ بیانگر شیب منحنی خطر لرزه‌ای در محل مورد نظر است. از آنجا که حل تحلیلی این انتگرال عموما امکان‌پذیر نیست، بنابراین این انتگرال معمولا با استفاده از روش انتگرال‌گیری عددی محاسبه می‌شود. بدین منظور، دامنه شدت لرزه‌ای منحنی خطر به n بازه مساوی تقسیم می‌شود. ابتدا حاصل‌ضرب احتمال فراگذشت از حالت حدی مشروط بر IM در شیب منحنی خطر لرزه‌ای، برای مقادیر گسسته‌ای از شدت لرزه‌ای محاسبه می‌شود. سپس، پاسخ به‌دست آمده از این حاصل‌ضرب، در گام تغییرات شدت لرزه‌ای IM یعنی (ΔIM) ضرب می‌شود و در نهایت، نتایج حاصل برای تمامی مقادیر گسسته IM با یکدیگر جمع می‌شوند. این فرآیند به صورت رابطه زیر بیان می‌شود [۳۸]:

$$\lambda=\sum_{i=1}^{\infty} P\left(C½IM_i\right).\left|\frac{d\lambda_{IM}(IM_i)}{d(IM)}\right|.\Delta IM \qquad (۷)$$

پس از تعیین نرخ سالانه خرابی، احتمال خرابی سازه در یک دوره t ساله با فرض توزیع پواسون، مطابق رابطه زیر تعیین نمود [۳۸]:

$$P_f(\text{in t years})=1-e^{-\lambda t} \qquad (۸)$$

در این پژوهش، احتمال خرابی سازه‌ها با استفاده از رابطه (۸) برای یک دوره ۵۰ ساله تعیین شده است.

۷-۲- شاخص قابلیت اعتماد

از دیگر شاخص‌های مهم در ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، شاخص قابلیت اعتماد می‌باشد. شاخص قابلیت اعتماد (β) براساس احتمال خرابی از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۳۹]:

$$\beta=-\Phi^{-1}(P_f) \qquad (۹)$$

که در این رابطه، P_f احتمال خرابی و Φ^{-1} معکوس تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است.

مقدار هدف شاخص قابلیت اعتماد (β) براساس مرجع [۳۹]، برای حالت‌های حدی نهایی[۳۲] و دوره زمانی یک‌ساله تعیین می‌شود. این مقادیر براساس دو عامل اصلی پیامدهای خرابی[۳۳] و هزینه نسبی معیار ایمنی[۳۴] ارائه شده‌اند. مطابق جدول ۹، برای سازه‌هایی با پیامد خرابی متوسط و هزینه نسبی متوسط اقدامات ایمنی، مقدار هدف β برابر ۴/۲ است که متناظر با احتمال خرابی سالانه $۱۰^{-۵}$ است.

با توجه به این‌که ساختمان‌های اداری، صنعتی و آپارتمانی در مرجع [۳۹]، در گروه سازه‌هایی با پیامدهای خرابی متوسط قرار دارند، ساختمان‌های با سیستم سازه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، با کاربری اداری، با این گروه قابل مقایسه می‌باشند. همچنین، از نظر نوع حالت حدی، حالت خرابی کامل بررسی شده در این پژوهش، یک حالت حدی نهایی در نظر گرفته شده است. بنابراین، استفاده از معیار قابلیت اعتماد ارائه شده در مرجع [۳۹] برای این حالت حدی مناسب است. از آن‌جا که مقدار شاخص قابلیت اعتماد در جدول ۹ (β=۴/۲) بر مبنای

[32]- Ultimate Limit States
[33]- Consequences of Failure
[34]- Relative Cost of Safety Measures

دوره یک‌ساله تعریف شده است، برای مقایسه با نتایج این پژوهش، این شاخص به دوره زمانی ۵۰ ساله تبدیل شد. بر این اساس، مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف متناظر با این دوره، برابر ۳/۲۹ در نظر گرفته شد.

لازم به ذکر است که مرجع [۳۹] مقادیر مشخص و مستقلی برای شاخص β، در سایر سطوح عملکردی ارائه نمی‌کند. بنابراین، مقادیر β محاسبه شده برای سایر سطوح عملکردی صرفا برای بررسی روند تغییرات قابلیت اعتماد گزارش شده‌اند و به عنوان مقادیر هدف مرجع [۳۹] تفسیر نمی‌شوند.

