



Evaluation of Seismic fragility of infilled frames subject to mainshock/aftershock sequences

S. Yaghmaei-Sabegh, S. Nassjyan*

Department of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

ABSTRACT: The purpose of this paper is to assess the seismic fragility and residual capacity of the reinforced concrete frame (RC) with masonry infills subject to mainshock/aftershock sequences in the far- and near-fields. In conventional incremental dynamic analysis (IDA), only the effect of the main shock is considered in the analysis, while the double incremental dynamic analysis (D-IDA) method which is used in this paper, considers the aftershock effects. Double incremental dynamic analysis approach is used, based on the combination of the mainshock (MS) at different intensities with a set of aftershocks (AS) scaled in amplitude with respect to peak ground. In this study, 20 near-field records and 20 far-field records were selected. In each analysis, a same record has been used for the main shock and after shock. The fragility curves of the intact and pre-damaged frames have been prepared for the records using fiber modeling in OpenSees software. Also, based on the results obtained from the incremental dynamic analysis, the frame residual capacity diagrams are defined and the infilled frame response is compared with the bare frame at different intensities of the main shock. According to the results obtained for infilled, the seismic fragility of the reinforced concrete frame is reduced due to the mainshock and aftershock. Also, the damages and losses economic of the structure under moderate earthquakes are reduced. According to the fragility curves, when only 100% collapse occurs in the bare frame, the probability of the frame collapsing with the infill wall at the same intensity as PGA (maximum ground acceleration) for near- and far-field earthquakes records is significantly reduced.

Review History:

Received: Jan. 09, 2021

Revised: Jul. 05, 2021

Accepted: Jul. 16, 2021

Available Online: Jul. 21, 2021

Keywords:

Incremental Dynamic Analysis

Fragility Curves

far-field and near-field earthquakes

Masonry Infilled Frames

1- Introduction

Due to the variable behavior of infilled frame and the methods of designing and modeling, many studies have been conducted in the past decades on the effects of infills in the frames. Dolsk and Fajfar [1] presented a relationship between displacement demand and seismic intensity for the evaluation of infilled concrete frames. Mondal et al. [2] applied the effect of openings by the reduction factor. Mainshocks (MS) can cause many aftershocks (AS). In this regard, Di Trapani et al. [3] investigated the influence of infilled frames on seismic fragility of RC structures under the sequence of MS/AS using the proposed double incremental dynamic analysis (D-IDA) method. The results of Di Trapani et al. [4] research on the 4-storey structure showed that masonry infills provide additional capacity to resist MS and AS ground motions. Yaghmaei et al. [5] investigated the influence of sequential earthquakes on the fragility curves for different damage states and showed that the well-known Omori's law could be considered a suitable tool for after shocks generation.

The amount of damage caused by the earthquake depends on many factors such as fault location, soil type and earthquake record characteristics as well as dynamic

properties of the structure. Therefore, in this paper, the effect of near- and far-field records as well as the presence of aftershocks in the behavior of bare frame and infilled frame have been studied using standard and double incremental dynamic analysis. A 3-storey RC frame has been selected for numerical simulations. Results provide fragility curves of bare and infilled frame with different levels of MS intensity. Residual capacity and AS loss diagrams, illustrating the reduction of median collapse intensity as a function of MS intensity, are finally provided for bare and infilled frames for far- and near-field records.

2- Material and Method

2- 1- Description of Frames

A 2DRC frame with 3-storey and 3-bays has been investigated in this study. Lengths of bays are equal to 5.5 m and story heights are 3 m except 3.5 m for the first story. The infilled frame was arranged with clay hollow masonry blocks having a thickness of 17 cm with an existence of 33% opening. To consider the effect of existing openings, New Zealand code [6] equation was used, which the reduction factor equals 0.5 when there is 33% opening in the infilled

*Corresponding author's email: s_yaghmaei@tabrizu.ac.ir



Table 1. Strength and strain of concrete fiber section

Core	f_{cc0} (MPa)	ϵ_{cc0}	f_{ccu} (MPa)	ϵ_{ccu}
	28	0.0024	5.6	0.015
Cover	f_{c0} (MPa)	ϵ_{c0}	f_{cu} (MPa)	ϵ_{cu}
	24	0.002	4.8	0.005
Cover of Beam from each edge of the section				4.0 cm
Cover of Column from each edge of the section				4.5 cm

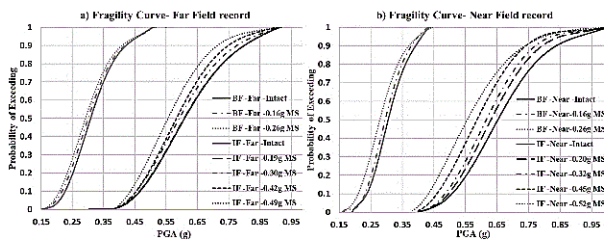


Fig. 1. Intact and aftershock fragility curves of the bare and infilled frame under a) Far-field; b) Near-field earthquake

frame. The lateral force resisting system is an intermediate moment frame and the type of soil is considered as II. Dead and live loads of stories were considered 600 kg/m² and 200 kg/m², respectively. These parameters were considered 550 kg/m² and 150 kg/m², respectively, for the roof story. Dead load was considered 100 kg/m² for 17cm thick walls. The Concrete02 model was used for concrete fibers. Effects of concrete confinement are considered by Mander et al. [7] (see Table 1). Parameters used for concrete in tensions were $f_t=2.0$ MPa (tensile strength) and $E_t=1500$ MPa (tension softening stiffness). Steel rebars were modeled as spread layers with the Steel02 material model. The elastic Young's modulus was $E_s=210,000$, while the hardening ratio was $b=0.01$.

In this paper, the masonry infill walls are modeled as an equivalent compressive strut. This strut is diagonal and connects the opposite joint of the frames with a length equal to the diameter and the width 0.2 times of frame diameter. The hysteretic behavior of the struts is considered by the parameter λ , which regulates the ratio between elastic and inelastic slopes of the unloading branches. The parameter λ is set equal to 0.07 for the equivalent struts and 0.1 for the concrete elements.

2- 2- Research Methodology

Incremental dynamic analysis is generally thought to assess undamaged structures undergoing a seismic event for the first time. The standard IDA procedure is modified by performing a double incremental dynamic analysis in order to consider different MS/AS combinations. The steps

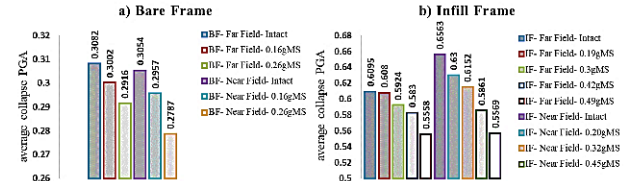


Fig. 2. Medium seismic fragility of the intact and damaged frame a) Bare frame; b) Infilled frame (IF)

to carry out D-IDA provide first defining ground motions as an assemblage of two signals, namely the MS and the AS, interspersed with a decay time sufficient to bring the structure back to static condition. MS and AS ground motions are taken from the same set of spectrum compatible accelerograms. Incremental dynamic analysis is performed using a MS ground motion having fixed intensity, each time combined with Aftershocks scaled in amplitude. IDAs are then repeated by changing the MS intensity and associating the same set of scaled AS ground motions. The double scaling of both MS and Aftershocks allows deriving fragility curves depending on MS intensity, and can be used to define residual capacity diagrams reporting the average residual capacity of a structure as a function of MS intensity.

3- Results and Discussion

Based on Figure 1, the fragility curves of the infilled frames are significantly shifted to the right for far- and near-field earthquake records which confirms the significant reduction of seismic fragility due to the presence of infills.

In Figure 2, the medium seismic fragility curves for intact and pre-damaged frames for bare and infilled frames are compared only under far and nearfield earthquake records. It is observed that for the bare frame, the structure collapses faster under near-field earthquakes. It can be observed that the behavior of infilled frame is different against nearfield earthquakes so that it collapses later than far field earthquakes. This issue can be related to the different frequency content in the near and far field earthquakes. In fact, as the system of structures becomes stiffening action due to the infills, earthquakes that have a richer frequency content at high frequencies have had a greater impact on the structure under study. Also, the average seismic fragility for the pre-damaged frame is less than the intact frame due to the damage caused by the main shock.

Aftershock capacity loss is assessed by diagrams in Figure 3 showing the different normalized capacity losses of bare and infilled frames in terms of average collapse PGA. Residual capacity loss is almost the same for bare and infilled frame up to an MS intensity of 0.10 PGA. Beyond this point, the bare frame loss curve significantly diverges from the infilled one; achieving total residual capacity loss at 0.3054 g MS and 0.3082g PGA, respectively, for near and far field earthquake records (collapse in the mainshock). In correspondence to the same point, the bare and infilled frame

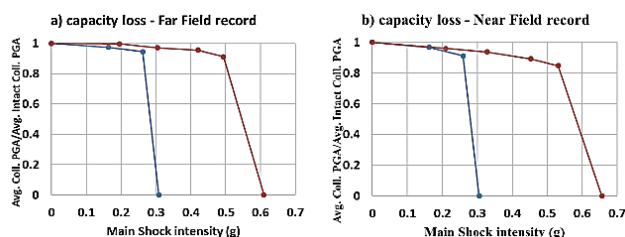


Fig. 3. Aftershock capacity loss diagrams:
a) Far field earthquake; b) Near field earthquake

maintains 95% and 97% of the intact capacity, respectively. Therefore, the structure subjected to far field earthquake, about 2.2% more than near field earthquake, can maintain its capacity compared to the undamaged condition.

