

Reinforcement of steel moment frame with linked beam to column (LCF) system by nonlinear static and time history analysis

Majid Gholhaki* , Negar Taheri 

Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

ABSTRACT: Based on the SAC building plan, three, six, and nine-story buildings have been taken into consideration for this purpose. After verifying the models presented by the researchers, 4, 8, and 16-floor bending frames were designed according to the 1st and 4th editions of the codes for the Design of Buildings against Earthquakes (Standard 2800) and then the frames designed with the 1st edition were designed by the frame and column system until reaching Changing the location of the target was reinforced. After that, the reinforced and designed frames with 1st and 4th editions were analyzed under 7 pairs of near and far field accelerograms. According to the results of non-linear static analysis and dynamic analysis of the time history of the force difference percentage in the target displacement of the structure designed according to the 1st and 4th editions, the target is 27 to 50%, the percentage difference in the yielding deformation of the structure designed according to the 1st edition to the retrofitted one is about 5 Up to 42%, the percentage difference of the behavior coefficient of structures designed according to the 1st edition and retrofitted is from 4 to 40%. In a 4-floor structure, it causes a 13.34% reduction in displacement and a 14.06% reduction in IDR. Similarly, in the case of 8-floor structures, this reduction is measured as 20.92% for displacement and 20.81% for IDR, respectively. In the evaluation of the 16-floor structure designed based on the 1988 edition and adding the extension system, it was found that the addition of the extension system to the 16-floor structure causes a decrease of approximately 51.43% in displacement and approximately 26.89% in IDR. Adding the extension system to the 4-floor structure has significant changes. It generates 59.99% in displacement and 24.53% in IDR. Similarly, in the 8-floor structure, we experience a 59.99% reduction in displacement and 22.82% in IDR. In addition, in the 16-floor structure, displacement is reduced by 59.99% and IDR is reduced by 23.96%.

Review History:

Received: Sep. 19, 2023
Revised: Oct. 26, 2024
Accepted: Dec. 28, 2024
Available Online: Jan. 14, 2025

Keywords:

Frame System with Connected Column
Connected Beam
Retrofitting
Far and Near Field Acceleration
Steel Bending Frame

1- Introduction

Salar Mariya et al investigated the effect of the height of the structure on the changes in the behavior coefficient of the link column frame at the performance level of the collapse threshold. The samples analyzed include 1, 3, 5, and 7-floor structures, and their results show that with the increase in the height of the structure, the demand for ductility and, accordingly, the coefficient of behavior of the 3-floor structure is about 3.3 times the coefficient of behavior of the 7-floor structure. Therefore, considering this huge difference, it is recommended to use the coefficient of behavior related to the same structure in the designs and not to use the average value as the design criterion. [1]

Jabri and Asghari investigated the seismic performance evaluation of simple frame system with connected columns as a new structural system. The results of their investigation show that the behavior factor value of 8, the additional resistance factor of 2.7 and the displacement magnification

factor of 5.5 are suitable for this system. The results of the dynamic analysis of their nonlinear time history show that the average value of the maximum relative lateral location change of the floors, under 14 earthquake records scaled to the design earthquake, is always lower and close to 2%, which is for buildings with a height of less than 20 m. It is very suitable. Also, this system has the ability to quickly repair buildings immediately after an earthquake by replacing several members. So that the building will be able to withstand the next earthquake after a quick and simple repair. [2]

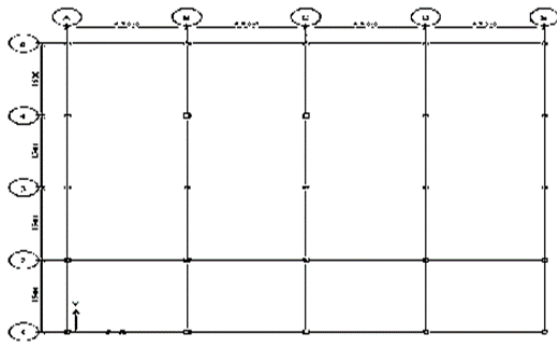
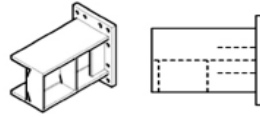
Asghari and Jabri investigated the performance of the bonded column as a single system against seismic loads. The results of their investigation showed that the average value of the maximum relative lateral displacement of the floors, under 14 earthquake records scaled to the design earthquake, is always lower and close to 2% and this system has sufficient inelastic capacity. [3]

Moscouchi et al investigate the effect of the seismic

*Corresponding author's email: mgholhaki@semnan.ac.ir

Table 1. Characteristics of graft beam in laboratory sample

	End Plate Thickness (in)	Stiffener Thickness (in)	Stiffener Spacing (in)	e (in)
W12x96	1.5	0.63	13.3	53

**Fig. 1. Plan of the studied structures**

sequence phenomenon on the link column frame system and compare the results of the analysis of these frames with the bending frame. The results of their investigation show that the phenomenon of seismic sequence leads to an increase in the relative lateral displacement of the floor in both types of structural systems. However, the LF system shows a better performance against the seismic sequence phenomenon. [4]

2- Methodology

In this part, there are 3 steel bending frame structures with aspect ratios equal to π , $\pi/3$ and $\pi/2$ which were selected based on the aspect ratios in the book Analysis and Design of Tall Structures. The structures include 8, 4, and 16-floor structures, where the height of each floor is 3.5 m. Each frame has 4 openings with a length of 4.5 m.

3- Results and Discussion

In the examination of the graphs of IDR changes - the relative height of the floors of the 4-floor structure under accelerograms far from the fault, it has been observed that in the Kocaeli earthquake, the highest value of IDR for the structure designed according to the revision of 1988 is equal to 0.683, which is for the extension structure, it is equal to 0.58, which represents a decrease of 15.08%, which shows the largest decrease. For other earthquakes, the value of IDR in the extension system has decreased compared to the structure designed according to the 1988 edition, which

percentages of reduction for the Cape Mendocino earthquake is 40.72%, for the Landers earthquake it is 21.66%, for the Chichi earthquake it is 21% 34/3, for Manjil earthquake is equal to 13.29% and for Hector and Duzce earthquakes it is equal to 33.33% and 13.44%, respectively.

In the examination of the graphs of changes in IDR - the relative height of the floors of the 8-floor structure under accelerograms near the fault according to Figure (36), it has been observed that in the BAM earthquake, the highest value of IDR for the structure designed according to the revision of 1988 is equal to 0.735, which is for the supplementary structure is equal to 0.673, which indicates a decrease of 8.43%. For other earthquakes, the value of IDR in the additional system has decreased compared to the structure designed according to 2017, which percentages of reduction for the San Simeon earthquake is 21.73%, for the Montenegro earthquake it is 26.40%, and for the Loma earthquake it is 60%. 18/1, for the Duzce earthquake it is equal to 35.22% and for the Kobe and Northridge earthquakes it is equal to 14.54% and 21.56%, respectively.

4- Conclusions

1. Comparing the current deformation of old structures to retrofitted structures, it can be concluded that the percentage difference in the current deformation of retrofitted structures varies from about 5% to 42%, with the most significant decrease in 4-floor structures. In addition, in examining the current changes in the shape of new structures and retrofitted old structures, it can be concluded that retrofitted old structures have less current changes than new structures according to the fourth edition, with a percentage reduction of about 4.37% to 37%.

2. In examining the ductility of the structures designed according to revision one and four, it was observed that the new structures seem to have more ductility. The difference in ductility between 4, 8, and 16-floor structures designed according to revision one and four is 4%, 19%, and 32%, respectively. In addition, in examining the ductility of new structures compared to retrofitted old structures, it can be concluded that the retrofitted old structures have more ductility than the structures designed according to the fourth edition, and the increase percentage is in the range of 0.17% to 70%. has it.

3. In the analysis of the coefficient of behavior of old,

new and retrofitted 4, 8, and 16-floor structures with a frame system with a link column, it was observed that the highest coefficient of behavior in retrofitted old structures of 5, 10, and 15 floors is 5.17, 7/47 and 6.9 respectively.

References

- [1] Moskouchi R, Hossein Chiraghi A, Gohdari Amiri G, Darvishan A, Rajabi A. Comparison of the possible seismic response of flexural frames and link column frames under successive earthquakes, *Amirkabir Civil Engineering Journal*. 52(2) (2019) 1-15.
- [2] Tezrou J, Mohibkhah A. Evaluation of the performance of the linked column frame (Lcf) system designed by the displacement-based system method (general functional criteria), the 7th National Conference of Applied Researches in Civil Engineering, Architecture and Urban Management.
- [3] Chinju mathew, Anoop pp, An analytical study of linked column frame system in multi story multi bay Rc building. (2017).
- [4] Shelton J, Hemalatha G, Venkatesh V. FE modelling of RC frames with Link column Frame System under in – plane loading. (2020).



مقاوم سازی قاب خمشی فولادی با سیستم تیر به ستون پیوند شده (LCF) به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل تاریخیچه زمانی

مجید قلهکی^{*}، نگار طاهری^{ib}

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۲/۰۶/۲۸

بازنگری: ۱۴۰۳/۰۸/۰۵

پذیرش: ۱۴۰۳/۱۰/۰۸

ارائه آنلاین: ۱۴۰۳/۱۰/۲۵

کلمات کلیدی:

سیستم قاب با ستون پیوند شده

تیر پیوند

مقاوم سازی

شتاب نگاشت حوزه دور و نزدیک

قاب خمشی فولادی

خلاصه: سیستم قاب با ستون پیوند شده به عنوان یک سیستم باربر لرزه ای نوین، با استفاده از تیرهای پیوند قابل تعویض شکل پذیر، دارای رفتار لرزه ای مناسب در سطوح عملکرد مختلف است. بازگشت سریع ساختمان به خدمت رسانی در زلزله های با سطح خطر خفیف در این سیستم، به علت وجود آسیب های محدود و منحصر به اعضا تیر پیوند، سریع و کم هزینه است. در این مقاله قاب خمشی فولادی توسط سیستم قاب با ستون پیوند شده مقاوم سازی گردیده و مورد بررسی قرار می گیرد. برای این منظور سازه های سه و شش و نه طبقه بر مبنای پلان ساختمان های SAC در نظر گرفته شده است. پس از صحت سنجی مدل های ارائه شده توسط محققین قاب های خمشی چهار و هشت و شانزده طبقه طبق ویرایش ۱ و ۴ آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) طراحی و در ادامه قاب های طراحی شده با ویرایش ۱ توسط سیستم قاب با ستون پیوند شده تا رسیدن به تغییر مکان هدف، مقاوم سازی گردید. پس از آن قاب های مقاوم سازی شده و طراحی شده با ویرایش ۱ و ۴ تحت ۷ جفت شتاب نگاشت حوزه دور و نزدیک تحلیل گردید. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی درصد اختلاف نیرو در تغییر مکان هدف سازه ی طراحی شده طبق ویرایش ۱ و ۴ هدف ۲۷ تا ۵۰ درصد، درصد اختلاف تغییر شکل جاری شدگی سازه ی طراحی شده طبق ویرایش ۱ به مقاوم سازی شده از حدود ۵ تا ۴۲ درصد، درصد اختلاف ضریب رفتار سازه های طراحی شده طبق ویرایش ۱ و مقاوم سازی شده از ۴ تا ۴۰ درصد می باشد. در سازه ی ۴ طبقه باعث کاهش جابجایی ۱۳/۳۴٪ و کاهش ۱۴/۰۶٪ در IDR می شود. به طور مشابه، در مورد سازه های ۸ طبقه، این کاهش به ترتیب ۲۰/۹۲٪ برای جابجایی و ۲۰/۸۱٪ برای IDR اندازه گیری می شود. در ارزیابی سازه ی ۱۶ طبقه طراحی شده بر اساس ویرایش ۱۳۶۷ و اضافه کردن سیستم الحاقی، مشخص شد که افزودن سیستم الحاقی به سازه ی ۱۶ طبقه باعث کاهش تقریبی ۵۱/۴۳٪ در جابجایی و تقریبی ۲۶/۸۹٪ در IDR می شود. افزودن سیستم الحاقی به سازه ی ۴ طبقه تغییرات معنی داری در جابجایی با ۵۹/۹۹٪ و در IDR با ۲۴/۵۳٪ ایجاد می کند. به مانند این در سازه ی ۸ طبقه نیز، کاهش جابجایی ۵۹/۹۹٪ و در IDR ۲۲/۸۲٪ را تجربه می کنیم. علاوه بر این، در سازه ی ۱۶ طبقه، جابجایی ۵۹/۹۹٪ کاهش می یابد و IDR ۲۳/۹۶٪ کاهش پیدا می کند.

۱- مقدمه

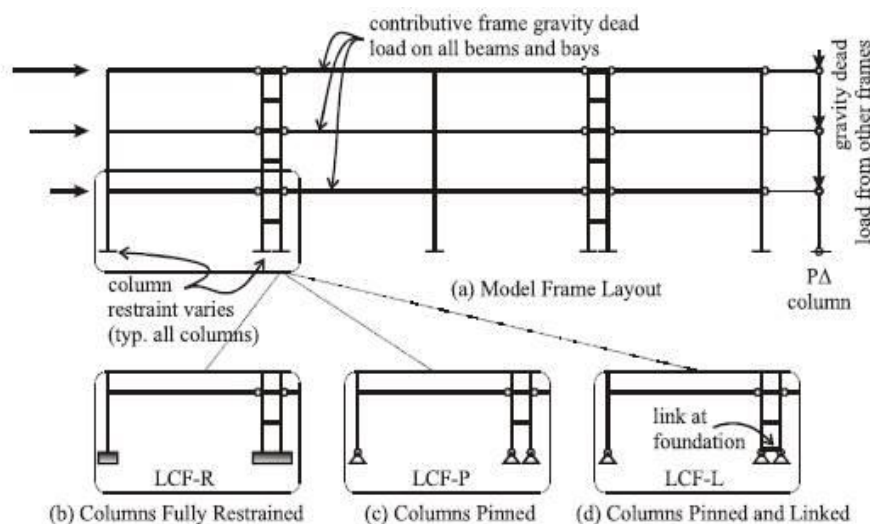
زمان و هزینه های تعمیر سازه و بازگشت سریع ساختمان به خدمت رسانی خواهد شد. دوسیکا و ایوای [۱] در سال ۲۰۰۷ سیستم LCF را معرفی نمودند. عزالدین به بررسی رفتار سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی برای تقویت قاب های بتن آرمه در دو ساختمان پنج و ده طبقه تقویت شده با سیستم LCF می پردازد. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان داد که میزان ظرفیت باربری و قابلیت استهلاک انرژی نسبت به سازه بدون تقویت به طور میانگین در حدود ۳/۱ برابر افزایش می یابد؛ به طوری که مفاصل پلاستیک ابتدا در قاب های فولادی (LC) تشکیل می شوند و سازه بتن آرمه در حالت الاستیک باقی می ماند. همچنین حداکثر و حداقل مقدار درصد جذب برش

سیستم قاب با ستون پیوند شده^۱ (LCF)، یکی از سیستم های جدید باربر لرزه ای که توسط دوسیکا و همکاران ارائه شده است. استفاده از سیستم قاب با ستون پیوند به عنوان یک سیستم باربر لرزه ای مقاوم، با رفتار تیر پیوند شکل پذیر به عنوان فیوز برشی در سازه های تحت زلزله با سطوح مختلف خطر سبب کاهش و یا عدم آسیب در دیگر اعضا سازه شده و همچنین محدود شدن آسیب های سازه ای به اعضا فیوز برشی قابل تعویض، سبب کاهش

1. Linked column frame system

^{*} نویسنده عهده دار مکاتبات: mgholhaki@seman.ac.ir





شکل ۱. طرح مدل عددی lcf برای ساختمان سه طبقه و ستون‌های با شرایط تکیه‌گاهی مختلف (دوسیکاو ایوای) [۱]

Fig. 1. LCF numerical model design for a 3-floor building and columns with different support conditions (Dusikav Eway) [1]

سیستم‌های LCF طراحی شده بر مبنای تغییر مکان در رسیدن به مکانیزم گسیختگی مطلوب است. [۳]

جابری و اصغری به بررسی ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته به عنوان یک سیستم سازه‌ای جدید پرداخته شده است. نتایج حاصل از بررسی آن‌ها نشان می‌دهد مقدار ضریب رفتار ۸، ضریب اضافه مقاومت ۲/۷ و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ۵/۵ برای این سیستم مناسب است. نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی آن‌ها نشان می‌دهند که مقدار میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، تحت ۱۴ رکورد زلزله مقیاس شده به زلزله طرح، همواره کمتر و نزدیک به ۲٪ شده است که این مقدار برای ساختمان‌هایی با ارتفاع کمتر از ۲۰ متر، بسیار مناسب است. همچنین این سیستم قابلیت تعمیر سریع ساختمان‌ها بلافاصله بعد از زلزله با تعویض چندین عضو را دارد. به گونه‌ای که ساختمان بعد از یک تعمیر سریع و ساده توانایی مقاومت در برابر زلزله بعدی را خواهد داشت. [۴]

اصغری و جابری به بررسی عملکرد ستون پیوند یافته به عنوان یک سیستم منفرد در برابر بارهای لرزه‌ای پرداختند. نتایج حاصل بررسی آن‌ها نشان داد که مقدار میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، تحت ۱۴ رکورد زلزله مقیاس شده به زلزله طرح، همواره کمتر و نزدیک به ۲٪ است و این سیستم از ظرفیت غیر ارتجاعی کافی برخوردار است. [۵]

مسکوچی و همکاران به بررسی تأثیر پدیده توالی لرزه‌ای بر سیستم

برای قاب‌های LC به طور متوسط به ترتیب در طبقات پایین در حدود ۸۰ درصد و در طبقات بالا در حدود ۱۳ درصد از نیروی زلزله را جذب می‌کنند. [۲]

دریایی و همکاران به بررسی تأثیر ارتفاع سازه بر تغییرات ضریب رفتار قاب ستون پیوند در سطح عملکرد آستانه‌ای فروریزش پرداخت. نمونه‌های مورد زریابی شامل سازه‌های ۱، ۳، ۵ و ۷ طبقه هستند و نتایج آن‌ها نشان می‌دهد با افزایش ارتفاع سازه، تقاضای شکل‌پذیری و به تبع آن مقدار ضریب رفتار سازه ۳ طبقه در حدود ۳/۳ برابر ضریب رفتار سازه ۷ طبقه است. لذا با توجه به این اختلاف فاحش توصیه می‌گردد تا در طراحی‌ها، از ضریب رفتار مربوط به همان سازه استفاده گردد و مقدار میانگین، ملاک طراحی قرار نگیرد. [۳]

تذرو و محب خواه به بررسی عملکرد سیستم‌های قاب با ستون پیوند شده طراحی شده به روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان می‌پردازد. نتایج آن‌ها نشان داد که به ازای برش پایه طراحی محاسبه شده در روش DDBD، تقریباً اکثر تیرهای پیوند سازه‌های مورد بررسی تسلیم شدند؛ درحالی که تمام تیرهای قاب خمشی تعدیل یافته به صورت الاستیک باقی ماندند. این امر بیانگر توانایی روش DDBD در کنترل رفتار سیستم‌های LCF است. همچنین در طی بررسی‌های صورت گرفته، متوسط ضریب اضافه مقاومت ذاتی نمونه سازه‌ها مقدار ۰/۴۸ محاسبه شد؛ که نشان‌دهنده توانایی مناسب

غیرخطی دینامیکی و استاتیکی بر پایه دستورالعمل FEMA-P695 انجام داد تا محاسبه برای محاسبه ضرایب مربوط به عملکرد لرزه‌ای نیز ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω) و ضریب بزرگنمایی جابجایی (C_d)، را محاسبه کنند.

قله‌کی و همکاران به بررسی رفتار سازه‌ای سیستم قاب با ستون پیوند (LCF) تحت حوزه نزدیک و دور می‌پردازند. نتایج آن‌ها نشان داد که بیشینه درصد دررفت میان طبقه‌ای در حوزه نزدیک در سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب برابر ۳/۹۱، ۱/۰۸ و ۱/۶۵ درصد و نیز بیشینه درصد دررفت میان طبقه در حوزه دور به ترتیب برابر ۱/۷۴، ۳/۹۱ و ۴/۰۶ درصد به‌دست آمده که در نیمه‌ی پایینی سازه طراحی‌شده دارای تغییر مکان ماکزیمم و درصد میان طبقه‌ای کنترل شده‌است. [۱۲]

گلستانی و همکاران ضریب بزرگنمایی جابجایی (C_d) برای سیستم LCF در برابر توالی لرزه‌ای بحرانی را مطالعه کرده‌اند. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده توسط آن‌ها، مقادیر متوسط به‌دست‌آمده برای ضریب C_d تحت زلزله‌های متوالی در بیشتر موارد نسبت به زلزله‌های منفرد افزایش یافته است. به‌گونه‌ای که بیشترین افزایش ضریب C_d در معرض توالی لرزه‌ای (در مقایسه با لرزه‌ی نخست از همان توالی) مربوط به قاب ۳ طبقه (با رفتار برشی و طول پیوند ۲ متر) بوده و بوده است. حدود ۱۱ درصد به‌دست آمده است. همچنین میانگین مقادیر به‌دست‌آمده برای ضریب C_d نشان داده است که مقادیر پیشنهادی برای ضریب ذکر شده در متون فنی کافی نبوده و مقادیر بزرگ‌تری درخواست شده است. [۱۳]

عزالدين و همکاران به تعیین ضریب رفتار قاب‌های بتن‌آرمه تقویت شده با سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی پرداختند. نتایج آن‌ها نشان داد که میزان ظرفیت باربری و قابلیت جذب و استهلاک انرژی را نسبت به نمونه بدون توقیت در حدود ۳/۵ برابر افزایش می‌دهد و مقدار ضریب رفتار در روش طراحی حالت حدی در حدود ۷۱ درصد بیشتر است. همچنین فاصله بین تغییر مکان متناظر برابر ۰/۴۵ می‌باشد که این می‌شود کلیه آسیب‌ها به تیر پیوند وارد شده و سازه اصلی در حالت الاستیک باقی بماند و این سیستم در سطح خطر زیاد، قابلیت بازسازی سریع به سطح عملکرد خود را پیدا می‌کند. [۱۴]

شعبي و همکاران برای طراحی قاب‌های LCF به شیوه «طراحی بر مبنای نیرو» روشی ساده‌شده ارائه کردند. نتایج به‌دست‌آمده توسط آن‌ها حاکی از کارایی و دقت خوب روش پیشنهادی بود؛ به‌طوری‌که سازه‌های طراحی‌شده با روش پیشنهادشده، به‌طور مناسبی به اهداف متناظر با سطوح

قاب ستون پیوند و مقایسه نتایج حاصل از تحلیل این قاب‌ها با قاب خمشی می‌پردازند. نتایج حاکی از بررسی آن‌ها نشان می‌دهد که پدیده توالی لرزه‌ای منجر به افزایش تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در هر دو نوع از سیستم‌های سازه‌ای می‌شود. با این حال سیستم LF عملکرد بهتری در برابر پدیده توالی لرزه‌ای از خود نشان می‌دهد. [۶]

تذرو، محب خواه به بررسی عملکرد سیستم‌های LCF طراحی‌شده به روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان تحت بارهای لرزه‌ای از منظر توانایی ارضای سطوح عملکردی عمومی می‌پردازند. نتایج ارزیابی آن‌ها نشان می‌دهد، سازه‌های LCF طراحی‌شده با روش طراحی پیشنهادی می‌تواند به‌خوبی به اهداف عملکردی مورد انتظار برسد. [۷]

چینجو^۱ و انوپ^۲ به بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ی بتن مسلح با سیستم قاب ستون پیوندیافته تحت شتاب زلزله می‌پردازند. نتایج آن‌ها نشان می‌دهد که سیستم قاب با ستون پیوندیافته در کاهش جابجایی طبقه، دررفت طبقه و برش پایه نسبت به یک قاب ساختمانی معمولی عملکرد بهتری دارد. ستون پیوندیافته در راستای X و $-X/Y$ - کاهش قابل‌توجهی را در مقادیر جابجایی طبقه و دررفت طبقه نشان می‌دهد. ستون پیوندیافته با پرکننده نتایج بهتری نسبت به ستون پیوندیافته بدون پرکننده نشان می‌دهد. بنابراین سیستم قاب با ستون پیوندیافته (LCF) گزینه‌ی بهتری برای سازه‌های مقاوم لرزه‌ای و مقاوم‌سازی سازه است. [۸]

شلتون^۳ و همکاران به‌طور عمده بر رفتار قاب‌های RC ستون نرمال و پیوندی با تنظیمات اتصال متفاوت پرداختند. نتایج آن‌ها نشان داد که افزایش قابل‌توجهی در اتلاف انرژی را با کاهش درکشش‌های نسبی طبقه برای قاب ستون پیوند با اتصال لولایی نشان داد. مقادیر بیشتری از انرژی توسط قاب ستون پیوند که دارای اتصال لولایی است و مطابق با استاندارد IS 12303-1987 طراحی شده بود، اتلاف شده است. [۹]

ملکویتیان و همکاران [۱۰] نیز یک روشی جهت طراحی سیستم LCF ارائه نمودند که با تحقیقات عددی بر روی قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه ساختمان‌های پروژه‌ی تحقیقاتی SAC (FEMA-353) انجام‌شده بود این روش طراحی شامل سه عملکرد متمایز الاستیک خطی، خدمت‌رسانی پیوسته و آستانه فروپاشی بود. نتایج تجزیه و تحلیل آنان نشان داد که این سیستم توانایی خوبی برای محدود نمودن خرابی را دارد.