فرکانس سالانه خرابی (λ_f)، احتمال خرابی در ۵۰ سال (P_f) و شاخص قابلیت اعتماد (β) برای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با دهانه‌های به طول شش و نه متر در سه سطح عملکرد لرزه‌ای آسیب متوسط، گسترده و خرابی کامل با لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه در جدول ۱۰ ارائه گردیده است.

جدول ۹- شاخص‌های قابلیت اعتماد هدف (β) (و احتمالات هدف متناظر) مرتبط با دوره مرجع یک‌ساله و حالت‌های حدی نهایی [۳۹]

۱	۲	۳	۴
هزینه نسبی معیار ایمنی	پیامدهای خرابی		
	جزئی	متوسط	شدید
زیاد (A)	$(P_f \approx 10^{-3})$ $\beta=3/1$	$(P_f \approx 5\times10^{-4})$ $\beta=3/3$	$(P_f \approx 10^{-4})$ $\beta=3/7$
متوسط (B)	$(P_f \approx 10^{-4})$ $\beta=3/7$	$(P_f \approx 10^{-5})$ $\beta=4/2$	$(P_f \approx 5\times10^{-6})$ $\beta=4/4$
کم (C)	$(P_f \approx 10^{-5})$ $\beta=4/2$	$(P_f \approx 5\times10^{-6})$ $\beta=4/4$	$(P_f \approx 10^{-6})$ $\beta=4/7$

جدول ۱۰- مقادیر فرکانس سالانه خرابی (λ_f)، احتمال خرابی در ۵۰ سال (P_f) و شاخص قابلیت اعتماد (β) در سازه‌های با طول دهانه شش و نه متر، با لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه

نوع سازه		قاب سه دهانه: طول دهانه ۶ متر			قاب دو دهانه: طول دهانه ۹ متر		
		متوسط	گسترده	کامل	متوسط	گسترده	کامل
منظم	λ_f	۰/۰۱۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۱	۰/۰۱۹	۰/۰۰۳	۰/۰۰۱
	P_f	۰/۴۷۱	۰/۱۴۵	۰/۰۷۲	۰/۶۰۸	۰/۱۲۸	۰/۰۵۴
	β	۰/۰۷۲	۱/۰۵۸	۱/۴۶۱	-۰/۲۷۵	۱/۱۳۵	۱/۶۰۵
نامنظم- سختی جانبی- طبقه اول	λ_f	۰/۰۱۵	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۱۹	۰/۰۰۳	۰/۰۰۱
	P_f	۰/۵۳۱	۰/۱۴۳	۰/۰۸۱	۰/۶۱۰	۰/۱۲۲	۰/۰۵۲
	β	-۰/۰۷۸	۱/۰۶۵	۱/۳۹۵	-۰/۲۷۸	۱/۱۶۷	۱/۶۲۹
نامنظم- سختی جانبی- طبقه سوم	λ_f	۰/۰۱۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۱۶	۰/۰۰۲	۰/۰۰۱
	P_f	۰/۴۶۳	۰/۱۳۸	۰/۰۹۴	۰/۵۵۷	۰/۱۱۶	۰/۰۴۵
	β	۰/۰۹۳	۱/۰۹۰	۱/۳۱۶	-۰/۱۴۳	۱/۱۹۵	۱/۶۹۶
نامنظم- جرمی- طبقه اول	λ_f	۰/۰۱۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲
	P_f	۰/۴۷۳	۰/۱۵۷	۰/۱۰۳	۰/۵۳۳	۰/۱۳۶	۰/۰۷۲
	β	۰/۰۶۷	۱/۰۰۸	۱/۲۶۴	-۰/۰۸۲	۱/۰۹۷	۱/۴۵۹
نامنظم- جرمی- طبقه سوم	λ_f	۰/۰۱۵	۰/۰۰۳	۰/۰۰۱	۰/۰۲۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲
	P_f	۰/۵۳۸	۰/۱۳۹	۰/۰۶۵	۰/۶۳۶	۰/۱۴۳	۰/۰۹۴
	β	-۰/۰۹۵	۱/۰۸۶	۱/۵۱۰	-۰/۳۴۷	۱/۰۶۹	۱/۳۱۴