4- Conclusion

Based on the results of the analysis, it can be said that increasing the capacity of the intact bare frame against infilled frame under near field earthquake is about 17% higher than far field earthquake. According to the results of fragility curves subjected to far-field and near-field earthquake records, observed that collapse probability of 100% of the bare frame corresponded to 15% and 2.2% of collapse probability for the infilled frame, respectively, which indicates the effective role of masonry infilled in increasing lateral stiffness. The IDA curves of the bare and infilled frame show that the residual drift subjected to near field earthquake is about 30% higher than far field earthquake records.

Due to the limitation in the number of selected models in this paper, it is recommended to perform additional analysis

with a larger number of models to complete the results of the present article. It should also be noted that due to the high volume of calculations, the effects of the vertical component of the earthquake have not been considered in the analysis.

References

- [1] M. Dolšek, P. Fajfar, Simplified seismic assessment of infilled reinforced concrete frames, 2006.
- [2] G. Mondal, S.K. Jain, Lateral stiffness of unreinforced brick infilled RC frame with central opening, Master of Technology Thesis, (2003).
- [3] F. Di Trapani, M. Malavisi, G. Bertagnoli, L. Cavaleri, Evaluation of fragility of infilled frame structures subjected to aftershocks by means of double incremental dynamic analysis approach, in: 16th European Conference on Earthquake Engineering, Springer, 2018.
- [4] F. Di Trapani, M. Malavisi, Seismic fragility assessment of infilled frames subject to mainshock/aftershock sequences using a double incremental dynamic analysis approach, Bulletin of Earthquake Engineering, 17(1) (2019) 211-235.
- [5] S. Yaghmaei-Sabegh, R. Mahdipour-Moghanni, State-dependent fragility curves using real and artificial earthquake sequences, Asian Journal of Civil Engineering, 20(4) (2019) 619-625.
- [6] N.Z.S.f.E. Engineering, Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes: Prioritisation, Initial Evaluation, Detailed Assessment, Improvement Measures: Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings, New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2014.
- [7] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of structural engineering, 114(8) (1988) 1804-1826.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. Yaghmaei-Sabegh, S. Nassjyan, Evaluation of Seismic fragility of infilled frames subject to mainshock/aftershock sequences, Amirkabir J. Civil Eng., 54(4) (2022) 273-276.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19469.7184





بررسی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های بتنی مسلح با دیوارهای پرکننده تحت اثر زلزله اصلی و پس‌لرزه

سامان یغمایی سابق^{*}، سئودا نسجیان

دانشکده عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۱۰/۲۰
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۴/۱۴
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۴/۲۵
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۴/۳۰

کلمات کلیدی:

تحلیل دینامیکی افزایشی
منحنی شکنندگی
زلزله‌های حوزه دور و نزدیک
قاب با دیوار پرکننده بتنی

خلاصه: هدف این مقاله ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای و ظرفیت باقی مانده‌ی قاب‌های بتنی مسلح با دیوارهای پرکننده بتنی تحت توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه در حوزه دور و نزدیک است. در تحلیل دینامیکی افزایشی استاندارد (IDA)، فقط اثر زلزله اصلی در تحلیل‌ها در نظر گرفته می‌شود، در حالی که در این مقاله از روش تحلیل دینامیکی افزایشی دوپل (D-IDA)، برای در نظر گرفتن اثرات پس‌لرزه استفاده شده است. اساس روش تحلیل دینامیکی افزایشی دوپل ترکیب زلزله‌ی اصلی در شدت‌های مختلف با مجموعه‌ای از پس‌لرزه‌ها است که در دامنه‌ی ماکزیمم شتاب زمین مقیاس شده‌اند. در این مطالعه ۲۰ رکورد نزدیک و ۲۰ رکورد دور انتخاب شده است. در هر تحلیل از یک رکورد برای زلزله اصلی و پس‌لرزه استفاده شده است. منحنی‌های شکنندگی قاب سالم و آسیب دیده با استفاده از مدل‌سازی فایبر در نرم‌افزار اینسیس، برای زلزله‌های حوزه نزدیک و دور تهیه شده است. همچنین با استفاده از نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی منحنی ظرفیت قاب‌ها تعریف و پاسخ قاب با دیوار پرکننده و تنها در شدت‌های مختلف زلزله اصلی مقایسه شده است. با توجه به نتایج به دست آمده برای قاب با دیوار پرکننده مشاهده می‌شود، شکنندگی لرزه‌ای قاب بتن مسلح تحت اثر زلزله اصلی و پس‌لرزه به شدت کاهش می‌یابد. با مشاهده منحنی‌های شکنندگی می‌توان گفت زمانی که در قاب تنها فروپاشی ۱۰۰ درصد اتفاق می‌افتد، احتمال فروپاشی قاب با دیوار پرکننده در همان شدت PGA (ماکزیمم شتاب زمین) برای زلزله دور و نزدیک، کاهش چشمگیری پیدا می‌کند که بیانگر نقش موثر دیوارهای پرکننده در افزایش مقاومت جانبی است.

۱- مقدمه

المان دستک معادل بدون بازشو اعمال کردند. مالک [۳] تاثیر موقعیت بازشو را مورد مطالعه قرار داد و نتیجه گرفت استقرار بازشو در کنج فشاری مقاومت را در مقایسه با میان قاب پر تقریباً ۷۵ درصد و سختی را ۸۵ تا ۹۰ درصد کاهش می‌دهد. همچنین هر چه محل بازشو از کنج فشاری دورتر شود تاثیر کاهنده‌ی آن کمتر خواهد بود طوری که بازشوهای کنج کششی تاثیر چندانی بر سختی و مقاومت نخواهند داشت.

اندركنش قاب با دیوار پرکننده به طور معمول با استفاده از مدل‌های دستک معادل ماکرو مدل‌سازی می‌شود. مشکل اصلی در استفاده از این روش، کالیبراسیون مناسب منحنی تغییر مکان نیرو برای دستک‌ها است، زیرا این امر نه تنها به خصوصیات هندسی و مکانیکی بلکه به طور خاص به مکانیزم‌های مختلف خرابی وابسته است. بر این اساس، دی تراپانی و همکاران [۴] یک رابطه تنش-کرنش جدید برای استفاده المان‌های بتنی با مقطع فایبر و کالیبراسیون با استفاده از یک روش نیمه تجربی به جای یک روش مکانیکی ارائه دادند. دی تراپانی و همکاران [۵] مدل شبیه‌سازی ماکرو

به دلیل متغیر بودن رفتار سیستم قاب با دیوار پرکننده و روش‌های طراحی و مدل‌سازی این نوع قاب‌ها، در دهه‌های گذشته محققین و مهندسين زيادى روى اثرات ديوارهاى پرکننده درون قاب‌های سازه‌ای، تحقیق و پژوهش نموده‌اند و همواره میزان اثرات دیوارهای بتنی پرکننده بر روی رفتار سازه یکی از دغدغه‌های مهندسين بوده است. دولسک و فاجفر [۱] در سال ۲۰۰۶ مطالعه‌ای جهت ارزیابی قاب‌های بتنی دارای میان قاب انجام دادند. آن‌ها نتایج ارزیابی لرزه‌ای را به صورت منحنی‌های به دست آمده از روش IN2 (incremental N2)، که حالت ساده‌ای از منحنی IDA بوده و بیانگر رابطه بین تقاضای تغییر مکان و شدت لرزه می‌باشد، ارائه نمودند. در سال ۲۰۰۸ موندال و همکاران [۲] اثر وجود بازشوها را در میان قاب‌ها مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها این اثر را توسط ضریب کاهنده که نسبتی از مساحت بازشو به مساحت کل میان قاب بود به مقدار عرض

^{*} نویسنده عهده‌دار مکاتبات: s_yaghmaei@tabrizu.ac.ir



را برای شبیه‌سازی پاسخ درون صفحه‌ای (IP) و خارج از صفحه (OOP) قاب‌های پر شده تحت زلزله ارائه دادند. این مدل از دو دستک مورب، یک دستک افقی و یک دستک عمودی تشکیل شده است. هر دستک با دو المان تیر ستون با مقطع فایبر نشان داده شده است. این مدل قادر است رفتار قوسی دیوار را تحت بار خارج از صفحه و همچنین اندرکنش بین پاسخ درون صفحه‌ای و خارج از صفحه را ارائه دهد. مطالعه عددی که با مدل ماکرو انجام شده نشان می‌دهد که آسیب دیوار تحت بار درون صفحه‌ای می‌تواند مقاومت خارج از صفحه دیواره را به میزان قابل توجهی کاهش دهد و این تأثیر به لاغری دیوار بستگی دارد. بر اساس مطالعات عددی دی تراپانی و همکاران [۶] تأثیر دیوارهای پر کننده بنایی بر مقاومت سازه‌های قاب بتنی مسلح برجسته شده است. آن‌ها نتیجه گرفتند از نظر مقاومت و ظرفیت جابجایی تحت شرایط مختلف آزمایش، پاسخ‌های قاب‌های تنها به طور قابل توجهی متفاوت از قاب پر شده است. همچنین تعداد دیوارهای پر کننده برای محدود کردن یا جلوگیری از فروپاشی پیش رونده مهم است. خان و همکاران [۷] مدل‌سازی و تحلیل خود را برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با دیوار پر کننده بنایی بر روی قاب بتن مسلح دو بعدی سه دهنه و سه طبقه انجام دادند. آن‌ها قاب‌های بتن مسلح با دیوار پر کننده بنایی را برای دو حالت با دیوارهای پر کننده در تمام دهانه‌ها و دیوارهای پر کننده با طبقه نرم در همکف مدل‌سازی کردند. نتایج تحلیل‌ها نشان داد مدل قاب با دیوارهای پر کننده بنایی در تمام دهانه‌ها به طور قابل توجهی برتر از مدل‌های قاب تنها و قاب با دیوارهای پر کننده بنایی با طبقه نرم است. نتایج تجزیه و تحلیل همچنین نشان داد مدل تک دستک رفتار واقعی سازه‌های بتن مسلح با دیوارهای پر کننده را نشان نمی‌دهد، آن‌ها توصیه کردند از روش‌های مدل‌سازی ماکرو چند دستک استفاده شود.