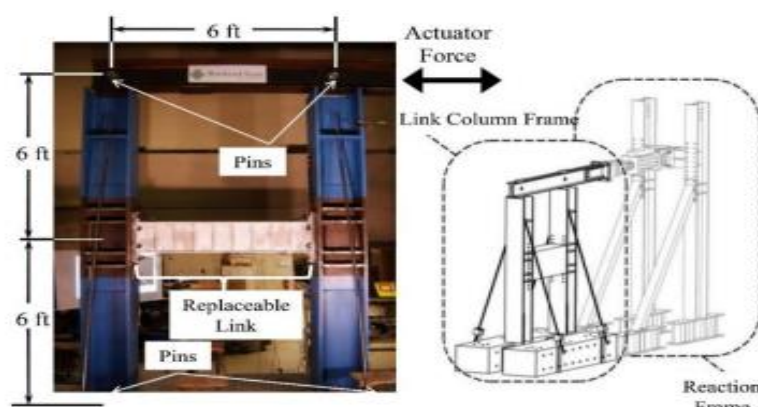
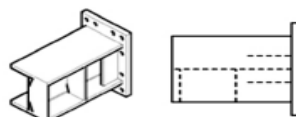
علاوه بر این ملکویتیان [۱۱] مطالعات گسترده‌ای با استفاده از تحلیل‌های

1. Chinju c Mathew
2. Anoop pp
3. J. joel shelton

جدول ۱. خصوصیات تیر پیوند در نمونه آزمایشگاهی

Table 1. characteristics of graft beam in laboratory sample

	End Plate Thickness (in)	Stiffener Thickness (in)	Stiffener Spacing (in)	e (in)
W12x96	1.5	0.63	13.3	53



شکل ۲. قاب ساختار آزمایش تیر پیوند و مود خرابی آن برای اتصال با ورق انتهایی پیچی با و بدون سخت‌کننده [۱۷]

Fig. 2. The frame of the test structure of the link beam and its failure mode for connection with the screw end plate with and without stiffener [15]

۲- مدل‌سازی و صحت‌سنجی نمونه آزمایشگاهی دوسیکا و لويس

تحقیقات دوسیکا و لويس [۱۷] بر روی نمونه‌های آزمایشگاهی با جزییات اتصالات مختلف تیر پیوند به ستون LC صورت گرفته است. مقایسه نمونه آزمایشگاهی با مدل‌سازی نمونه در نرم‌افزار آباکوس مورد بررسی قرار گرفته است. در نمونه آزمایشگاهی دوسیکا و لويس برای تعویض راحت و سریع، ورق انتهایی با پیچ به ستون متصل شده است.

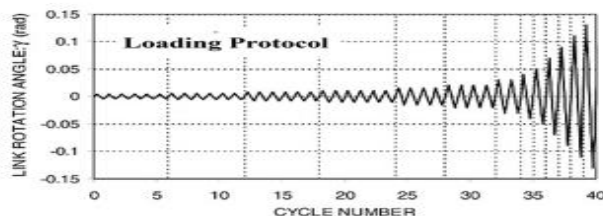
خصوصیات تیر پیوند در جدول (۱) نمایش داده شده است. با توجه به اینکه در این تحقیق از قاب‌های سه، شش و نه طبقه استفاده شده بنابراین جهت مدل‌سازی این قاب‌ها در نرم‌افزار آباکوس از قسمت Modeling space حالت دوبعدی انجام شده است علاوه بر این از گزینه‌ی در قسمت Wire Base Feature استفاده شده است. دلیل انتخاب گزینه‌ی در قسمت نیز کوچک بودن دو بعد نسبت به بعد سوم مقاطع می‌باشد که این امر جهت ساده‌سازی مدل‌کردن سازه‌ها و پایین آمدن حجم محاسبات در نرم‌افزار آباکوس در نظر گرفته شده است.

عملکردی پیش‌تر ذکر شده، رسیده و آن‌ها را راضی نمود. [۱۵] شش و همکاران به بررسی طراحی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مقاوم خمشی فولادی با استفاده از فیوزهای قابل تعویض پرداختند. نتایج تحقیقات آن‌ها نشان می‌دهد که قاب‌های مقاوم خمشی فولادی با تیرهای پیوند دارای رفتاری شکل‌پذیر و تیرهای پیوند دارای قابلیت تعویض پس از زلزله را دارند، می‌توان از آن‌ها استفاده نمود. [۱۶]

در این مقاله قاب خمشی فولادی توسط سیستم قاب با ستون پیوند شده مقاوم‌سازی گردیده و مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور سازه‌های سه و شش و نه طبقه بر مبنای پلان ساختمان‌های SAC در نظر گرفته شده است. در ادامه قاب‌های خمشی ۱۶ و ۴ و ۸ طبقه به دو روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی بررسی شده است. خروجی‌های هر دو تحلیل براساس ویرایش یک و چهار و سیستم الحاقی آورده شده است. نمودارهای پوش ترسیم شده و به مقایسه‌ی نسبی و میزان تأثیر مقاوم‌سازی توسط سیستم قاب با ستون پیوند ارائه شده است. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی براساس ۷ شتاب‌نگاشت حوزه دور و نزدیک حاصل شده است.

در نتیجه برای استفاده از نرم افزار عددی آباکوس نیاز به اعتبارسنجی آن است. در این راستا برای عملکرد درست آن در زمینه تحلیل دویعدی قاب های خمشی تحت بارگذاری چرخه ای دو صحت سنجی انجام گرفت. همانطور که

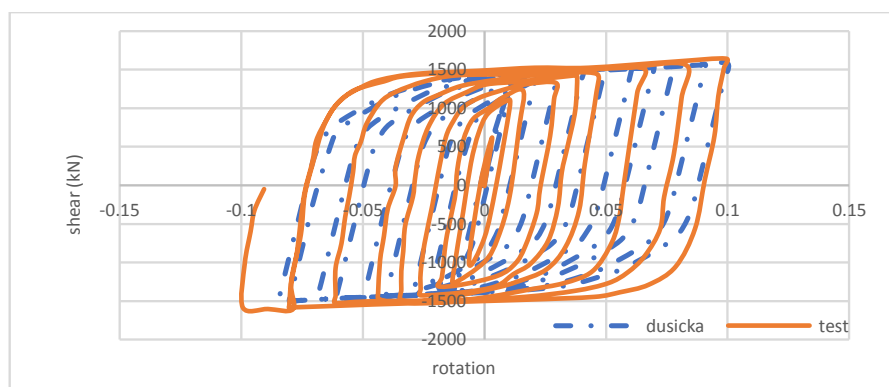
نوع الگو بار چرخه ای در مدل آزمایشگاهی براساس آیین نامه AISC(2005b) می باشد که مطابق شکل (۴) نشان داده شده است. با توجه با اینکه راستای اصلی پژوهش جاری به صورت عددی است



Step	Cycles	Total Link Rotation Angle, γ_{total} (rad)
1	6	0.00375
2	6	0.005
3	6	0.0075
4	6	0.01
5	4	0.015
6	4	0.02
7	2	0.03
8	1	0.04
9	1	0.05
10	1	0.07
11	1	0.09
12	1	0.11

شکل ۳. بارگذاری چرخه ای مورد استفاده در نمونه آزمایشگاهی دوسیکا ولویس [۱۵]

Fig. 3. Cyclic loading used in the laboratory sample of Dusika Velois [15]



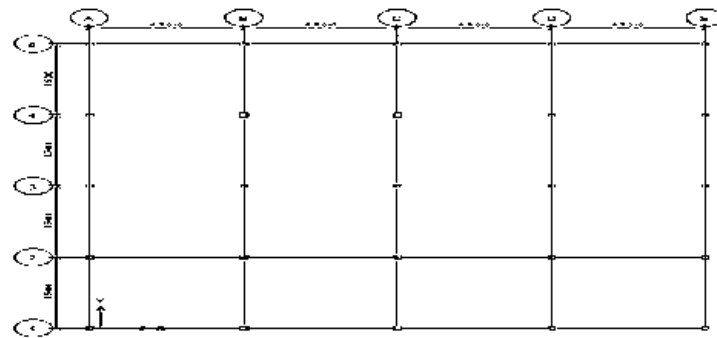
شکل ۴. مقایسه نتایج نرم افزاری با نمونه آزمایشگاهی

Fig. 4. Comparison of software results with laboratory sample

جدول ۲. خصوصیات تیر پیوند در نمونه آزمایشگاهی

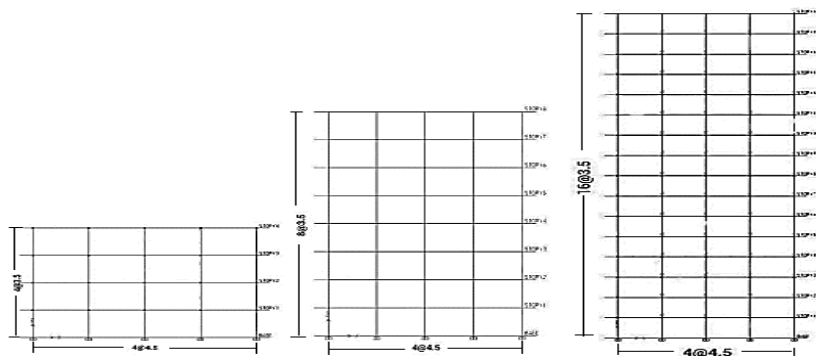
Table 2. characteristics of graft beam in laboratory sample

	Dusicka	test	درصد اختلاف
سختی جانبی موثر (ke)	۳۱۴۵۹/۹۴	۲۹۴۱۰/۹۱	۶/۹۷
نسبت شکل پذیری (μ)	۷/۵۳	۷/۷۰	۲/۲۳
تغییر مکان Δy	۰/۰۴	۰/۰۵	۶/۳۶
تغییر مکان در آستانه شکست (Δu)	۰/۳۳	۰/۳۶	۸/۴۵
Area	۴۵۶/۹۷	۵۱۱/۹۰	۱۰/۷۳



شکل ۵. پلان سازه‌های مورد بررسی

Fig. 5. Plan of the studied structures



شکل ۶. نمایی از سازه‌های مورد بررسی با نسبت‌های ظاهری برابر با $\pi/3$ ، $\pi/2$ و π

Fig. 6. A view of the investigated structures with the aspect ratios equal to π , $\pi/3$ and $\pi/2$

مختلف این استاندارد استفاده شد: یکی مربوط به ویرایش ۱۳۶۷ و دیگری مربوط به ویرایش ۱۳۹۲. برای هر یک از این سازه‌ها در هر دو نسخه، بارگذاری‌ها به تطابق با استاندارد ۲۸۰۰ اعمال شدند و ضرایب C و K مرتبط با آن‌ها در نظر گرفته شدند. سپس تحلیل سازه‌ها به صورت جامع انجام شد و از هر سازه یک قاب دوبعدی انتخاب شده است. پس از آن شش قاب دو بعدی ۴، ۸ و ۱۶ طبقه در نرم‌افزار مدل آباکوس می‌گردد. برای مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس از اعضای Wire استفاده گردیده و کلیه اتصالات قاب‌های خمشی گیردار در نظر گرفته شد. نوع تحلیل در آباکوس از نوع Static/General می‌باشد و پس از آن آنالیز مودال انجام شد. پس از آن، تغییرمکان هر طبقه از نرم‌افزار استخراج شد و به گره‌های بیرونی هر طبقه اختصاص داده شد. اتصالات ستون به زمین گیردار در نظر گرفته شده و برای هر قاب ۲ خروجی یکی برای تغییرمکان و دیگری برای عکس‌العمل تکیه‌گاهی تعریف گردید.

مشاهده می‌کنیم لوپ‌های نمودار هیستریزیس به دست آمده از نرم‌افزار منطبق بر مدل آزمایشگاهی دوسیکا است. اختلاف کم نتایج در صحت‌سنجی، بیانگر توانایی نرم‌افزار در تحلیل تحت بار چرخه‌ای است.

۳- مدل‌سازی و مشخصات سازه‌ی مورد بررسی

در این قسمت سه سازه‌ی قاب خمشی فولادی به نسبت‌های ظاهری برابر با $\pi/2$ ، $\pi/3$ و π می‌باشد، که بر اساس نسبت‌های ظاهری موجود در کتاب آنالیز و طراحی سازه‌های بلند انتخاب گردیده است [۱۲] (شکل ۷). سازه‌ها شامل سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه می‌باشد که ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. هر قاب دارای ۴ دهانه به طول ۴/۵ متر می‌باشد. در تحلیل ما، ساختمان‌هایی با ۴، ۸ و ۱۶ طبقه با استفاده از نرم‌افزار ETABS مورد بررسی قرار گرفتند، با رعایت آیین‌نامه طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰). در این تحلیل از دو نسخه

جدول ۳. خصوصیات مکانیکی اجزای سیستم قاب با ستون پیوند

Table 3. mechanical properties of frame system components with link column

ν	ρ	$F_y \left(\frac{kg}{m^2}\right)$	$F_u \left(\frac{kg}{m^2}\right)$	E (GPa)
۰/۳	۷۸۵۰	۲۴۰۰	۳۷۰۰	۲۱۰

برای بررسی بیشتر نمودارهای بار افزون، از روش تغییر مکان هدف استفاده گردید و از طریق دوخطی سازی منحنی‌ها نسبت‌های سختی محاسبه گردید. برای این روش از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود نشریه‌ی ۳۶۰ [۱۳] سال ۱۳۹۲ استفاده گردید و برای سازه طراحی‌شده طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم تغییر مکان هدف محاسبه گردید و مشاهده گردید که در تغییر مکان هدف محاسبه‌شده سازه‌های قدیمی نیاز به مقاوم‌سازی دارند.

۸- محاسبه تغییر مکان هدف برای یافتن نیاز مقاوم‌سازی

برای بررسی بیشتر نمودارهای بار افزون، از روش تغییر مکان هدف استفاده گردید و از طریق دوخطی سازی منحنی‌ها نسبت‌های سختی محاسبه گردید. برای این روش از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود نشریه‌ی ۳۶۰ [۱۳] سال ۱۳۹۲ استفاده گردید و برای سازه طراحی‌شده طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم تغییر مکان هدف محاسبه گردید و مشاهده گردید که در تغییر مکان هدف محاسبه‌شده سازه‌های قدیمی نیاز به مقاوم‌سازی دارند.

در شکل (۸)، شما می‌توانید یک نمودار مقایسه‌ای را مشاهده کنید که تقاضا را بین ساختمان ۴ طبقه‌ای که طبق آیین‌نامه اولیه طراحی‌شده است و ساختمانی که طبق آیین‌نامه چهارم طراحی‌شده است، نمایش می‌دهد. ما برای محاسبه تغییرات هدف در این دو نمودار از تقریب‌های دوخطی استفاده کرده‌ایم. تحلیل مقایسه‌ای این دو منحنی نشان می‌دهد که ساختمان ۴ طبقه‌ای طراحی‌شده به تطابق با بازبینی کد اولیه نیاز به تقویت دارد نسبت به ساختمانی که طبق بازبینی چهارم طراحی‌شده است. به‌علاوه، با در نظر گرفتن نمودارهای دوخطی به‌صورت ایده‌آل، ما داده‌های تغییرات هدف را با رعایت رهنمودهای نشریه ۳۶۰ محاسبه کرده‌ایم. این امکان را به ما می‌دهد تا قابلیت ساختمان‌های طراحی‌شده در بازبینی اولیه و چهارم را از نظر تغییرات تغییر مکان هدف برای ساختمان ۴ طبقه‌ای مقایسه کنیم.

در ادامه مقایسه‌ی منحنی‌های پوش سازه ۸ و ۱۶ طبقه طراحی شده

۴- مشخصات مصالح مقاطع استفاده‌شده در مدل سازی

در جدول (۱-۳) فولاد مقاطع مصرفی در مدل از نوع ST37 با مشخصات زیر می‌باشد:

۵- معرفی روش تحلیل

هدف از این امر، مقاوم‌سازی سه قاب طراحی‌شده طبق ویرایش یکم می‌باشد. مقاوم‌سازی این سه قاب خمشی با ستون پیوند می‌باشد. تحلیل‌ها شامل دو بخش می‌باشد:

الف) تحلیل استاتیکی غیرخطی (ب) تحلیل تاریخچه زمانی

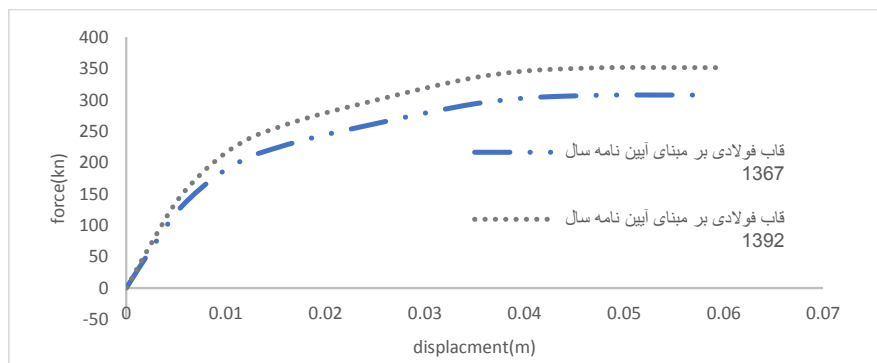
۶- نتایج تحلیل بار افزون سازه‌های طراحی‌شده طبق ویرایش یک و چهار

در این بخش، به نتایج آنالیز بار افزون در نرم‌افزار ABAQUS، از می‌پردازیم و به مقایسه منحنی‌های پوش بار افزون سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه طراحی‌شده طبق ویرایش یک و چهار رسم و با یکدیگر مقایسه شده است. دینامیکی گام‌به‌گام انجام‌شده با استفاده با در نظر گرفتن نسخه‌های اول و چهارم می‌پردازیم.

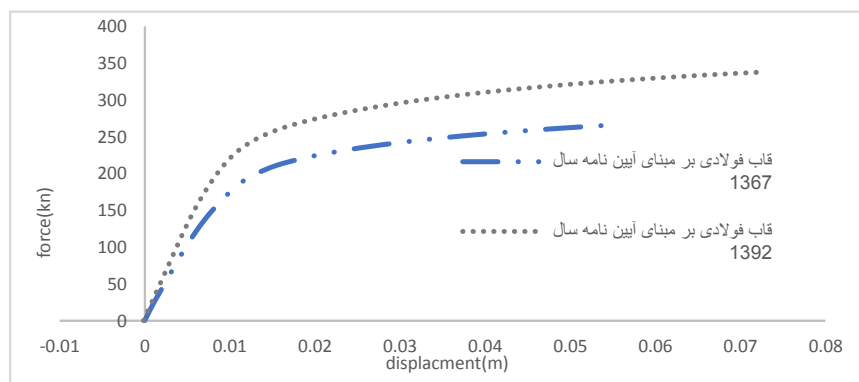
از مقایسه منحنی‌های بار افزون سازه‌های طراحی‌شده طبق ویرایش اول و چهارم، نشان می‌دهد که تمامی سازه‌های طراحی‌شده براساس آیین‌نامه طراحی سازه‌ها در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) در ویرایش چهارم، قابلیت مقاومت در برابر نیروهای بیشتری را دارند. علاوه بر این، این سازه‌ها نشان می‌دهند که توانایی بیشتری در تحمل تغییرات جابه‌جایی که به قاب اعمال می‌شوند، دارند.

۷- محاسبه تغییر مکان هدف برای یافتن نیاز مقاوم‌سازی

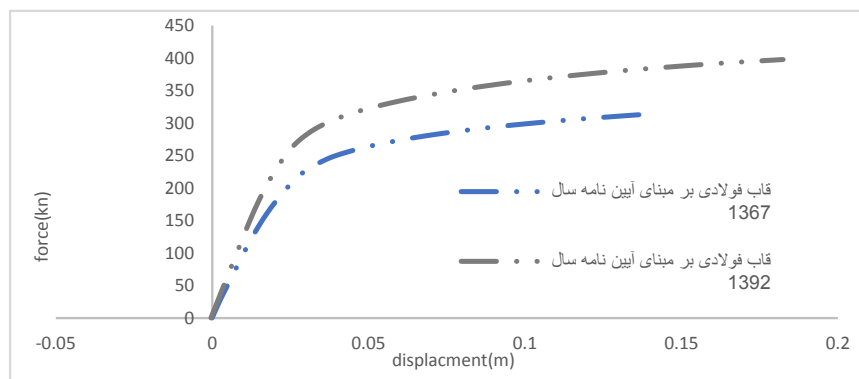
همان‌طور که پیش‌تر توضیح داده شد، برای محاسبه تغییر مکان هدف نمودارها ۲ خطی شده است تا نسبت سختی به دست آید و بر اساس فرمول‌های نشریه بهسازی لرزه‌ای ۳۶۰ [۱۷] تغییر مکان هدف محاسبه شود.



