



Evaluation of the Effect of Connection Stiffness on the Failure Probability of Zipper Bracing Frames under the Near- and Far-Fault Earthquakes, Performance Levels Approach

A. Hasannejad¹, M. Mahdavi Adeli², N. Siahpolo³, S. Abdonnabi Razavi^{4*}, A. Nazari³

¹ Ab Khak Energy Jonoub Counsalting Engineers, Ahvaz, Iran

² Department of Civil Engineering, Shoushtar Branch, Islamic Azad University, Shoushtar, Iran

³ Department of Civil Engineering, Institute for Higher Education ACECR, Khuzestan, Iran

⁴ Department of Civil Engineering, Abadan Branch, Islamic Azad University, Abadan, Iran

Review History:

Received: Jan. 10, 2021

Revised: Jun. 11, 2021

Accepted: Jun. 25, 2021

Available Online: Jul. 02, 2021

Keywords:

Connection stiffness

Incremental Dynamic Analysis

Zipper bracing

Fragility curve

Performance level

ABSTRACT: Vertical elements between the beams can be used to control the failure of the chevron braces due to the post-buckling behavior. Zipper bracing is a new bracing system which expected to recover chevron bracing defects. By applying the vertical element to the chevron bracing and converting it to a zipper frame, it improves frame resistance, ductility and energy absorption. In this thesis, the seismic behavior of zipper brace frames is investigated for different percentages of beam-to-column connection stiffness under near- and far-field earthquakes. For this purpose, two types of pre-designed 4 and 8-story steel frame with 0, 25, 75 and 100 stiffness percentages are analyzed using the IDA method in OpenSEES. Finally, the fragility curves are compared at 4 performance levels. According to the results obtained from IDA analysis and the fragility curves, the effect of different stiffness percentages under near-fault earthquakes is more noticeable than far-fault earthquakes, which decreases the percentage of structural collapse by articulation the retention and articulation of joints. This probability also depends on the height of the frame. On the other hand, it can be obtained that the rigidity of the connections does not significantly change the structural capacity and performance levels.

1- Introduction

In this paper, 4 and 8-story frames are examined. The number and length of bays for all frames are assumed to be 3 bays of 5 meters. These frames are designed based on the 4th edition of Standard 2800 [1], using ETABS2019 software [2]. After obtaining the optimal design sections for structural members, the frames were transferred to OpenSEES software [3] to produce nonlinear models. Assuming 3 different types, changes in the difficulty of connecting new models are developed.

In one case, the stiffness of the connection is completely rigid, and in the other two cases, the value is examined by changing this value. Finally, using IDA analysis and analysis results, 14 different records of previous earthquakes were recorded, including 7 far earthquakes and 7 near-fault earthquakes. The output data of the analyzes, including relative displacement, drift between stories, acceleration and velocity in were compared to examine and plot the output profiles and fragility curves.

2- Material and Method

The Hasuz_MH MR5 instruction [4] has been used to determine the performance levels. According to the Hasuz instruction, for a braced steel bending frame with 4 and 8

layers, the type of frame in the table is called S1M (long frame) and S1H, respectively. Given that the performance level proposed in the Hezuz instruction [4] is independent of the degree of flexure of the flexural frame, the beam-to-column connections are intended to be clamped.

For IDA analysis, 7 distant earthquake records and 7 near-fault earthquake records were used. In order to obtain the values of spectral acceleration corresponding to the period of rotation of the first mode of the structure, first the elastic spectrum of the selected records is plotted. To do this, the analytical frequency calculated by ETABS software [2] has been used.

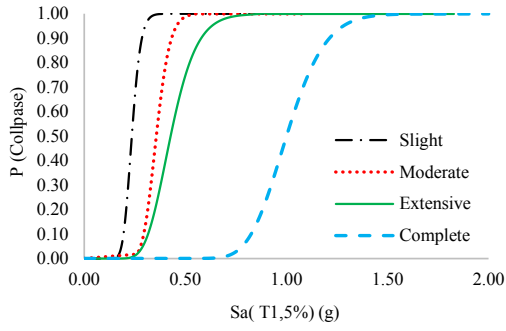
3- Results and Discussion

One of the goals set in the research is to answer the question for a group of earthquakes with similar content (far or near the fault), what effect will the change in stiffness have on the probability of exceeding a certain performance level? This is possible by drawing fragility curves corresponding to different functional levels and different degrees of rigidity.

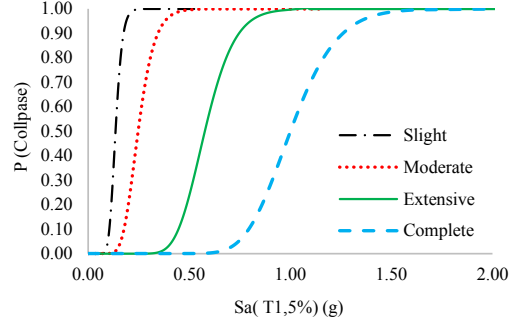
Figure 1 shows the fragility curves of 4 and 8-story structures for different performance levels and different percentages of stiffness due to earthquakes far from the fault, and Figure 2 shows the same category of curves due to near-

*Corresponding author's email: Razavi@iauabadan.ac.ir

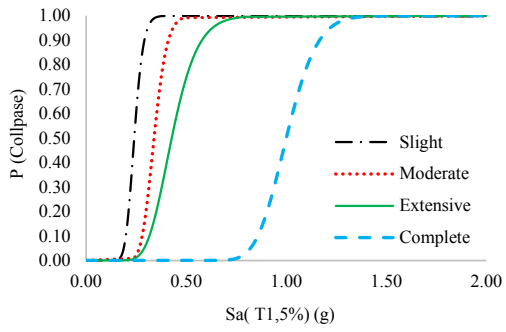




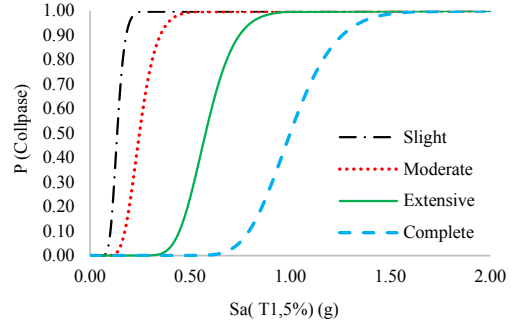
(a) 0%



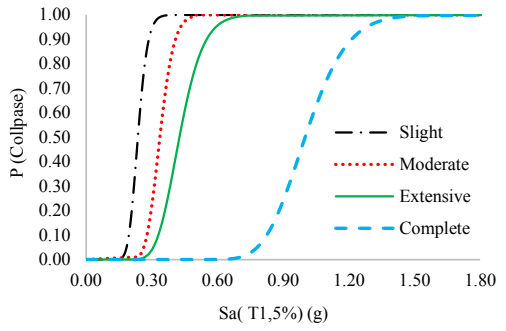
(a) 0%



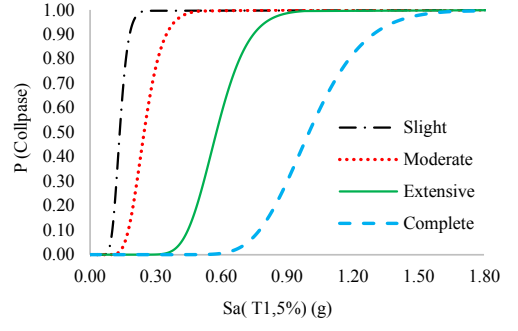
(b) 25%



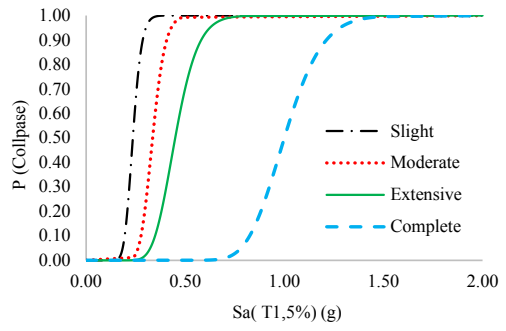
(b) 25%



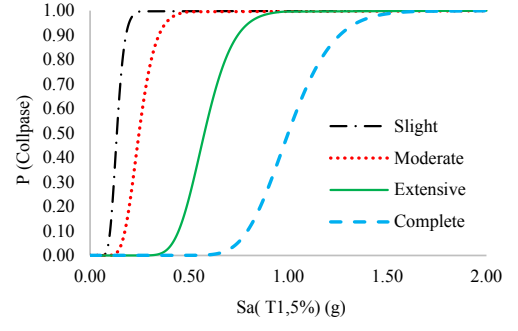
(c) 75%



(c) 75%



(d) 100%



(d) 100%

Fig. 1. Category of fragility curves of 4 and 8-story structures for different performance levels and different percentages of rigidity – far field

Fig. 2. Category of fragility curves of 4 and 8-story structures for different performance levels and different percentages of rigidity – near field

fault earthquakes.

According to the results of the diagrams obtained in Figures 1 and 2, the effect of the capture percentage is zero percent less. Also, in the 8-story structure, the percentage of entanglement is 50% and 75% of the probability of failure is reduced, while in the 4-story model, it was not like this. In addition, it seems that the height of the structure has a significant effect on the results due to earthquakes near the fault. In this way, the probability of complete failure of the structure with trapped joints due to near-fault earthquakes is much lower compared to the articulated condition with increasing height compared to the articulated state.

4- Conclusion

The results showed that the effect of joint stiffness is more noticeable due to earthquakes far from the fault and compared to earthquakes near the fault, the percentage of probability of frames reaching functional levels is formed at lower spectral acceleration. Also, with increasing frame height, the effect of the percentage of joint stiffness on seismic responses increases. In short-range frames under

earthquakes far from faults, the percentage of joint stiffness at low-performance levels has no effect on the results. However, due to earthquakes near the fault, the joint connection at the functional level of complete failure causes the possibility of the collapse of the structure with a lower percentage than the percentage of rigidity 25, 75 and 100.

References

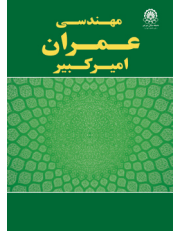
- [1] S. No, 2800 “Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings”, Third Revision, Building and Housing Research Center, Tehran, (2005).
- [2] V. Etabs, Ultimate, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Computers and Structures Inc, (2016).
- [3] F. McKenna, OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation, Computing in Science & Engineering, 13(4) (2011) 58-66.
- [4] F. HAZUS, Multi-Hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model: Technical Manual, Washington DC: NIST, (2003).