زمین لرزه‌های اصلی بزرگ می‌توانند پس‌لرزه‌های زیادی ایجاد کرده و ساکنان را در معرض خطر قابل توجهی قرار دهد. مقاومت و سختی سازه به دلیل خرابی‌های ایجاد شده در اثر زلزله اصلی کاهش یافته و در نتیجه پاسخ دینامیکی سازه به پس‌لرزه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. سازه‌ها ممکن است در طول عمر مفید خود تأثیر توالی‌های مختلف زلزله تحریک شوند. در این راستا، در سال‌های گذشته علاقه به بررسی رفتار سازه تحت توالی زلزله و پس‌لرزه افزایش یافته است. دی تراپانی و همکاران [۸] نقش دیوارهای پر کننده بنایی در شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های بتنی مسلح تحت توالی زلزله‌های اصلی/ پس‌لرزه بررسی کردند. آن‌ها یک چارچوب ارزیابی با هدف تعیین منحنی‌های شکنندگی پس‌لرزه از قاب‌های تنها و قاب‌های پر شده ارائه

دادند. چارچوب پیشنهادی بر اساس یک روش تحلیل دینامیکی افزایشی دوبل (D-IDA) است، که حرکات زمین را با ترکیب یک زلزله اصلی با شدت ثابت با مجموعه‌ای از پس‌لرزه‌ها با شدت متغیر فراهم می‌کند. شدت زلزله اصلی چندین بار مقیاس‌بندی شده و با همان مجموعه پس‌لرزه‌ها ترکیب می‌شود. نتایج تحقیقات دی‌تراپانی و همکاران [۹] بر روی دو سازه چهار طبقه با سه دهنه، یکی قاب ساده و دیگری قاب با دیوار پر کننده با باز شو نشان داد که دیوارهای پر کننده باعث افزایش چشمگیری در ظرفیت باقی‌مانده سازه، برای مقاومت در برابر پس‌لرزه‌ها می‌شوند. این دیوارها ظرفیت اضافی قابل توجهی برای سازه‌های سالم و آسیب دیده فراهم می‌کنند. در مطالعه دیگر جلالی‌فر و همکاران [۱۰] به بررسی تأثیر دیوارهای پر کننده بر رفتار قاب‌های ویژه بتن مسلح در معرض زلزله‌های متعدد پرداختند. برای این منظور، قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با دیوار و بدون دیوارهای پر کننده تحت اثر ۲۰ زلزله اصلی و پس‌لرزه مورد تحلیل قرار دادند. نتایج آن‌ها نشان داد که حضور دیوارهای پر کننده، سختی و مقاومت نهایی سازه را افزایش می‌دهد، اما برعکس، شکل‌پذیری و جذب انرژی کاهش می‌دهد. مطالعه آن‌ها همچنین نشان داد که سهم پس‌لرزه‌ها، باعث افزایش ۲۰ تا ۱۰۰ درصدی پاسخ‌ها شده است که اهمیت پس‌لرزه‌ها را به ویژه برای سازه‌های دارای دیواره پر کننده نشان می‌دهد. عبدالنبی و همکاران [۱۱] شکنندگی لرزه‌ای را برای سیستم‌های قاب بتن مسلح تحت اثر زلزله اصلی و پس‌لرزه‌ها ارزیابی کردند. نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد که زلزله‌های متعدد بر روابط آسیب‌پذیری قاب‌های بتن مسلح موثر است. یغمایی و همکاران [۱۲] در مطالعه‌ای تأثیر زمین لرزه‌های متوالی در منحنی‌های شکنندگی برای حالت‌های مختلف سطح خرابی بررسی کردند. آن‌ها منحنی‌های شکنندگی حاصل از زلزله اصلی - پس‌لرزه واقعی را با توالی‌های مصنوعی تولید شده بر اساس رابطه تعمیم یافته اموری و زلزله‌های اصلی مقیاس شده مقایسه کردند. نتایج تحلیل آن‌ها نشان داد که رابطه معروف اموری می‌تواند به عنوان ابزاری مناسب برای ایجاد پس‌لرزه‌ها برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی وابسته به وضعیت خرابی در نظر گرفته شود. هاتزیجورجیو و همکاران [۱۳] یک روش ساده و موثر برای برآورد نسبت جابجایی غیر الاستیک یک سازه تحت زلزله‌های مکرر یا چندگانه ارائه می‌دهد. مطالعه آن‌ها نشان داد، زلزله‌های مکرر تأثیر قابل توجهی در نسبت جابجایی غیر الاستیک و در نتیجه در حداکثر جابجایی غیر الاستیک سیستم‌های SDOF دارد. یغمایی و رویز گارسیا [۱۴] با استفاده از تبدیل موجک به بررسی توزیع انرژی و ویژگی‌های محتوای

تغییر شدت زلزله‌ی اصلی تکرار می‌شود. یک قاب بتن مسلح سه طبقه برای انجام شبیه‌سازی‌های عددی انتخاب شده است. با استفاده از نتایج منحنی‌های شکنندگی دیاگرام‌های ظرفیت که میانگین ظرفیت (بر اساس PGA فروپاشی) را به عنوان تابعی از شدت زلزله‌ی اصلی نشان می‌دهد برای قاب‌های تنها و قاب با دیوار پر کننده تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک ارائه می‌شود.

۲- ارزیابی شکنندگی تحت توالی لرزه‌ای

۲-۱- تحلیل دینامیکی افزایشی دویل

روش تحلیل دینامیکی افزایشی استاندارد (IDA) که توسط وامواتسیکوس و کرنل [۱۷] ارائه شده بود در سال‌های گذشته به عنوان روش مرجع برای ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌ها استفاده شده است. روش IDA به این صورت است که سازه مورد نظر را تا رسیدن به حد خاصی از خرابی، تحت اثر مجموعه‌ای از زلزله‌ها قرار داده می‌شود. این نوع تحلیل برای ارزیابی لرزه‌ای سازه سالم که برای بار اول زلزله را تجربه می‌کند ارائه شده است. روش IDA استاندارد، به منظور در نظر گرفتن ترکیبات مختلف زلزله‌ی اصلی با پس‌لرزه‌ها در روش تحلیل دینامیکی افزایشی دویل (D-IDA) [۸] اصلاح شده است. برای انجام تحلیل D-IDA ابتدا باید دو دسته رکورد به عنوان زلزله اصلی و پس‌لرزه با در نظر گرفتن زمان استراحت کافی برای بازگشت به وضعیت استاتیکی از یک مجموعه از طیف شتاب‌های سازگار انتخاب شده‌اند.

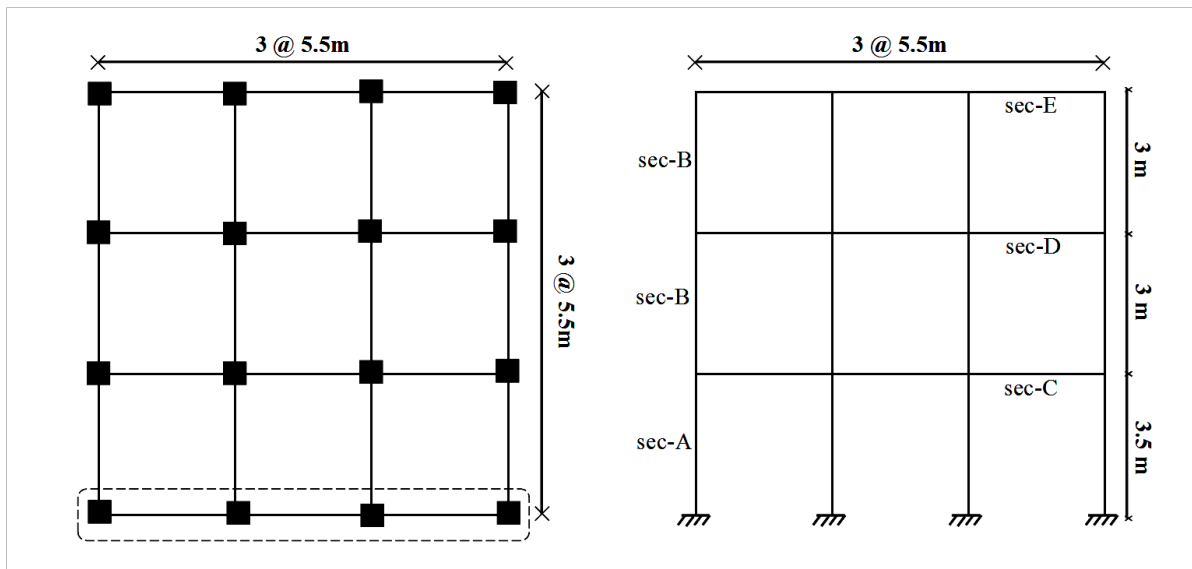
در هر تکرار تحلیل دینامیکی شدت زلزله اصلی (MS) ثابت نگه داشته می‌شود و با پس‌لرزه (AS) در سطوح مختلف ترکیب می‌شود. برای انجام تحلیل حداقل ۲۰ پس‌لرزه به منظور در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مرتبط با حرکت زمین پیشنهاد شده است. تحلیل بار دیگر با تغییر شدت زلزله اصلی و ترکیب همان مجموعه رکورد پس‌لرزه تکرار می‌شود. با استفاده از منحنی‌های شکنندگی می‌توان نمودارهای ظرفیت سازه را به عنوان تابعی از شدت زلزله اصلی رسم کرد. ماکزیمم دریفت نسبی و ماکزیمم شتاب حرکت زمین به ترتیب به عنوان معیار خرابی و شدت زلزله انتخاب شدند.