(الف) مقایسه پوش ۴ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار



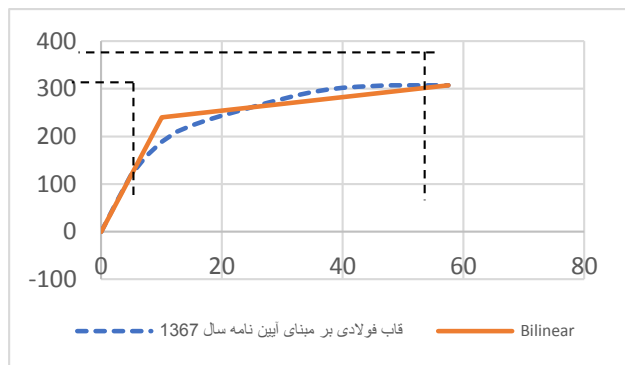
(ب) مقایسه پوش ۱۰ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار



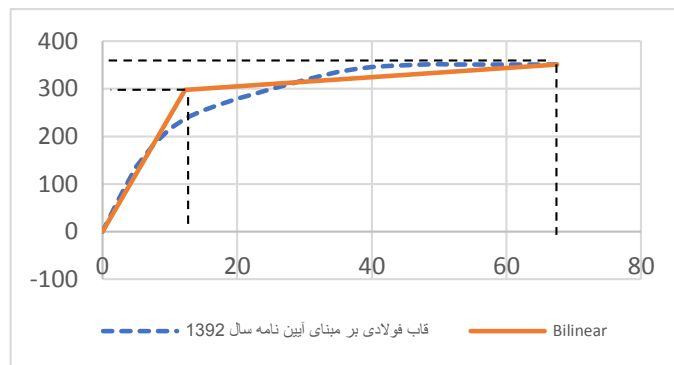
(ج) مقایسه پوش ۱۶ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار

شکل ۷. مقایسه ی پوش نیرو-جابجایی طبق ویرایش یک و چهار

Fig. 7. Comparison of force-displacement cover according to revision one and four



نمودار ایده آل شده بار افزون سازه ۴ طبقه طبق ویرایش یک



نمودار ایده آل شده بار افزون سازه ۴ طبقه طبق ویرایش چهار

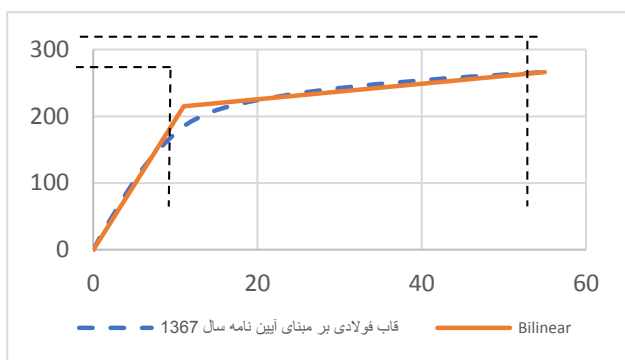
شکل ۸. نمودار مقایسه‌ی نیاز مقاومت‌سازی سازه ۴ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار.

Fig. 8. Comparison diagram of the need to retrofit the 4-floor structure designed according to revision one and four.

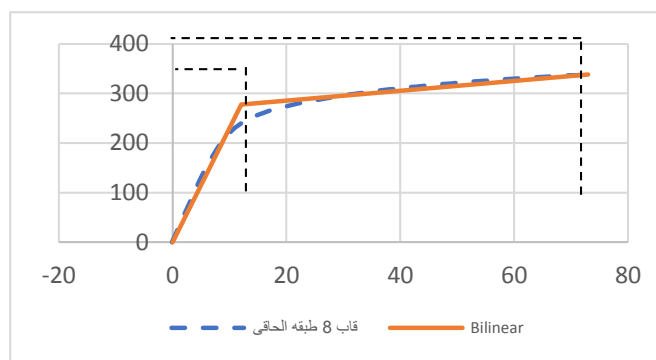
جدول ۴. ضرایب تغییر مکان هدف در سازه ۴ طبقه.

Table 4. Coefficients of target location change in a 4-floor structure.

نوع سازه	g	K_i	K_e	T_i	T_e	C_0	C_1	C_2	C_3	S_a	Delta target (میلی‌متر)
۴ طبقه طبق ویرایش یک	۹/۸۱	۱۴/۲۲۸۷۱	۲۳/۸۹۱۴	۰/۵۸	۰/۴۴	۱/۵	۱	۱/۱۰	۱	۰/۷	۵۷/۵
۴ طبقه طبق ویرایش چهار	۹/۸۱	۱۶/۹۲۰۳۱۳	۲۴/۱۹۸۰۸	۰/۵۸	۰/۴۸	۱/۵	۱	۱/۱۰	۱	۰/۷	۶۷/۵



نمودار ایده آل شده نیرو-جابجایی سازه ۸ طبقه قدیم



نمودار ایده آل شده نیرو-جابجایی سازه ۸ طبقه جدید

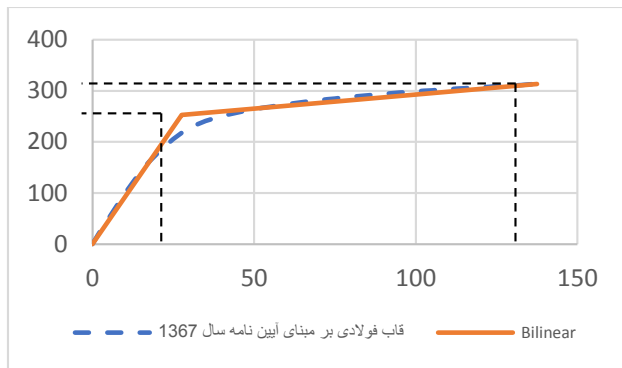
شکل ۹. نمودار مقایسه‌ی نیاز مقاومت‌سازی سازه ۸ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار

Fig. 9. Comparison diagram of the need for retrofitting the 8-floor structure designed according to revision one and four

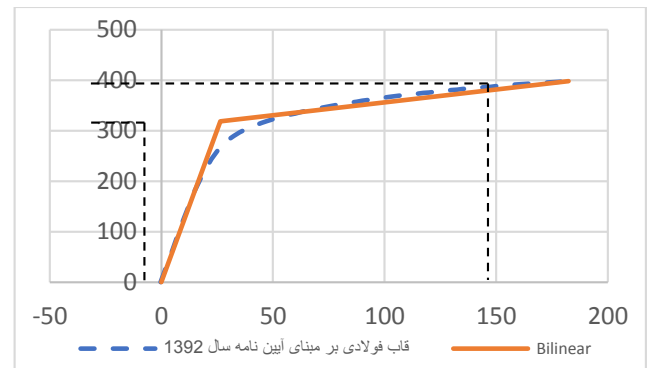
جدول ۵. ضرایب تغییر مکان هدف در سازه ۸ طبقه

Table 5. Coefficients of target location change in 8-floor structure

نوع سازه	g	K _i	K _e	T _i	T _e	C ₀	C ₁	C ₂	C ₃	S _a	Delta target (میلی متر)
۸ طبقه طبق ویرایش یک	۹/۸۱	۵/۶۷۴۶۴	۱۹/۵۱۹۹۵	۰/۹۷	۰/۵۲	۱/۵	۱	۱/۱	۱	۰/۴۹	۵۵
۸ طبقه طبق ویرایش چهار	۹/۸۱	۸/۸۹۷۴۳	۲۳/۰۲۳۶۳	۰/۹۷	۰/۶۰	۱/۵	۱	۱/۱	۱	۰/۴۹	۷۳



نمودار ایده آل شده نیرو-جابجایی سازه ۱۶ طبقه قدیم



نمودار ایده آل شده نیرو-جابجایی سازه ۱۶ طبقه جدید

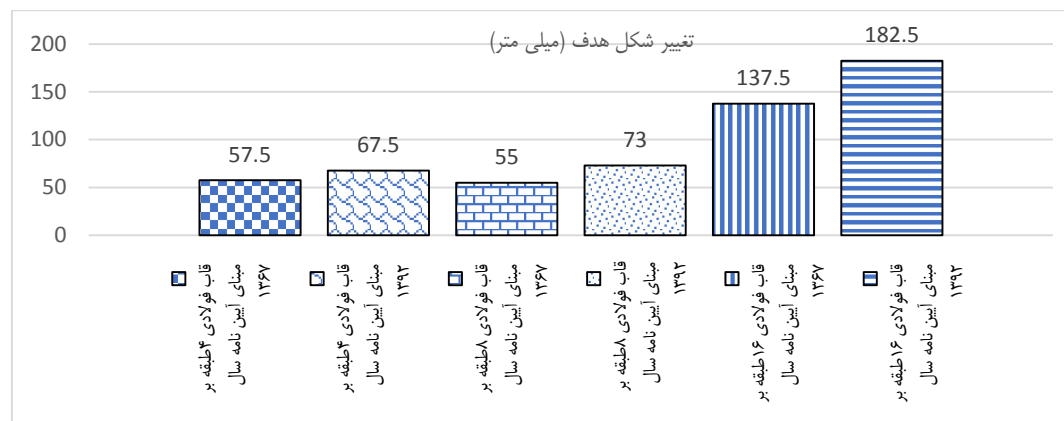
شکل ۱۰. نمودار مقایسه‌ی نیاز مقاوم‌سازی سازه ۱۶ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار.

Fig. 10. Comparison diagram of the need for retrofitting the 16-floor structure designed according to revision one and four.

جدول ۶. ضرایب تغییر مکان هدف در سازه ۱۶ طبقه

Table 6. Coefficients of target location change in 16-floor structure.

نوع سازه	g	K _i	K _e	T _i	T _e	C ₀	C ₁	C ₂	C ₃	S _a	Delta target (میلی متر)
۱۶ طبقه طبق ویرایش یک	۹/۸۱	۳/۶۲۵۳۰۴	۹/۸۱۵۸۵۹	۱/۶۳	۱/۰۲۴	۱/۵	۱	۱/۱	۱	۰/۳۲	۱۳۷/۵
۱۶ طبقه طبق ویرایش چهار	۹/۸۱	۶/۳۲۲۴۲۷	۳۸۱۳/۴۲	۱/۶۳	۱/۱۷۹	۱/۵	۱	۱۱/۱ ۱	۱	۰/۳۲	۱۸۲/۵



شکل ۱۱. بررسی تغییر مکان هدف در نمونه‌های مورد بررسی

Fig. 11. Checking the change of target location in the examined samples

در مقایسه‌ی تغییر شکل جاری‌شدگی سازه‌های طراحی‌شده طبق ویرایش یک و سازه‌های مقاوم‌سازی شده می‌توان نتیجه گرفت که در سازه‌های مقاوم‌سازی شده درصد اختلاف تغییر شکل جاری‌شدگی سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه به ترتیب برابر با ۴۲٪، ۲۴٪ و ۵٪ می‌باشد.

در بررسی تغییر شکل جاری‌شدگی سازه‌های طراحی‌شده طبق ویرایش چهارم و سازه‌های قدیم مقاوم‌سازی شده می‌توان نتیجه گرفت که در سازه‌های قدیم مقاوم‌سازی شده تغییر شکل جاری‌شدگی از کمتر از سازه طراحی‌شده طبق ویرایش چهارم می‌باشد و درصد اختلاف سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه به ترتیب برابر با ۲۰٪، ۲۰٪ و ۵٪ می‌باشد. به‌طور کلی، این امر نشان‌دهنده‌ی این مطلب می‌باشد که عملکرد سازه‌های مقاوم‌سازی مقاوم‌سازی شده با سیستم قاب با ستون پیوند حتی از عملکرد سازه‌های جدید طراحی‌شده نیز بهتر می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی تأثیر مطلوب این سیستم مقاوم‌سازی می‌باشد.

در مقایسه‌ی شکل‌پذیری قاب‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه‌ی طراحی‌شده طبق ویرایش یک، چهار و مقاوم‌سازی شده با سیستم قاب با ستون پیوند مشاهده شده است که بیشترین میزان شکل‌پذیری برای سازه‌های ۴ و ۸ و ۱۶ طبقه در سازه‌های قدیم مقاوم‌سازی شده رخ می‌دهد که به ترتیب برابر با ۱۱/۴۴ و ۶/۰۵۶ و ۹/۶۳۰۷ می‌باشد. درصد اختلاف میزان شکل‌پذیری سازه‌های ۴ و ۸ و ۱۶ طبقه طراحی‌شده طبق ویرایش یک و چهار به ترتیب برابر با ۴٪، ۱۹٪ و ۳۲٪ می‌باشد.

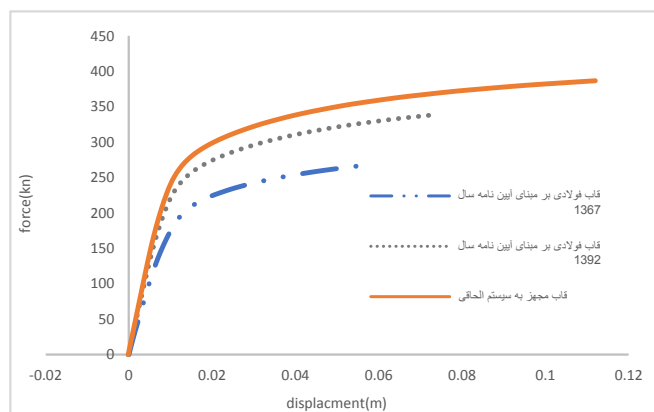
طبق ویرایش قدیم و جدید در تغییر مکان هدف مشاهده شده است که سازه طراحی‌شده طبق ویرایش قدیم تغییر مکان هدف نیروی کمتری را نسبت به سازه طراحی‌شده طبق ویرایش جدید را تحمل می‌کند.

نمودار میله‌ای شکل (۱۲) به مقایسه تغییر مکان تابع هدف نمونه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه‌ی قدیم، جدید و مقاوم‌سازی شده با سیستم قاب با ستون پیوند می‌پردازد. همان‌طور که پیش‌بینی شده است، با افزایش ارتفاع تغییر مکان هدف افزایش می‌یابد.

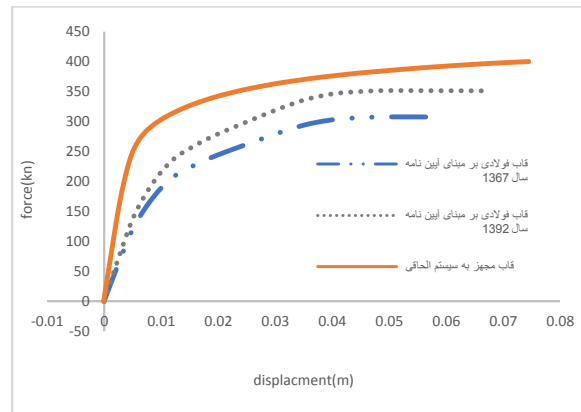
۹- نحوه مقاوم‌سازی

از مقایسه‌ی منحنی‌های پوش بار افزون نیرو-جابجایی مشخص شد که سازه‌ها نیاز به مقاوم‌سازی دارند از این رو ۳ قاب دوبعدی ۴، ۸ و ۱۶ طبقه مدل سازی شده طبق آیین‌نامه ۶۷ با سیستم قاب با ستون پیوند تقویت شده و دوباره از آن‌ها تحت جابجایی وارده بر سازه‌های طبق ویرایش چهار پوش گرفته شد که نتایج مقاوم‌سازی به شرح زیر بود:

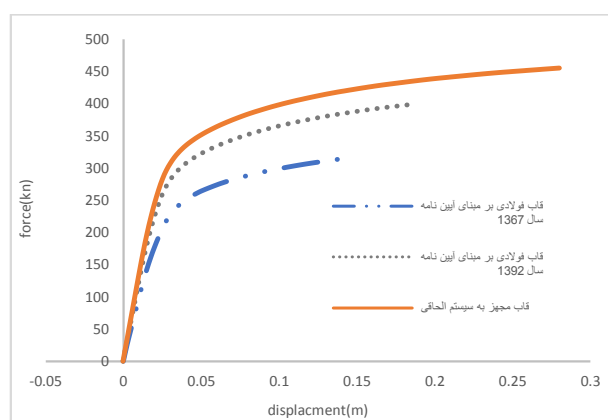
در مقایسه تغییر شکل جاری‌شدگی قاب‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه‌ی طراحی‌شده طبق ویرایش یک، چهار و مقاوم‌سازی شده با سیستم قاب با ستون پیوند مشاهده شده است که بیشترین میزان تغییر شکل‌های جاری‌شدگی برای سازه‌های ۱۶ طبقه در سازه‌های الحاقی رخ می‌دهد که به ترتیب برابر با ۲۹/۷۳ میلی‌متر می‌باشد. تغییر شکل جاری‌شدگی در سازه‌ها ۴، ۸ طبقه طراحی‌شده طبق ویرایش یک و چهار، اختلاف اندکی دارند.



نمودار نیرو-تغییر مکان سازه ۸ طبقه



نمودار نیرو-تغییر مکان سازه ۴ طبقه



نمودار نیرو-تغییر مکان سازه ۱۶ طبقه

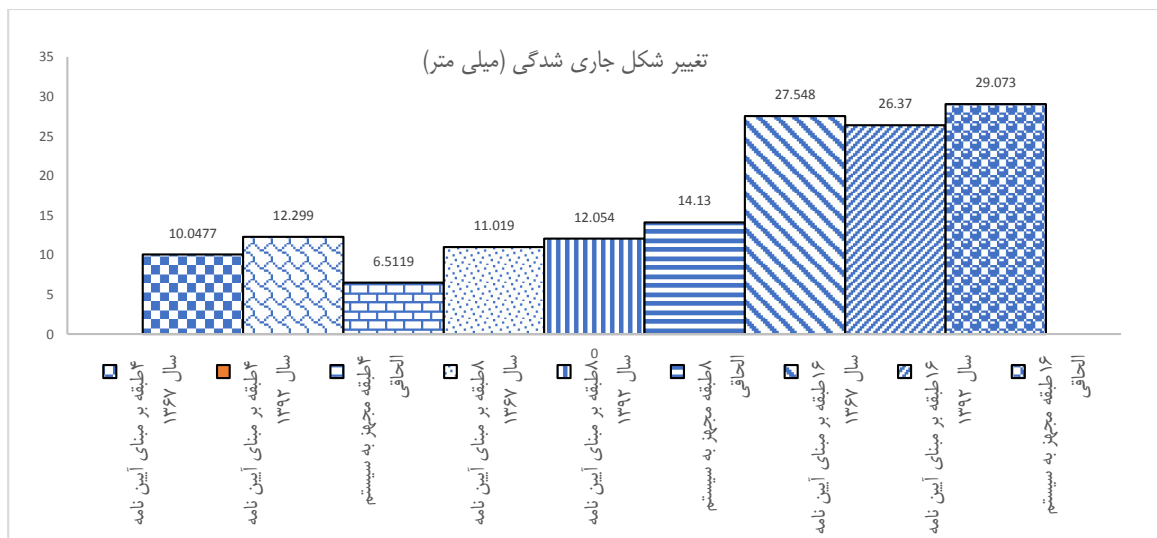
شکل ۱۲. مقایسه‌ی نمودارهای پوش بار افزون نیرو-تغییر مکان اعمالی بر راس قاب سازه‌های مقاوم‌سازی شده‌ی مورد بررسی

Fig. 12. Comparison of the push-over diagrams of additional force-change of location applied to the top of the frame of the investigated reinforced structures

جدول ۷. مقایسه‌ی تغییر شکل جاری‌شدگی، تغییر شکل هدف، شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه‌های مورد بررسی

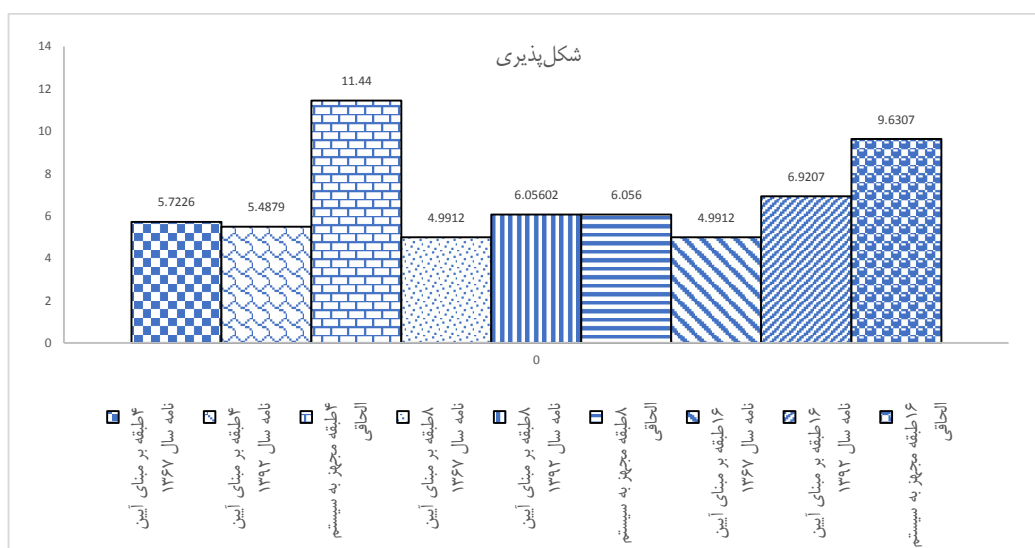
Table 7. Comparison of yielding deformation, target deformation, ductility and behavior coefficient of the studied structures

نام سازه	تغییر شکل جاری‌شدگی (میلی‌متر)	تغییر شکل هدف (میلی‌متر)	شکل‌پذیری (μ)	ضریب رفتار (R)
4Story-old	۱۰/۰۴۷	۵۷/۵	۵/۷۲	۶/۸۹
4Story-new	۱۲/۲۹۹	۶۷/۵	۵/۴۸	۵/۳۸
8Story-old	۱۱/۰۱۹۳	۵۵	۴/۹۹	۴/۹۹۱
8Story-new	۱۲/۰۵۴	۷۳	۶/۰۵	۴/۶۸۱
16Story-old	۲۷/۵۴۸	۱۳۷/۵	۴/۹۹	۴/۹۶
16Story-new	۲۶/۳۷	۱۸۲/۵	۶/۹۲	۶/۹۲



شکل ۱۳. بررسی تغییر شکل جاری شدگی در نمونه‌های مورد بررسی

Fig. 13. The yielding deformation checking in the studied samples



شکل ۱۴. بررسی شکل پذیری در نمونه‌های مورد بررسی

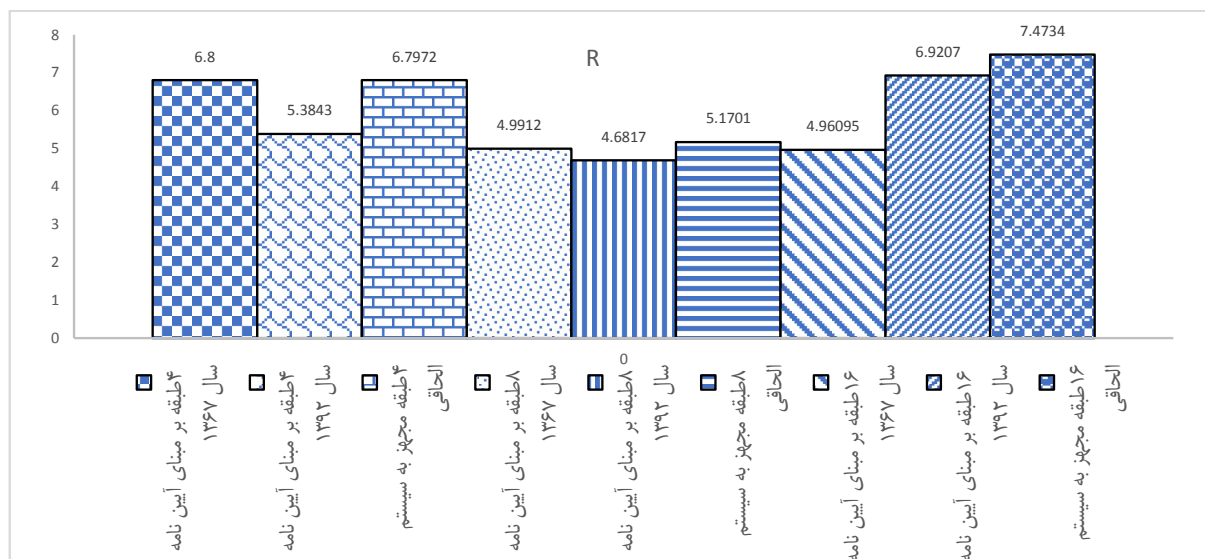
Fig. 14. Malleable investigation in the examined samples

طراحی شده طبق ویرایش چهار می باشد و این میزان درصد اختلاف سازه های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه به ترتیب برابر با ۰.۷٪، ۰.۱۷٪ و ۳۲٪ می باشد. به طور کلی، این امر نشان دهنده ای این مطلب می باشد که عملکرد سازه های مقاوم سازی مقاوم سازی شده با سیستم قاب با ستون پیوند حتی از عملکرد سازه های جدید طراحی شده نیز بهتر می باشد که نشان دهنده ای تأثیر مطلوب این سیستم مقاوم سازی می باشد.