HOW TO CITE THIS ARTICLE

A. Hasannejad, M. Mahdavi Adeli, N. Siahpolo, S. Abdonnabi Razavi, A. Nazari, Evaluation of the Effect of Connection Stiffness on the Failure Probability of Zipper Bracing Frames under the Near- and Far-Fault Earthquakes, Performance Levels Approach, Amirkabir J. Civil Eng., 54(4) (2022) 277-280.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19475.7185





بررسی اثر صلیبیت اتصال بر احتمال خرابی قاب‌های مهاربندی زیپر تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل با رویکرد سطوح مختلف عملکردی

امین حسن نژاد^۱، مهدی مهدوی‌عادل^۲، نوید سیاه‌پلو^۳، سید عبدالنبی رضوی^{۴*}، عباس نظری^۲

۱- مهندسین مشاور آب خاک انرژی جنوب، اهواز، ایران

۲- دانشکده مهندسی عمران، واحد شوشتر، دانشگاه آزاد اسلامی، شوشتر، ایران

۳- دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی، خوزستان، ایران

۴- دانشکده مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۱۰/۲۱

بازنگری: ۱۴۰۰/۰۱/۲۳

پذیرش: ۱۴۰۰/۰۴/۰۴

ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۴/۱۱

کلمات کلیدی:

صلیبیت اتصال

تحلیل دینامیکی افزایشی

مهاربندی زیپر

منحنی شکنندگی

سطوح عملکرد

خلاصه: عدم اجرای صحیح جزئیات اتصال و در نتیجه تغییر در صلیبیت اتصال مورد انتظار می‌تواند سبب شود که توزیع واقعی نیروهای اعضا و در نتیجه رفتار سازه، تفاوت‌های قابل ملاحظه‌ای با مفروضات طراحی داشته باشد. از این رو تعیین درجه‌ی صلیبیت واقعی اتصال یکی از دغدغه‌های بزرگ مهندسین طراح به شمار می‌رود. از طرفی قاب‌های مهاربندی شده زیپر یکی از انواع سیستم‌های مهاربندی جدید در سازه‌های فولادی می‌باشند که انتظار می‌رود در صورت طراحی درست پیکربندی زیپر، مشکلات و نقاط ضعف سیستم مهاربندی شورون را برطرف نموده و جایگزین مناسبی برای این نوع سیستم مهاربندی باشد. به کار بردن المان قائم در قاب با بادبند شورون و تبدیل آن به قاب زیپر، باعث بالا رفتن مقاومت، شکل‌پذیری و افزایش جذب انرژی می‌شود. در این تحقیق رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده زیپر برای درصد گیرداری مختلف اتصال تیر به ستون تحت اثر ۷ زلزله‌ی دور و ۷ زلزله‌ی نزدیک به گسل مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور ۲ تپ قاب فولادی ۴ و ۸ طبقه با درصد گیرداری‌های ۱۰۰، ۷۵، ۲۵ و صفر درصد در تحت آنالیز دینامیکی افزایشی قرار گرفته‌اند. نتیجتاً منحنی‌های شکنندگی در ۴ سطح عملکردی مختلف ترسیم و با یکدیگر مقایسه می‌شوند. نتایج حاصل از تحلیل IDA و منحنی‌های شکنندگی به دست آمده، نشان می‌دهد تغییر در درصد گیرداری تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به زلزله‌های دور از گسل محسوس‌تر است، به طوری که با کاهش درصد گیرداری و مفصلی کردن اتصالات، درصد فروریزش سازه کاهش پیدا می‌کند. همچنین این احتمال به ارتفاع قاب نیز وابسته است.

۱- مقدمه

بلند استفاده از مهاربند است. مهاربندها به شکل‌های گوناگونی اجرا می‌شوند. پیکربندی سیستم‌های مهاربندی عموماً از نوع هم‌مرکز (هم‌محور) یا خارج از مرکز (برون‌محور) است. مهاربندهای هم‌مرکز سختی سازه را نسبت به قاب خمشی معادل به شدت افزایش داده و تغییر مکان جانبی سازه را محدود می‌نمایند. سیستم مهاربندی برون‌محور دو ویژگی سختی مناسب جانبی و جذب انرژی بالا را با یکدیگر ترکیب کرده و به کار می‌گیرد. عملکرد صحیح لرزه‌ای یک سازه مستلزم آن است که مقاومت قابل دسترسی و ظرفیت‌های تغییر شکل اعضا بیش از نیازهای تحمیل شده به سازه بر اثر زمین‌لرزه باشد. با توجه به رفتار سازه در زمان وقوع زمین‌لرزه، ارزیابی عملکرد دقیق آن باید توسط تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) و با استفاده از زمین‌لرزه‌های منتخب صورت گیرد [۱]. دستیابی به تحلیلی صحیح از یک سازه‌ی فلزی، بدون اطلاع دقیق از میزان صلیبیت اتصالات آن امری غیرممکن محسوب می‌شود. در سازه‌های حقیقی، اتصالات متداول به صورت کاملاً مفصلی یا

امروزه روش‌های احتمالاتی برآورد خرابی ساختمان‌ها و خسارات ناشی از زلزله توسط روش‌های احتمالاتی و منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها به یکی از شیوه‌های متداول تبدیل شده است. تولید منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های نوساز بر اساس روش‌های تحلیلی برآورد می‌شوند که در آن رفتار احتمالاتی ساختمان‌ها با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و تحت شتاب‌نگاشت‌های واقعی برآورد می‌شوند. نوع و انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها می‌تواند در منحنی‌های تولید شده تأثیرگذار باشد.

سازه فولادی با سیستم دوگانه یکی از متداول‌ترین سازه‌هایی هستند که در جهان وجود دارد. این نوع سازه‌ها از مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی همراه با قاب‌های مهاربندی شده یا دیوار برشی تشکیل شده‌اند. یکی از متداول‌ترین روش‌ها برای مقابله با نیروهای جانبی در سازه‌های فولادی غیر

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Razavi@iauabadan.ac.ir



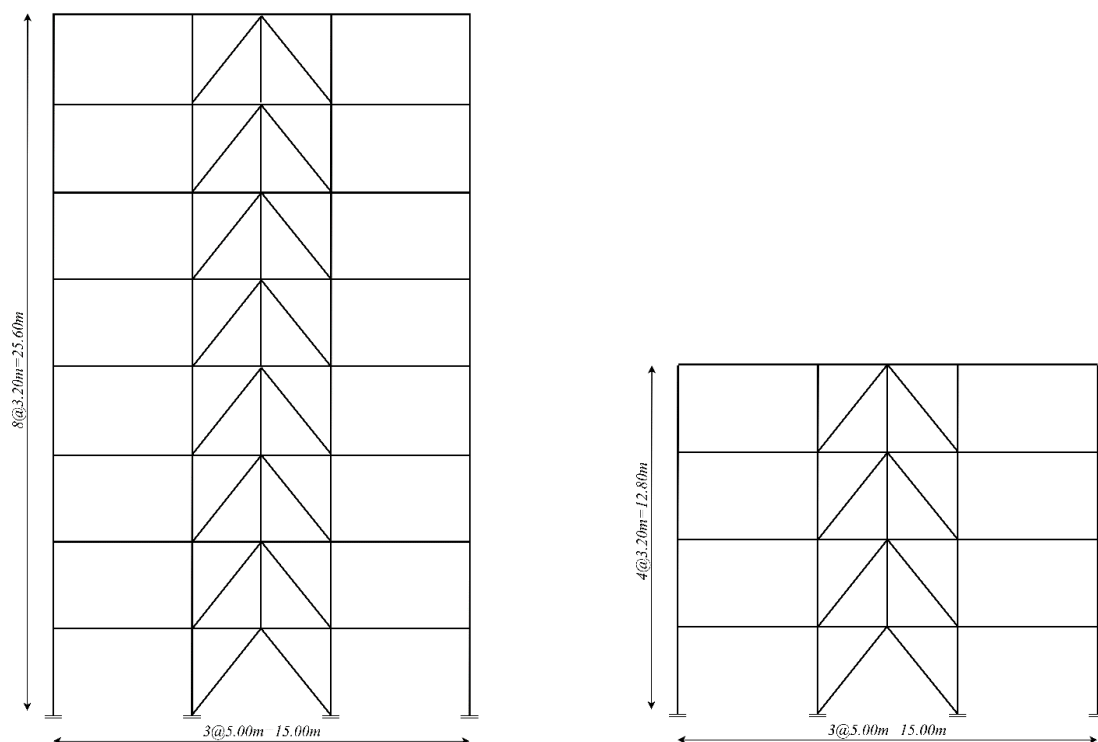
نیمه صلب خورجینی پرداختند. آن‌ها قاب فولادی با مهاربندی هم‌مرکز، قاب فولادی با دیوار بنایی و قاب فولادی با دیوار بنایی و مهاربند هم‌مرکز با تعداد طبقات ۳ و ۵ را با به کارگیری آنالیز IDA مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که احتمال اینکه سازه از محدوده آستانه فروریزش تجاوز کند بسیار زیاد است و نیاز به مقاوم‌سازی لرزه‌ای خواهد داشت [۸]. هوفر^۱ و همکاران (۲۰۱۸) به بررسی آسیب‌پذیری و منحنی‌های شکنندگی کلیساهای ایتالیا بعد از زلزله ۲۴ آگوست سال ۲۰۱۶ پرداختند. در این پژوهش ۱۹۶ کلیسا از نظر سازه‌ای و آسیب‌پذیری مورد بررسی قرار گرفتند که هدف از این کار به دست آوردن مکانیزم خرابی و محاسبه شاخص خرابی برای هر سازه بود [۹]. تاکنون تحقیقات متعددی پیرامون تخمین تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها و استفاده از منحنی‌های شکنندگی انجام شده است. منظور نمودن عواملی چون اختلاف مدل‌سازی در تعداد طبقات، طول دهانه، ارتفاع طبقات و آنالیز مورد استفاده باعث شده تا تحقیقات پیشین از یکدیگر متمایز باشند و نتایج مختلفی در این عرصه به ارمغان آمده باشد. در این میان در زمینه تأثیر تغییرات در سختی اتصال بر روی منحنی‌های شکنندگی تحقیقات گسترده‌ای وجود ندارد. از این رو در نظر گرفتن سختی اتصال به عنوان متغیر اساسی تحقیق، یک نوآوری ارزشمند محسوب می‌گردد. به علاوه یکی از سیستم‌های جدید مهاربندی که امروزه رواج استفاده از آن رو به گسترش است، سیستم مهاربندی زبیلی است که کمتر مورد بحث و بررسی محققان پیشین قرار گرفته است.

در این مقاله، قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مورد بررسی قرار گرفته‌اند. تعداد و طول دهانه برای کلبه‌ی قاب‌ها، ۳ دهانه‌ی ۵ متری فرض شده است. این قاب‌ها بر اساس ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۰]، مباحث ششم [۱۱] و دهم [۱۲] مقررات ملی ساختمان در نرم‌افزار ETABS2019 [۱۳] طراحی شده‌اند. پس از به دست آمدن مقاطع بهینه طراحی برای اعضای سازه‌ای، قاب‌های مزبور جهت تولید مدل‌های غیرخطی به نرم‌افزار OpenSEES منتقل شده‌اند. با فرض ۳ تیپ متفاوت تغییر در سختی اتصال مدل‌های جدیدی توسعه می‌یابد. از نظر تئوری در اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی، سختی صد در صد حاکم می‌باشد. حال اینکه در شرایط مختلفی در حین اجرا اتصال با سختی کمتری اجرا می‌گردد. دلیل بررسی تغییرات سختی، بررسی اثر کم شدن صلبیت اتصالی است که به طور پیش‌فرض سختی صد در صد برای آن منظور می‌شود. بدین ترتیب در یک حالت تحقیقی سختی اتصال به صورت کاملاً صلب و در

صلب ایده‌آل عمل نمی‌کنند که این امر می‌تواند سبب شود که توزیع واقعی نیروهای اعضا و در نتیجه رفتار سازه تفاوت‌های قابل ملاحظه‌ای با مفروضات طراحی داشته باشد. از این رو تعیین درجه‌ی صلبیت واقعی اتصال یکی از دغدغه‌های بزرگ مهندسی به شمار می‌رود [۲].