۲-۲- منحنی شکنندگی

به منظور بیان کمی آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیرسازه‌ای بر حسب میزان خطر زلزله می‌توان در مورد هر نوع از سازه‌ها یا اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی نسبی و اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب، احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک

فرکانس رکوردهای زلزله دوگانه ورزقان-هر از طریق تحلیل تبدیل موجک پرداخته و نتایج پاسخ غیرخطی سیستم‌های SDOF تحت اثر توالی‌های لرزه‌ای ورزقان - هر ارائه دادند. در مطالعه دیگر، یغمایی و همکاران [۱۵] پاسخ ساختمان‌های سه بعدی قاب خمشی فولادی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه را تحت توالی‌های لرزه‌ای واقعی در دو جهت با ویژگی‌های مختلف زمین لرزه بررسی کردند. نتایج آن‌ها نشان داد روش مدل‌سازی مدل‌های سه بعدی تأثیر قابل توجهی در پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های قاب فولادی تحت توالی‌های لرزه‌ای دارد. سیلوال و همکاران [۱۶] به بررسی عملکرد فروپاشی پس‌لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با میراگر سوپر الاستیک ویسکوز در توالی‌های لرزه‌ای پرداختند. آن‌ها تجزیه و تحلیل دینامیکی افزایشی را برای قاب‌های لنگر مقاوم فولادی و ساختمان‌های فولادی با دمپر سوپر الاستیک ویسکوز با استفاده از مجموعه‌ای از توالی لرزه‌ای انجام دادند. نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد که قاب‌های مقاوم فولادی هنگامی که در طول زلزله اصلی دچار آسیب می‌شوند، آسیب‌پذیری آن‌ها در اثر پس‌لرزه‌ها افزایش می‌یابد. میزان خرابی در اثر وقوع زلزله به عوامل بسیاری از جمله مکانیزم شکست، فاصله گسل تا محل، نوع خاک و خصوصیات رکورد زلزله شامل محتوای فرکانسی، مدت زمان و دامنه و همچنین خصوصیات دینامیکی سازه وابسته است. گزارشات مربوط به زلزله‌های گذشته حاکی از خرابی‌های وسیع در حوزه نزدیک گسل و رفتار متفاوت سازه‌ها در برابر این نوع حرکات بوده است. از جمله این زلزله‌ها می‌توان به زلزله‌های زلزله ۱۹۹۹ چی چی تایوان و زلزله ۲۰۰۳ بم در ایران اشاره نمود. رکوردهای ثبت شده از این زمین لرزه‌ها، نشان داد که زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک دارای ویژگی‌های متفاوتی نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور دارند. اثرات جهت داری و وجود پالس در تاریخچه زمانی سرعت از جمله ویژگی‌های بارز حوزه نزدیک گسل می‌باشد که می‌تواند پاسخ سازه‌ها را به شدت تحت تأثیر قرار دهد.

در اغلب کارهای صورت گرفته در گذشته ویژگی‌های متفاوت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک به صورت مجزا در تحلیل دیوارهای پر کننده تحت اثر زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه کمتر مورد توجه قرار گرفته است. بنابراین در این مقاله، تأثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل و همچنین حضور پس‌لرزه در رفتار قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی استاندارد و دویل مورد مطالعه قرار گرفته است. برای انجام تحلیل قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی دویل استفاده می‌شود. در هر بار تحلیل زلزله اصلی با شدت ثابت با مجموعه‌ای از پس‌لرزه با شدت‌های متغیر در دامنه ترکیب می‌شود و تحلیل بعدی با



شکل ۱. نما و پلان موقعیت قاب بتنی [۲۰]

Fig. 1. Facade and plan of concrete frame

ترتیب برای قاب خمشی و قاب خمشی با دیوار پر کننده (برای ساختمان‌های متوسط مرتبه) ۱ و ۱/۳ درصد انتخاب شده است. منحنی‌های شکنندگی از رگرسیون داده‌ها با توزیع گسسته به دست می‌آیند. با ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای احتمال فروپاشی قاب‌های تنها و قاب با دیوار پر کننده تحت زلزله اصلی تک و توالی لرزه‌ای به دست می‌آید. روش D-IDA امکان تعریف نمودارهای ظرفیت را به عنوان تابعی از شدت زلزله اصلی فراهم می‌کند. با استفاده از این نمودارها علاوه بر ارزیابی ظرفیت سازه می‌توان مقایسه‌ای میان سازه‌های مختلف با سیستم سازه‌ای متفاوت تحت توالی لرزه‌ای انجام داد.

۳- جزئیات مدل و مدل‌سازی

۳-۱- جزئیات مصالح و ابعاد سازه

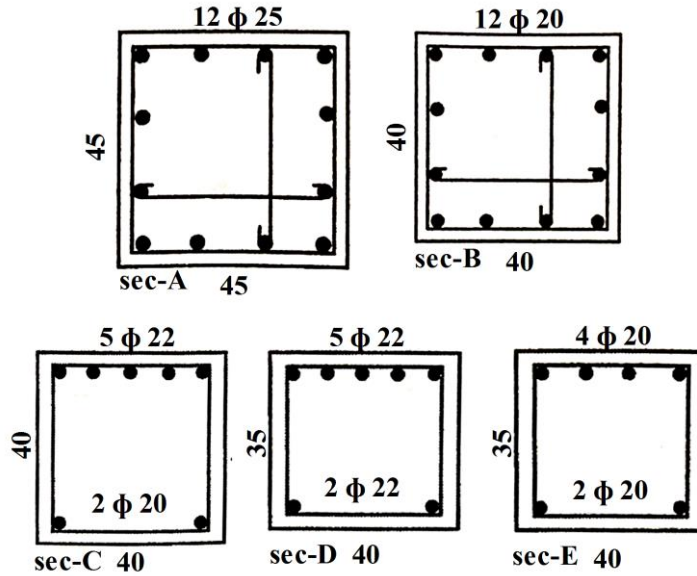
مدل مورد استفاده در این مقاله بر اساس مطالعات حسینی و تابش‌پور [۱۸]، سیستم قاب خمشی بتنی تنها و با دیوار پر کننده مصالح بنایی انتخاب شده است. سازه مورد مطالعه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۹] طراحی شده‌اند. بارهای مرده و زنده طبقات به ترتیب ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و برای طبقه بام به ترتیب ۵۵۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع است. بار مرده برای دیوار به ضخامت ۱۷ سانتی‌متر ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده است. موقعیت قاب در شکل ۱ و همچنین مقاطع تیر و ستون‌ها در شکل ۲ نشان داده شده است.

ویژگی معرف زلزله نظیر PGA, PGV, PGD بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف PGA یا سایر تک پارامترها، منجر به تولید منحنی‌های نرمال شده‌ای موسوم به منحنی شکنندگی می‌گردد.

برای تعریف منحنی‌های شکنندگی از یک توزیع تجمعی استفاده می‌شود که احتمال فراگذشت از حد فروپاشی (DM_{CO}) را به عنوان تابعی از PGA فراهم می‌کند. منحنی‌های شکنندگی به صورت عددی بر اساس رابطه (۱) بیان می‌شود:

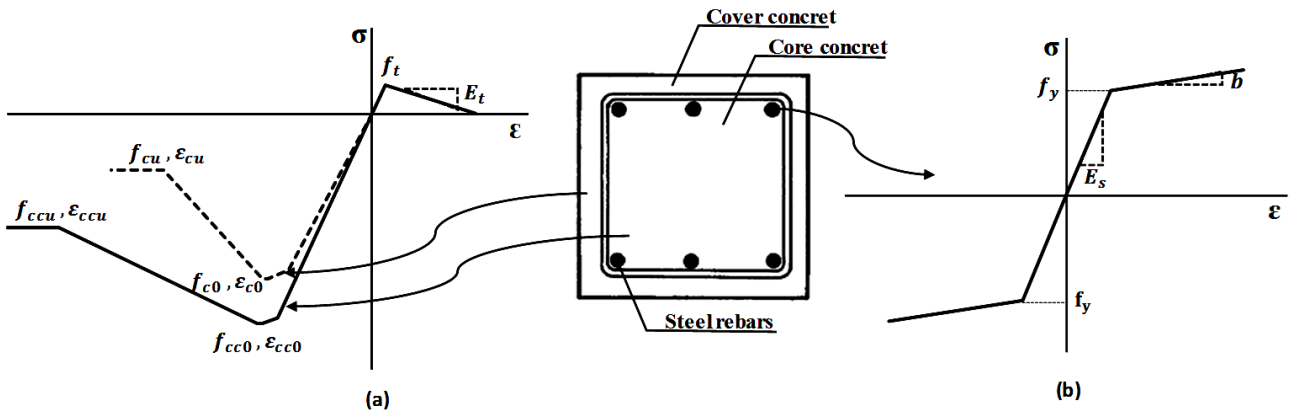
$$P(DM \geq DM_{CO}) = \varphi\left(\frac{\ln X_i - \mu_{\ln X_i}}{\sigma_{\ln X_i}}\right) \quad (1)$$