در بررسی ضریب رفتار سازه های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه ای طبق ویرایش

در بررسی شکل پذیری سازه های طراحی شده طبق ویرایش یک و سازه های مقاوم سازی شده می توان نتیجه گرفت که در سازه های مقاوم سازی شده شکل پذیری درصد اختلاف در سازه ای ۴ طبقه ای ۶۶٪ در سازه ای ۸ طبقه ۱۹/۳۷٪ و در سازه ای ۱۶ طبقه تنها ۶۳/۴۶٪ می باشد.

در مقایسه ای شکل پذیری سازه های طراحی شده طبق ویرایش چهار و سازه های طراحی شده طبق ویرایش یک مقاوم سازی شده می توان نتیجه گرفت که در سازه های قدیم مقاوم سازی شده شکل پذیری بیشتر از سازه



شکل ۱۵. بررسی ضریب رفتار در نمونه‌های مورد بررسی.

Fig. 15. Checking the behavior coefficient in the investigated samples.

سازه‌های جدید طراحی شده نیز بهتر می‌باشد که نشان‌دهنده تأثیر مطلوب این سیستم مقاوم‌سازی می‌باشد.

۱۰- نتایج تحلیل بار افزون نیرو-دریفت سازه‌ها طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار

در این قسمت منحنی بار نیرو-دریفت سازه‌ها ۱۶ و ۸ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهارم با یکدیگر مقایسه شده است.

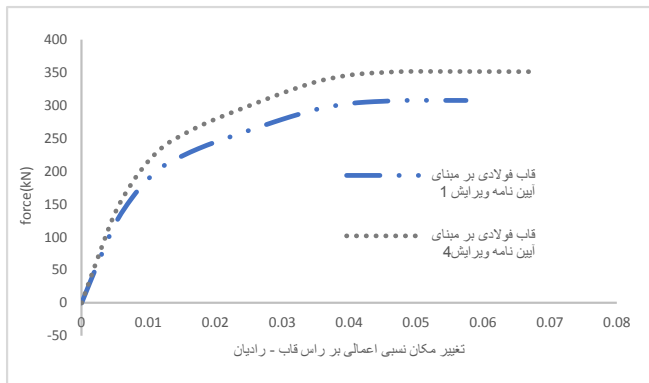
از مقایسه‌ی نیرو - دریفت سازه‌ها طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار مشاهده شد که تمامی سازه‌ها طراحی شده طبق ویرایش یک نیاز به مقاوم‌سازی دارند از این رو ۳ قاب دوبعدی ۴، ۸ و ۱۶ طبقه مدل سازی شده با آیین‌نامه ویرایش یک با سیستم قاب با ستون پیوند تقویت شده و نتایج مقاوم‌سازی به شرح زیر بود:

۱۱- نتایج حاصل از تحلیل تحت بارگذاری چرخه‌ای

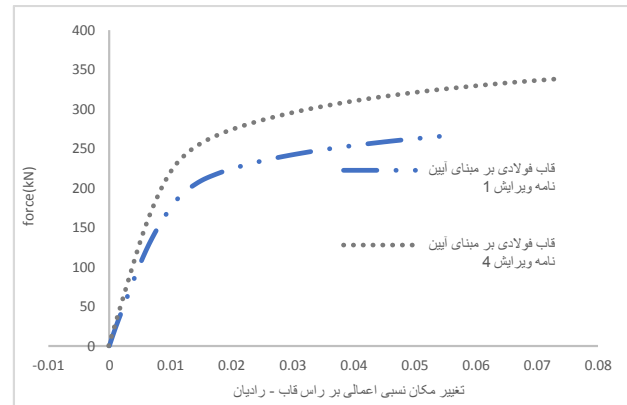
از مقایسه‌ی نمودارهای هیستریزس سازه‌ها طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار مشاهده می‌شود که سازه‌ها طراحی شده تحت آیین‌نامه‌ی جدید تغییر مکان نسبی بیشتری را تحمل می‌کند. در شکل‌های زیر بعد از مقاوم‌سازی با سیستم قاب با ستون پیوند می‌بینیم که تغییر مکان در سیستم الحاقی برابر با سازه طراحی شده با آیین‌نامه ویرایش جدید است.

طراحی شده طبق ویرایش یک، چهار و مقاوم‌سازی شده با سیستم قاب با ستون پیوند مشاهده شده است که بیشترین ضریب رفتار برای سازه‌های ۴ و ۸ و ۱۶ طبقه در سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش یک مقاوم‌سازی شده رخ می‌دهد که به ترتیب برابر با ۶/۸ و ۵/۱۷ و ۷/۴۷ می‌باشد و همان‌طور که در قبل نیز یادآوری شده است سیستم‌های مقاوم‌سازی شده با قاب با ستون پیوند شکل‌پذیری بیشتری داشته در نتیجه انتظار می‌رود که ضریب رفتار آن نیز بیشتر باشد. ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار، در سازه‌های جدید بیشتر می‌باشد.

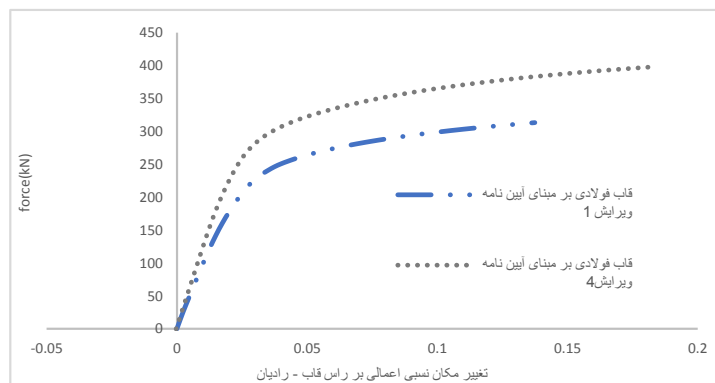
در مقایسه‌ی ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش یک و سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش یک مقاوم‌سازی شده می‌توان نتیجه گرفت که در سازه‌های مقاوم‌سازی شده درصد اختلاف ضریب رفتار در سازه‌ی ۴ طبقه‌ی ۰/۱۵٪ در سازه‌ی ۸ طبقه ۴٪ و در سازه‌ی ۱۶ طبقه تنها ۴۰٪ می‌باشد. در مقایسه‌ی ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش چهار و سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش یک مقاوم‌سازی شده می‌توان نتیجه گرفت که در سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش یک مقاوم‌سازی شده ضریب رفتار بیشتر از سازه طراحی شده طبق ویرایش چهار می‌باشد و اختلاف درصد سازه‌های ۴ و ۸ و ۱۶ طبقه به ترتیب برابر ۲۴٪، ۴٪ و ۴۰٪ می‌باشد. به‌طور کلی، این امر نشان‌دهنده‌ی این مطلب می‌باشد که عملکرد سازه‌های مقاوم‌سازی مقاوم‌سازی شده با سیستم قاب با ستون پیوند حتی از عملکرد



(ب) مقایسه پوش ۸ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار



(الف) مقایسه پوش ۴ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار



(ج) مقایسه پوش ۱۶ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار

شکل ۱۶. مقایسه پوش بار افزون نیرو-تغییر مکان اعمالی بر راس سازه‌های مورد بررسی.

Fig. 16. Comparison of additional force load-displacement applied on top of the investigated structures.

ستون پیوند می‌بینیم که تغییر مکان در سیستم الحاقی تقریباً برابر با سازه طراحی شده با آیین‌نامه ویرایش جدید است. از مقایسه‌ی نمودارهای سازه‌ها طراحی شده می‌توان دریافت که میزان اختلاف جبران شده است. به عبارت دیگر با افزودن سیستم قاب با ستون پیوند به سازه طراحی شده طبق ویرایش یک می‌توان به نیرویی برابر با سازه‌ی طراحی شده طبق ویرایش ۱۳۹۲ رسید که نشان‌دهنده‌ی تأثیر مطلوب سیستم قاب با ستون پیوند می‌باشد.

۱۴- تحلیل تاریخیچه زمانی

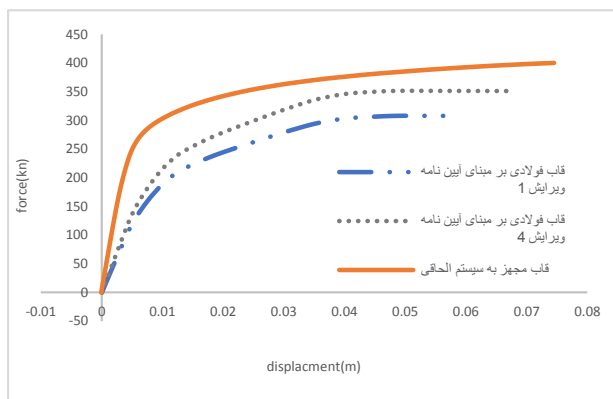
وقتی نیاز به ارزیابی دقیق‌تری از رفتار و عملکرد لرزه‌ای یک سازه پیش آید، روش‌های تحلیل دینامیکی از روش‌های استاتیکی ترجیح می‌دهند. بر اساس استاندارد زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰)، برای سازه‌ها دو روش تحلیل

۱۲- نمودارهای پوش سازه‌ها تحت بررسی بار چرخه‌ای

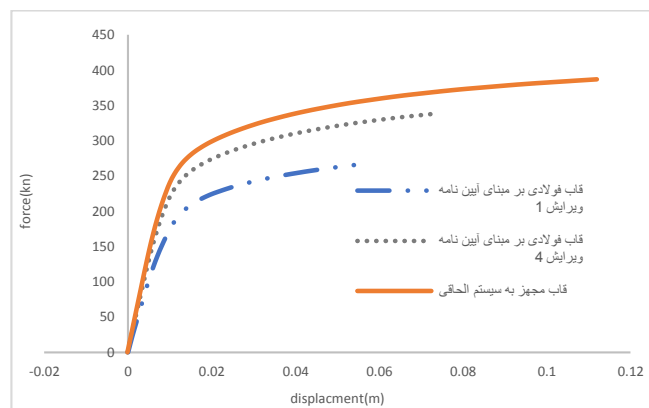
از مقایسه‌ی نمودارهای هیستریزس سازه‌ها طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار مشاهده می‌شود که سازه‌ها طراحی شده تحت آیین‌نامه‌ی جدید تغییر مکان نسبی بیشتری را تحمل می‌کند. در شکل‌های زیر بعد از مقاوم‌سازی با سیستم قاب با ستون پیوند می‌بینیم که تغییر مکان در سیستم الحاقی برابر با سازه طراحی شده با آیین‌نامه ویرایش جدید است.

۱۳- نمودار تغییر مکان نسبی طبقات

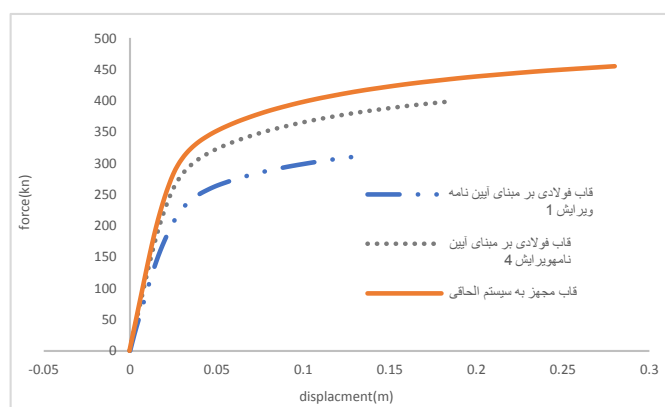
در این قسمت نمودارهای تغییر مکان نسبی طبقات مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در این نمودار سازه‌ها طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار مشاهده می‌شود که سازه‌ها طراحی شده تحت آیین‌نامه‌ی جدید تغییر مکان نسبی بیشتری را تحمل می‌کند و بعد از مقاوم‌سازی با سیستم قاب با



(ب) مقایسه پوش سازه ۸ طبقه



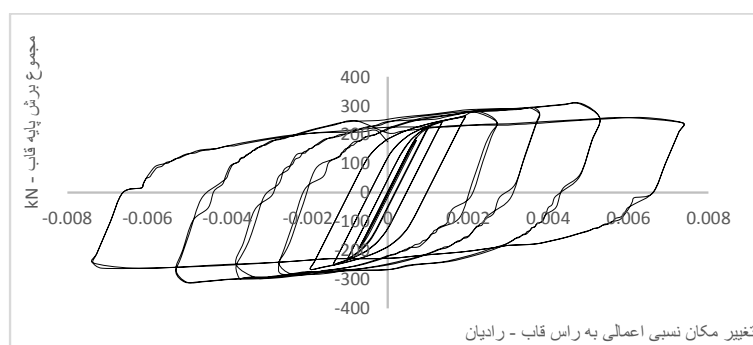
(الف) مقایسه پوش سازه ۴ طبقه



(ج) مقایسه پوش ۱۶ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار

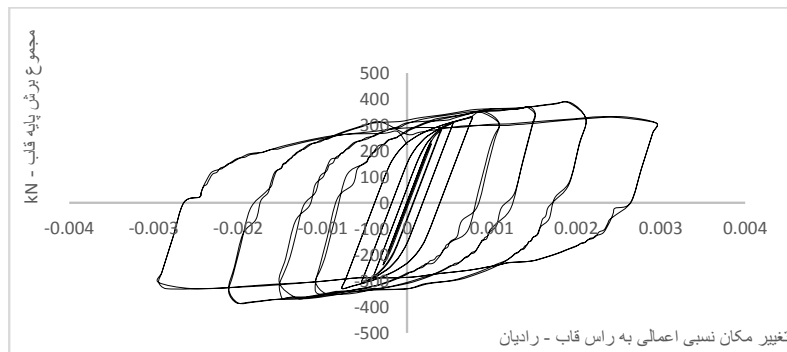
شکل ۱۷. مقایسه‌ی پوش بار افزون نیرو-تغییر مکان اعمالی بر راس سازه‌های مورد بررسی.

Fig. 17. Comparison of additional force load-displacement applied on top of the investigated structures.



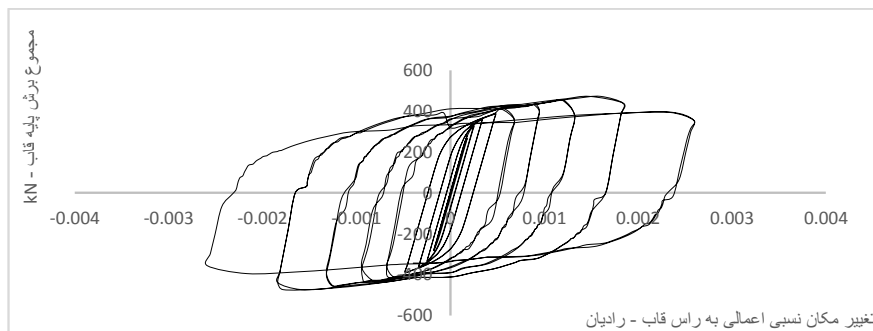
شکل ۱۸. نمودار تحلیل چرخه‌ای ۴ طبقه مجهز به سیستم الحاقی.

Fig. 18. Cyclic analysis diagram of 4 floors equipped with extension system.



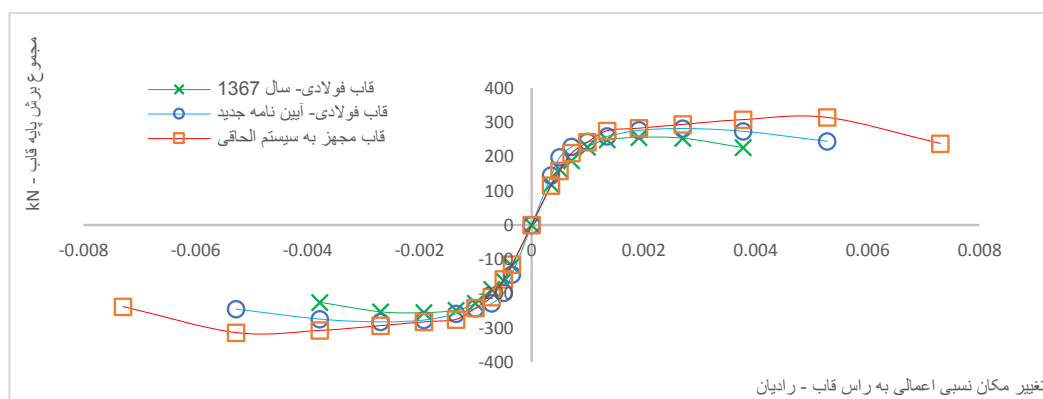
شکل ۱۹. نمودار تحلیل چرخه‌ای ۸ طبقه مجهز به سیستم الحاقی

Fig. 19. Cyclic analysis diagram of 8 floors equipped with extension system



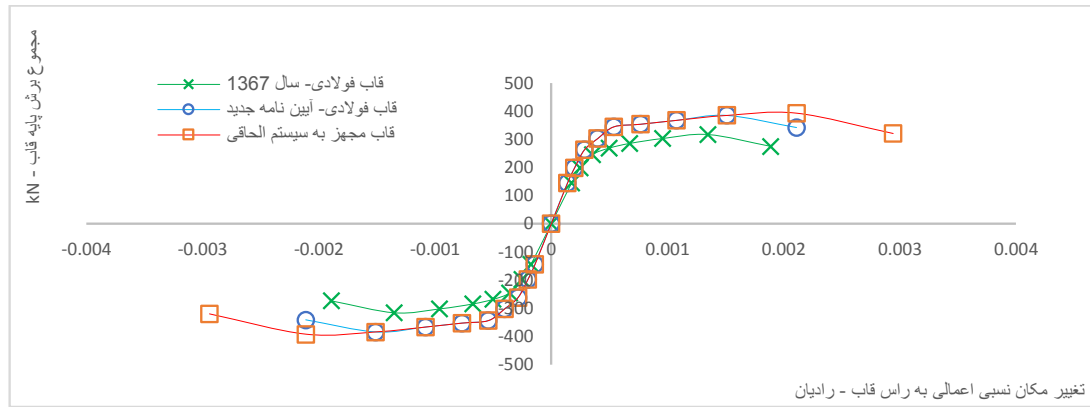
شکل ۲۰. نمودار تحلیل چرخه‌ای ۱۶ طبقه مجهز به سیستم الحاقی

Fig. 20. cyclic analysis diagram of 16 floors equipped with extension system



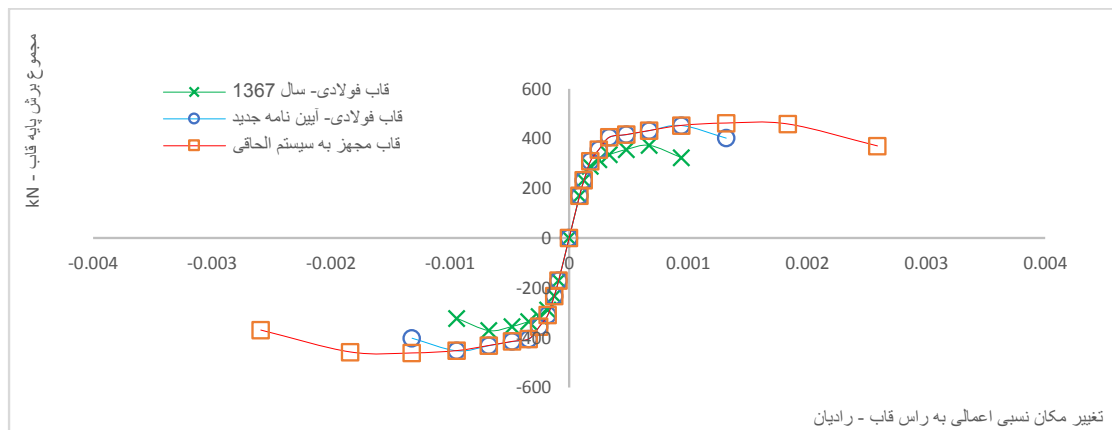
شکل ۲۱. نمودار تغییر مکان نسبی - برش پایه ۴ طبقه

Fig. 21. Relative displacement diagram - 4-floor base section



شکل ۲۲. نمودار تغییر مکان نسبی - برش پایه ۸ طبقه

Fig. 22. Relative displacement diagram - 8-floor base section



شکل ۲۳. نمودار تغییر مکان نسبی - برش پایه ۱۶ طبقه

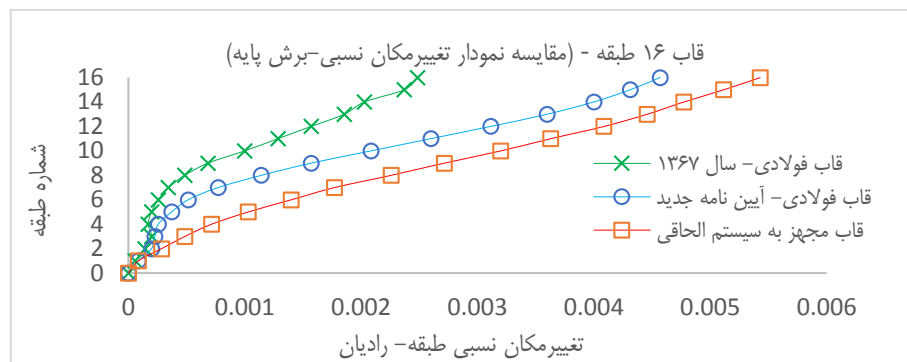
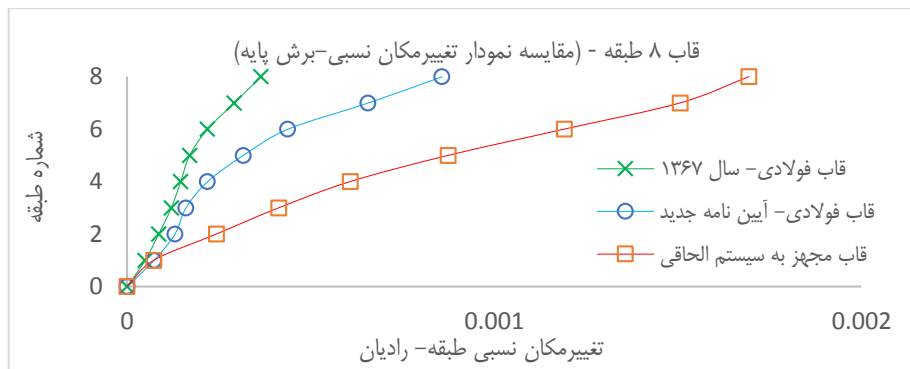
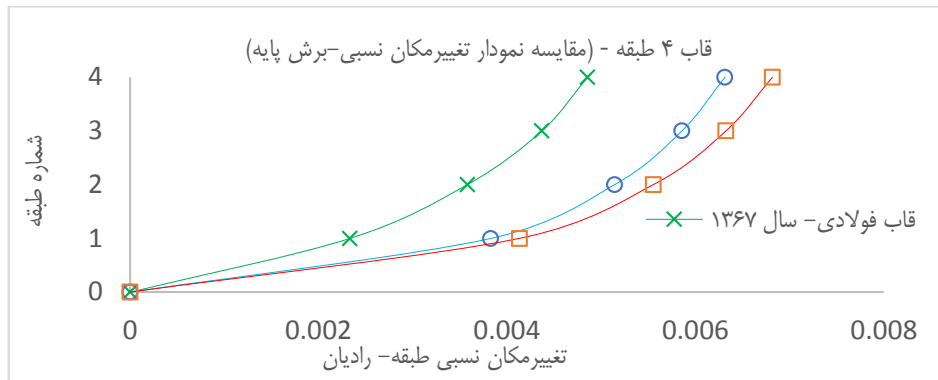
Fig. 23. Relative displacement diagram - 16-floor base section

دینامیکی به کار می‌روند:

روش طیفی و تاریخچه زمانی (خطی و هم غیرخطی). در این روش، نیروهای زلزله از طریق طیف پاسخ دینامیکی مشتق می‌شوند که نتیجه جابجایی زمین در طی زلزله می‌باشند. با استفاده از تکنیک تحلیل تاریخچه زمانی، شتاب موردنظر به زمین در تراز پایه سازه اعمال می‌شود و به‌عنوان تابعی از زمان تغییر می‌کند. انتخاب و تعیین نمونه‌های جابجایی زمین برای انجام تحلیل زمان تاریخچه‌ای غیرخطی، مراحل بحرانی در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه را نشان می‌دهد. در این زمینه تعدادی روش توسط محققان و آیین‌نامه‌ها پیشنهاد شده است، اما یک روش خاص برای انتخاب این نمونه‌ها مشخص نشده است. انتخاب نمونه‌های جابجایی زمین بر مبنای دو عامل

اساسی تعداد نمونه‌ها و ویژگی‌های طیفی آن‌ها، از جمله محتوای فرکانسی و نزدیکی زلزله‌ها به سازه برمی‌گردد. در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، رویکردهای زیر برای تعیین تعداد نمونه‌های جابجایی زمین پیشنهاد شده است:

- حداقل سه زوج نمونه‌ی جابجایی زمین را انتخاب کنید که شامل سه مولفه افقی متفاوت از سه زلزله مختلف هستند و حداکثر پاسخ سازه در برابر هر یک از این زلزله‌ها را به‌عنوان پاسخ نهایی محاسبه کنید.
- حداقل هفت زوج نمونه‌ی جابجایی زمین را انتخاب کنید که شامل هفت مولفه افقی متفاوت از هفت زلزله مختلف هستند و میانگین پاسخ سازه به این هفت نمونه جابجایی زمین را به‌عنوان پاسخ نهایی محاسبه کنید.