شارما^۱ و همکاران (۲۰۲۰) به بررسی قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه صلب اشاره کردند. آن‌ها دو قاب مختلف، یک قاب پنج طبقه و یک قاب ده طبقه به عنوان نمونه‌های عددی در نظر گرفتند. تحقیق آن‌ها نشان داد که قاب‌های نیمه صلب در مقاومت در برابر نیروهای لرزه‌ای برای زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک ($PGA \approx 0.2$)، به ویژه در برش پایه پایین تا حد قابل توجهی، موثر و مفید هستند. به علاوه، قاب نیمه صلب با تیر نسبتاً ضعیف‌تر و سختی اتصال کمتر ممکن است در برابر زلزله نسبتاً شدید مقاومت کند بدون اینکه آسیب زیادی به تیرها وارد شود [۳]. به علاوه نتایج تحقیقات نشان می‌دهد که آسیب‌ها در پس لرزه‌ها احتمالاً رسیدن یا فراتر رفتن از حالت حد مشخص آسیب در قاب‌ها را مخصوصاً به دلیل طولانی شدن دوره قابل توجه ناشی از خسارات دائمی ناشی آن افزایش می‌دهد [۴]. شکیب و همکاران (۲۰۱۱) یک ساختمان ۱۹ طبقه با پلان نامتقارن را که ۳۰ سال پیش در سه بلوک مجزا ساخته شده بود مورد بررسی قرار دادند. تحلیل آسیب‌پذیری کیفی ساختمان در اولین مرحله پژوهش نشان دهنده‌ی آسیب‌پذیری بالایی بود. در مرحله بعد، آسیب‌پذیری کمی سازه مورد بررسی قرار گرفت، نتایج نشان دهنده‌ی این بود که اگر چه سازه برای مقاومت در برابر بارهای ثقیلی به اندازه کافی قوی بود لیکن مقاومت آن در برابر بارهای لرزه‌ای کافی نبود [۵]. رضوی و شیدایی (۲۰۱۲) استفاده از کابل‌های پیش‌تنیده اعضای زبیر را به جای اعضای زبیر متعارف پیشنهاد داد. برای این منظور، تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی (NTHA) در مدل‌هایی با تعداد طبقات متفاوت انجام شد. مقایسه نتایج حاصل شده با قاب مهاربندی زبیر، اثربخشی و پایداری روش جدید را نشان می‌دهد. علاوه بر این، نتایج نشان داد که استفاده از سیستم پیشنهادی با کابل‌های پیش‌تنیده باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مهاربند زبیلی می‌شود [۶]. سارودین^۲ و همکاران (۲۰۱۵) بر روی منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه پرداختند، به این ترتیب که دو قاب ۳ و ۶ طبقه را تحت اثر ۷ رکورد زلزله با سطوح مختلف عملکردی مختلف با هم مقایسه کردند [۷]. کیانی و همکاران (۲۰۱۶) به بررسی منحنی‌های شکنندگی در قاب‌های فولادی با اتصالات

1 Sharma
2 Nonlinear Time History Analysis
3 Siti Nur Aqilah Saruddin



شکل ۱. نمای قاب‌های ۴ و ۸ طبقه قاب فولادی طراحی شده

Fig. 1. View of 4- and 8- story frames

طراحی شده استخراج شده و توسط نرم‌افزار OpenSEES مورد آنالیز قرار گرفته‌اند. مدل‌های مورد مطالعه در این مقاله شامل ۲ قاب مهاربندی شده شورون و زیربنا با تعداد طبقات ۸ و ۴ مطابق شکل ۱ می‌باشد. مدل‌های غیرخطی به صورت صفحه‌ای (دو بعدی) منظم در ارتفاع در نظر گرفته شده است. عرض تمامی دهانه‌ها ۵ متر (۳ دهانه) و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. اتصالات تیرها به ستون به صورت صلب با منظور نمودن یک فنر پیچشی جهت برآورد تغییرات سختی اتصال در نظر گرفته شده است. مکان سازه، شهر تهران و کاربری آن مسکونی فرض شده است. تراز شکل‌پذیری ویژه انتخاب گرفته شده است. جرم کلیه طبقات با هم برابر بوده و برای محاسبه جرم لرزه‌ای از توصیه‌های موجود در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای استفاده شده است، به نحوی که جرم مرده لرزه‌ای مجموع کل جرم مرده به علاوه درصدی از جرم زنده طبقه در نظر گرفته می‌شود. درصد مشارکت بار زنده با فرض کاربری مسکونی برای کلیه مدل‌ها و به استناد مقادیر پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۰] برابر ۲۰٪ فرض شده است. در ادامه معیارهای لرزه‌ای، بارهای طراحی، ترکیبات بارها، الزامات مربوطه توصیف شده است و مقاطع به دست آمده برای تیرها و ستون‌ها در هر

دو حالت دیگر با تغییر در این مقدار شرایط مورد بررسی قرار گرفته است. نهایتاً با استفاده از آنالیز IDA و با نتایج تحلیل برای ۱۴ رکورد مختلف از زلزله‌های پیشین، شامل ۷ زلزله‌ی دور و ۷ زلزله‌ی نزدیک گسل ثبت گردیده است. اطلاعات خروجی آنالیزها شامل تغییر مکان نسبی، دررفت بین طبقات، شتاب و سرعت در محیط نرم‌افزار اکسل جهت بررسی و ترسیم پروفیل‌های خروجی و منحنی‌های شکنندگی مورد مقایسه قرار گرفته است.

۲- روش تحقیق

۲-۱- طراحی، مدل‌سازی

مدل‌های مورد بررسی در این مقاله دارای پلانی مربع شکل به ابعاد ۱۵×۱۵ متر مربع می‌باشند که در هر راستا دارای سه دهانه و یک قاب مهاربندی شده می‌باشند، سیستم سازه‌ای مدل‌های مورد بررسی سیستم قاب خمشی ویژه + مهاربند زیپی در نظر گرفته شده است. وظیفه‌ی اساسی مهاربندی‌ها، کنترل تغییر شکل‌ها و دررفت‌های سازه می‌باشد. به منظور کاهش حجم و زمان محاسبات، مدل دو بعدی در تحلیل به کار برده شده است. در این تحقیق یک قاب دو بعدی از سازه‌های سه بعدی

جدول ۱. زمان تناوب قاب‌های ۴ و ۸ طبقه فولادی خمشی ویژه + مهاربندی زیبر

Table 1. Period of 4- and 8- story of special steel MRF + zipper bracing

قاب	ارتفاع (متر)	زمان تناوب تجربی در هر دو جهت	زمان تناوب تحلیلی ETABS
۴ طبقه فولادی خمشی ویژه	۱۲/۳۰	۰/۶۶	۰/۶۰
۸ طبقه فولادی خمشی ویژه	۲۵/۱۰	۱/۱۲	۱/۱۰

جدول ۲. نتایج طراحی سازه در المان‌های قاب‌های ۴ و ۸ طبقه

Table 2. Structural design sections

مدل	طبقه	ستون		مهاربندی		تیر
		کناری	میانی	عضو قائم زیبر	عضو مهاربی	
۴ طبقه	۱	BOX160x10	BOX200x20	BOX80x8	BOX100x6	IPE180
	۲	BOX160x10	BOX180x15	BOX80x8	BOX120x10	IPE140
	۳	BOX160x10	BOX160x10	BOX80x8	BOX120x10	IPE140
	۴	BOX160x10	BOX160x8	-	BOX120x10	IPE140
۸ طبقه	۱	BOX180x12	BOX450x30	BOX80x8	BOX100x6	IPE180
	۲	BOX180x12	BOX350x30	BOX80x8	BOX120x10	IPE140
	۳	BOX180x12	BOX300x25	BOX80x8	BOX120x10	IPE140
	۴	BOX180x12	BOX270x20	BOX80x8	BOX120x10	IPE140
	۵	BOX180x12	BOX240x20	BOX80x8	BOX140x10	IPE140
	۶	BOX180x12	BOX200x20	BOX80x8	BOX140x10	IPE140
	۷	BOX180x12	BOX180x15	BOX80x8	BOX140x10	IPE140
	۸	BOX180x12	BOX180x12	-	BOX140x10	IPE140

طبقه برای هر مدل سازه‌ای ارائه شده است. فرض می‌شود کلیه مدل‌های مقاله منطقه با خطر لرزه‌خیزی زیاد مطابق طبقه‌بندی کمی در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۰] قرار دارند. خاک محل احداث مطابق طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم از نوع خاک III در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری قاب‌ها از مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ [۱۱] استفاده شده است. طراحی قاب‌های فولادی بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای مندرج در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ [۱۲] و به روش LFRD با رعایت کلیه جزییات طراحی لرزه‌ای انجام گرفته است. برای طراحی اولیه قاب‌ها از تحلیل استاتیکی معادل استفاده شده است. اتصال ستون به فونداسیون به صورت گیردار فرض شده و ستون در تمامی طبقات به شکل پیوسته مدل‌سازی شده است. جنس فولاد مورد استفاده در مدل‌سازی، ST37 است که تنش تسلیم برابر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. برای طراحی تیرها، از مقطع IPE و تیر ورق تک و برای ستون‌ها از BOX با رعایت ضوابط فشردگی لرزه‌ای استفاده شده است. اثرات $P-\Delta$ و $P-\delta$ در نظر گرفته شده و از اثرات اندرکنش بین خاک و سازه صرف نظر شده است. برای طراحی سازه در نرم‌افزار Etabs2019 [۱۳] از ضوابط AISC360-10 [۱۴] استفاده شده است. مشخصات زمان تناوب و نوع تحلیل قاب‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. در طراحی مهاربندهای زیبر، اعضای مهاربندی قائم زیبر به صورت یک ستون دو سر مفصل در نظر گرفته شده است. همچنین در مدل‌سازی نرم‌افزاری نیروی محوری ایجاد شده در این عضو به صورت یک نیروی متمرکز در محل اتصال مهاربند شورشورن وارد شده است و سپس طراحی مجدد صورت گرفته است. همچنین نتایج حاصل از طراحی سازه در جدول ۲ ارائه شده است.

مقاله منطقه با خطر لرزه‌خیزی زیاد مطابق طبقه‌بندی کمی در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۰] قرار دارند. خاک محل احداث مطابق طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم از نوع خاک III در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری قاب‌ها از مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ [۱۱] استفاده شده است. طراحی قاب‌های فولادی بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای مندرج در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ [۱۲] و به روش LFRD با رعایت کلیه جزییات طراحی لرزه‌ای انجام گرفته است. برای طراحی اولیه قاب‌ها از تحلیل استاتیکی معادل استفاده شده است. اتصال ستون به فونداسیون به صورت گیردار فرض شده و ستون در تمامی طبقات به شکل پیوسته مدل‌سازی شده است. جنس فولاد مورد استفاده در مدل‌سازی، ST37 است که تنش تسلیم برابر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. برای طراحی تیرها، از مقطع IPE و تیر ورق تک و برای ستون‌ها از BOX با رعایت ضوابط فشردگی لرزه‌ای استفاده شده است. اثرات $P-\Delta$ و $P-\delta$ در نظر گرفته شده و از اثرات اندرکنش بین خاک و سازه صرف نظر شده است. برای طراحی سازه در نرم‌افزار Etabs2019 [۱۳] از ضوابط AISC360-10 [۱۴] استفاده شده است. مشخصات زمان تناوب و نوع تحلیل قاب‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. در طراحی مهاربندهای زیبر، اعضای مهاربندی قائم زیبر به صورت یک ستون دو سر مفصل در نظر گرفته شده است. همچنین در مدل‌سازی نرم‌افزاری نیروی محوری ایجاد شده در این عضو به صورت یک نیروی متمرکز در محل اتصال مهاربند شورشورن وارد شده است و سپس طراحی مجدد صورت گرفته است. همچنین نتایج حاصل از طراحی سازه در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۳. نوع مدل‌سازی سازه در دستورالعمل Hasuz [۱۵]

Table 3. Structure modeling type in Hasuz instructions [15]

No	Label	Description	Height			
			Typical		Range	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame (< 5,000 sq. ft.)		1-2		
2	W2	Wood, Commercial and Industrial (> 5,000sq. ft.)		All	1	14
3	S1L	Steel Moment Frame	Low Rise	1-3	2	24
4	S1M		Mid Rise	4-7	5	60
5	S1H		High Rise	8+	13	16

جدول ۴. زاویه تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای (۴ سطح عملکردی) برای سازه‌های ۴ و ۸ طبقه در دستورالعمل Hasuz [۱۵]

Table 4. Inter-story displacement (4 performance levels) for 4- and 8-story structures in the Hasuz instruction [15]

Stories	Slight	Moderate	Extensive	Complete
4	0.0533	0.020	0.0067	0.00533
8	0.040	0.015	0.005	0.0025

استفاده شد. جهت به دست آوردن مقادیر شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مود اول سازه، ابتدا طیف الاستیک رکوردهای انتخابی ترسیم شده است. برای این کار از زمان تناوب تحلیلی محاسبه شده توسط نرم‌افزار ETABS [۱۳] استفاده شده است. مشخصات رکوردهای دور و نزدیک گسل و همچنین مقادیر شتاب طیفی متناظر با مود اول سازه استفاده شده برای انجام آنالیز IDA به ترتیب در جدول‌های ۵ و ۶ نشان داده شده است.

۲-۴- صحت‌سنجی

به منظور اطمینان از صحت مدل‌سازی تحقیق، یک نمونه از نتایج مدل‌سازی قاب از تحقیق سکولوویچ و همکاران [۱۶] استخراج و با نتایج مدل غیرخطی قاب مورد استفاده شده در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES [۱۷]، مقایسه و صحت‌سنجی شده است. جهت مدل‌سازی و معرفی فنر پیچشی در نرم‌افزار، با توجه به مشخصات تیرهای طراح شده و روابط موجود در تحقیق سکولوویچ و همکاران سختی فنر پیچشی بر اساس رابطه ۱ محاسبه شده است.