به طور کلی مشاهده می‌شود که در تمامی مدل‌ها، با افزایش سطح عملکرد از آسیب متوسط به آسیب گسترده و خرابی کامل، مقادیر P_f و λ_f روند کاهشی دارند. در سازه منظم با دهانه شش متر، احتمال خرابی در سطوح عملکردی آسیب متوسط، گسترده و خرابی کامل به ترتیب برابر ۰/۴۷۱، ۰/۱۴۵ و ۰/۰۷۲ است. در مقابل، در سازه منظم با دهانه نه متر، این مقادیر به ترتیب برابر با ۰/۶۰۸، ۰/۱۲۸ و ۰/۰۵۴ می‌باشند. مقایسه نتایج با دو طول دهانه مختلف نشان می‌دهد که احتمال خرابی قاب با دهانه نه متر، در سطح عملکرد آسیب متوسط، ۲۹/۱۲ درصد نسبت به قاب با دهانه شش متر افزایش یافته است. این موضوع می‌تواند به کاهش سختی جانبی مؤثر و افزایش تغییرمکان‌های نسبی در قاب با دهانه بلندتر نسبت داده شود. با این حال، در سطوح عملکرد آسیب گسترده و خرابی کامل، این روند معکوس شده و قاب با دهانه شش متر آسیب‌پذیری بیشتری نشان می‌دهد. احتمال خرابی قاب با دهانه شش متر در این دو سطح آسیب به ترتیب ۱۳/۲۴ و ۳۲/۶۶ درصد نسبت به قاب با دهانه نه متر افزایش یافته است. به نظر می‌رسد در سطوح غیرخطی شدید، سختی بیشتر قاب با دهانه کوتاه‌تر موجب جذب تقاضای لرزه‌ای و تمرکز آسیب بیشتر در اعضای بحرانی شده و احتمال فراگذشت از سطوح عملکرد بالاتر را افزایش می‌دهد. بنابراین، اثر طول دهانه بر احتمال خرابی یکنواخت نبوده و به سطح عملکرد لرزه‌ای، میزان ورود سازه به ناحیه غیرخطی و نحوه توزیع تقاضا در سیستم وابسته است.

در میان مدل‌های دارای نامنظمی سختی جانبی، مشاهده می‌شود که محل قرارگیری نامنظمی بر میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای تأثیر قابل توجهی دارد، هرچند این اثر در همه سطوح عملکردی یکنواخت نیست. در سازه دارای نامنظمی سختی جانبی در طبقه اول با دهانه شش متر، مقادیر احتمال خرابی در سطوح عملکردی آسیب متوسط، گسترده و خرابی کامل به ترتیب برابر ۰/۵۳۱، ۰/۱۴۳ و ۰/۰۸۱ است که در مقایسه با سازه منظم افزایش آسیب‌پذیری را نشان می‌دهد. مقدار این افزایش در سطح عملکرد خرابی کامل برابر ۱۳/۰۶ درصد است. همچنین، در قاب با دهانه نه متر، این مقادیر به ترتیب برابر ۰/۶۱۰، ۰/۱۲۲ و ۰/۰۵۲ است، که آسیب‌پذیری در سطح عملکرد خرابی کامل ۴/۸۸ درصد کاهش یافته است.

در سازه دارای نامنظمی سختی جانبی در طبقه سوم برای طول دهانه شش متر، مقادیر احتمال خرابی برای سطوح عملکردی آسیب متوسط، گسترده و خرابی کامل به ترتیب برابر ۰/۴۶۳، ۰/۱۳۸ و ۰/۰۹۴ و برای دهانه نه متری به ترتیب برابر ۰/۵۵۷، ۰/۱۱۶ و ۰/۰۴۵ است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که انتقال نامنظمی از طبقه اول به طبقه سوم در بسیاری از حالات موجب کاهش مقدار P_f می‌شود، با این حال این کاهش همواره یکنواخت نیست و در سطح عملکرد خرابی کامل برای مدل دارای نامنظمی سختی جانبی طبقه سوم با طول دهانه شش متر، به میزان ۳۰/۵۵ درصد افزایش یافته است. بنابراین، اثر محل نامنظمی سختی جانبی به سطح عملکرد، هندسه قاب و میزان غیرخطی شدن پاسخ وابسته است.