شکل ۲۴. نمودار تغییر مکان نسبی - برش پایه

Fig. 24. Relative displacement diagram - base cut

گردیده است که این مقادیر ضرایب از حاصل ضرب ضریب مقیاس طیف در ضریب مقیاس شتاب ماکزیمم حاصل شده است.

۱۵- نمودار جابجایی - زمان مقیاس شده ۱۴ شتابنگاشت

بر مبنای ضرایب مقیاس نهایی زلزله‌های مورد بررسی را به نرم‌افزار Seismosignal اعمال نموده و برای هر زلزله مقادیر جابجایی برحسب زمان استخراج می‌گردد. این جابجایی‌ها به صورت مقادیر Amplitude هر

• علاوه بر انتخاب نمونه‌های جابجایی زمین بر مبنای تعداد و محتوای فرکانسی، مطمئن شدن از مقیاس‌گذاری مناسب این نمونه‌ها بسیار حیاتی است، زیرا بر رفتار غیرخطی سازه تأثیر زیادی دارد. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، هفت زوج نمونه جابجایی زمین برای منطقه نزدیک و دور انتخاب می‌شود. مشخصات نمونه‌های جابجایی زمین مورد استفاده در این تحقیق در جداول (۸) و (۹) آمده است. در جداول (۱۰) تا (۱۵) برای هر زلزله یک ضریب مقیاس نهایی استخراج

جدول ۸. جزئیات رکوردهای شتاب‌نگاشت‌ها برای زلزله حوزه نزدیک گسل

Table 8. Details of accelerogram records for earthquakes near the fault area.

اسم زلزله	ایستگاه زلزله	سال رخداد	بزرگای زلزله برحسب ریشتر	فاصله مستقیم گسل از ساختمانگاه	فاصله مستقیم گسل از ساختمانگاه	سرعت برحسب متر بر ثانیه
"Loma Prieta"	"Corralitos"	۱۹۸۹	۶/۹۳	۳/۸۵	۰/۱۶	۴۶۲/۲۴
"Northridge-01"	"Pacoima Kagel Canyon"	۱۹۹۴	۶/۶۹	۷/۲۵	۵/۲۶	۵۰۸/۰۸
"Kobe_Japan"	"Nishi-Akashi"	۱۹۹۵	۶/۹	۷/۰۸	۷/۰۸	۶۰۹
"Duzce_Turkey"	"Lamont 1058"	۱۹۹۹	۷/۱۴	۰/۲۱	۰/۲۱	۵۲۹/۱۸
"San Simeon_CA"	"Templeton - 1-story Hospital"	۲۰۰۳	۶/۵۲	۶/۲۲	۵/۰۷	۴۱۰/۶۶
"Bam_Iran"	"Bam"	۲۰۰۳	۶/۶	۱/۷	۰/۰۵	۴۸۷/۴
"Montenegro_Yugoslavia"	"Ulcinj - Hotel Albatros"	۱۹۷۹	۷/۱	۴/۳۵	۱/۵۲	۴۱۰/۳۵

جدول ۹. جزئیات رکوردهای شتاب‌نگاشت‌ها برای زلزله حوزه دور از گسل

Table 9. details of the records of the accelerogram for the earthquake in the area far from the fault

اسم زلزله	ایستگاه زلزله	سال رخداد	بزرگای زلزله برحسب ریشتر	فاصله مستقیم گسل از ساختمانگاه	فاصله مستقیم گسل از ساختمانگاه	سرعت برحسب متر بر ثانیه
"Cape Mendocino"	"Fortuna - Fortuna Blvd"	۱۹۹۲	۷/۰۱	۱۹/۹۵	۱۵/۹۷	۴۵۷/۰۶
"Landers"	"Joshua Tree"	۱۹۹۲	۷/۲۸	۱۱/۰۳	۱۱/۰۳	۳۷۹/۳۲
"Kocaeli_Turkey"	"Arcelik"	۱۹۹۹	۷/۵۱	۱۳/۴۹	۱۰/۵۶	۵۲۳
"Chi-Chi_Taiwan"	"CHY029"	۱۹۹۹	۷/۶۲	۱۰/۹۶	۱۰/۹۶	۵۴۴/۷۴
"Duzce_Turkey"	"Lamont 1061"	۱۹۹۹	۷/۱۴	۱۱/۴۶	۱۱/۴۶	۴۸۱
"Manjil_Iran"	"Abbar"	۱۹۹۰	۷/۳۷	۱۲/۵۵	۱۲/۵۵	۷۲۳/۹۵
"Hector Mine"	"Hector"	۱۹۹۹	۷/۱۳	۱۱/۶۶	۱۰/۳۵	۷۲۶

جدول ۱۰. بیشینه شتاب زلزله نزدیک به گسل و ضرایب مقیاس در قاب ۴ طبقه

Table 10. The maximum acceleration of the earthquake near the fault and the scale coefficients in the 4-floor frame

نام زلزله	ضرایب مقیاس شتاب ماکزیمم	ضرایب مقیاس طیف‌ها	ضریب مقیاس حاصل ضرب نهایی	مقدار حداکثر زوج شتاب‌نگاشت
Loma Prieta 1989	1.55	0.991	1.536	0.64
Northridge 1994	2.31	0.991	2.289	0.43
Kobe_Japan 1995	2.07	0.991	2.051	0.48
Duzce_Turkey 1999	9.32	0.991	9.236	0.11
Bam_Iran 2003	1.24	0.991	1.228	0.81
Montenegro_Yugoslavia 1979	4.39	0.991	4.350	0.23
San Simeon_CA 2003	2.07	0.991	2.051	0.48

جدول ۱۱. بیشینه شتاب زلزله نزدیک به گسل و ضرایب مقیاس در قاب ۸ طبقه

Table 11. Maximum earthquake acceleration near the fault and scale coefficients in the 8-floor frame

نام زلزله	ضرایب مقیاس شتاب ماکزیمم	ضرایب مقیاس طیف‌ها	ضریب مقیاس حاصل ضرب نهایی	مقدار حداکثر زوج شتاب‌نگاشت
Loma Prieta 1989	1.55	1.096	1.698	0.64
Northridge 1994	2.31	1.096	2.531	0.43
Kobe_ Japan 1995	2.07	1.096	2.268	0.48
Duzce_ Turkey 1999	9.32	1.096	10.214	0.11
Bam_ Iran 2003	1.24	1.096	1.359	0.81
Montenegro_ Yugoslavia 1979	4.39	1.096	4.811	0.23
San Simeon_ CA 2003	2.07	1.096	2.268	0.48

جدول ۱۲. بیشینه شتاب زلزله نزدیک به گسل و ضرایب مقیاس در قاب ۱۶ طبقه

Table 12. The maximum acceleration of the earthquake near the fault and the scale coefficients in the 16-floor frame

نام زلزله	ضرایب مقیاس شتاب ماکزیمم	ضرایب مقیاس طیف‌ها	ضریب مقیاس حاصل ضرب نهایی	مقدار حداکثر زوج شتاب‌نگاشت
Loma Prieta 1989	1.55	2.29	3.549	0.64
Northridge 1994	2.31	2.29	5.289	0.43
Kobe_ Japan 1995	2.07	2.29	4.740	0.48
Duzce_ Turkey 1999	9.32	2.29	21.342	0.11
Bam_ Iran 2003	1.24	2.29	2.839	0.81
Montenegro_ Yugoslavia 1979	4.39	2.29	10.053	0.23
San Simeon_ CA 2003	2.07	2.29	4.740	0.48

جدول ۱۳. بیشینه شتاب زلزله دور از گسل و ضرایب مقیاس در قاب ۴ طبقه

Table 13. Maximum earthquake acceleration away from the fault and scale coefficients in the 4-floor frame

نام زلزله	ضرایب مقیاس شتاب ماکزیمم	ضرایب مقیاس طیف‌ها	ضریب مقیاس حاصل ضرب نهایی	مقدار حداکثر زوج شتاب‌نگاشت
Cape Mendocino 1992	8.56	1.483	12.694	0.12
Landers 1992	3.52	1.483	5.22	0.28
Kocaeli_ Turkey 1999	4.76	1.483	7.059	0.21
Chi-Chi_ Taiwan 1999	3.46	1.483	5.131	0.29
Duzce_ Turkey 1999	7.62	1.483	11.30	0.13
Manjil_ Iran 1990	1.94	1.483	2.877	0.51
Hector Mine 1999	2.01	1.483	2.98	0.5

جدول ۱۴. بیشینه شتاب زلزله دور از گسل و ضرایب مقیاس در قاب ۸ طبقه.

Table 14. Maximum earthquake acceleration far from the fault and scale coefficients in the 8-floor frame.

نام زلزله	ضرایب مقیاس شتاب ماکزیمم	ضرایب مقیاس طیف‌ها	ضریب مقیاس حاصل ضرب نهایی	مقدار حداکثر زوج شتاب‌نگاشت
Cape Mendocino 1992	8.56	1.483	12.694	0.12
Landers 1992	3.52	1.483	5.22	0.28
Kocaeli_ Turkey 1999	4.76	1.483	7.059	0.21
Chi-Chi_ Taiwan 1999	3.46	1.483	5.131	0.29
Duzce_ Turkey 1999	7.62	1.483	11.30	0.13
Manjil_ Iran 1990	1.94	1.483	2.877	0.51
Hector Mine 1999	2.01	1.483	2.98	0.5

جدول ۱۵. بیشینه شتاب زلزله دور از گسل و ضرایب مقیاس در قاب ۱۶ طبقه.

Table 15. maximum earthquake acceleration far from the fault and scale coefficients in the 16-floor frame.

نام زلزله	ضرایب مقیاس شتاب ماکزیمم	ضرایب مقیاس طیف‌ها	ضریب مقیاس حاصل ضرب نهایی	مقدار حداکثر زوج شتاب‌نگاشت
Cape Mendocino 1992	8.56	2.405	20.586	0.12
Landers 1992	3.52	2.405	8.465	0.28
Kocaeli_ Turkey 1999	4.76	2.405	11.447	0.21
Chi-Chi_ Taiwan 1999	3.46	2.405	8.321	0.29
Duzce_ Turkey 1999	7.62	2.405	18.326	0.13
Manjil_ Iran 1990	1.94	2.405	4.665	0.51
Hector Mine 1999	2.01	2.405	4.834	0.5

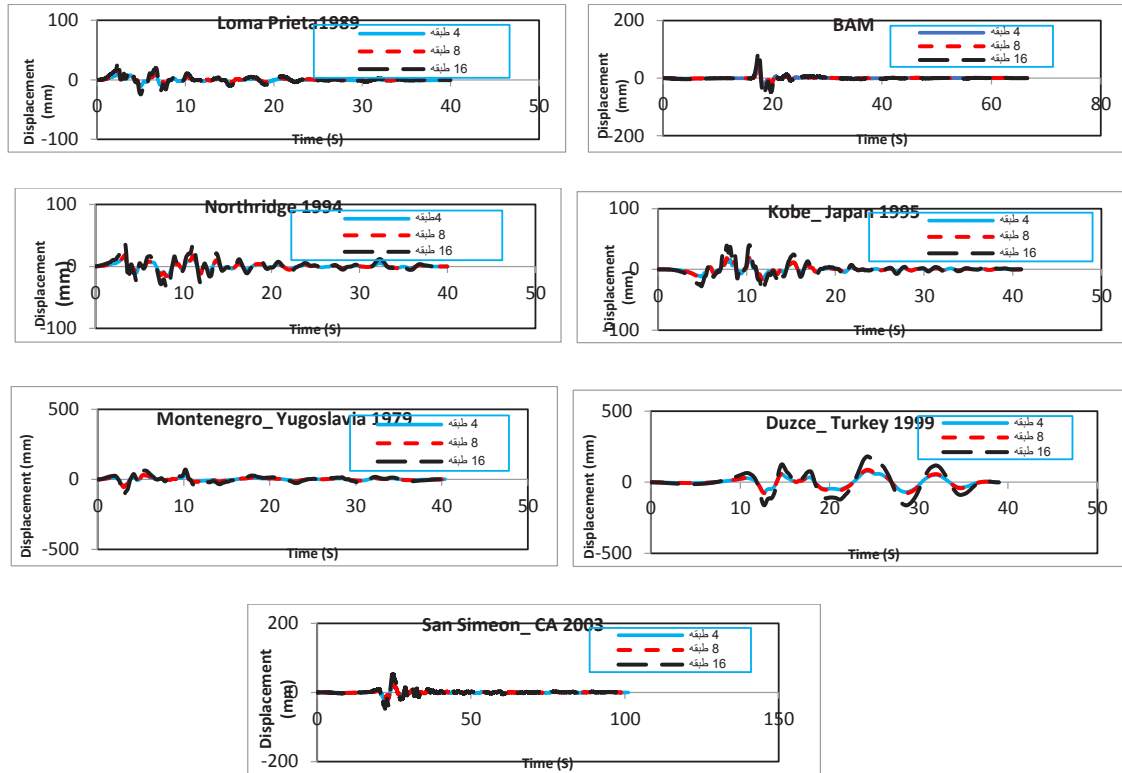
زلزله وارد نرم‌افزار آباکوس می‌گردد.

۱۷- بررسی پاسخ جابجایی - زمان سازه‌های ۴ و ۸ و ۱۶ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک و دور از گسل

برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب با ستون پیوند تحت زلزله‌ی دور و نزدیک گسل به روش آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، ارائه ی نمودار جابجایی - زمان موثر می‌باشد. در این بخش پاسخ‌های جابجایی-زمان سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه‌ی خروجی نرم‌افزار آباکوس به‌صورت نمودارهایی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل ارائه می‌گردد.

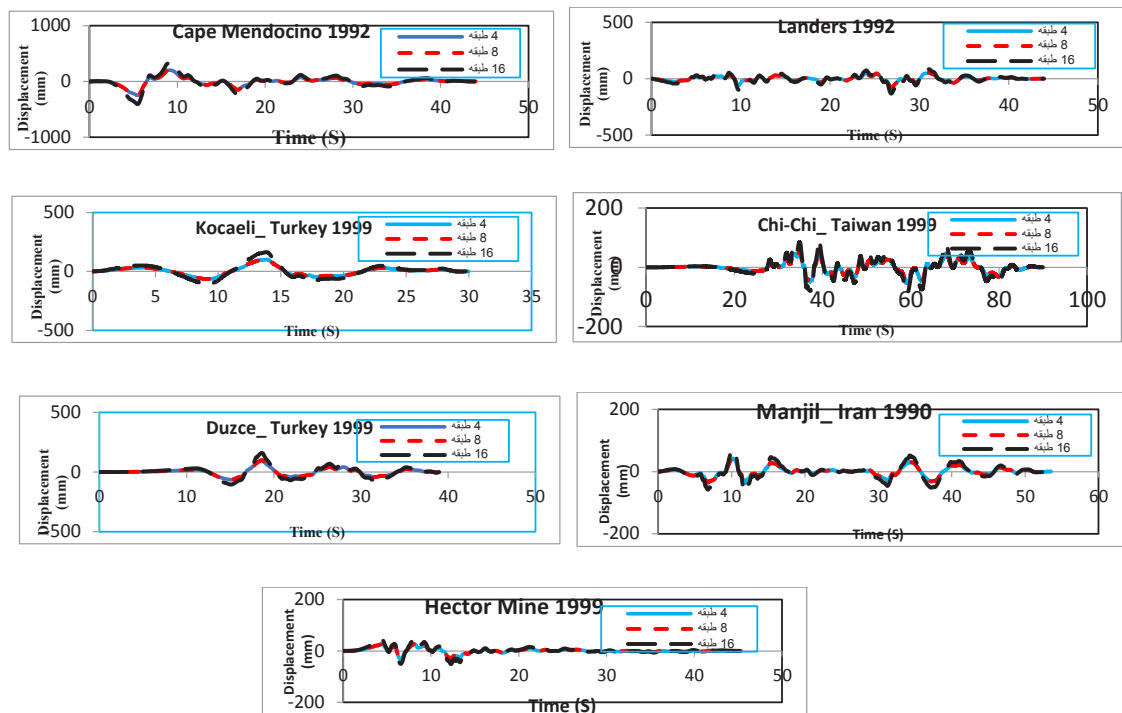
۱۶- خروجی‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی

شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل معرفی‌شده در بالا پس از همپایه شدن به سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه جدید و مقاوم‌سازی شده وارد می‌شوند و نتایج آن‌ها به‌صورت نمودارهای جابجایی- تغییر مکان و IDR- ارتفاع نسبی طبقات استخراج شده است.



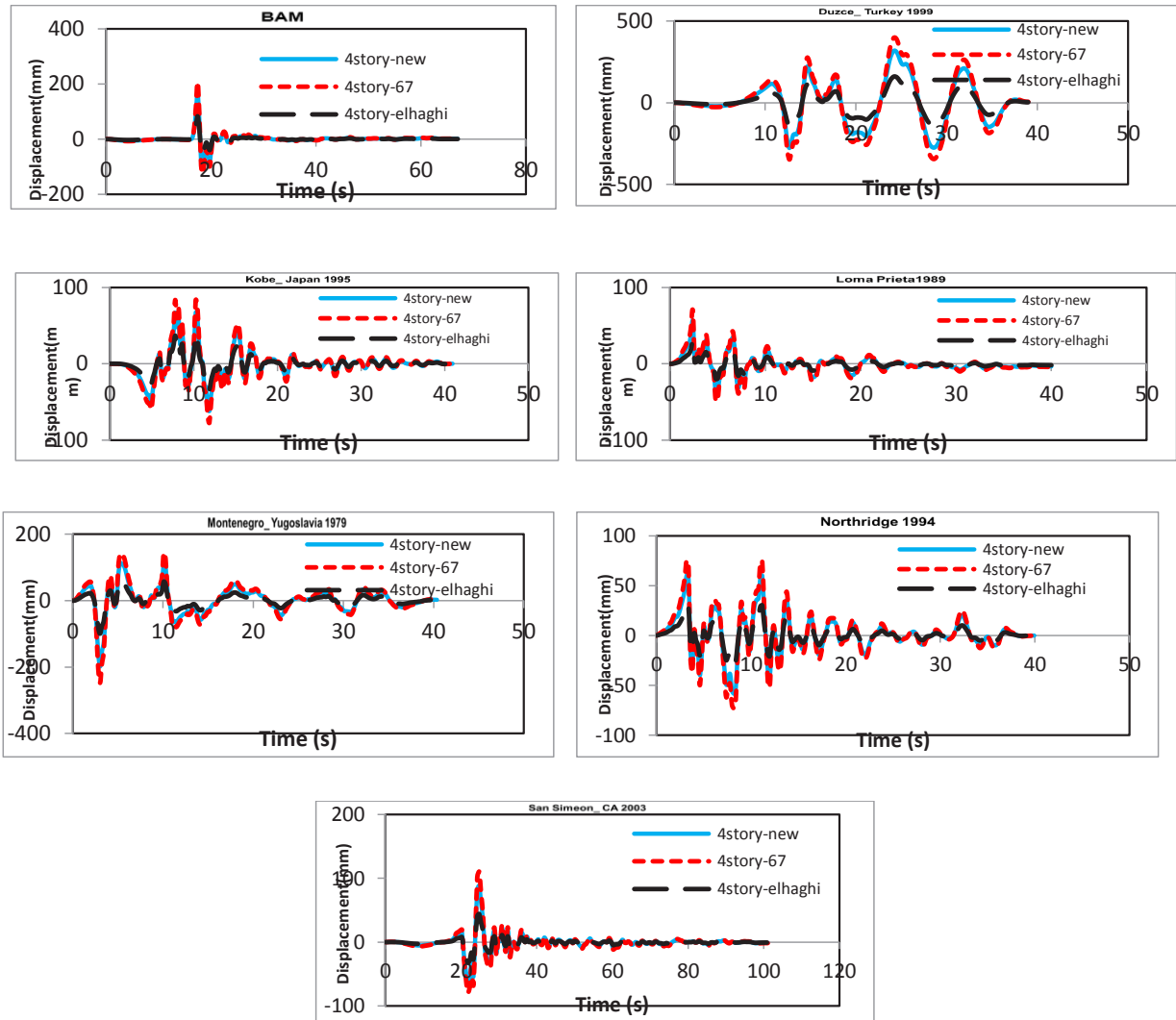
شکل ۲۵. نمودار جابجایی- زمان مقیاس شده برای نمونه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه تحت زلزله‌ی نزدیک گسل

Fig. 25. Displacement-time scaled diagram for 4, 8 and 16 floor samples under near-fault earthquake



شکل ۲۶. نمودار جابجایی- زمان مقیاس شده برای نمونه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه تحت زلزله‌ی دور از گسل.

Fig. 26. Displacement-time scaled diagram for 4, 8 and 16 floor samples under earthquake away from the fault.