۲-۲- تحلیل غیرخطی سازه

جهت تعیین سطوح عملکردی از دستورالعمل Hasuz_MH MR5 [۱۵] استفاده شده است. با توجه دستورالعمل Hasuz، برای قاب خمشی فولادی مهاربندی شده با تعداد طبقات ۴ و ۸، نوع قاب در جدول به ترتیب به نام S1M (قاب بلند) و S1H می‌باشد؛ که در جدول ۳ نشان داده شده است. با عنایت به اینکه سطح عملکردی پیشنهادی در دستورالعمل Hezuz [۱۵] مستقل از درجه گیرداری قاب خمشی است، اتصالات تیر به ستون به صورت گیردار منظور شده است.

سطوح عملکردی برای قاب‌های ۴ و ۸ طبقه به شرح جدول ۴ ارائه شده است. به علاوه، سطوح عملکردی در دستورالعمل Hasuz [۱۵] به صورت خسارت کم (Slight)، خسارت متوسط (Moderate)، خسارت گسترده (Extensive) و خسارت کامل (Complete) می‌باشد.

۲-۳- معرفی شتاب‌نگاشت‌ها

جهت آنالیز IDA از ۷ رکورد زلزله دور و ۷ رکورد زلزله نزدیک گسل

جدول ۵. مشخصات ۷ زلزله دور و ۷ زلزله نزدیک گسل

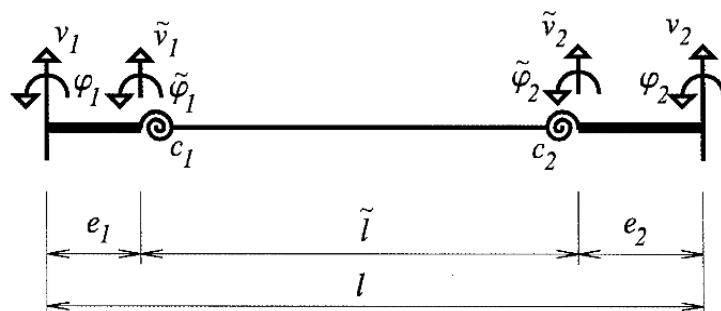
Table 5. Specifications of 7 far earthquakes and 7 near-fault earthquakes

مشخصات زلزله				نام ایستگاه	سال	نام زلزله	شماره رکورد
V _s (m/sec)	R _{rup} (km)	R _{jb} (km)	M _w				
رکوردهای دور از گسل							
۳۱۶/۴۶	۲۲/۷۷	۲۲/۷۷	۶/۶۱	LA - Hollywood Stor FF	۱۹۷۱	San Fernando	۱
۲۴۲/۰۵	۲۲/۰۳	۲۲/۰۳	۶/۵۳	Delta	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۲
۱۹۶/۲۵	۱۲/۵۶	۱۲/۵۶	۶/۵۳	El Centro Array #11	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۳
۱۹۲/۰۵	۱۸/۲۰	۱۸/۲۰	۶/۵۴	El Centro Imp. Co. Cent	۱۹۸۷	Superstition Hills-02	۴
۳۴۹/۸۵	۱۲/۸۲	۱۲/۲۳	۶/۹۳	Gilroy Array #3	۱۹۸۹	Loma Prieta"	۵
۳۲۵/۶	۱۲/۴۴	۱۱/۳۹	۶/۶۹	Canyon Country - W Lost Cany	۱۹۹۴	Northridge-01	۶
۲۹۳/۵۷	۱۲/۰۴	۱۲/۰۲	۷/۱۴	Bolu	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	۷
رکوردهای نزدیک گسل							
۸۱۱	۷/۲۱	۳/۶۲	۷/۵۱	Izmit	۱۹۹۹	Imperial Valley-06	۱
۳۸۲	۱۰/۸۴	۶/۷۸	۶/۹۰	Sturno (STN)	۱۹۸۰	Superstition Hills-02	۲
۳۴۸/۶۹	۰/۹۵	۰/۹۵	۶/۵۴	Parachute Test Site	۱۹۸۷	Loma Prieta	۳
۳۸۰/۸۹	۸/۵	۷/۵۸	۶/۹۳	Saratoga - Aloha Ave	۱۹۸۹	Erzican Turkey	۴
۳۵۲/۰۵	۴/۳۸	۰	۶/۶۹	Erzincan	۱۹۹۲	Cape Mendocino	۵
۲۸۲/۲۵	۶/۵	۰	۶/۶۹	Rinaldi Receiving Sta	۱۹۹۲	Northridge-01	۶
۲۸۱/۸۶	۶/۵۸	۰	۷/۱۴	Duzce	۱۹۹۹	Duzce Turkey	۷

جدول ۶. مقادیر شتاب طیفی متناظر با مود اول سازه برای رکوردهای دور و نزدیک گسل

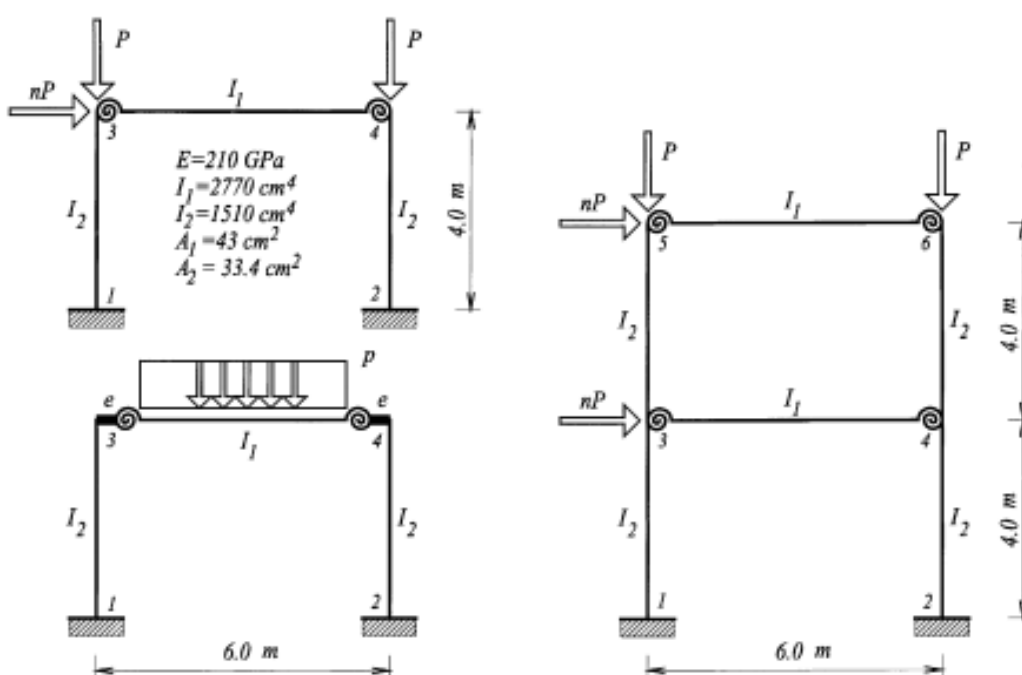
Table 6. Spectral acceleration values corresponding to the first mode of the structure for far and near fault records

Sa(T1,5%) (g)		نام زلزله	شماره رکورد
8 Stories	4 Stories		
رکوردهای دور از گسل			
۲/۳	۰/۵۳	San Fernando	۱
۲/۷	۰/۴۷	Imperial Valley-06	۲
۳/۹	۰/۶۷	Imperial Valley-06	۳
۱/۹	۰/۸۷	Superstition Hills-02	۴
۱/۶	۱/۱۳	Loma Prieta"	۵
۱/۶	۱/۵۷	Northridge-01	۶
۱/۸	۲/۰۳	Duzce, Turkey	۷
رکوردهای نزدیک گسل			
۱/۳۱	۰/۷۵	Imperial Valley-06	۱
۰/۶۳	۰/۹۴	Superstition Hills-02	۲
۱/۲۸	۰/۸۲	Loma Prieta	۳
۱/۰۴	۱/۵۶	Erzican Turkey	۴
۱/۴۴	۰/۹۴	Cape Mendocino	۵
۰/۹۷	۲/۵۱	Northridge-01	۶
۰/۹۷	۱/۱۶	Duzce Turkey	۷



شکل ۲. نحوه در نظر گرفتن درصد گیرداری اتصال با فنر پیچشی [۱۶]

Fig. 2. Method for considering the percentage of entanglement of torsion springs [16]



شکل ۳. مشخصات قاب ۲ طبقه و یک طبقه مورد مطالعه در تحقیق سکولوویچ و همکاران [۱۶]

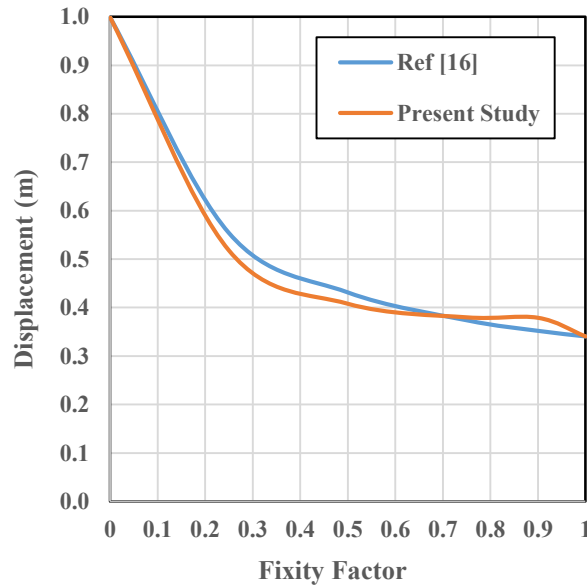
Fig. 3. 2-story and one-story frame specifications used for verification [16]

است. جزئیات مدل‌سازی اتصال به صورت شکل ۲ می‌باشد. همچنین مشخصات قاب مورد مطالعه در مقاله صحت‌سنجی در شکل ۲ نشان داده شده است.

تغییر مکان نرمال شده در گره ۳ حاصل از نرم‌افزار، در مقایسه با مدل مرجع در شکل ۴ نشان داده شده است. همان‌طور که از نمودار مزبور مشخص است، نتایج به دست آمده از تحقیق، با نتایج تحقیق سکولوویچ و همکاران [۱۶] تطابق مناسبی دارد.

$$C_i = \frac{3EI}{L} \left(\frac{\gamma_i}{1-\gamma_i} \right) \quad (۱)$$

در این رابطه E مدول الاستیسیته، I ممان اینرسی مقطع تیر، L طول تیر و درصد گیرداری اتصال می‌باشد. قاب مورد نظر یک قاب فولادی دو طبقه می‌باشد. اتصالات تیر به سون به صورت گیردار، نیمه گیردار و مفصلی در نظر گرفته شده



شکل ۴. نمودار صحت‌سنجی تغییر مکان به دست آمده برای درصد گیرداری‌های ۰ تا ۱۰۰ درصد نمودار قاب مورد مطالعه در مقایسه با تحقیق سکولوویچ و همکاران برای گره ۳ [۱۶]

Fig. 4. Validation diagram obtained for the percentage of 0 to 100 entanglements [16]

۳- بحث و بررسی

برای تحلیل سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزاینده استفاده شده است. به این صورت که حداکثر شتاب طیفی زلزله (Sa) اعمالی به سازه از Sa ۰/۱ تا خرابی کامل (فروریزش) با گام‌های افزایشی مقیاس شدند. سپس با تحلیل سازه در هر گام منحنی‌های IDA ترسیم گردید. پس از انجام تحلیل IDA، دسته‌ای از منحنی‌های IDA به دست آمده است. با توجه به تعداد زیاد نمودارهایی که هر کدام نمایانگر رفتار خاصی از سازه تحت رکوردهای زلزله بوده و بیانگر عملکرد کلی سازه نمی‌باشد؛ برای دستیابی به یک حالت کلی از رفتار سازه و کاهش پراکندگی اطلاعات، دسته منحنی‌های IDA خلاصه شده است. این امر از طریق روش‌های آماری میسر می‌گردد. از این رو سه مقدار آماری صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد، از هر یک از دسته منحنی‌های IDA استخراج گردیده و از آن برای مقایسه دسته منحنی‌های مختلف با یکدیگر و ارزیابی لرزه‌های سازه‌ها استفاده شده است.