که در این رابطه φ تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال، $\ln X_i$ لگاریتم طبیعی متغیر X_i (PGA فروپاشی رکورد i ام) و $\mu_{\ln X_i}$ و $\sigma_{\ln X_i}$ به ترتیب میانگین و انحراف معیار لگاریتم طبیعی X_i می‌باشند. در این رابطه ماکزیمم دریفت نسبی طبقات به عنوان DM انتخاب شده است. برای در نظر گرفتن مقادیر ماکزیمم دریفت نسبی فروپاشی (DM_{CO}) از آیین‌نامه‌ی Hazus-MH 2.1 [۲۷] استفاده شده که بر اساس نوع قاب و ارتفاع برای ساختمان‌های مختلف مشخص شده است. در این مقاله سطح خرابی گسترده (Extensive) در نظر گرفته شده، در نتیجه این مقادیر به



شکل ۲. جزئیات مقاطع تیر و ستون [۲۰]

Fig. 2. Details of beam and column sections



شکل ۳. مصالح (a) Concrete 02 و (b) Steel 02 مورد استفاده در مدل‌سازی

Fig. 3. Materials a) Concrete 02 and b) Steel 02 used in modeling

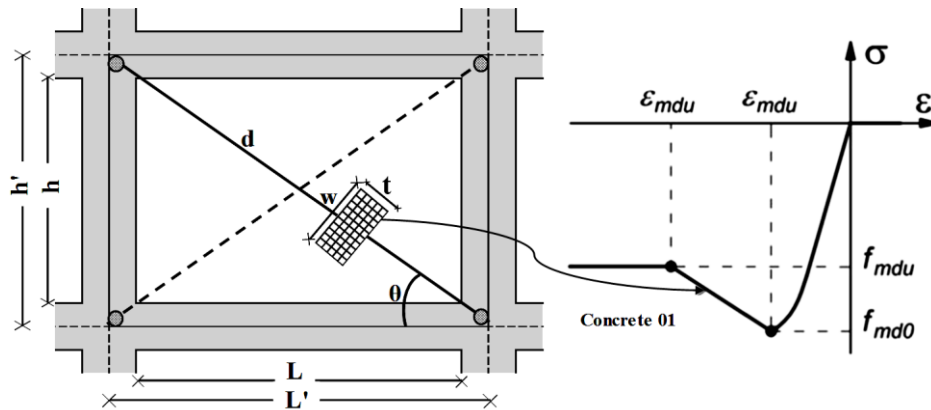
بعدی قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده از نرم‌افزار OpenSees [۲۱] استفاده شده است. المان‌های قاب بتنی به صورت المان‌های غیرخطی با پلاستیسیته گسترده است. رفتار مصالح تیرها و ستون‌ها مانند (Con-crete 02) با مقاومت کششی و نرم شوندگی کششی خطی در شکل ۳ نشان داده شده است. منحنی تنش-کرنش بر اساس چهار پارامتر، تنش ماکزیمم f_0 ، کرنش ماکزیمم ϵ_0 و تنش نهایی f_u ، کرنش نهایی

۳-۲- مدل‌سازی قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده
با توجه به اینکه تعداد مدل‌های مرجع مربوط به سازه سه بعدی با دیوار بنایی محدود است و همچنین به دلیل بالا بودن حجم محاسبات مربوط به تحلیل‌های دینامیکی افزایشی استاندارد و دابل، مطالعه بر روی قاب دو بعدی انجام شده است. همچنین به دلیل مطالعه بر روی مدل دو بعدی، اثر پیش‌مورد بررسی قرار نگرفته است. برای مدل‌سازی دو

جدول ۱. مقاومت فشاری و کرنش اعضای بتنی با مقطع فایبر

Table 1. Compressive strength and strain of fiber cross-section of Reinforced Concrete elements

Core	$f_{cc0} (MPa)$	ϵ_{cc0}	$f_{ccu} (MPa)$	ϵ_{ccu}
		۲۸	۰/۰۰۲۴	۵/۶
Cover	$f_{c0} (MPa)$	ϵ_{c0}	$f_{cu} (MPa)$	ϵ_{cu}
	۲۴	۰/۰۰۲	۴/۸	۰/۰۰۵
Cover of Beam from each edge of section (cm)		۴/۰		
Cover of Column from each edge of section (cm)		۴/۵		



شکل ۴. دستک فشاری معادل دیوار پر کننده و رفتار مصالح Concrete 01

Fig. 4. Equivalent strut of infill wall and material behavior Concrete 01

هسته و پوشش همچنین پوشش تیر و ستون اعضای بتنی سازه در جدول ۱ ارائه شده است. برای در نظر گرفتن اثر محصور شدگی بتن هسته از مطالعات ماندر و همکاران [۲۲] استفاده شده است. در سازه‌ی مورد مطالعه، زمان تناوب مود اول به دست آمده برای قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده به ترتیب ۰/۵۱ و ۰/۲۸ ثانیه می‌باشد. همچنین در تحلیل‌ها مقدار نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

همانطور که در شکل ۴ دیده می‌شود مدل مورد استفاده برای دیوارهای پر کننده از دو دستک فشاری به صورت قطری و گره به گره است که طول مورب دستک‌ها (d) برابر با قطر قاب، ضخامت دستک‌ها (t) هم ضخامت دیوار پر کننده ۰/۱۷ متر و عرض موثر دستک‌ها (w)، ۰/۲ برابر طول مورب دستک‌ها (۰/۲ d) در نظر گرفته شده است و از المان‌های

ϵ_{ii} تعریف می‌شود. پارامترهای مربوط به منحنی تنش-کرنش برای بتن هسته محصور شده ($f_{cc0}, \epsilon_{cc0}, f_{ccu}, \epsilon_{ccu}$) و بتن پوشش محصور نشده ($f_{c0}, \epsilon_{c0}, f_{cu}, \epsilon_{cu}$) در شکل ۳ نشان داده شده است. پارامترهای استفاده شده برای ناحیه کششی بتن $f_t = 2MPa$ (مقاومت کششی) و $E_t = 1500MPa$ (سختی نرم شونده‌ی کششی) می‌باشند. میلگردهای فولادی در لایه‌ای جداگانه و با مصالح (Steel02) مدل شده است. رفتار مصالح فولادی (Steel 02) تک محوری با سخت شونده‌ی ایزوتروپیک بر اساس روابط گیوفر و منگتو و پینتو (۱۹۷۳) در شکل ۳ نشان داده شده است. تنش تسلیم فولاد $f_y = 400MPa$ ، مدول الاستیسیته $E_s = 2 \times 10^5 MPa$ و نسبت سخت شونده‌ی $b = 0.01$ در نظر گرفته شده است. مقادیر مقاومت فشاری و کرنش ماکزیمم و شکست برای بتن

رکورد حوزه نزدیک است که از پایگاه داده‌ی لرزه‌ای PEER NGA به دست آمده است (FEMA P695) [۲۴]. برای انتخاب رکوردها، معیار پذیرفته شده در مرجع [۲۴] جهت انتخاب زلزله‌ها در حوزه دور و نزدیک و شرایط خاک محل در نظر قرار گرفته است. به منظور در نظر گرفتن اثر عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله در ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها، می‌بایست تعداد مناسبی از رکوردهای زلزله مورد استفاده قرار گیرد. با توجه به تحقیقات انجام گرفته توسط وامواتسیکوس و کرنل [۱۷] تعداد بین ده تا بیست رکورد می‌تواند برای تحلیل‌های IDA مناسب می‌باشد که سازگار با تعداد رکوردهای انتخابی در این مقاله است. در تحلیل D-IDA، رکوردهای زلزله و پس‌لرزه یکسان انتخاب می‌شوند. بدان معنی که در هر تحلیل، زلزله‌ای که به عنوان زلزله‌ی اصلی انتخاب شده است برای پس‌لرزه‌ی نیز از همان رکورد استفاده شده است. مقادیر ماکزیمم PGA و PGV برای هر رکورد در جدول‌های ۲ و ۳ نشان داده شده است. عبارت ماکزیمم، بیشترین مقدار از دو مولفه‌ی هر رکورد افقی است. در تحلیل‌ها به دلیل دو بعدی بودن قاب مورد مطالعه، تاثیر مولفه‌ی متعامد زلزله‌ها در نظر گرفته نشده است. مقادیر PGA برای رکوردهای دور از گسل بین $0.22g$ و $0.82g$ و برای رکوردهای نزدیک گسل بین $0.28g$ و $1.43g$ متغیر بوده و میانگین آن به ترتیب برابر $0.52g$ و $0.86g$ است. مقادیر PGV نیز برای رکوردهای دور از گسل بین 33 cm/s و 115 cm/s و برای رکوردهای نزدیک گسل بین 30.50 cm/s و 126.40 cm/s متغیر بوده و میانگین آن به ترتیب برابر 74 cm/s و 77.45 cm/s است. ضمناً رکوردها مبتنی بر PGA مقیاس شده است.

۴- روش انجام تحلیل دینامیکی افزایشی دوبل

در این مقاله، تحلیل دینامیکی افزایشی دوبل برای قاب‌های تنها (BF) و قاب با دیوار پر کننده (IF) انجام شده است. زلزله‌های اصلی (MS) و پس‌لرزه (AS) به منظور ارزیابی منحنی‌های شکنندگی برای هر شدت زلزله اصلی مقیاس شده‌اند. برای سازه بدون آسیب دیدگی (intact frame) فقط تحلیل IDA انجام شده است. با استفاده از تحلیل D-IDA می‌توان نمودارهای ظرفیت سازه را رسم کرد.