شکل ۲۷. پاسخ جابجایی- زمان تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل برای سازه‌های ۴ طبقه

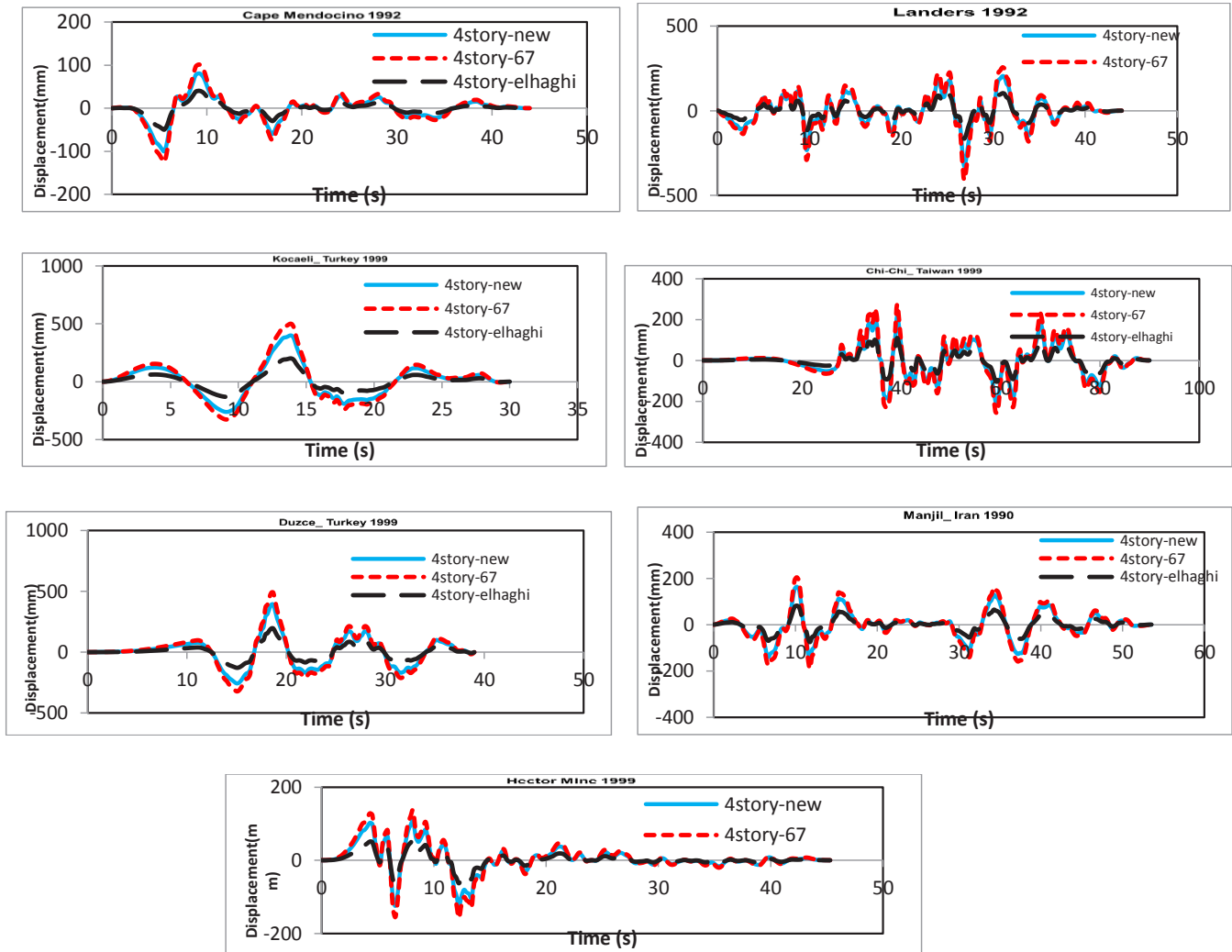
Fig. 27. Displacement-time response under accelerograms near the fault for 4-floor structures

۶۰/۰۴٪ برای زلزله‌ی kobe به ترتیب ۱۹/۹۶٪ و ۵۴/۳۹٪، برای زلزله‌ی Northridge به ترتیب ۱۹/۹۸٪ و ۵۹/۹۹٪، برای زلزله‌ی Sansimeon به ترتیب ۲۰/۰۳٪ و ۶۰/۰۴٪ گزارش می‌گردد. از اطلاعات بالا نتیجه می‌گردد بهبود عملکرد سازه‌ی ۴ طبقه تحت زلزله‌ی نزدیک گسل North-ridge بیش‌تر از سازه‌ها دیگر می‌باشد. لازم به ذکر است که برای به دست آوردن درصد بهبود عملکرد از نظر جابجایی، سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ طراحی شده به عنوان سازه‌ی مرجع در نظر گرفته شده است و میزان افزایش جابجایی سازه‌ی ویرایش چهارم و سازه الحاقی نسبت به سازه‌ی مرجع به صورت درصد بیان شده است که این درصد، درصد بهبود عملکرد از نظر جابجایی می‌باشد.

در بررسی پاسخ جابجایی- زمان تحت زلزله‌ی دور از گسل از شکل

در بررسی پاسخ جابجایی - زمان تحت زلزله‌ی نزدیک گسل از شکل (۲۸) نتایج زیر حاصل شده است که در زلزله‌ی BAM بیشترین جابجایی برای سازه طراحی شده طبق سال ۱۳۶۷ به مقدار ۲۰۸/۲۴۷ میلی‌متر و برای ویرایش چهار برابر با ۱۶۶/۶۲۵ میلی‌متر و برای سازه‌ی الحاقی برابر با ۸۳/۲۸۴ که نسبت به سازه سال ۱۳۶۷ به ترتیب به مقدار ۱۹/۹۸٪ و ۶۰٪ می‌باشد. میزان بهبود عملکرد سازه‌ی ۴ طبقه از نظر عملکرد جابجایی- زمان تحت دیگر زلزله‌ها به شرح زیر می‌باشد:

بهبود عملکرد جابجایی - زمان برای سازه تحت زلزله‌ی Duzce_Turkey 1999 برای سازه ویرایش چهارم و سازه الحاقی به ترتیب برابر با ۲۰/۰۳٪ و ۶۰/۰۱٪، برای زلزله‌ی Montenegro به ترتیب برابر با ۱۹/۹۷٪ و ۵۹/۹۷٪، برای زلزله‌ی Loma به ترتیب برابر با ۱۹/۹۵٪ و ۵۹/۹۷٪.



شکل ۲۸. پاسخ جابجایی- زمان تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل برای سازه‌های ۴ طبقه

Fig. 28. Displacement-time response under accelerograms away from the fault for 4-floor structures

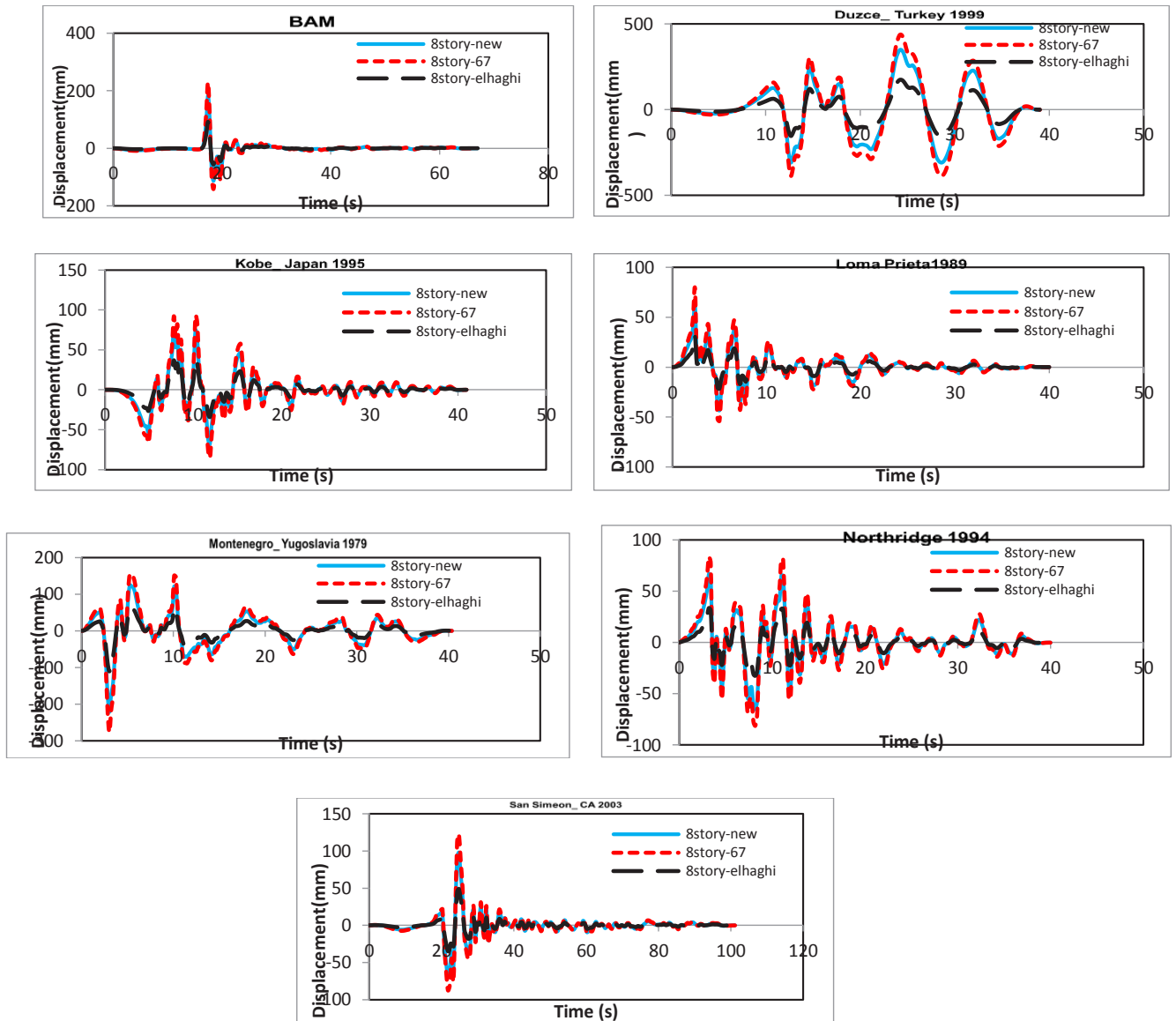
۶٪ برای زلزله Manjil به ترتیب ۱۹/۹۸٪ و ۵۹/۹۸٪، برای زلزله Duzce به ترتیب ۲۰/۰۲٪ و ۵۹/۹۹٪، برای زلزله Hector به ترتیب برابر با ۱۹/۹۵٪ و ۶۰٪ برای زلزله Chichi به ترتیب برابر با ۲۰/۰۷٪ و ۵۹/۹۶٪ گزارش می‌گردد. از اطلاعات بالا نتیجه می‌گردد بهبود عملکرد سازه‌ی ۴ طبقه تحت زلزله‌ی نزدیک گسل Capemendocino بیش‌تر از سازه‌ها دیگر می‌باشد.

در بررسی پاسخ جابجایی - زمان تحت زلزله‌ی نزدیک گسل از شکل (۳۰) نتایج زیر حاصل شده است که در زلزله‌ی Loma بیشترین جابجایی برای سازه طراحی شده طبق سال ۱۳۶۷ برابر با ۷۸/۹۲۴ میلی‌متر و برای

(۲۹) نتایج زیر حاصل شده است:

در زلزله‌ی Cape mendocino بیشترین جابجایی برای سازه طراحی شده طبق سال ۱۳۶۷ به مقدار ۱۲۴/۸۹۴ میلی‌متر، برای ویرایش چهار برابر با ۹۹/۹۰۱ میلی‌متر و برای سازه‌ی الحاقی برابر ۴۹/۹۵۴ میلی‌متر می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی بهبود عملکرد به ترتیب برابر با ۲۰/۰۱٪ و ۶۰٪ می‌باشد. میزان بهبود عملکرد سازه‌ی ۴ طبقه از نظر عملکرد جابجایی - زمان تحت دیگر زلزله‌ها به شرح زیر می‌باشد:

بهبود عملکرد جابجایی - زمان برای سازه تحت زلزله‌ی Landers به ترتیب ۱۹/۹۷٪ و ۶۰٪ برای زلزله‌ی Kocaeli به ترتیب برابر با ۲۰٪ و



شکل ۲۹. پاسخ جابجایی- زمان تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل برای سازه‌های ۸ طبقه

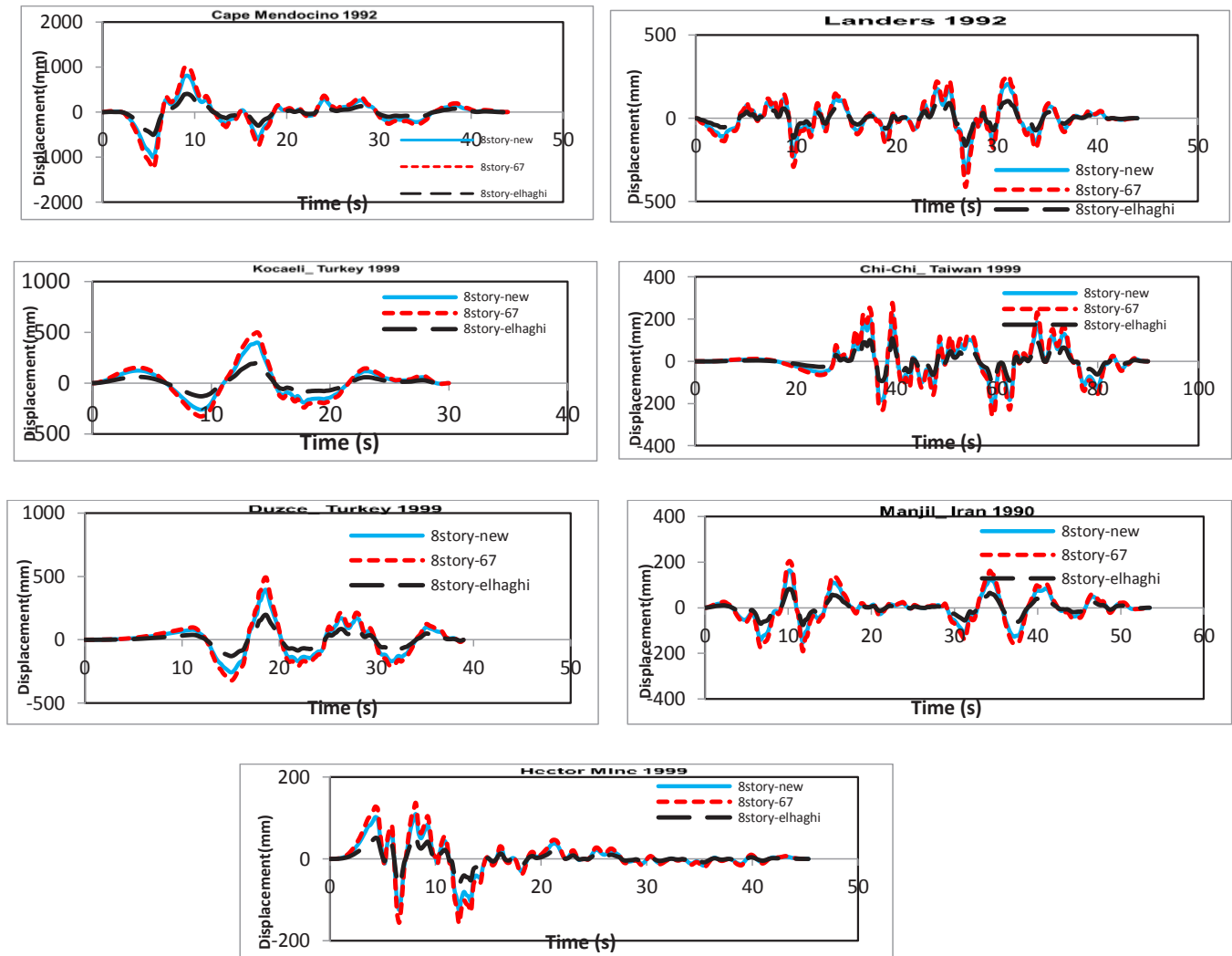
Fig. 29. Displacement-time response under accelerograms near the fault for 8-floor structures

به ترتیب برابر با ۱۹/۸۹٪ و ۵۹/۹۷٪، برای زلزله‌ی Northridge به ترتیب برابر با ۱۹/۸۳٪ و ۵۹/۹۵٪ گزارش می‌گردد. از اطلاعات بالا نتیجه می‌گردد بهبود عملکرد سازه‌ی ۸ طبقه تحت زلزله‌ی نزدیک گسل San Simeon بیش‌تر از سازه‌ها دیگر می‌باشد.

در بررسی پاسخ جابجایی - زمان سازه‌ی ۸ طبقه تحت زلزله‌ی دور از گسل از شکل (۳۱) نتایج زیر حاصل شده است که در زلزله‌ی Cape Mendocino بیشترین جابجایی برای سازه طراحی‌شده طبق سال ۱۳۶۷ و ویرایش چهارم به ترتیب برابر با ۱۲۴۸/۷۷ و ۹۹۹/۰۶ میلی‌متر و برای

ویرایش چهارم برابر با ۶۳/۲۱ میلی‌متر و سازه‌ی الحاقی برابر با ۳۱/۶۲۲ میلی‌متر می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی به ترتیب ۱۹/۹۱٪ و ۵۹/۹۳٪ بهبود عملکرد جابجایی می‌باشد. میزان بهبود عملکرد سازه‌ی ۸ طبقه از نظر عملکرد جابجایی - زمان تحت دیگر زلزله‌ها به شرح زیر می‌باشد:

بهبود عملکرد جابجایی - زمان برای سازه تحت زلزله‌ی San Simeon به ترتیب ۲۰/۰۳٪ و ۶۰/۰۳٪ برای زلزله‌ی Montenergo به ترتیب ۲۰/۰۲٪ و ۵۹/۹۹٪، برای زلزله‌ی Bam به ترتیب ۱۹/۹۸٪ و ۶۰/۰۱٪، برای زلزله‌ی Duzce به ترتیب ۲۰/۰۱٪ و ۶۰/۰۱٪، برای زلزله‌ی



شکل ۳۰. پاسخ جابجایی- زمان تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل برای سازه‌های ۸ طبقه

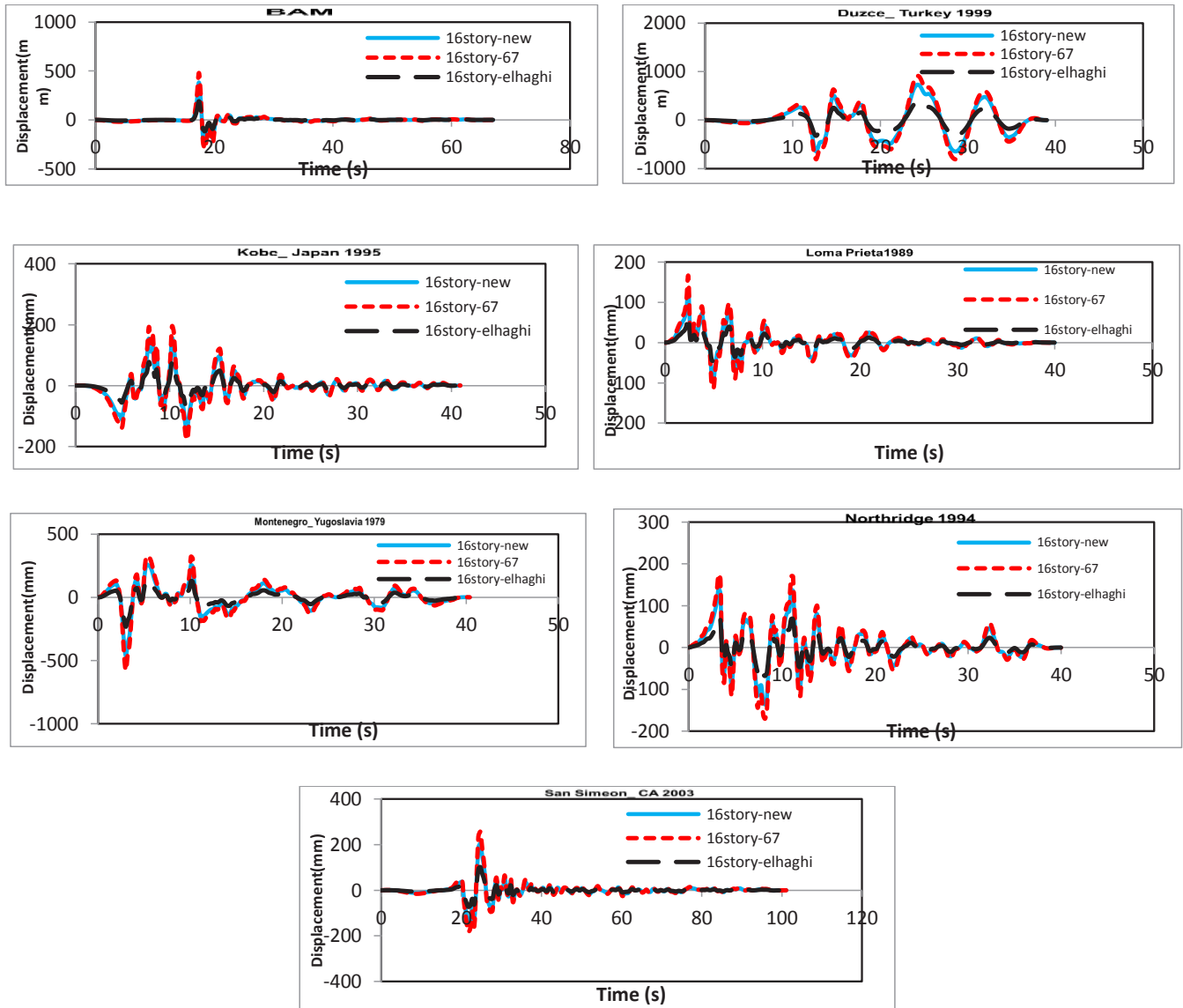
Fig. 30. Displacement-time response under accelerograms away from the fault for 8-floor structures

می‌گردد بهبود عملکرد سازه‌ی ۸ طبقه تحت زلزله‌ی دور از گسل Chichi بیش‌تر از زلزله‌های دیگر می‌باشد.