۳-۱- دسته منحنی‌های IDA

شکل‌های ۵ و ۶ دسته منحنی‌های خلاصه شده (منحنی IDA صدک‌های ۱۶، ۵۰، ۸۴ درصد) قاب ۴ طبقه مجهز به مهاربند زیپیر) با

درصد صلبیت‌های اتصال ۰، ۲۵، ۷۵ و ۱۰۰ درصد تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشخص است ۸۴ درصد از رکوردهای دور از گسل انتخابی در شتاب طیفی پایین‌تر منجر به رسیدن سازه به سطح عملکردی فروریزش سازه می‌شوند. همچنین نمودارهای حاصله از زلزله‌های نزدیک گسل در شکل ۶ دارای پراکندگی کمتری نسبت به نمودارهای زلزله‌های دور از گسل ارائه شده در شکل ۵ می‌باشند.

نتایج دسته منحنی‌های خلاصه شده (منحنی IDA صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد) قاب ۸ طبقه مجهز به مهاربند زیپیر) با درصد صلبیت‌های اتصال ۰، ۲۵، ۷۵ و ۱۰۰ تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل در شکل‌های ۷ و ۸ نشان داده شده است. همچنان پراکندگی نمودارها تحت اثر زلزله‌های دور از گسل قابل مشاهده است. همان‌طور که مشخص است همانند نتایج قاب ۴ طبقه ۸۴ درصد از رکوردهای دور گسل انتخابی در شتاب طیفی پایین‌تر منجر به رسیدن سازه به سطح عملکردی فروریزش سازه می‌شوند. همچنین فاصله بین نمودارهای ۱۶ و ۵۰ درصد بیشتر شده است که این امر می‌تواند ناشی از افزایش ارتفاع قاب باشد. همان‌طور که مشخص است همانند نتایج قاب ۴ طبقه ۸۴ درصد از رکوردهای نزدیک گسل انتخابی در شتاب طیفی

جدول ۷. محاسبه ضریب اطمینان و ارزیابی فروریزش قاب‌های مهاربندی شده زیر چهار و هشت طبقه با درصد گیرداری های ۰، ۲۵، ۷۵ و ۱۰۰

Table 7. Calculation of reliability and evaluation of collapse of 4- and 8- Zipper braced frames with 75, 25, 0 and 100 grip percentages

درصد گیرداری اتصال	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	۴ طبقه	۸ طبقه	۴ طبقه	۸ طبقه	۴ طبقه	۸ طبقه	۴ طبقه	۸ طبقه
	FF/NF	FF/NF	FF/NF	FF/NF	FF/NF	FF/NF	FF/NF	FF/NF
۱۰۰	۱/۸۱	۰/۸۱	۱/۳۲	۰/۹۲	۰/۷۴	۰/۸۸	۱/۰۰	۰/۸۱
۷۵	۱/۷۷	۰/۹۰	۱/۳۸	۰/۸۰	۰/۷۲	۰/۸۰	۱/۰۰	۰/۸۸
۲۵	۱/۸۵	۰/۸۳	۱/۳۶	۱/۰۰	۰/۷۲	۰/۷۲	۱/۰۰	۰/۸۸
۰	۱/۷۷	۰/۶۷	۱/۴۰	۰/۸۸	۰/۷۱	۰/۸۴	۱/۰۰	۰/۷۱
	NF: زلزله‌های نزدیک گسل				FF: زلزله‌های دور از گسل			

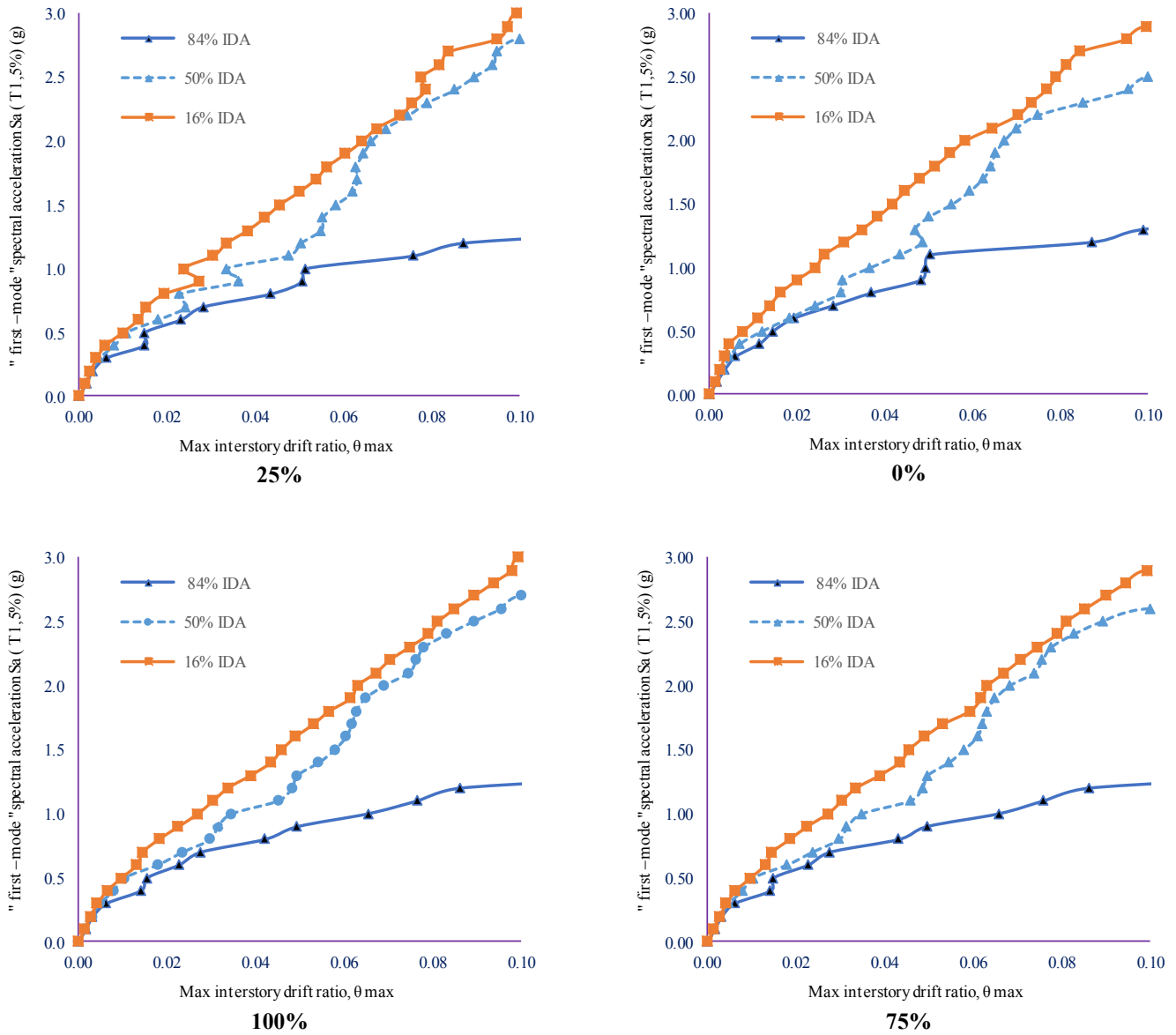
شده است. در هر دو شکل ارائه شده، در قسمت الف، منحنی‌های حاصل از سازه‌های ۴ طبقه و در شکل ب، منحنی‌های حاصل از سازه‌های ۸ طبقه با درصد گیرداری‌های مختلف صفر، ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد مقایسه شده‌اند. با توجه به نتایج نمودارهای به دست آمده در شکل‌های ۹ و ۱۰ تأثیر درصد گیرداری صفر درصد کمتر است. همچنین در سازه ۸ طبقه درصد گیرداری ۵۰ و ۷۵ درصد احتمال خرابی کاهش یافته در صورتی که در مدل ۴ طبقه به این شکل نبوده است؛ به علاوه به نظر می‌رسد تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل ارتفاع سازه تأثیر مهمی در نتایج داشته است. به این صورت که احتمال درصد خرابی کامل سازه با اتصالات گیردار تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل در مقایسه با طلله‌های دور، با افزایش ارتفاع نسبت به حالت مفصلی خیلی کمتر است. در واقع زلزله‌های نزدیک گسل باعث بروز اختلاف بین نتایج نمودارها شده است. به منظور درک بهتر، جدول ۷ محاسبه ضریب اطمینان و ارزیابی فروریزش قاب‌های مهاربندی شده زیر چهار و هشت طبقه با درصد گیرداری‌های ۰، ۲۵، ۷۵ و ۱۰۰ درصد ارائه شده است.

پایین‌تر منجر به رسیدن سازه به سطح عملکردی فروریزش سازه می‌شوند. در ادامه منحنی‌های شکنندگی برحسب نتایج نمودارهای نشان داده شده ترسیم و تفسیر می‌شوند.

۳-۲- منحنی‌های شکنندگی

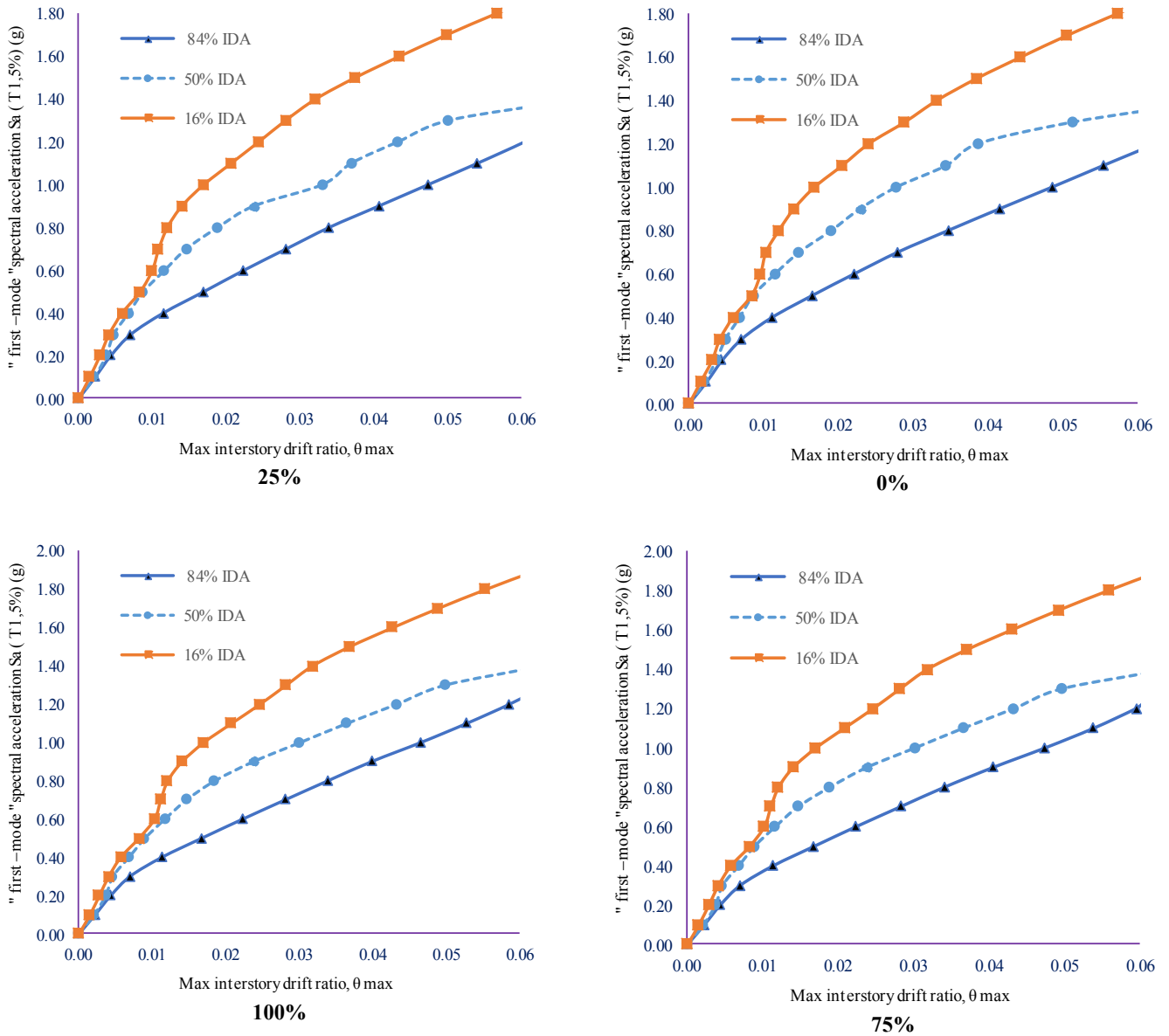
۳-۲-۱- تأثیر درجه صلبیت بر احتمال شکست برای سطوح مختلف عملکردی