در سازه دارای نامنظمی جرمی در طبقه اول با دهانه به طول شش متر، احتمال خرابی در سطوح عملکردی لرزه‌ای آسیب متوسط، گسترده و خرابی کامل به ترتیب برابر ۰/۴۷۳، ۰/۱۵۷ و ۰/۱۰۳ و برای سازه به طول دهانه نه متر برابر ۰/۵۳۳، ۰/۱۳۶ و ۰/۰۷۲ است. همچنین، در سازه دارای نامنظمی جرمی در طبقه سوم با طول دهانه شش متر احتمال خرابی به ترتیب برابر ۰/۵۳۸، ۰/۱۳۹ و ۰/۰۶۵ و برای سازه به طول دهانه نه متر برابر ۰/۶۳۶، ۰/۱۴۳ و ۰/۰۹۴ می‌باشد. این نتایج نشان می‌دهد که در سطوح عملکردی آسیب متوسط تا خرابی کامل، سازه‌های دارای طول دهانه نه متر نسبت به سازه با طول دهانه شش متر در حضور نامنظمی جرمی طبقه سوم، آسیب‌پذیری بیشتری را تجربه می‌کند. در سازه دارای نامنظمی جرمی در طبقه اول، احتمال خرابی

کامل نسبت به قاب منظم متناظر، در قاب‌های شش و نه متری به‌ترتیب ۴۳/۲۶ و ۳۳/۰۹ درصد افزایش یافته است. در صورت قرارگیری نامنظمی جرمی در طبقه سوم، احتمال خرابی کامل در قاب شش متری ۹/۰۹ درصد کاهش و در قاب نه متری ۷۳/۸۶ درصد افزایش یافته است. در مجموع، بیشترین افزایش احتمال خرابی کامل در قاب نه متری با نامنظمی جرمی در طبقه سوم مشاهده می‌شود. این نتیجه نشان می‌دهد که اثر نامنظمی جرمی بر آسیب‌پذیری سازه به محل تمرکز جرم و طول دهانه وابسته بوده و در قاب‌های با دهانه‌ی بلندتر، به‌ویژه در طبقات بالاتر، می‌تواند در سطوح شدید آسیب محسوس‌تر باشد.

در تمامی مدل‌ها، با افزایش سطح عملکرد لرزه‌ای، مقدار شاخص قابلیت اعتماد افزایش می‌یابد. مقادیر منفی شاخص قابلیت اعتماد در برخی از سطوح عملکرد لرزه‌ای به دلیل تجاوز احتمال خرابی از مقدار ۵۰ درصد است، که این امر نشان‌دهنده افت شدید قابلیت اعتماد آن‌ها است. همچنین، مقادیر شاخص β در سطح عملکرد خرابی کامل عمدتا بین ۱/۲۶ تا ۱/۷۰ قرار دارند، که کم‌تر از مقادیر توصیه شده در مرجع [۳۹] است. این موضوع بیانگر ضعف نسبی سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه در تأمین سطوح ایمنی مورد انتظار تحت اثر همزمان بارهای جانبی و مدل‌سازی اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه و چشمه اتصال تیر به ستون می‌باشد.

۸- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، اثر نوع و محل وقوع نامنظمی‌های سختی جانبی و جرمی بر شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه، با لحاظ هم‌زمان اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه، رفتار غیرخطی چشمه اتصال تیر به ستون و تفاوت در پیکربندی هندسی قاب، بررسی و مقایسه شد. بدین منظور، یک ساختمان پنج طبقه با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه در حالت‌های سازه منظم، سازه دارای نامنظمی سختی جانبی در طبقه اول، نامنظمی سختی جانبی طبقه سوم، نامنظمی جرمی در طبقه اول و نامنظمی جرمی در طبقه سوم در نظر گرفته شد. طراحی این ساختمان‌ها با استفاده از ضوابط طراحی لرزه‌ای آیین‌نامه‌های ایران و ACI318-19 در دو پیکربندی مختلف شامل قاب سه دهانه با طول دهانه شش متر و قاب دو دهانه با طول دهانه نه متر انجام گرفت. فونداسیون تمامی ساختمان‌ها از نوع نواری بوده و بر روی خاک نوع III طراحی شد. مدل‌سازی عددی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees انجام شد و اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه به کمک فنرهای وینکلر شبیه‌سازی گردید. به منظور ارزیابی تأثیر پارامترهای مورد بررسی بر آسیب‌پذیری و شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه، سازه‌ها تحت ۱۵ شتاب‌نگاشت حوزه دور مطابق با دستورالعمل FEMAP695 و با استفاده از تحلیل IDA مورد ارزیابی قرار گرفتند. همچنین، چهار سطح عملکرد لرزه‌ای شامل آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل مطابق با دستورالعمل HAZUS در نظر گرفته شد و منحنی‌های شکنندگی برای تمامی مدل‌ها در هریک از این سطوح عملکردی ترسیم گردید.