در بررسی عملکرد سازه‌از نظر جابجایی- زمان برای سازه‌ی ۱۶ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل مشاهده شده است که بیشترین بهبود عملکرد سازه‌از نظر جابجایی مربوط به زلزله‌های Northridge و kobe می‌باشد که در هر دو مورد جابجایی با سیستم الحاقی به ترتیب ۶۰/۰۵ و ۶۰/۰۱ درصد کاهش یافت. در این دو زلزله جابجایی به ترتیب از ۱۷۵/۵۴ به ۷۰/۱۲ میلی‌متر برای زلزله‌ی Northridge و از ۱۹۳/۶۶ به ۷۷/۴۴ میلی‌متر برای زلزله‌ی kobe کاهش یافت. میزان بهبود عملکرد از نظر جابجایی برای زلزله‌ی San Simeon برابر با ۵۹/۹۹٪ و برای زلزله‌ی

سازه‌ی الحاقی برابر ۴۹۹/۵۷ میلی‌متر می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی بهبود عملکرد به ترتیب برابر با ۱۹/۹۹٪ و ۵۹/۹۹٪ می‌باشد. میزان بهبود عملکرد سازه‌ی ۸ طبقه از نظر عملکرد جابجایی- زمان تحت دیگر زلزله‌ها به شرح زیر می‌باشد:

بهبود عملکرد جابجایی- زمان برای سازه تحت زلزله‌ی Landers به ترتیب برابر با ۲۰/۰۷٪ و ۶٪ برای زلزله‌ی Kocaeli به ترتیب برابر با ۱۹/۹۸٪ و ۵۹/۹۹٪ برای زلزله‌ی Manjil به ترتیب برابر با ۱۹/۹۵٪ و ۵۹/۹۸٪، برای زلزله‌ی Duzce به ترتیب برابر با ۲۰/۰۱٪ و ۶۰/۰۱٪ برای زلزله‌ی Hector به ترتیب برابر با ۰٪ و ۶۰٪ برای زلزله‌ی Chichi به ترتیب برابر با ۲۰/۱۶٪ و ۶۰/۰۲٪ گزارش می‌گردد. از اطلاعات بالا نتیجه



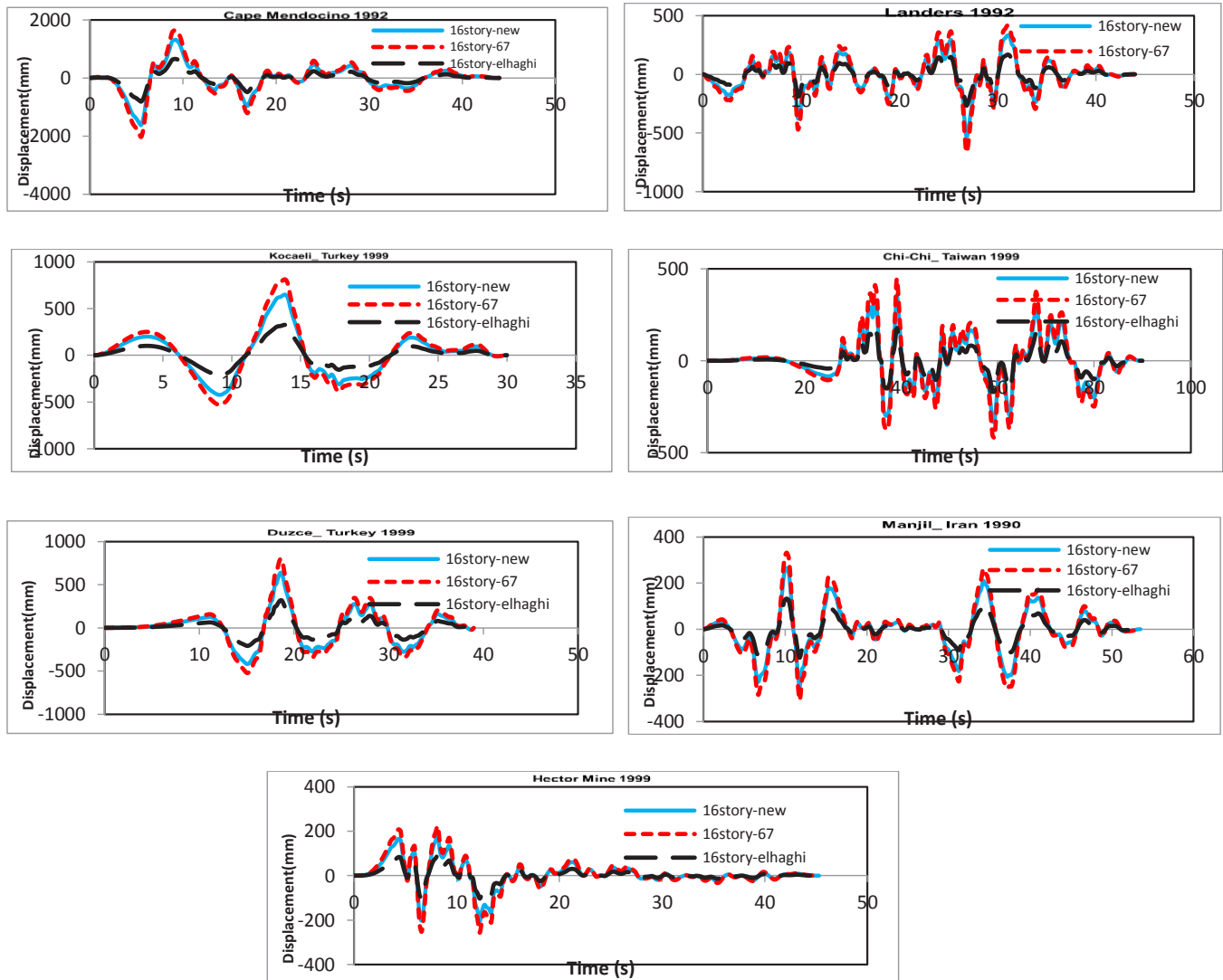
شکل ۳۱. پاسخ جابجایی- زمان تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل برای سازه‌های ۱۶ طبقه.

Fig. 31. Displacement-time response under accelerograms near the fault for 16-floor structures.

ویرایش چهار مقدار ۲۶۵/۹۱ میلی‌متر می‌باشد که با افزودن سیستم الحاقی این مقدار جابجایی به مقدار ۱۳۲/۹۴ میلی‌متر می‌رسد. برای بررسی بهبود عملکرد سازه‌ها از نظر جابجایی تحت دیگر زلزله‌ها مشاهده شده است که این میزان درصد کاهش جابجایی برای زلزله Cape mendocin برابر با ۶۰٪، برای زلزله Landers برابر با ۶۰/۰۱٪ و برای زلزله Kocaeli برابر با ۵۹/۹۹٪، برای زلزله chichi برابر با ۶۰٪ و برای زلزله‌های Hec-tor و Duzce به ترتیب برابر با ۵۹/۹۹٪ و ۵۹/۹۸٪ گزارش می‌گردد.

Montenegro برابر با ۵۹/۹۷٪، برای زلزله Bam برابر با ۵۹/۹۹٪ و برای زلزله Duzce برابر با ۶۰٪ گزارش می‌گردد.

در بررسی عملکرد سازه‌ها از نظر جابجایی- زمان برای سازه‌ی ۱۶ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل مشاهده شده است که بیشترین بهبود عملکرد سازه‌ها از نظر جابجایی مربوط به زلزله Manjil می‌باشد که در این زلزله جابجایی با سیستم الحاقی ۶۰/۰۲ درصد کاهش یافت. در این زلزله جابجایی در سازه طراحی شده طبق سال ۱۳۶۷ به مقدار ۳۳۲/۵۴ میلی‌متر و



شکل ۳۲. پاسخ جابجایی- زمان تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل برای سازه‌های ۱۶ طبقه

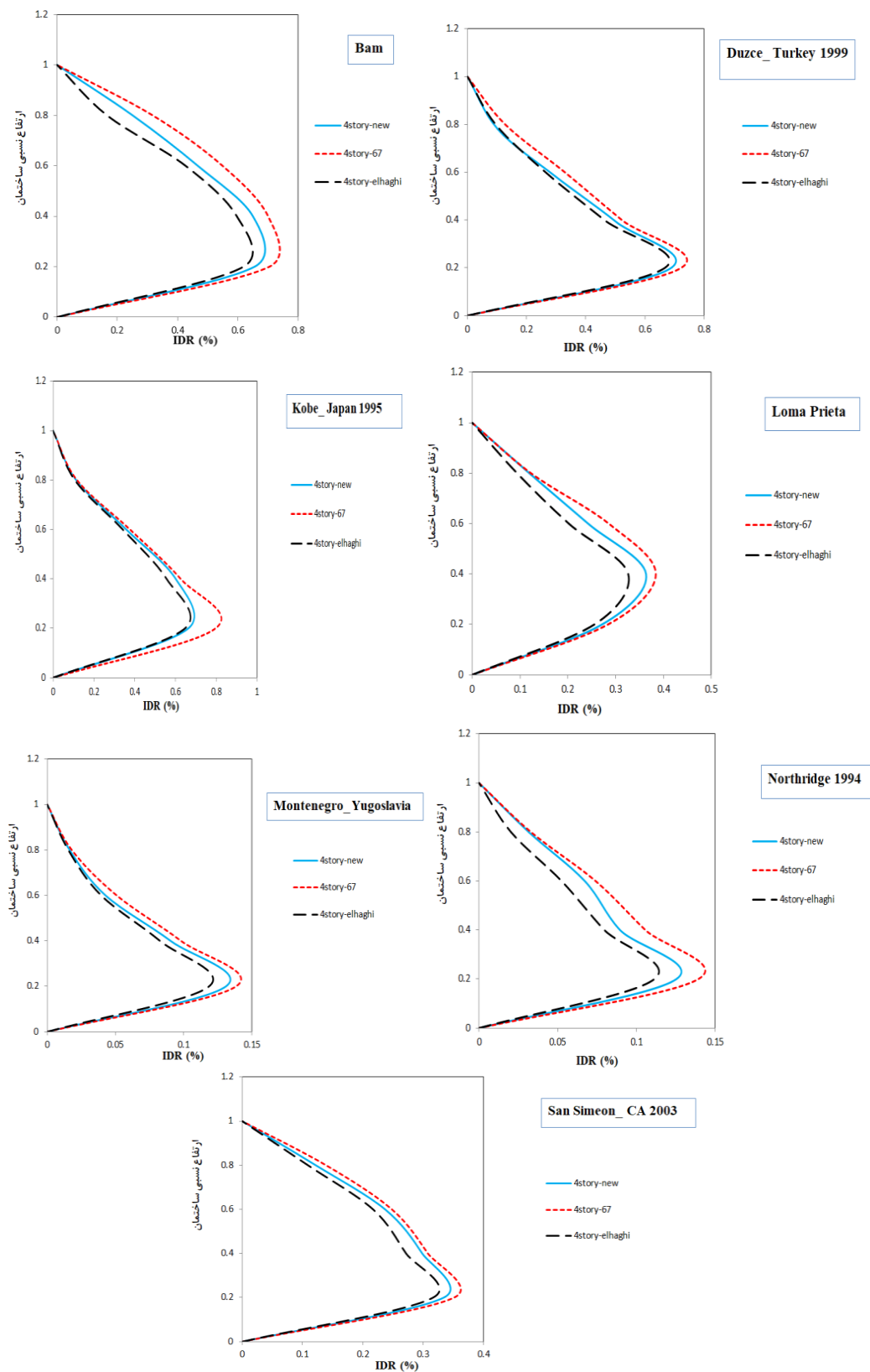
Fig. 32. Displacement-time response under accelerograms far from the fault for 16-floor structures

طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با توجه به شکل (۳۴) مشاهده شده است که در زلزله‌ی kobe بیشترین مقدار IDR برای سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ برابر با ۰/۷۹۶ می‌باشد که این مقدار برای سازه‌ی الحاقی برابر با ۰/۶۴۷ می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی ۱۸/۷۱٪ کاهش می‌باشد. برای سایر زلزله‌ها نیز مقدار IDR در سیستم الحاقی نسبت به سازه طراحی شده طبق سال ۱۳۶۷ کاهش داشته که این درصد‌های کاهش برای زلزله‌ی San Simeon برابر با ۹/۹۷٪ برای زلزله‌ی Montenegro برابر با ۹/۲۳٪، برای زلزله‌ی Bam برابر با ۱۲/۸۵٪، برای زلزله‌ی Duzce برابر با ۸/۳۳٪ و برای زلزله‌های Loma و Northridge به ترتیب برابر با ۱۴/۲٪ و ۲۰/۱۴٪ می‌باشد.

۱۸- بررسی پاسخ دررفت میان طبقه نسبت به ارتفاع نسبی در سازه‌های ۴ و ۸ و ۱۶ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک و دور از گسل

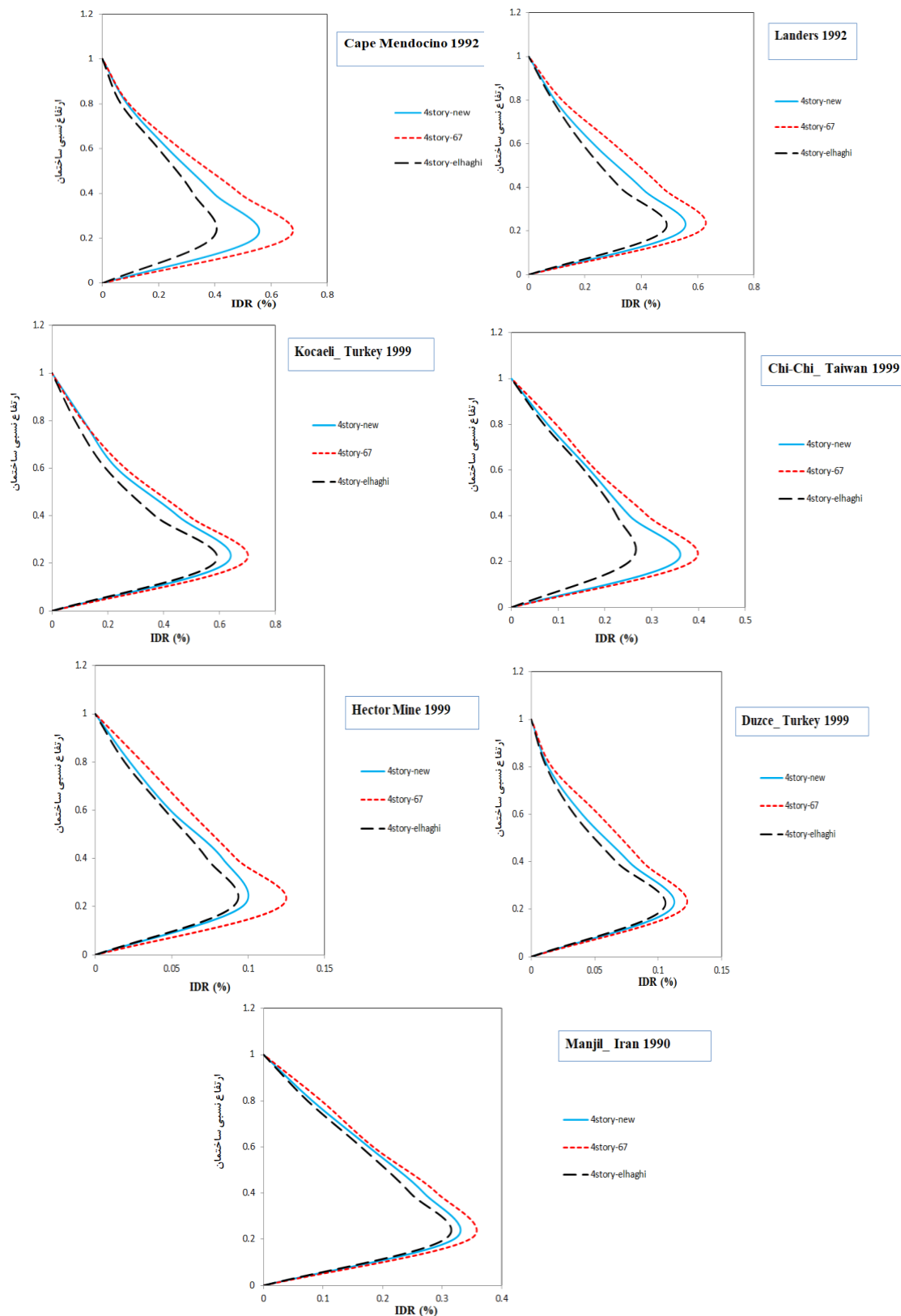
در این بخش به بررسی پارامتر دررفت میان طبقه (IDR) نسبت به ارتفاع سازه تحت زلزله‌های مختلف دور و نزدیک گسل پرداخته شده است. پارامتر IDR مخفف Inter story drift ratio می‌باشد که از تقسیم اختلاف جابجایی دو طبقه بر ارتفاع طبقه به دست می‌آید. در شکل (۳۲) به بررسی تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات تحت حوزه‌ی نزدیک پرداخته شده است.

در بررسی نمودارهای تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه‌ی ۴



شکل ۳۳. تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه‌ی ۴ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل.

Fig. 33. IDR changes - relative height of the 4-floor structure floors under accelerograms near the fault.



شکل ۳۴. تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه‌ی ۴ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

Fig. 34. IDR changes - relative height of the 4-floor structure floors under accelerograms away from the fault

برابر با $32/27\%$ برای زلزله Kocaeli برابر با $15/06\%$ برای زلزله Manjil برابر با $25/52\%$ و برای زلزله های Hector و Duzce به ترتیب برابر با $12/39\%$ و $17/75\%$ می باشد.

در شکل (۳۸) به بررسی تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات برای سازه ۱۶ طبقه تحت حوزه نزدیک پرداخته شده است.

در بررسی نمودارهای تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه ۱۶ طبقه تحت شتاب نگاشت های نزدیک گسل با توجه به شکل (۳۸) مشاهده شده است که در زلزله Bam بیشترین مقدار IDR برای سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ برابر با $0/864$ می باشد که این مقدار برای سازه دارای الحاقی برابر با $0/673$ می باشد که نشان دهنده $22/10\%$ کاهش می باشد. برای سایر زلزله ها نیز مقدار IDR در سیستم الحاقی نسبت به سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ کاهش داشته که این درصد های کاهش برای زلزله San Simeon برابر با $26/99\%$ ، برای زلزله Mon-tenegro برابر با $26/83\%$ ، برای زلزله Loma برابر با $24/36\%$ ، برای زلزله Duzce برابر با $31/24\%$ و برای زلزله های Kobe و North-ridge به ترتیب برابر با $23/17\%$ و $33/60\%$ می باشد.

در بررسی نمودارهای تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه ۱۶ طبقه تحت شتاب نگاشت های دور از گسل با توجه به شکل (۳۹) مشاهده شده است که در زلزله Cape Mendocino بیشترین مقدار IDR برای سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ برابر با $0/707$ می باشد که این مقدار برای سازه دارای الحاقی برابر با $0/528$ می باشد که نشان دهنده $25/31\%$ کاهش می باشد که بیشترین میزان کاهش را از خود نشان می دهد. برای سایر زلزله ها نیز مقدار IDR در سیستم الحاقی نسبت به سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ کاهش داشته که این درصد های کاهش برای زلزله Chichi برابر با $26/83\%$ ، برای زلزله Landers برابر با $21/86\%$ ، برای زلزله Kocaeli برابر با $33/33\%$ ، برای زلزله Manjil برابر با $35/55\%$ و برای زلزله های Hector و Duzce به ترتیب برابر با $26/05\%$ و $24/16\%$ می باشد.

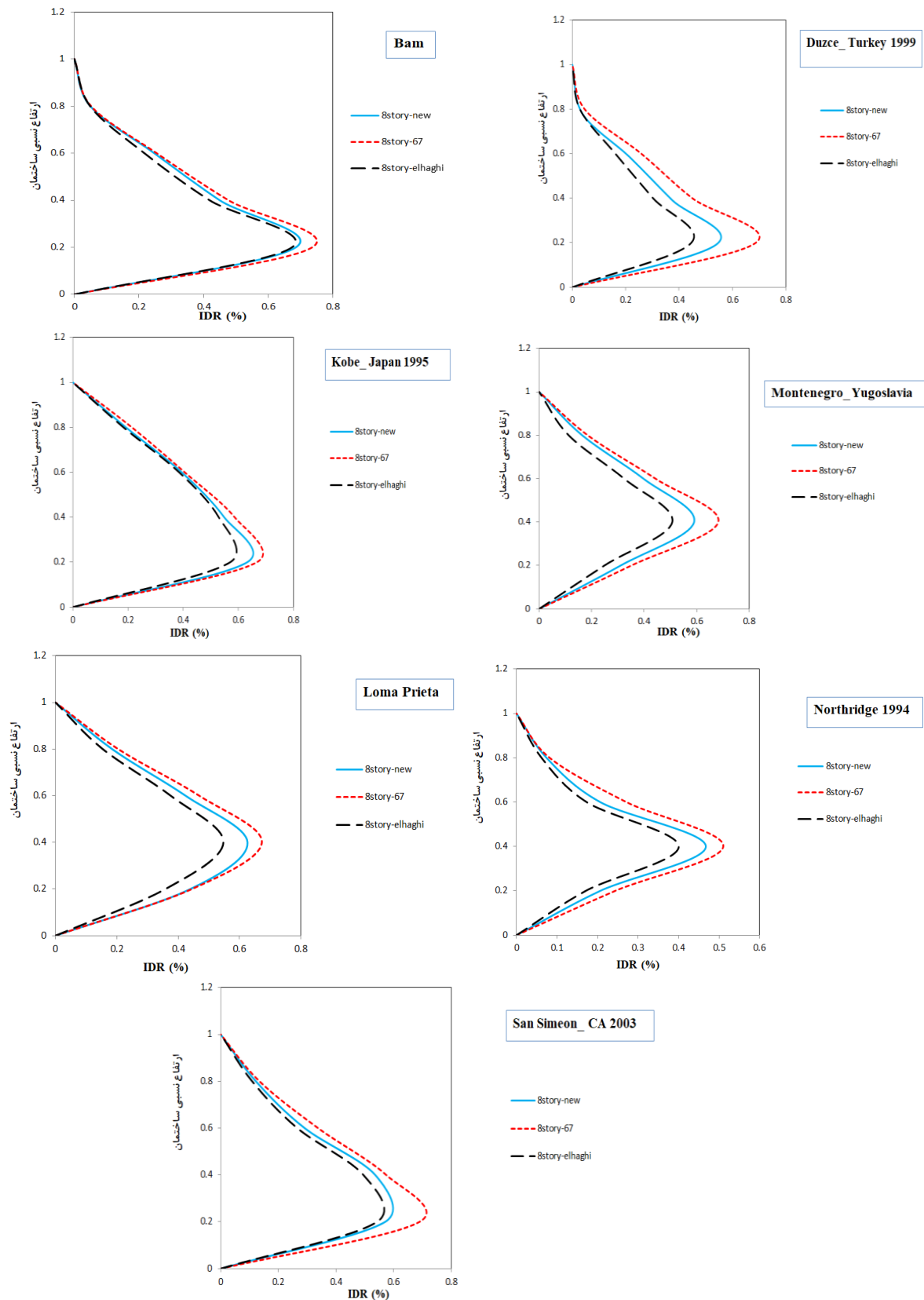
به طور کلی در بررسی نمودارهای جابجایی - زمان و IDR - ارتفاع نسبی طبقات تحت شتاب نگاشت های نزدیک گسل مشاهده شده است که استفاده از سیستم الحاقی در سازه ۴ طبقه مقدار جابجایی را $13/34\%$ و IDR را $14/06\%$ کاهش می دهد که این مقدار کاهش برای سازه های ۸ طبقه به ترتیب برابر با $20/92\%$ برای جابجایی و $20/81\%$ برای IDR می باشد. در بررسی سازه ۱۶ طبقه سازه طراحی شده طبق ویرایش سال

در بررسی نمودارهای تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه ۴ طبقه تحت شتاب نگاشت های دور از گسل با توجه به شکل (۳۵) مشاهده شده است که در زلزله kocaeli بیشترین مقدار IDR برای سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ برابر با $0/683$ می باشد که این مقدار برای سازه دارای الحاقی برابر با $0/58$ می باشد که نشان دهنده $15/08\%$ کاهش می باشد که بیشترین میزان کاهش را از خود نشان می دهد. برای سایر زلزله ها نیز مقدار IDR در سیستم الحاقی نسبت به سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ کاهش داشته که این درصد های کاهش برای زلزله Cape Mendocino برابر با $40/72\%$ ، برای زلزله Landers برابر با $21/66\%$ ، برای زلزله chichi برابر با $34/21\%$ ، برای زلزله Manjil برابر با $13/29\%$ و برای زلزله های Hector و Duzce به ترتیب برابر با $33/33\%$ و $13/44\%$ می باشد.

در شکل (۳۶) به بررسی تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات برای سازه ۸ طبقه تحت حوزه نزدیک پرداخته شده است.