یکی از اهدافی که در تحقیق تعیین گردید پاسخ به این پرسش است که برای یک دسته زلزله با محتوای مشابه (دور یا نزدیک گسل) تغییر در درجه صلبیت چه تاثیری بر احتمال فراگذشت از یک سطح عملکرد مشخص خواهد گذاشت. این مهم از طریق ترسیم منحنی‌های شکنندگی متناظر با سطوح مختلف عملکردی و درجه‌های مختلف صلبیت امکان‌پذیر است. در شکل ۹ دسته منحنی‌های شکنندگی سازه‌های ۴ و ۸ طبقه برای سطوح مختلف عملکردی و درصدهای متفاوت صلبیت تحت اثر زلزله دور از گسل و در شکل ۱۰ همان دسته منحنی تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل ارائه



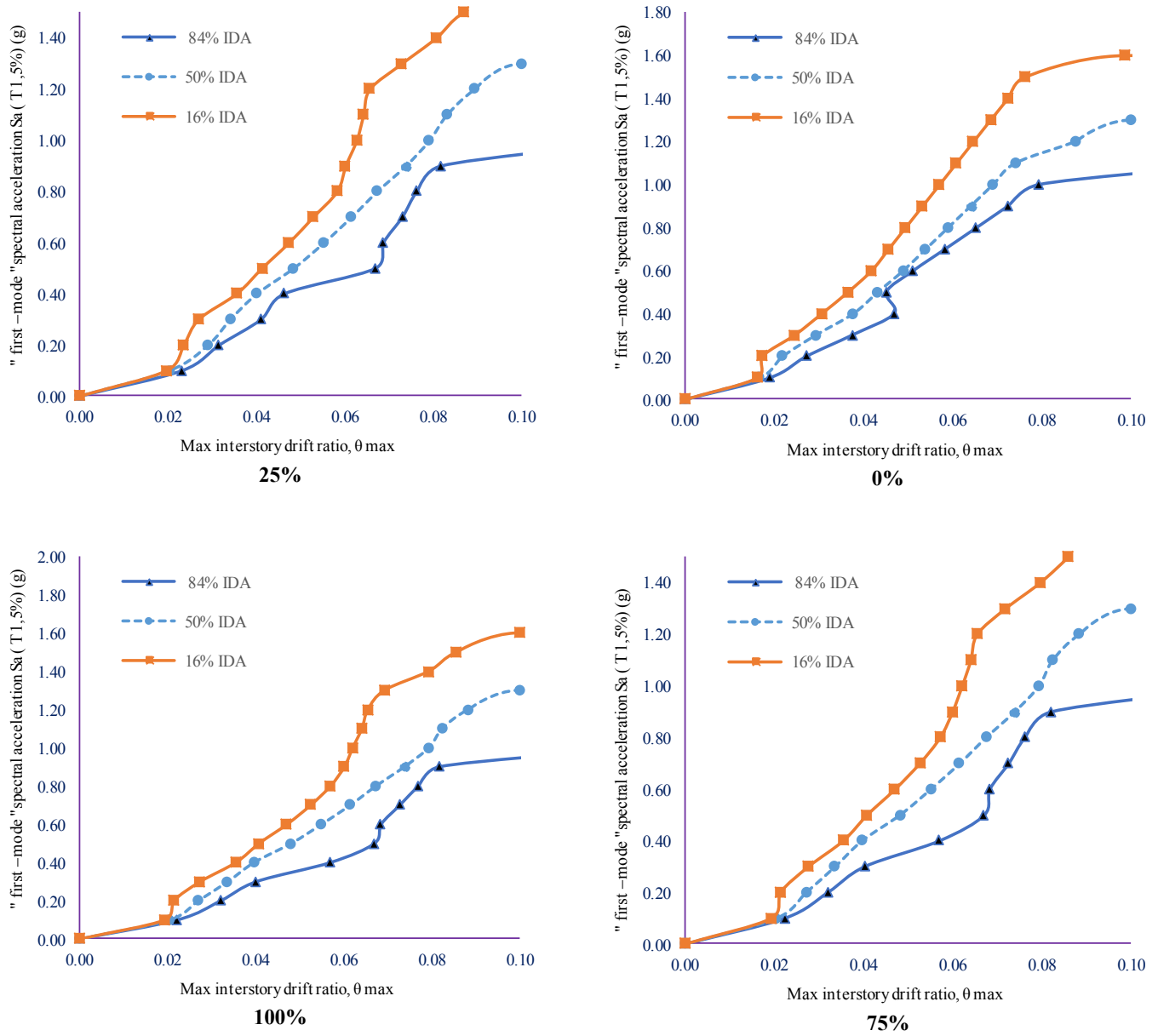
شکل ۵. منحنی IDA صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد - قاب ۴ طبقه مجهز به مهاربند زیپر با درصد صلبیت‌های اتصال +، ۲۵، ۷۵ و ۱۰۰ تحت اثر زلزله‌های دور گسل

Fig. 5. IDA curve of 50, 16 and 84% percentiles - 4-story frame equipped with zipper bracing With the percentage of connection stiffnesses of 75, 25, 0 and 100 - far earthquakes



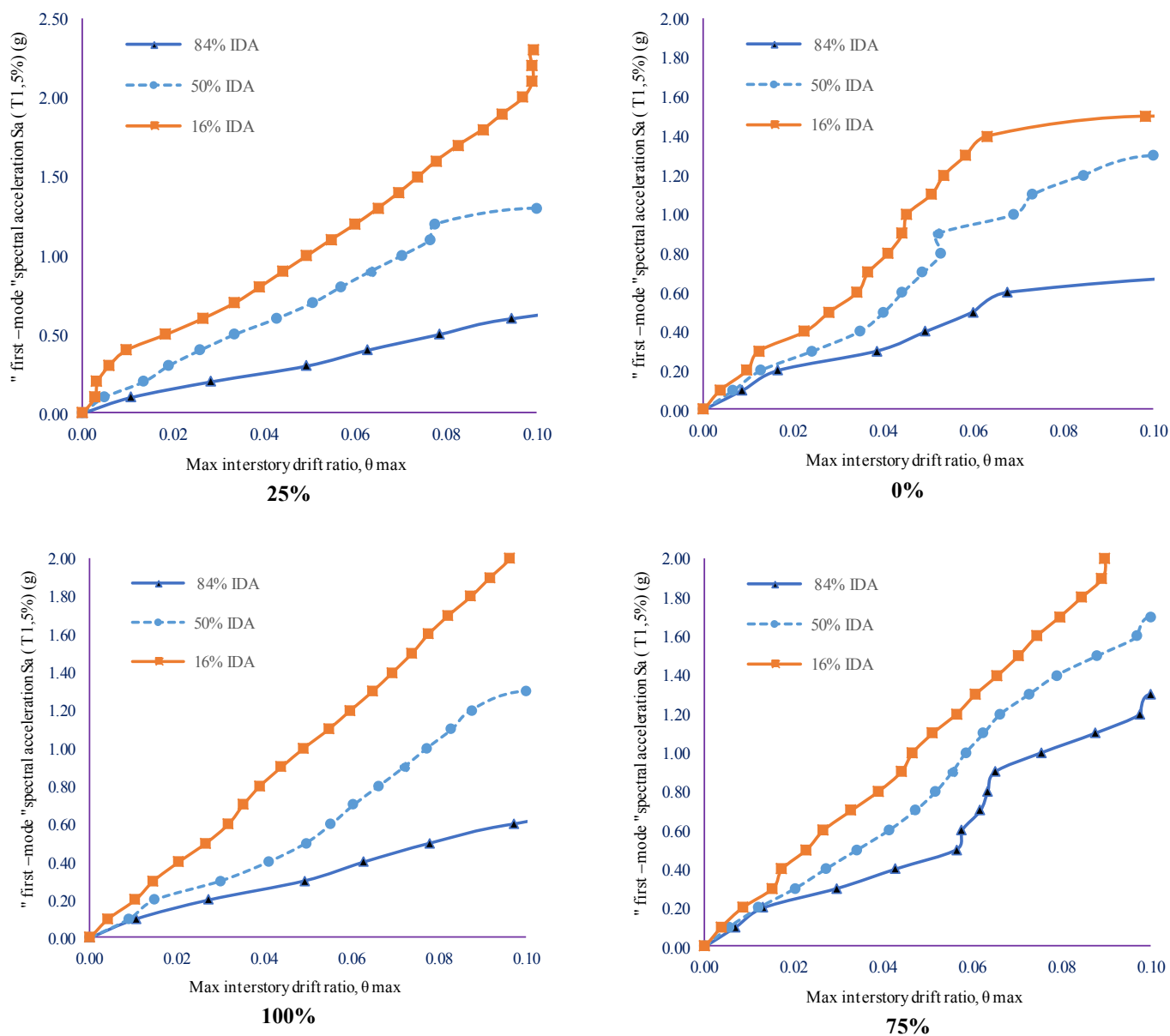
شکل ۶. منحنی IDA صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد قاب ۴ طبقه مجهز به مهاربند زیپر با درصد صلبیت‌های اتصال ۰، ۲۵، ۷۵ و ۱۰۰ تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل

Fig. 6. IDA curve of 50, 16 and 84% percentiles - 4-story frame equipped with zipper bracing With the percentage of connection stiffnesses of 75, 25, 0 and 100 - near earthquakes



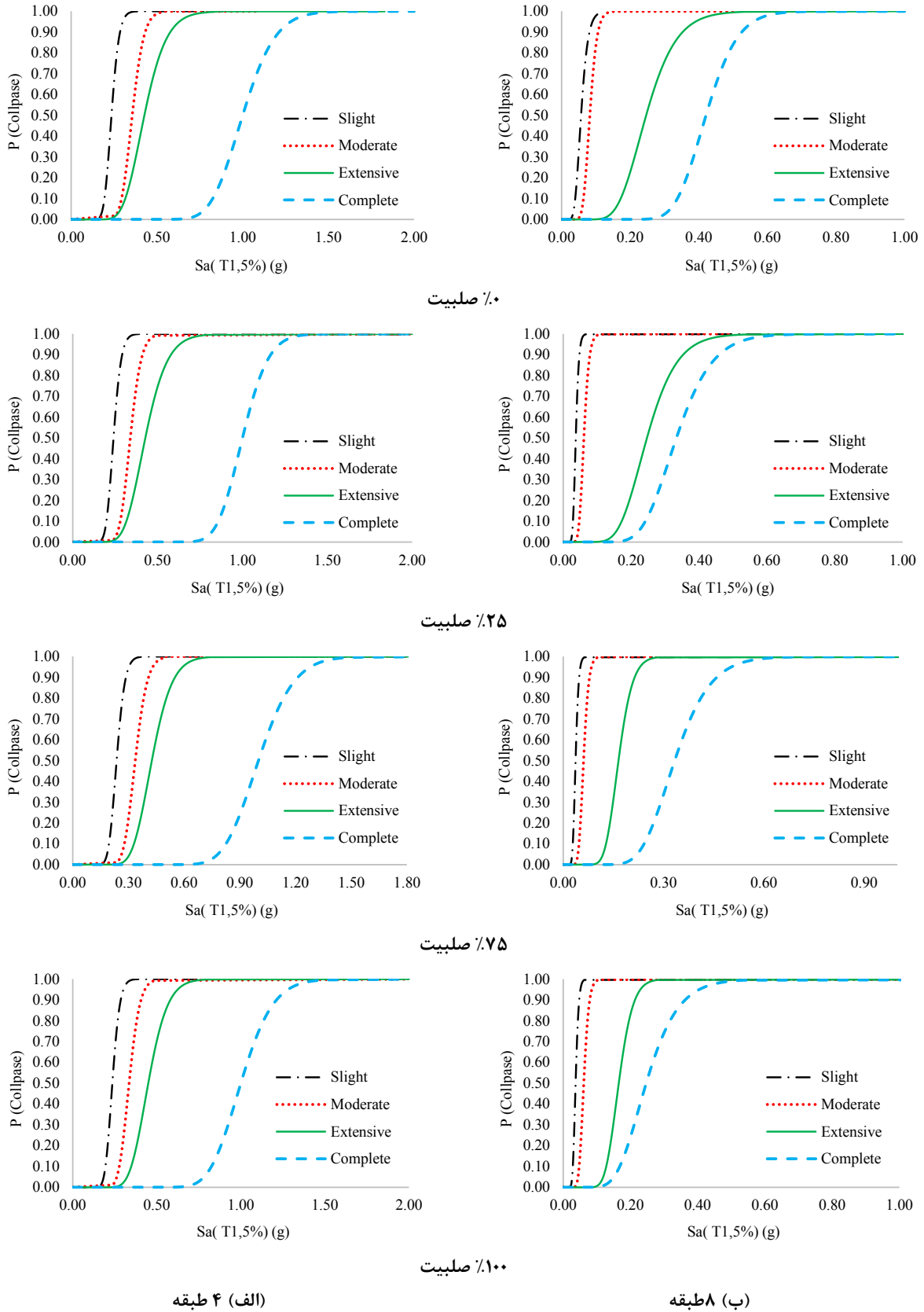
شکل ۷. منحنی IDA صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد قاب ۸ طبقه مجهز به مهاربند زیپر با درصد صلبیت‌های اتصال ۰، ۲۵، ۷۵ و ۱۰۰ تحت اثر زلزله‌های دور از گسل