نتایج به‌دست آمده نشان داد که لحاظ اثر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه در تمامی مدل‌ها و در همه سطوح عملکردی آسیب، منجر به افزایش احتمال فراگذشت از سطح عملکردی مربوطه می‌شود. این افزایش در سطوح عملکردی آسیب گسترده و خرابی کامل محسوس‌تر بود. این مسأله بیانگر تشدید اثر متقابل میان انعطاف‌پذیری خاک و تغییرشکل‌های غیرارتجاعی اعضای سازه‌ای با ورود سازه به محدوده رفتار غیرخطی است. همچنین، نتایج نشان داد که تأثیر اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه در قاب‌های با طول دهانه نه متر نسبت به قاب‌های با طول دهانه شش متر قابل‌توجه‌تر است.

قرارگیری نامنظمی سختی جانبی در طبقه اول، در اغلب موارد، اثر نامطلوب‌تری بر شکنندگی لرزه‌ای سازه نسبت به استقرار آن در طبقات بالاتر دارد. با این حال،

این روند در تمامی سطوح عملکردی و برای هندسه‌های مختلف قاب خمشی به‌صورت یکنواخت مشاهده نشد و وابستگی قابل توجهی به طول دهانه و میزان غیرخطی‌شدن سازه داشت. همچنین، وجود نامنظمی جرمی در مقایسه با سازه منظم، در هر دو طول دهانه مورد بررسی، موجب افزایش آسیب‌پذیری لرزه‌ای شد. در قاب‌های با دهانه کوتاه‌تر، تمرکز جرم در طبقات پایین تأثیر نامطلوب‌تری، به‌ویژه در سطح عملکرد خرابی کامل، برجای گذاشت. در حالی‌که در قاب‌های با دهانه بلندتر، به دلیل مشارکت بیشتر مودهای ارتعاشی بالاتر، نامنظمی جرمی در طبقه سوم در برخی سطوح عملکردی اثر منفی بیشتری بر شکنندگی لرزه‌ای سازه نشان داد.

نتایج ارزیابی احتمالاتی نشان داد که در اغلب سطوح عملکرد لرزه‌ای، سازه‌های منظم در مقایسه با سازه‌های نامنظم، از احتمال خرابی کم‌تر و قابلیت اعتماد بیشتری برخوردار می‌باشند. همچنین، علاوه بر نوع نامنظمی، موقعیت آن در ارتفاع سازه نیز تأثیر قابل توجهی بر احتمال خرابی دارد و می‌تواند منجر به تغییرات قابل ملاحظه در آسیب‌پذیری و شکنندگی سازه‌ها گردد. بررسی شاخص قابلیت اعتماد مدل‌ها نشان داد که مقادیر این شاخص در سطح عملکرد خرابی کامل، برای تمامی سازه‌های مورد مطالعه کم‌تر از مقدار پیشنهادی مراجع معتبر است. این موضوع بیانگر آن است که در چارچوب فرضیات و مدل‌سازی انجام شده در این پژوهش، قاب‌های خمشی مورد مطالعه در این سطح عملکرد به سطح قابلیت اعتماد هدف دست نمی‌یابند و شاخص قابلیت اعتماد آن‌ها فاصله قابل توجهی با مقدار هدف دارد.