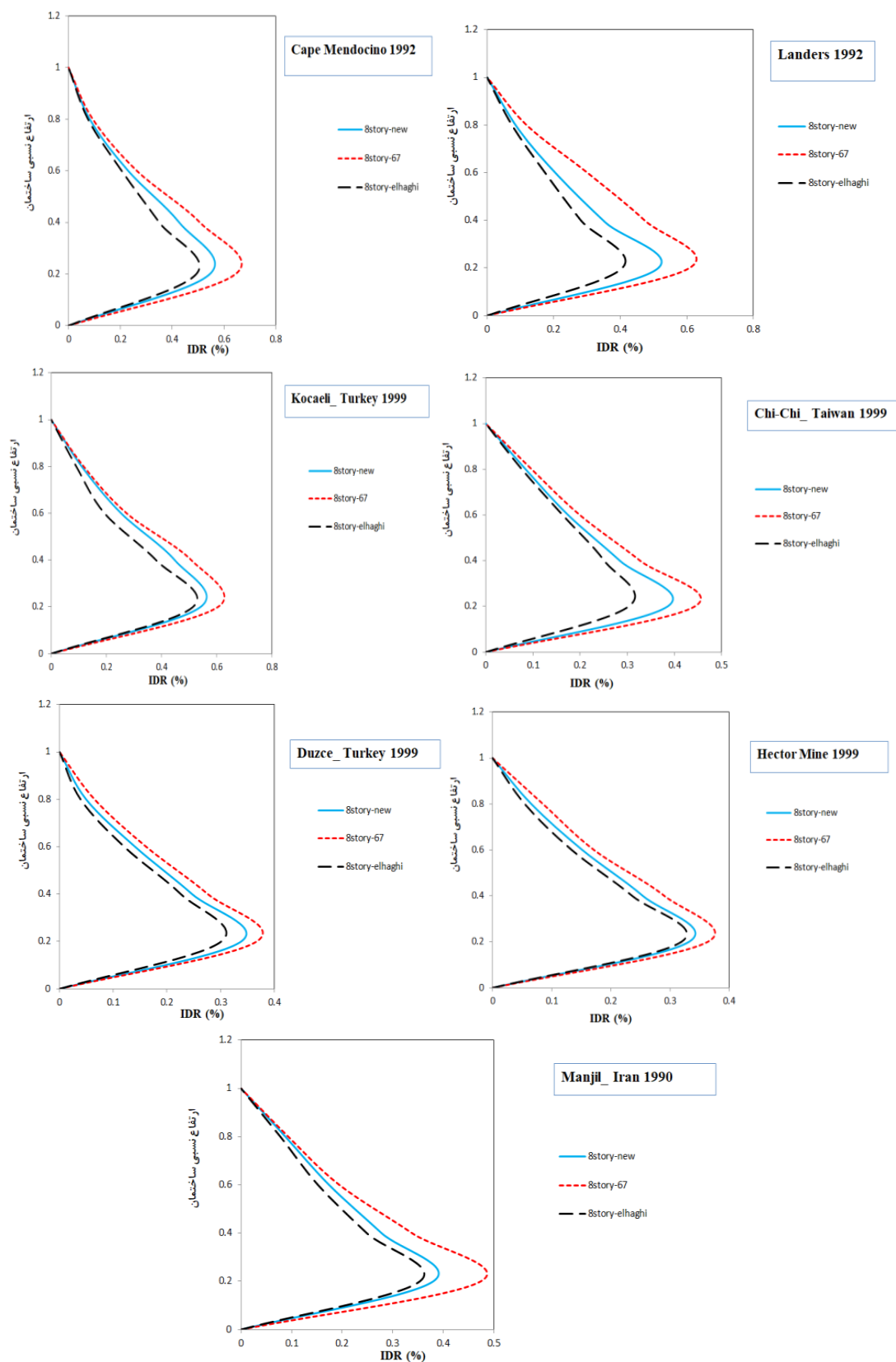
در بررسی نمودارهای تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه ۸ طبقه تحت شتاب نگاشت های نزدیک گسل با توجه به شکل (۳۶) مشاهده شده است که در زلزله BAm بیشترین مقدار IDR برای سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ برابر با $0/735$ می باشد که این مقدار برای سازه دارای الحاقی برابر با $0/673$ می باشد که نشان دهنده $8/43\%$ کاهش می باشد. برای سایر زلزله ها نیز مقدار IDR در سیستم الحاقی نسبت به سازه طراحی شده طبق سال ۱۳۶۷ کاهش داشته که این درصد های کاهش برای زلزله San Simeon برابر با $21/73\%$ ، برای زلزله Montenegro برابر با $26/40\%$ ، برای زلزله Loma برابر با $18/60\%$ ، برای زلزله Duzce برابر با $35/22\%$ و برای زلزله های Kobe و Northridge به ترتیب برابر با $14/54\%$ و $21/56\%$ می باشد.

در بررسی نمودارهای تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه ۸ طبقه تحت شتاب نگاشت های دور از گسل با توجه به شکل (۳۷) مشاهده شده است که در زلزله Cape Mendocino بیشترین مقدار IDR برای سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ برابر با $0/6449$ می باشد که این مقدار برای سازه دارای الحاقی برابر با $0/493$ می باشد که نشان دهنده $23/55\%$ کاهش می باشد که بیشترین میزان کاهش را از خود نشان می دهد. برای سایر زلزله ها نیز مقدار IDR در سیستم الحاقی نسبت به سازه طراحی شده طبق ویرایش سال ۱۳۶۷ کاهش داشته که این درصد های کاهش برای زلزله Landers برابر با $33/25\%$ ، برای زلزله Chichi



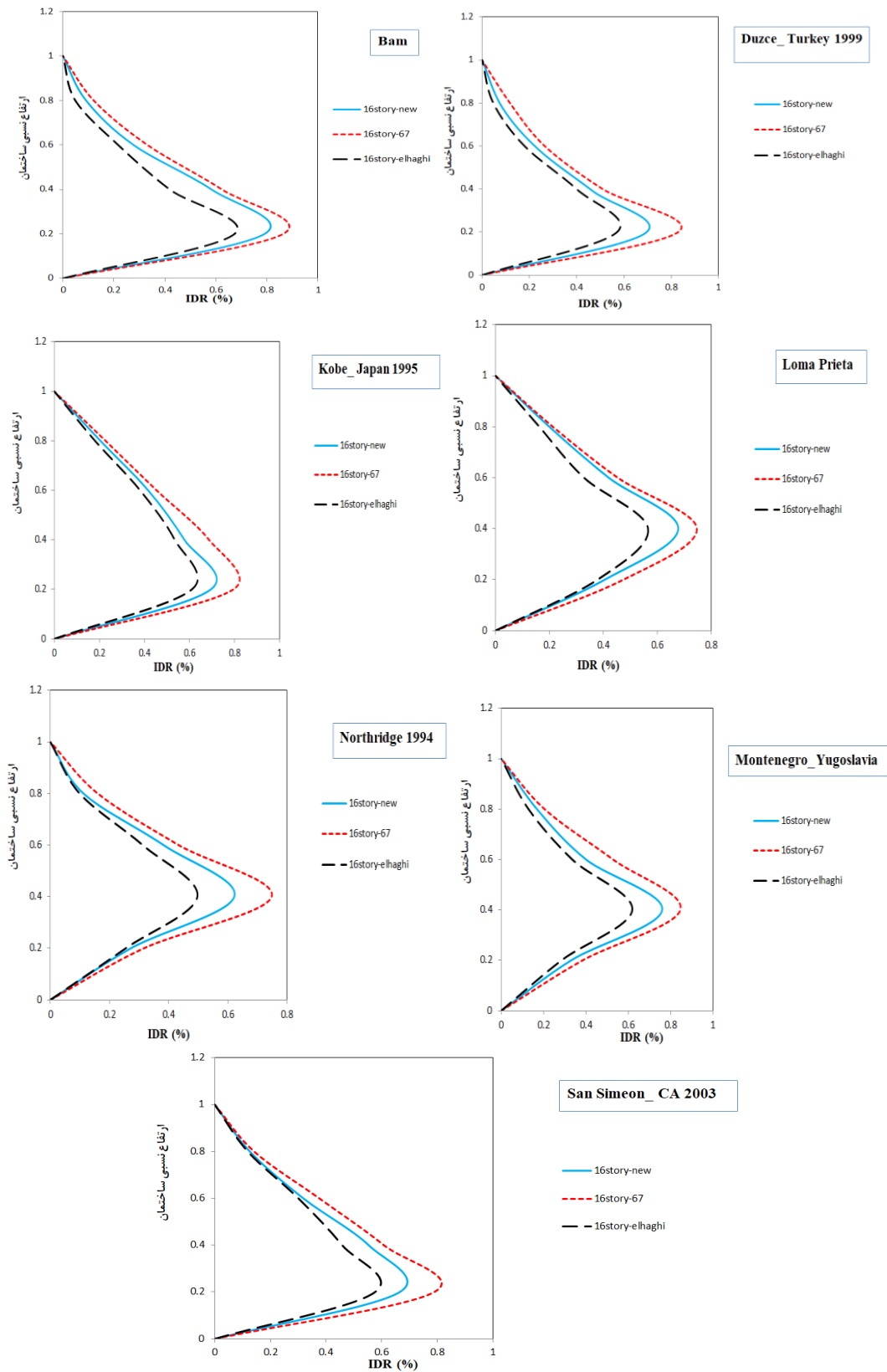
شکل ۳۵. تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه‌ی ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

Fig. 35. Changes of IDR - relative height of the 8-floor structure floors under accelerograms near the fault.



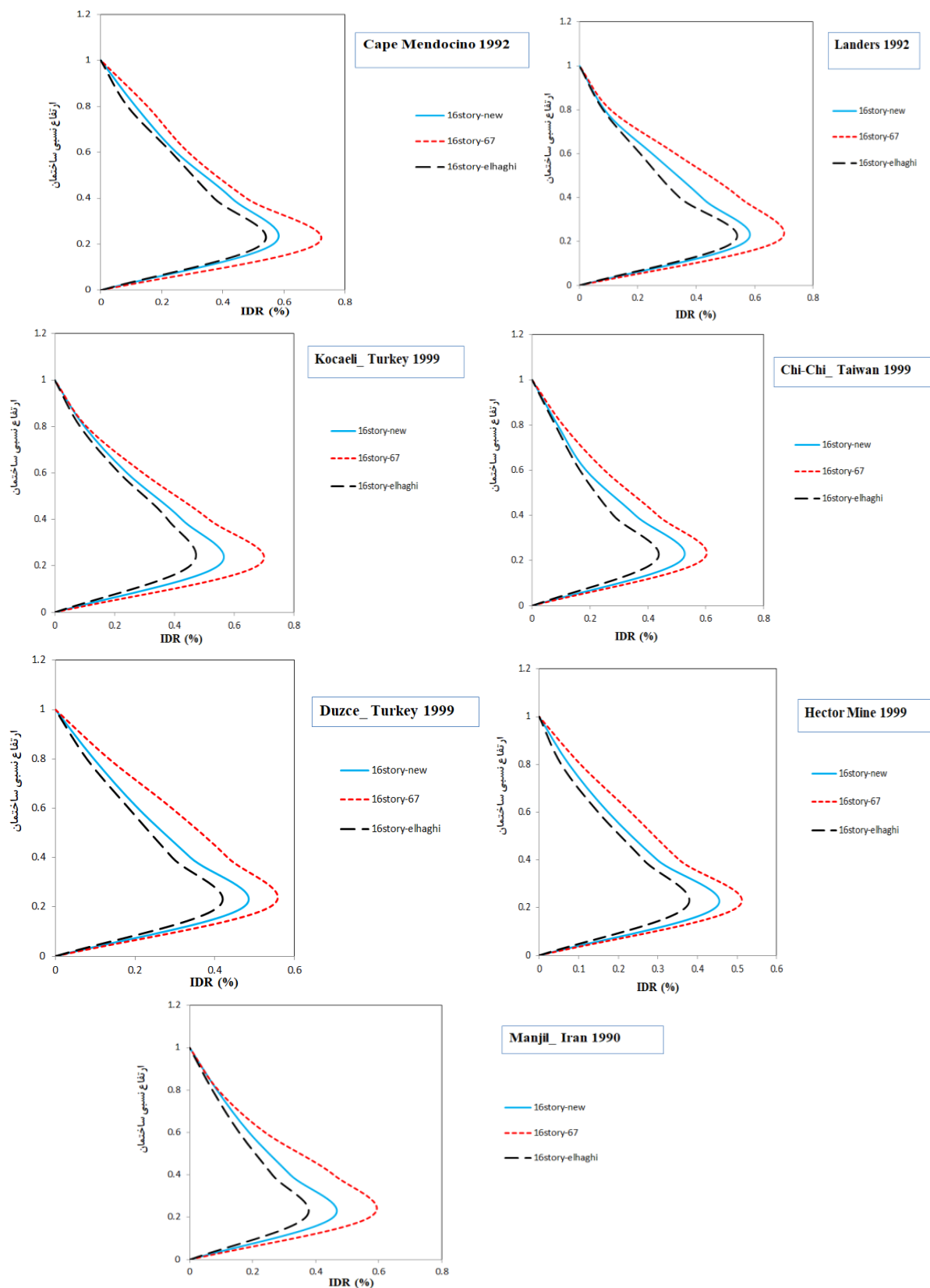
شکل ۳۶. تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه‌ی ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

Fig. 36. IDR changes - relative height of the 8-floor structure floors under accelerograms away from the fault



شکل ۳۷. تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه‌ی ۱۶ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

Fig. 37. Changes of IDR - the relative height of the 16-floor structure floors under accelerograms near the fault.



شکل ۳۸. تغییرات IDR - ارتفاع نسبی طبقات سازه‌ی ۱۶ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل .

Fig. 38. IDR changes - relative height of the 16-floor structure floors under accelerograms far from the fault.

۱۳۶۷ و سازه‌ی الحاقی نتیجه شده است که با افزودن سیستم الحاقی به سازه‌ی ۱۶ طبقه مقدار جابجایی $51/43\%$ و IDR $26/89\%$ کاهش می‌یابد. در بررسی مورد فوق تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل نتایج زیر حاصل شده است:

افزودن سیستم الحاقی در سازه‌ی ۴ طبقه جابجایی را $59/99\%$ و IDR را $24/53\%$ در سازه‌ی ۸ طبقه جابجایی را $59/99\%$ و IDR را $22/82\%$ و در سازه‌ی ۱۶ طبقه جابجایی را $59/99\%$ و IDR را $23/96\%$ کاهش می‌دهد. در بررسی همزمان اثر ارتفاع و سیستم الحاقی مشاهده شده است که سیستم الحاقی در ارتفاع‌های کم اثر مطلوب‌تری در کاهش IDR از خود نشان می‌دهد در حالیکه جابجایی تغییر ناچیزی از خود نشان می‌دهد. بنابراین با توجه به هدف نهایی کاهش جابجایی نسبی مابین طبقه‌ای سیستم الحاقی در سازه‌های کوتاه مرتبه عملکرد مطلوبی خواهد داشت.

۱۹- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، نتایج زیر به دست آمد:

- با مقایسه نمودارهای پوش سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش اول و چهارم، آشکار شد که تمامی سازه‌های طراحی شده طبق استاندارد جدید ۲۸۰۰ توانایی مقاومت در برابر نیروهای افزون را دارند. این افزایش ظرفیت نیرو به‌ویژه در سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه بسیار چشم‌گیر بود که تقریباً دو برابر شده است.
- در تجزیه و تحلیل منحنی‌های پوش سازه‌ای که بر اساس ویرایش یکم و چهارم طراحی شده‌اند و با در نظر گرفتن تغییر مکان هدف برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه در نرم‌افزار آباکوس، مشاهده‌ی قابل توجهی صورت گرفت. سازه‌ای که طبق ویرایش یکم طراحی شده دارای توانایی بیشتری در تحمل نیروهای کمتر در تغییر مکان هدف نسبت به سازه‌ای است که بر اساس ویرایش چهارم طراحی شده است. این اختلاف در محدوده تقریبی ۲۷ تا ۵۰ درصد واقع شده و ضرورت تقویت سازه با سیستم قاب با ستون پیوند را مورد تأکید قرار می‌دهد.
- در مقایسه با تغییر شکل جاری سازه‌های قدیمی به سازه‌های مقاوم‌سازی شده، می‌توان نتیجه گرفت که درصد اختلاف در تغییر شکل جاری سازه‌های مقاوم‌سازی شده از حدود ۵٪ تا ۴۲٪ متغیر است، با کاهش قابل توجه‌ترین میزان در سازه‌های ۴ طبقه. علاوه بر این، در بررسی تغییرات فعلی شکل سازه‌های جدید و سازه‌های قدیم مقاوم‌سازی شده،

می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌های قدیمی مقاوم‌سازی شده دارای تغییرات فعلی کمتری نسبت به سازه‌های جدید طبق ویرایش چهار می‌باشند، با میزان کاهش درصدی در حدود ۴/۳۷ تا ۳۷ درصد.

- در بررسی شکل‌پذیری سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار، مشاهده شد که سازه‌های جدید به نظر می‌آید دارای شکل‌پذیری بیشتری هستند. اختلاف شکل‌پذیری بین سازه‌های ۴، ۸، و ۱۶ طبقه طراحی شده طبق ویرایش یک و چهار به ترتیب ۴٪، ۱۹٪ و ۳۲٪ می‌باشد. علاوه بر این، در بررسی شکل‌پذیری سازه‌های جدید نسبت به سازه‌های قدیم مقاوم‌سازی شده، می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌های قدیم مقاوم‌سازی شده دارای شکل‌پذیری بیشتری هستند نسبت به سازه‌های طراحی شده طبق ویرایش چهار، و درصد افزایش آن در محدوده ۰/۱۷٪ تا ۷۰٪ قرار دارد.

- در تحلیل ضریب رفتار سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه‌ی قدیمی، جدید و مقاوم‌سازی شده با سیستم قاب با ستون پیوند، مشاهده شد که بالاترین ضریب رفتار در سازه‌های قدیمی مقاوم‌سازی شده ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه است، به ترتیب ۵/۱۷، ۷/۴۷ و ۶/۹.

- به‌علاوه، در مقایسه ضریب رفتار سازه‌های جدید با سازه‌های قدیم مقاوم‌سازی شده، می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌های قدیم مقاوم‌سازی شده ضریب رفتاری بالاتری نسبت به سازه‌های طراحی شده بر اساس ویرایش چهار دارند که درصد افزایش آن از ۴٪ تا ۴۰٪ متغیر است.

- به‌طور خلاصه، در بررسی نمودارهای جابجایی-زمان و نمودارهای ارتفاع نسبی جابجایی IDR تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل، مشاهده شد که استفاده از سیستم الحاقی در سازه‌ی ۴ طبقه باعث کاهش جابجایی $13/34\%$ و کاهشی $14/06\%$ در IDR می‌شود. به‌طور مشابه، در مورد سازه‌های ۸ طبقه، این کاهش به ترتیب $20/92\%$ برای جابجایی و $20/81\%$ برای IDR اندازه‌گیری می‌شود. در ارزیابی سازه‌ی ۱۶ طبقه طراحی شده بر اساس ویرایش ۱۳۶۷ و اضافه کردن سیستم الحاقی، مشخص شد که افزودن سیستم الحاقی به سازه‌ی ۱۶ طبقه باعث کاهش تقریبی $51/43\%$ در جابجایی و تقریبی $26/89\%$ در IDR می‌شود.

- در مطالعه‌ی پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی از نظر جابجایی-زمان و ارتفاع نسبی IDR تحت زمین‌لرزه‌های دور از گسل، مشاهده شد که افزودن سیستم الحاقی به سازه‌ی ۴ طبقه تغییرات معنی‌داری در جابجایی با $59/99\%$ و در IDR با $54/23\%$ ایجاد می‌کند. به‌مانند این در سازه‌ی

[8] Chinju mathew, Anoop pp, An analytical study of linked column frame system in multi story multi bay Rc building. (2017).

[9] Shelton J, Hemalatha G, Venkatesh V. FE modelling of RC frames with Link column Frame System under in – plane loading. (2020).

[10] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P. Seismic response evaluation of the linked column frame system. Earthq Eng Struct Dyn. 42 (2013) 795–814.

[11] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P, Lopes A. Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design. J Earthq Eng. 20 (2016) 535–558. doi:10.1080/13632469.2015.1104750.

[12] Gholhaki M, Forozan F, Razaifar O. Study of the performance-based designed LCF system under far and near earthquakes, Structural and Construction Engineering Journal. 7 (2019).

[13] Golestani Y, Rajabi A, Rajabi Sohaili R. Seismic sequential effect on the displacement magnification factor of steel frames with a frame system with linked columns, Tarbiat Modares University Publications System. 225) (1401) (In Persian).

[14] Ezzoddin A, Kheyroddin A, Gholhaki M. Determining the coefficient of behavior of reinforced concrete frames reinforced with a steel-jointed column frame system, Scientific Research Journal of Structural and Construction Engineering. 8 (1400).

[15] Shen Y., Christopoulos C., Mansour Nabil, Tremblay R. Seismic design and performance of steel momentresisting frames with nonlinear replaceable links. Journal of Structural Engineering. 137(10) (2011) 1107–1117, DOI: 10.1061/ (ASCE) ST.1943-541X.0000359

[16] Kheyroddin A, Aramesh S. Structural resistant systems in tall buildings, Semnan University, second edition.

[17] Dusicka P, Lewis G. Investigation of replaceable sacrificial steel links. Proc. 9th US Natl. 10th Can. Conf. Earthq. Eng. 1659 (2010).

۸ طبقه نیز، کاهش جابجایی ۵۹/۹۹٪ و در ۲۲/۸۲٪ IDR را تجربه می‌کنیم. علاوه بر این، در سازه‌ی ۱۶ طبقه، جابجایی ۵۹/۹۹٪ کاهش می‌یابد و IDR ۲۳/۹۶٪ کاهش پیدا می‌کند.

منابع

- [1] Dusicka P, Iwai R. Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads. Struct. Eng. Res. Front., American Society of Civil Engineers. (2007) 1–13.
- [2] Ezzeddin A. Investigating the behavior of steel bonded column frame system to strengthen concrete frames, Karafan Scientific-Research Quarterly. 18(1) (1400) 78-63 (In Persian).
- [3] Salar Mariya M, Kazem, H, Akbarpour Nik Qalb A. investigation of the effect of the height of the structure on the changes in the behavior coefficient of the link column frames at the performance level of the collapse threshold, the first nationwide conference on the central development of civil, architectural, electrical and mechanical engineering in Iran. Gorgan, Golestan University conference hall. (2013).
- [4] Jabri V, Asghari A. evaluation of seismic performance of simple frame system with connected column, scientific-research journal of Modares civil engineering. 19th edition. 6 (2018).
- [5] Asghari A, and Jabri. investigation of the idea of simple frame with linked column as a steel structural system, Iran Steel Structures Association. (2017).
- [6] Moskouchi R, Hossein Chiraghi A, Gohdari Amiri G, Darvishan A, Rajabi A. Comparison of the possible seismic response of flexural frames and link column frames under successive earthquakes, Amirkabir Civil Engineering Journal. 52(2) (2019) 1-15.
- [7] Tezrou J, Mohibkhah A. Evaluation of the performance of the linked column frame (Lcf) system designed by the displacement-based system method (general functional criteria), the 7th National Conference of Applied Researches in Civil Engineering, Architecture and Urban Management.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. Gholhaki, N. Taheri, Reinforcement of steel bending frame with linked beam to column (LCF) system by nonlinear static analysis and time history analysis, Amirkabir J. Civil Eng., 57(1) (2025) 157-198.

DOI: [10.22060/ceej.2025.22689.8027](https://doi.org/10.22060/ceej.2025.22689.8027)