Fig. 7. IDA curve of 50, 16 and 84% percentiles - 8-story frame equipped with zipper bracing With the percentage of connection stiffnesses of 75, 25, 0 and 100 0- far earthquakes



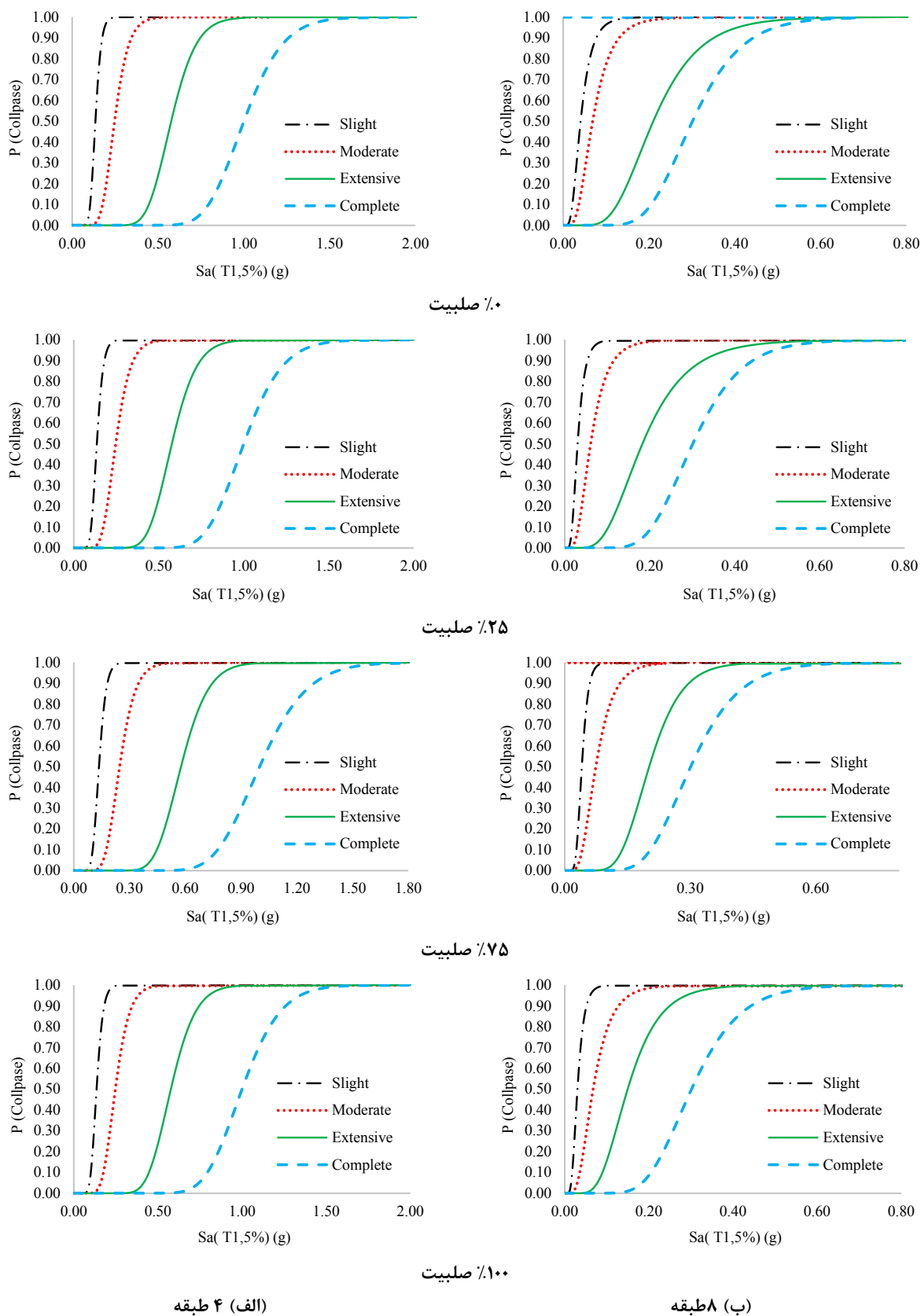
شکل ۸. منحنی IDA صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد قاب ۸ طبقه مجهز به مهاربند زیپر با درصد صلبیت‌های اتصال ۰، ۲۵، ۷۵، ۱۰۰ تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل

Fig. 8. IDA curve of 50, 16 and 84% percentiles - 8-story frame equipped with zipper bracing With the percentage of connection stiffnesses of 75, 25, 0 and 100 - near earthquakes



شکل ۹. دسته منحنی‌های شکنندگی سازه‌های ۴ و ۸ طبقه برای سطوح مختلف عملکردی و درصد‌های متفاوت صلبیت تحت اثر زلزله دور از گسل

Fig. 9. Fragility curves of 4- and 8-story structures for different performance levels and different percentages of stiffness subjected to far earthquake



شکل ۱۰. دسته منحنی‌های شکنندگی سازه‌های ۴ و ۸ طبقه برای سطوح مختلف عملکردی و درصد‌های متفاوت صلبیت تحت اثر زلزله نزدیک از گسل

Fig. 10. Fragility curves of 4- and 8-story structures for different performance levels and different percentages of stiffness subjected to near earthquake

۳-۲-۲- تاثیر نوع زلزله بر احتمال شکست برای یک سطح عملکرد ثابت یکی دیگر از ابهاماتی که این مقاله تلاش دارد به آن پاسخ دهد اینکه برای درصدهای گیرداری مختلف، احتمال فراگذشت از یک سطح عملکرد معین سازه‌ها تا چه اندازه تابع نوع زلزله (دور یا نزدیک گسل) بوده و مقادیر به دست آمده چقدر با هم اختلاف دارند. از آنجایی که ارائه نتایج مربوط به ۴ سطح عملکردی می‌تواند به افزایش مقاله بی‌انجامد، در این قسمت از مقاله نمودارهای متناظر با سطوح عملکردی Moderate و Complete و درجه‌های صلبیت ۰ تا ۱۰۰٪ سازه‌های ۴ و ۸ طبقه با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج این مقایسه در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نمایش داده شده است. در نمودارهای شکل ۱۱ و ۱۲ منحنی شکنندگی سازه‌ها برای درصد گیرداری‌های مختلف در حالت خرابی Slight برای قاب ۴ طبقه و ۸ طبقه تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل با هم مقایسه شده است. با توجه به نتایج نمودارهای به دست آمده، می‌توان دریافت که در یک شتاب طیفی ثابت درصد احتمالی خرابی سازه تحت اثر زلزله‌های دور از گسل نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر است. این اختلاف در قاب‌های ۴ طبقه برای تمامی درصدهای گیرداری اتصال و برای قاب‌های ۸ طبقه برای گیرداری صفر و ۲۵ و ۱۰۰ درصد قابل مشاهده است. همچنین به طور کلی در سطح Slight زلزله‌های دور از گسل نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل، در شتاب طیفی کمتر باعث خرابی بیشتر می‌شوند.

۴- نتیجه‌گیری

عدم اجرای دقیق و صحیح اتصالات تیر به ستون بر اساس جزئیات مورد انتظار می‌تواند سبب شود که توزیع واقعی نیروهای اعضا و در نتیجه رفتار سازه تفاوت‌های قابل ملاحظه‌ای با مفروضات طراحی داشته باشد. از این رو تعیین درجه‌ی صلبیت واقعی اتصال یکی از دغدغه‌های بزرگ مهندسی به شمار می‌رود. در این تحقیق اثر صلبیت اتصال بر احتمال خرابی قاب‌های مهاربندی زیر تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفت.

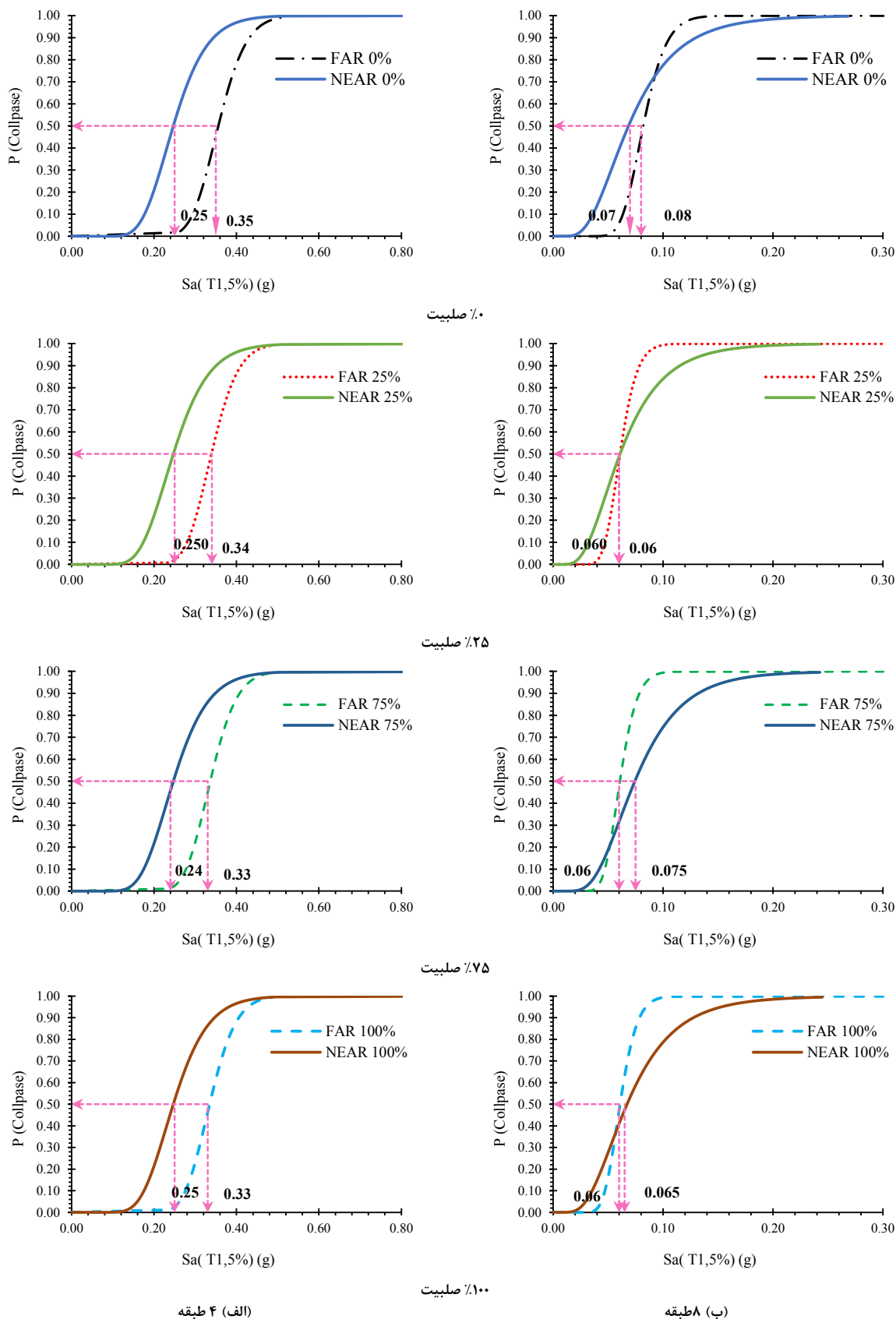
بدین منظور قاب‌های ۴ و ۸ طبقه با تعداد دهانه‌های ۳ و ۵ و طول دهانه برای کلیه‌ی قاب‌ها، ۵ متر در نظر گرفته شد. این قاب‌ها بر اساس ۳ تیپ متفاوت تغییر در سختی اتصال توسعه یافت. از نظر تئوری در اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی، سختی صد درصد حاکم می‌باشد. حال اینکه در شرایط مختلفی در حین اجرا اتصال با سختی کمتری اجرا می‌گردد. دلیل