برای ۲۰ رکورد دور و ۲۰ رکورد نزدیک گسل، تحلیل IDA برای سازه بدون سالم به منظور تعریف دامنه مقیاس شدت PGA برای زلزله‌ی اصلی دسته رکوردهای دور و نزدیک گسل انجام شده است. پس از انجام تحلیل IDA برای زلزله‌های اصلی، PGA فروپاشی برای قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده مشخص می‌شود. شدت PGA فروپاشی متوسط به دست آمده از

خریایی با مقطع فایبرو مصالح با رفتار (Concrete 01) که دارای قابلیت نرم‌شدگی مصالح است برای مدل‌سازی استفاده شده است. رفتار هیستریزس توسط پارامتر λ تعریف شده است که نسبت بین شیب باربرداری در کرنش شکست و شیب اولیه است. با توجه به مطالعات انجام شده توسط دی تراپانی [۲۵] با تنظیم مقدار پارامتر λ در بازه‌ی 0.07 تا 0.85 برای دستک‌ها و 0.1 برای المان‌های بتنی تشکیل دهنده‌ی قاب بهترین نتایج به دست می‌آید. در این مطالعه پارامتر λ برای دستک‌ها 0.07 و برای المان‌های بتنی 0.1 در نظر گرفته شده است. به منظور به دست آوردن مشخصات مصالح دستک‌ها با مصالح بنایی از آیین‌نامه‌ی استرالیا استفاده شده است [۲۶]. این دستک‌ها مقاومت کششی ندارند و تنها در فشار کار می‌کنند. همچنین پارامترهای مربوط به منحنی تنش-کرنش برای دیوار بنایی با مصالح رسی ($f_{md0} = 0.38 \text{ Mpa}, \epsilon_{md0} = 0.0097, f_{md0} = 1.11 \text{ Mpa}, \epsilon_{md0} = 0.0018$) است. در شکل ۴ طول و ارتفاع دیوار به ترتیب با L و h و طول و ارتفاع قاب به ترتیب با L و h نشان داده شده است.

برای در نظر گرفتن تأثیر بازشوه‌های موجود، از ضریب کاهش عرض موثر دستک ارائه شده در آیین‌نامه‌ی نیوزیلند [۲۳]، استفاده شده است (رابطه‌ی (۲)).

$$\lambda_{opening} = 1 - 1.5 \times \left(\frac{L_{opening}}{L_{infill}} \right) \quad (2)$$

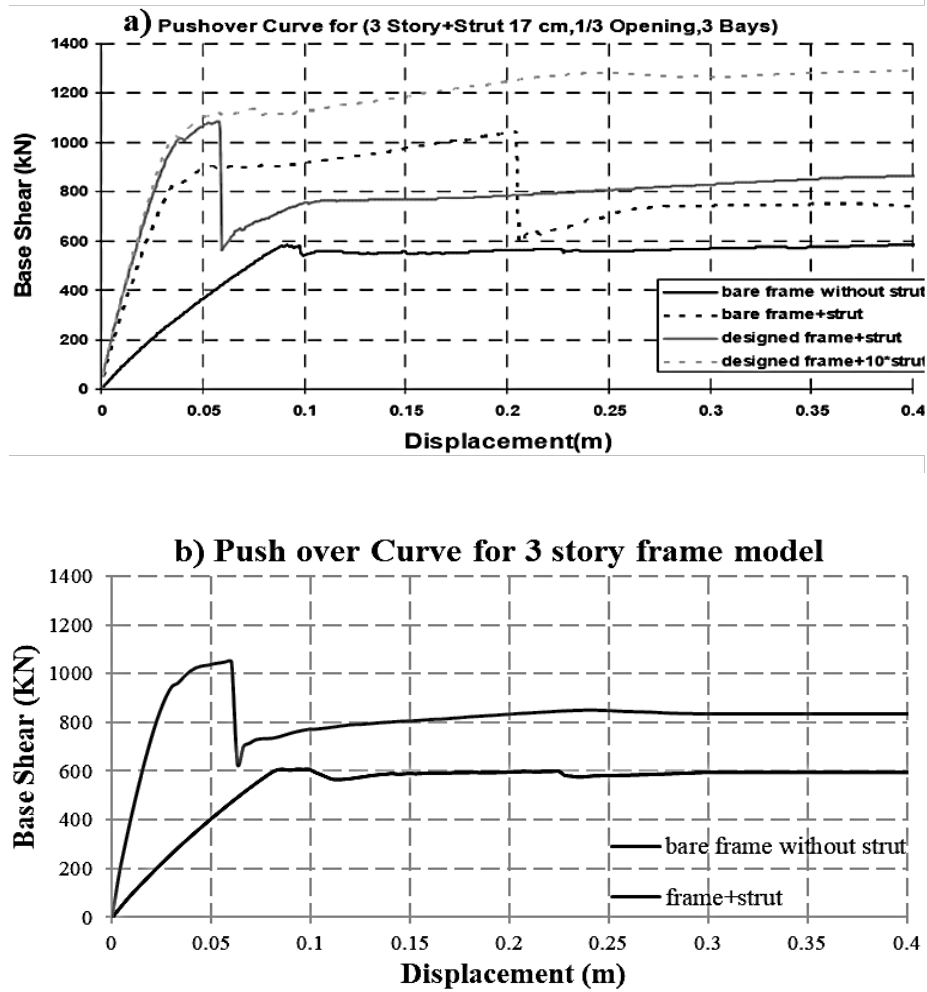
در معادله بالا $\lambda_{opening}$ ضریب کاهش عرض موثر دستک (W) و $L_{opening}$ طول بازشو در راستای افقی و L_{infill} کل طول دیوار پر کننده در راستای افقی است. ضریب کاهش $\lambda_{opening}$ زمانی که 33% بازشو در دیوار پر کننده در نظر گرفته شده باشد 0.5 به دست می‌آید ($\frac{L_{opening}}{L_{infill}} = 0.33$).

۳-۳- صحت سنجی نتایج منحنی پوش اور مدل نرم‌افزاری با مدل حسینی و تابش‌پور [۱۸]

بر اساس شکل ۵، منحنی پوش اور مدل تهیه شده با مدل حسینی و تابش‌پور [۱۸] مقایسه شده است. با توجه به این شکل، نتایج حاصل تطابق خوبی داشته، با تقریبی خوبی با هم سازگار هستند.

۳-۴- انتخاب رکورد

دسته رکورد مورد استفاده در این مطالعه ۲۰ رکورد حوزه دور و ۲۰



شکل ۵. منحنی پوش اور (a) مدل حسینی و تابش پور [۱۸] (b) مدل نرم افزاری مقاله حاضر

Fig. 5. Pushover curve a) Hosseini and Tabeshpour model [18]; b) Software model of the present article

شدت‌های (۰/۱۶ gMS و ۰/۲۶ gMS) و (۱۶۰ gMS و ۰/۲۶ gMS) و برای قاب با دیوار پر کننده به ترتیب در شدت‌های (۰/۱۹ gMS و ۰/۳۰ gMS و ۰/۴۲ gMS و ۰/۴۹ gMS) و (۰/۲۰ gMS و ۰/۳۲ gMS و ۰/۴۵ gMS و ۰/۵۲ gMS) ثابت شده است. پس لرزه‌ها برای ۶ سطح در دامنه‌ی ۰/۱ تا ۰/۶ و ۹ سطح در دامنه ۰/۱ تا ۰/۹ و برای زلزله حوزه دور و برای ۵ سطح در دامنه‌ی ۰/۱ تا ۰/۵ و ۱۰ سطح در دامنه ۰/۱ تا ۱/۰ برای زلزله حوزه نزدیک به ترتیب برای قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده در نظر گرفته شده است. در هر تکرار تحلیل دینامیکی، شدت زلزله اصلی ثابت نگه داشته می‌شود و با پس لرزه در سطوح مختلف شدت ترکیب می‌شود. تحلیل بار دیگر با تغییر در شدت زلزله اصلی و ترکیب با همان مجموعه رکورد

نتایج تحلیل IDA تحت زلزله اصلی، به ترتیب برای قاب تنها سالم و قاب با دیوار پر کننده سالم، ۰/۳۱ g و ۰/۶۱ g برای زلزله حوزه دور و ۰/۳۰۵ g و ۰/۶۵ g برای زلزله حوزه نزدیک گسل می‌باشند.