همچنین، کنترل نامنظمی‌های سازه‌ای، به‌ویژه جلوگیری از تشکیل طبقه نرم در ترازهای پایین ساختمان، می‌تواند نقش مؤثری در کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای و ارتقای قابلیت اعتماد قاب‌های خمشی بتن‌آرمه داشته باشد. بنابراین، لحاظ هم‌زمان اثرات چشمه اتصال تیر به ستون، اندرکنش خاک- فونداسیون- سازه و نامنظمی‌های سازه‌ای برای دست‌یابی به برآوردی واقع‌بینانه از عملکرد و ایمنی لرزه‌ای سازه‌ها ضروری است.

References

[1] Moehle JP. Seismic design of reinforced concrete buildings. New York (NY): McGraw-Hill Education; 2015.

[2] Kennedy RP, Cornell CA, Campbell RD, Kaplan S, Perla HF. Probabilistic Seismic Safety Study of an Existing Nuclear Power Plant. Nuclear engineering and design. 1980; 59(2): 315-338. **doi: 10.1016/0029-5493(80)90203-4**

[3] Kircher CA, Martin W. Development of fragility curve for estimating of earthquake damage. InProceedings of the Workshop on Continuing Action to Reduce Losses from Earthquake 1993.

[4] Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental Dynamic Analysis. Earthquake engineering & structural dynamics. 2002; 31(3): 491-514. **doi: 10.1002/eqe.141**

[5] Kalantari A, Roohbakhsh H. Expected Seismic Fragility of Code-Conforming RC Moment Resisting Frames Under Twin Seismic Events. Journal of Building Engineering. 2020; 28: 101098. **doi: 10.1016/j.jobe.2019.101098**

[6] Alothman A, Mangalathu S, Hashemi J, Al-Mosawe A, Alam MM, Allawi A. The effect of ground motion characteristics on the fragility analysis of reinforced concrete frame buildings in Australia. InStructures 2021 Dec 1; 34: 3583-3595. **doi: 10.1016/j.istruc.2021.09.084**

[7] Naiel A, Hanna N, Lotfy I. Assessing Seismic Performance of Mid-Rise Reinforced Concrete Buildings Using Fragility Curves. Innovative Infrastructure Solutions. 2025; 10(1): 1-9. **doi: 10.1007/s41062-024-01750-9**

[8] Smiroldo G, Fasan M, Amadio C. Fragility Curves for Reinforced Concrete Frames Characterised by Different Regularity. Procedia Structural Integrity. 2023; 44: 283-290. **doi: 10.1016/j.prostr.2023.01.037**

[9] Ghanem A, Lee Y-J, Moon D-S. Seismic Vulnerability of Reinforced Concrete Frame Structures: Obtaining Plan or Vertical Mass Irregularity from Structure Use Change. Journal of Structural Engineering. 2024; 150(3): 04023243. **doi: 10.1061/JSENDH.STENG-12440**