بررسی تغییرات سختی، بررسی اثر کم شدن صلبیت اتصالی است که به طور پیش فرض سختی صد در صد برای آن منظور می‌شود. نهایتاً با استفاده از آنالیز IDA و با نتایج تحلیل برای ۲ دسته رکورد شامل ۷ رکورد دور و ۷ رکورد نزدیک گسل مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت.

نتایج نشان داد تأثیر صلبیت اتصال تحت اثر زلزله‌های دور از گسل محسوس‌تر است و نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل درصد احتمال رسیدن قاب‌ها به سطوح عملکردی در شتاب طیفی کمتری شکل می‌گیرد. همچنین با افزایش ارتفاع قاب تأثیر درصد صلبیت اتصال بر روی پاسخ‌های لرزه‌ای افزایش پیدا می‌کند. در قاب‌های کوتاه مرتبه تحت اثر زلزله‌های دور از گسل درصد صلبیت اتصال در سطوح عملکردی پایین تأثیری بر نتایج ندارد. با این حال تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل، اتصال مفصلی در سطح عملکردی خرابی کامل باعث احتمال فروریزش سازه با درصد کمتری نسبت به درصد صلبیت‌های ۲۵، ۷۵ و ۱۰۰ می‌شود. همچنین در سطح عملکردی خرابی زیاد اتصال با درصد صلبیت پایین‌تر باعث افزایش درصد احتمال فروریزش قاب می‌شود. در قاب‌های میان مرتبه تحت اثر زلزله‌های دور از گسل در تمامی سطوح عملکردی درصد صلبیت اتصال صفر درصد باعث کاهش درصد احتمال خرابی سازه در سطح مورد نظر می‌شود.

به علاوه، نتایج قاب ۸ طبقه تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل محسوس‌تر است به صورتی که در سطح عملکردی کم ۷۵ درصد صلبیت اتصال باعث کاهش درصد احتمال رسیدن به سطح عملکردی خرابی کم می‌شود. کمترین درصد احتمال رسیدن سازه به سطح عملکردی خرابی کامل به ترتیب مربوط به ۷۵، صفر و ۲۵ درصد صلبیت اتصال بوده است.

در سطح خرابی کم، زیاد و کامل زلزله‌های دور از گسل نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل باعث کاهش درصد خرابی می‌شود. در سطح خرابی متوسط زلزله‌های دور از گسل نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل باعث افزایش درصد خرابی می‌شود. در سطح خرابی کم با درصد صلبیت ۷۵ زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به زلزله‌های دور از گسل باعث کاهش درصد خرابی می‌شود. همچنین در سطح خرابی کم با درصد صلبیت صفر، ۲۵ و ۱۰۰ زلزله‌های دور از گسل نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل باعث کاهش درصد خرابی می‌شود. به علاوه در سطح خرابی متوسط با درصد صلبیت صفر، ۲۵، ۷۵ و ۱۰۰ زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به زلزله‌های دور از گسل باعث کاهش درصد خرابی می‌شود.

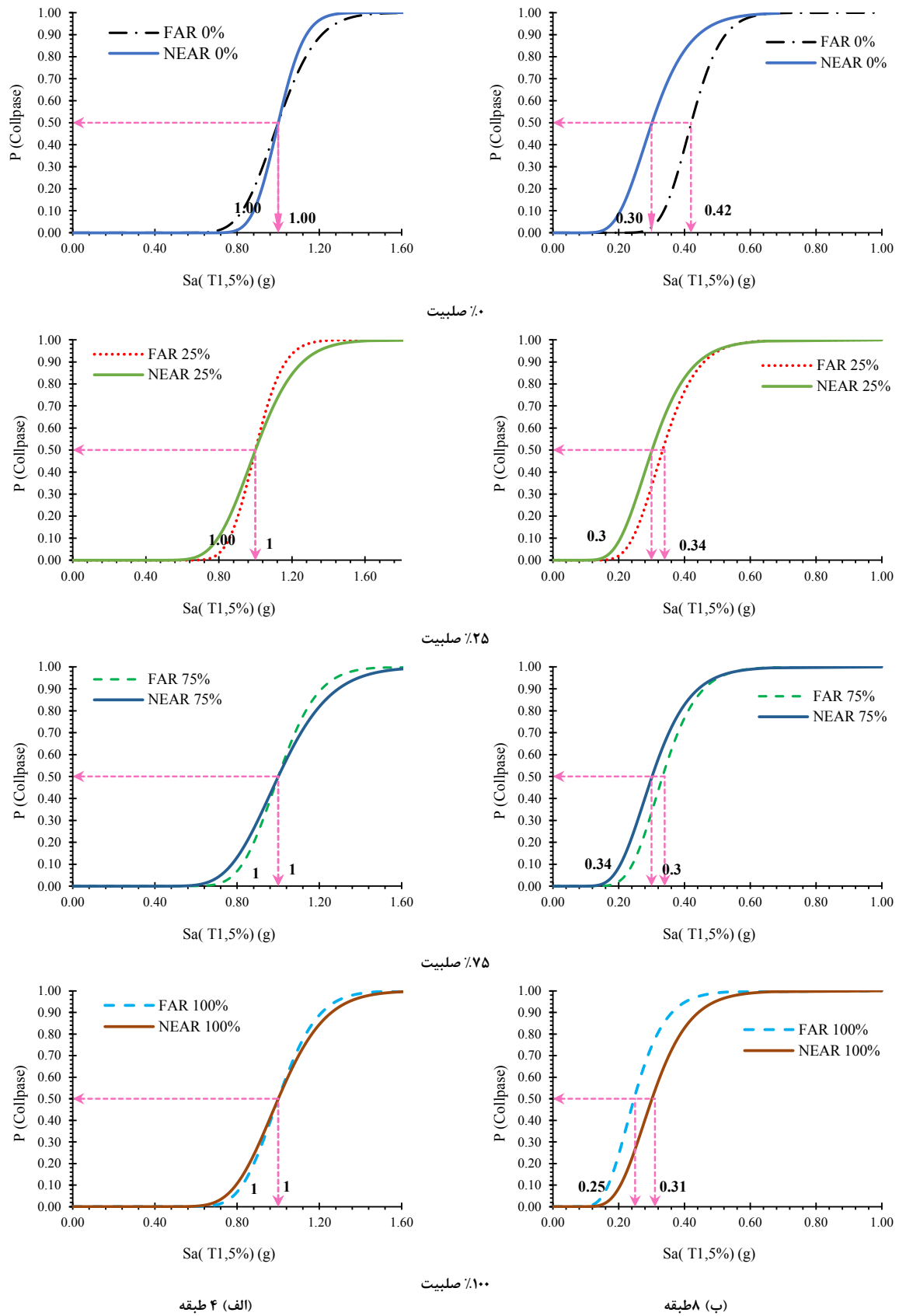


(الف) ۴ طبقه

(ب) ۸ طبقه

شکل ۱۱. منحنی‌های شکنندگی سازه‌های ۴ و ۸ طبقه برای صلبیت متفاوت تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل - سطح عملکردی Moderate

Fig. 11. Fragility curves of 4 and 8-story structures for different percentages of stiffness due to earthquakes far and near faults - Moderate functional level



شکل ۱۲. منحنی‌های شکنندگی سازه‌های ۴ و ۸ طبقه برای صلبیت متفاوت تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل - سطح عملکردی Complete

Fig. 12. Fragility curves of 4 and 8-story structures for different percentages of stiffness due to earthquakes far and near faults - Complete functional level

- [9] L. Hofer, P. Zampieri, M.A. Zanini, F. Faleschini, C. Pellegrino, Seismic damage survey and empirical fragility curves for churches after the August 24, 2016 Central Italy earthquake, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 111 (2018) 98-109.
- [10] S. No, 2800 “Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings”, Third Revision, Building and Housing Research Center, Tehran, (2005) (in Persian).
- [11] H.a.U.D. Committe, National Building Regulations of Iran, 6th Chapter: Loading on structures, 2015 (in Persian).
- [12] H.a.U.D. Committe, National Building Regulations of Iran, 10th Chapter: Specification for steel structures design, 2015 (in Persian).
- [13] V. Etabs, Ultimate, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Computers and Structures Inc, (2019).
- [14] A. Committee, Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10), American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois, (2010).
- [15] F.N.I.o.B. Sciences, HAZUS-MH MR1, Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model, in, 2003.
- [16] M. Sekulovic, R. Salatic, Nonlinear analysis of frames with flexible connections, *Computers & Structures*, 79(11) (2001) 1097-1107.
- [17] F. McKenna, OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation, *Computing in Science & Engineering*, 13(4) (2011) 58-66.
- [1] A. Ghobarah, Performance-based design in earthquake engineering: state of development, *Engineering structures*, 23(8) (2001) 878-884.
- [2] M. Movasat, Behavior of Hollow-Core Two-Way Flat Slab with Slender Type Void Former under Gravity Loads Using Full-Scale Experimental Test and Analytical Modeling, *Building Engineering & Housing Science*, 13(24) (2020) 31-42 (in Persian).
- [3] V. Sharma, M.K. Shrimali, S.D. Bharti, T.K. Datta, Behavior of semi-rigid steel frames under near-and far-field earthquakes, *Steel and Composite Structures*, 34(5) (2020) 625-641.
- [4] E.M. Hassan, S. Admuthe, H. Mahmoud, Response of semi-rigid steel frames to sequential earthquakes, *Journal of Constructional Steel Research*, 173 (2020) 106272.
- [5] H. Shakib, S.D. Joghhan, M. Pirizadeh, A.M. Musavi, Seismic rehabilitation of semi-rigid steel framed buildings—A case study, *Journal of Constructional Steel Research*, 67(6) (2011) 1042-1049.
- [6] M. Razavi, M. Sheidaii, Seismic performance of cable zipper-braced frames, *Journal of constructional steel research*, 74 (2012) 49-57.
- [7] S.N.A. Saruddin, F.M. Nazri, Fragility curves for low-and mid-rise buildings in Malaysia, *Procedia Engineering*, 125 (2015) 873-878.
- [8] A. Kiani, B. Mansouri, A.S. Moghadam, Fragility curves for typical steel frames with semi-rigid saddle connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 118 (2016) 231-242.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Hasannejad, M. Mahdavi Adeli, N. Siahpolo, S. Abdonnabi Razavi, A. Nazari, *Evaluation of the Effect of Connection Stiffness on the Failure Probability of Zipper Bracing Frames under the Near- and Far-Fault Earthquakes, Performance Levels Approach*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(4) (2022) 1399-1418.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19475.7185