در مرحله‌ی بعد و در ابتدا باید زلزله اصلی با شدت ثابت به سازه اعمال شود. شدت‌های ثابت شده برای زلزله اصلی برای قاب تنها ۰ و ۵۳ و ۸۵ درصد و برای قاب با دیوار پر کننده ۰ و ۳۲ و ۵۰ و ۶۹ و ۸۱ درصد از PGA فروپاشی متوسط به دست آمده از تحلیل IDA انتخاب شده است (به ترتیب برای قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده، ۰/۳۱ g و ۰/۶۱ g برای زلزله حوزه دور و ۰/۳۰۵ g و ۰/۶۵ g برای زلزله حوزه نزدیک گسل). شدت‌های زلزله‌های اصلی حوزه دور و نزدیک گسل، برای قاب تنها به ترتیب در

جدول ۲. مشخصات رکوردهای دور از گسل (FEMA P695)

Table 2. Characteristics of Far field records (FEMA P695)

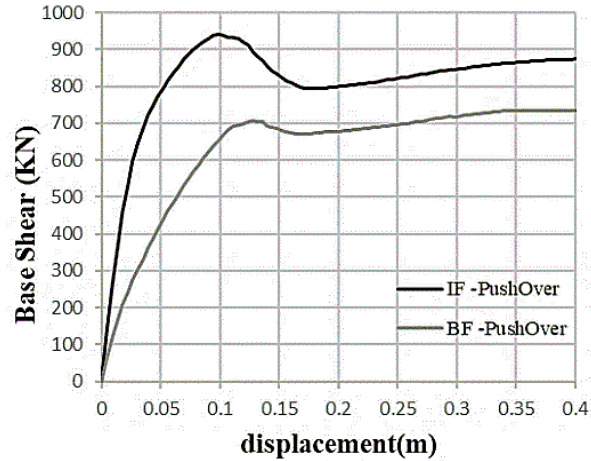
رکورد حوزه دور از گسل				
زلزله	پارامتر حرکت زمین			
	نام ایستگاه	بزرگا	متوسط سرعت موج برشی (m/s)	ماکزیمم شتاب زمین (g)
Northridge/MUL009	6.7	356	0.42	63
Northridge/MUL279	6.7	356	0.52	63
Northridge/LOS000	6.7	309	0.41	45
Northridge/LOS001	6.7	309	0.48	45
Duzce, Turkey	7.1	326	0.82	62
Imperial Valley	6.5	275	0.35	33
Imperial Valley	6.5	196	0.38	42
Kobe, Japan	6.9	609	0.51	37
Kobe, Japan	6.9	256	0.24	38
Kocaeli, Turkey	7.5	276	0.36	59
Kocaeli, Turkey	7.5	523	0.22	40
Landers	7.3	354	0.24	52
Landers	7.3	271	0.42	42
Loma, Prieta	6.9	289	0.53	35
Loma, Prieta	6.9	350	0.56	45
Superstition Hills	6.5	192	0.36	46
Superstition Hills	6.5	208	0.45	36
Chi-Chi, Taiwan	7.6	259	0.44	115
Chi-Chi, Taiwan	7.6	705	0.51	39
Hector Mine	7.1	685	0.34	42

آنجا که تغییر مکان به مقدار مشخصی برسد و یا سازه فروریزد. میزان تاثیر دیوارها در هر سازه بسته به شرایط دیوار و نحوه‌ی مدل‌سازی مواد و هندسه آن و همچنین مدل ساختمانی مرتبط است. همانطور که در شکل ۶ دیده می‌شود، با مدل کردن دیوار با بلوک‌های رسی میزان برش پایه قابل تحمل (حدود ۰.۳۳٪) توسط قاب و دیوار افزایش می‌یابد و مقداری از بارها توسط دیوار تحمل خواهد شد. چرا که با وجود دیوار پرکننده سختی سازه افزایش می‌یابد. از طرفی دیوار به علت ترد بودن رفتار بعد از رسیدن به مقاومت حد نهایی، به صورت ناگهانی می‌شکند و قاب را در تحمل بار جانبی تنها می‌گذارد. بر اساس شکل ۶ بعد از خرابی دیوار، سختی نمودار پوش‌اور به سختی نمودار پوش‌اور قاب تنها نزدیک می‌شود و بالاتر بودن این نمودار نسبت به نمودار قاب تنها به علت مقاومت بعد از ترک‌خوردگی دیوار می‌باشد.

پس‌لرزه در سطوح مختلف شدت، تکرار می‌شود. ابتدا سازه تحت زلزله اصلی با شدت ثابت قرار می‌گیرد در مرحله‌ی بعد سازه آسیب دیده تحت پس‌لرزه‌ها در دامنه تعریف شده با گام افزایشی ۰/۱ قرار گرفته است. تحلیل D-IDA تحت اثر ۲ دسته رکورد دور از گسل و نزدیک گسل و برای قاب تنها و قاب با دیوار پرکننده در تمامی سطوح شدت زلزله اصلی ترکیب شده با پس‌لرزه‌ها انجام می‌گیرد.

۵- نتایج آنالیز

۵-۱- منحنی پوش‌اور برای قاب تنها (BF) و قاب با دیوار پرکننده (IF) تحلیل پوش‌اور تحلیل استاتیکی غیرخطی است که بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت افزایشی به سازه اعمال می‌شود تا



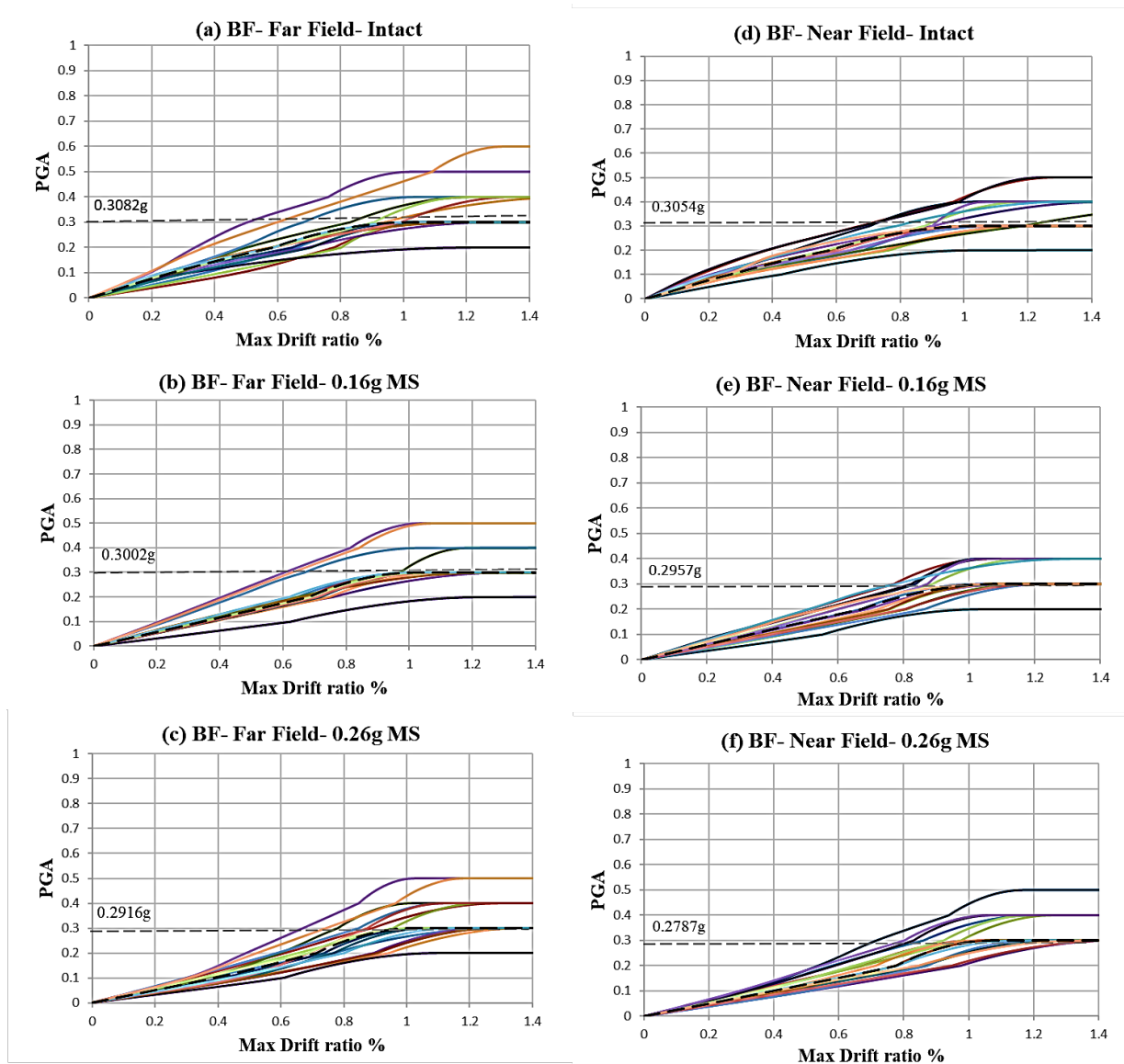
شکل ۶. نمودار پوشش اور قاب تنها (BF) و قاب همراه با میانقاب (IF) بلوک رسی سازه سه طبقه مورد مطالعه

Fig. 6. Pushover curve of Bare frame (BF) and Infilled frame with clay block (IF) of three-story structure studied

جدول ۳. مشخصات رکوردهای نزدیک گسل (FEMA P695)

Table 3. Characteristics of Near field records (FEMA P695)

رکورد حوزه نزدیک گسل				
زلزله	پارامتر حرکت زمین			
نام ایستگاه	بزرگا	متوسط سرعت موج برشی (m/s)	ماکزیمم شتاب زمین (g)	ماکزیمم سرعت زمین (cm/s)
رکوردهای دارای پالس				
Imperial Valley	6.5	203.2	0.44	111.9
Imperial Valley	6.5	203.2	0.46	108.9
Loma, Prieta	7.6	370.8	0.38	55.6
Superstition Hills	6.5	348.7	0.42	106.8
رکوردهای بدون پالس				
Gazli	6.8	659.6	0.71	71.2
Imperial Valley	6.5	223	0.76	44.3
Imperial Valley	6.5	274.5	0.28	30.5
Imperial Valley	6.5	274.5	0.28	30.5
Nahanni	6.8	659.6	1.18	43.9
Nahanni	6.8	659.6	0.45	34.7
Loma, Prieta	6.9	462.2	0.64	55.9
Loma, Prieta	6.9	376.1	0.51	45.5
Capemend	7	513.7	1.43	119.5
Capemend	7	513.7	1.43	119.5
Northridge	6.7	380.1	0.73	70.1
Northridge	6.7	380.1	0.42	53.2
Chi-Chi, Taiwan	7.6	443.6	0.56	91.8
Chi-Chi, Taiwan	7.6	680	1.16	115.1
Kocaeli, Turkey	7.5	297	0.33	126.4
Kocaeli, Turkey	7.5	297	0.31	73