[10] Blasi G, Scarlino AS, Chirivì S, Perrone D, Aiello MA. Seismic Response of Irregular Rc Buildings Designed for Gravity and Seismic Loads. Bulletin of Earthquake Engineering. 2024; 22(10): 5231-5257. **doi: 10.1007/s10518-024-01971-4**
[11] Thippa PK, Tripathi R, Bhat G. Seismic Assessment of Structures with Mass and Stiffness Irregularities under Multiple Earthquakes. Journal of Building Pathology and Rehabilitation. 2024; 9(46): 1-22. **doi: 10.1007/s41024-024-00398-3**
[12] Tektaş Ş, Tam G, Yön B. Impact of Soft-Storey Irregularity on the Seismic Safety of Reinforced Concrete Buildings. Bulletin of Earthquake Engineering. 2026; 1-31. **doi: 10.1007/s10518-026-02588-5**
[13] Rajeev P, Tesfamariam S. Seismic Fragilities of Non-Ductile Reinforced Concrete Frames with Consideration of Soil Structure Interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2012; 40: 78-86. **doi: 10.1016/j.soildyn.2012.04.008**
[14] Haghollahi S, Behnamfar F. Performance Evaluation of Special RC Moment Frames Against Collapse Considering Soil–Structure Interaction. International Journal of Geomechanic. 2020; 20(2): 04019176. **doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.000155**
[15] Tahghighi H, Mohammadi A. Numerical Evaluation of Soil–Structure Interaction Effects on the Seismic Performance and Vulnerability of Reinforced Concrete Buildings. International Journal of Geomechanics. 2020; 20(6): 04020072. **doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001651**
[16] Pitilakis D, Petridis C. Fragility Curves for Existing Reinforced Concrete Buildings, Including Soil–Structure Interaction and Site Amplification Effects. Engineering Structures. 2022; 269: 114733. **doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114733**
[17] Aghababaei M, Abadi EI, Bayari MA. Development of the fragility curve of structural collapse considering the joint effects of structural and soil uncertainties. InStructures 2023 Dec 1; 58: 105467. **doi: 10.1016/j.istruc.2023.105467**
[18] Kianfar H, Mohammadnezhad H. Seismic Analysis of Soil-Concrete Structure System in Time Domain by Numerical Modeling of Earthquake Wave Propagation. Civil Infrastructure Researches; 2024; 10(2): 21-34. **doi: 10.22091/cer.2024.9904.1513** [In Persian]
[19] Panda J, Adarsh S, Ray-Chaudhuri S, editors. Seismic Fragilities of Indian Standard Code Designed Ductile Reinforced Concrete Frames with Consideration of Nonlinear Soil–Structure Interaction. Structures; 2025; 74: 108577. **doi: 10.1016/j.istruc.2025.108577**
[20] Kirçil MS, Ethemoglu H. Effect of Soil–Structure Interaction on the Damage Probability of Multistory RC Frame Buildings with Shallow Foundations. Buildings. 2025; 15(4): 624. **doi: 10.3390/buildings15040624**
[21] ACI318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete. 2019.
[22] Raychowdhury P. Nonlinear Winkler-Based Shallow Foundation Model for Performance Assessment of Seismically Loaded Structures: University of California, San Diego. 2008.
[23] Altoontash A. Simulation and Damage Models for Performance Assessment of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, MSc Thesis, Faculty of Engineering, University of Stanford University. 2004.
[24] Meyerhof GG. Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. Canadian geotechnical journal. 1963; 1(1): 16-26. **doi: 10.1139/t63-003**
[25] OpenSees. Open System for Earthquake Engineering Simulation. Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER. Richamond (CA, USA).
[26] Mander JB, Priestley MJ, Park R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of structural engineering. 1988; 114(8): 1804-1826. **doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)**
[27] Vecchio FJ, Collins MP. The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI J. 1986; 83(2): 219-231.
[28] Gazetas G. Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations. Journal of geotechnical engineering. 1991; 117(9): 1363-1381. **doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1363)**
[29] Park R, Dai R. A Comparison of the Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Designed for Ductility and Limited Ductility. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 1988; 21(4): 255-278. **doi: 10.5459/bnzsee.21.4.255-278**
[30] Haselton C, Deierlein G. Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings, PEER report 2007/08. University of California, Berkeley, CA. 2008.
[31] Shokrgozar HR, Mansouri I, Hu JW. Comparison of Seismic Reliability and Risk Assessment for Special and Intermediate Steel Moment Frames. KSCE Journal of Civil Engineering. 2018; 22: 3452-3461. **doi: 10.1007/s12205-018-0283-4**
[32] Vamvatsikos D. Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as Seen Through Incremental Dynamic Analysis: Stanford University. 2002.
[33] Vamvatsikos D. Performing Incremental Dynamic Analysis in Parallel. Computers & structures. 2011; 89(1-2): 170-180. **doi: 10.1016/j.compstruc.2010.08.014**

[34] Council AT. Quantification of Building Seismic Performance Factors: US Department of Homeland Security, FEMA. 2009.
[35] FEMA. Hazus Earthquake Model Technical Manual. 2024.
[36] Stephens MA. EDF Statistics for Goodness of Fit And Some Comparisons. Journal of the American statistical Association. 1974; 69(347): 730-777. **doi: 10.1080/01621459.1974.10480196**
[37] Applications UEHTH. Web applications for querying and computing hazard from USGS national seismic hazard models.
[38] Eads L, Miranda E, Krawinkler H, Lignos DG. An Efficient Method for Estimating the Collapse Risk of Structures in Seismic Regions. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2013; 42(1): 25-41. **doi: 10.1002/eqe.2191**
[39] Jcss J. Probabilistic Model Code. Joint Committee on Structural Safety. 2001.