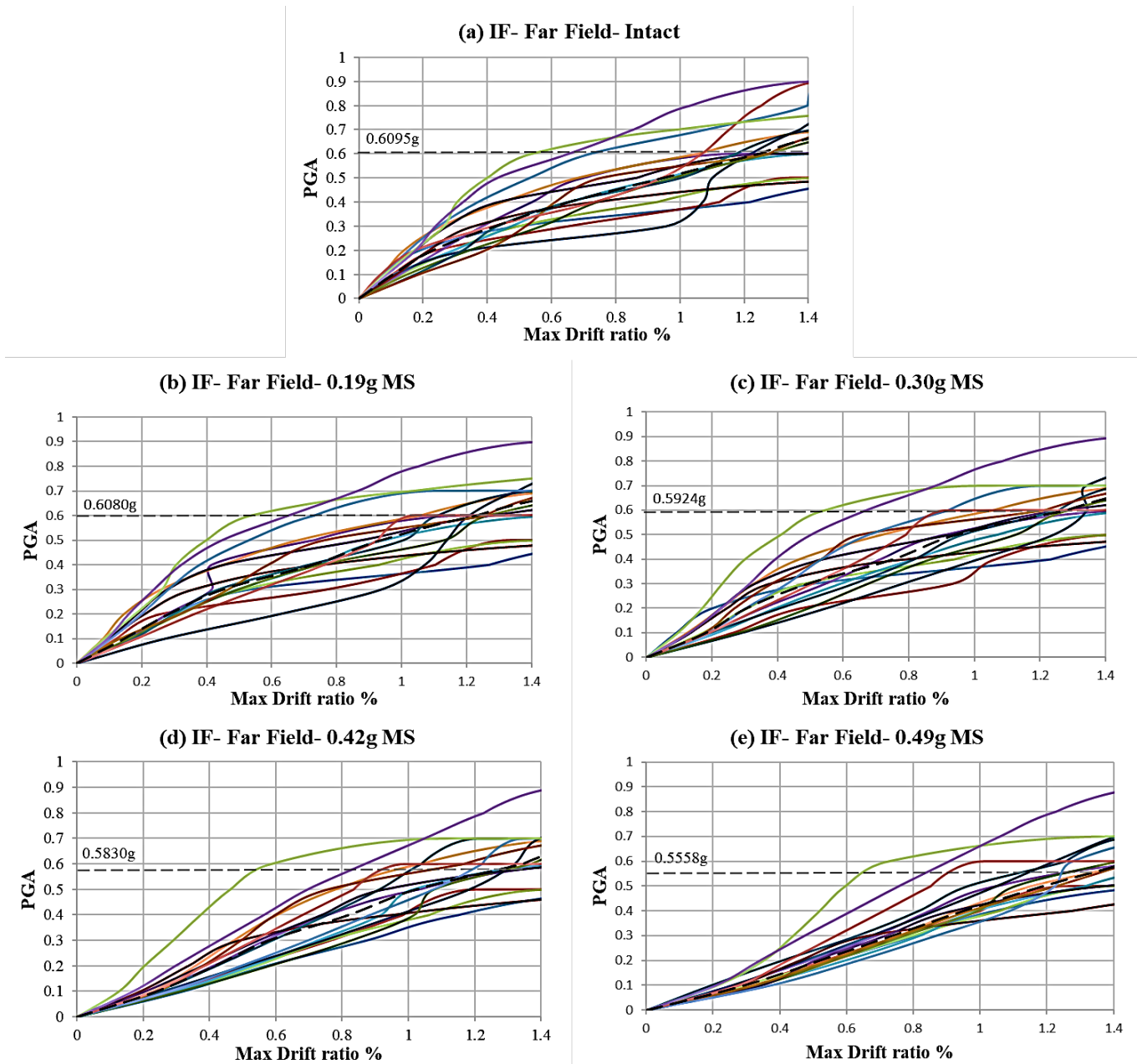
شکل ۷. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی دوبل برای قاب تنها سازه سه طبقه

تحت اثر زلزله‌های دور از گسل (a) سازه سالم (BF-intact) (b) 0.16gMS (c) 0.26gMS
تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل (d) سازه سالم (BF-intact) (e) 0.16gMS (f) 0.26gMS

**Fig. 7. Results of double incremental dynamic analysis for Bare frame of three-story structures:
Under Far field earthquakes: a) intact (BF-intact); b) 0.16gMS; c) 0.26gMS
Under Near field earthquakes: d) intact (BF-intact); e) 0.16gMS; f) 0.26gMS**

دو وضعیت سازه سالم و آسیب دیده، اختلاف قابل توجهی دارند. حضور دیوارهای پرکننده به طور قابل ملاحظه‌ای PGA فروپاشی سازه را افزایش می‌دهد. این افزایش ظرفیت به دلیل افزایش سختی و مقاومت قاب است. همچنین حضور دیوارها باعث افزایش ظرفیت مقاومت سازه در برابر پس‌لرزه‌ها می‌شود. منحنی‌های IDA گزارش شده (شکل ۷-(a-f)) نشان می‌دهد با افزایش شدت زلزله اصلی در قاب‌های تنها PGA فروپاشی به

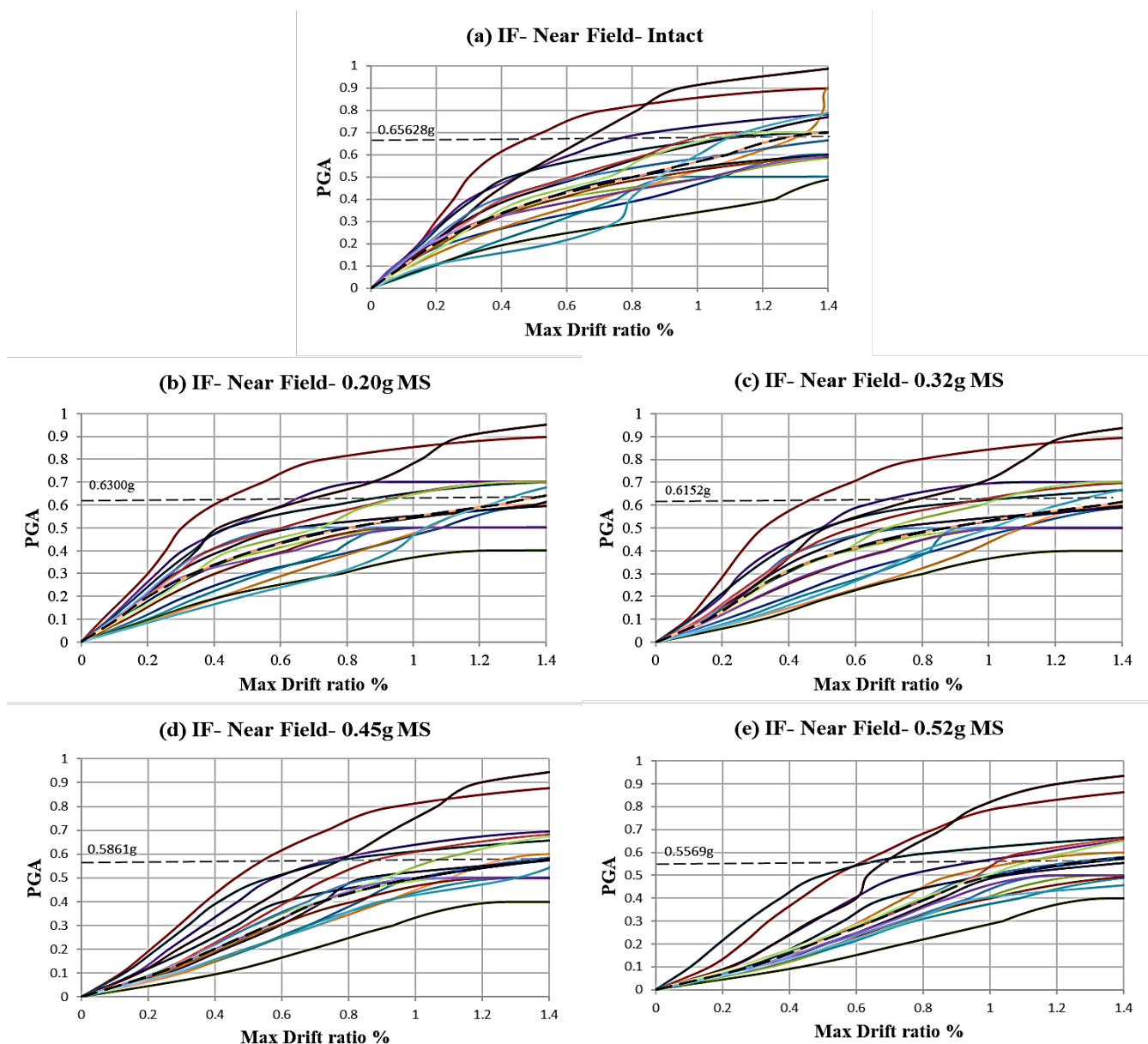
۵-۲- نتایج تحلیل IDA استاندارد و دوبل برای قاب تنها و قاب با دیوار پرکننده
تحلیل دینامیکی افزایشی شامل تعداد زیادی تحلیل غیرخطی تحت شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده زلزله است. هدف اصلی این روش به دست آوردن پاسخ سازه برای مقادیر مختلف شدت زلزله است. بر اساس شکل‌های ۷ تا ۹، منحنی‌های IDA برای قاب تنها و قاب با دیوار پرکننده در



شکل ۸. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی دوپل تحت زلزله‌های دور از گسل برای قاب با دیوار پرکننده سازه سه طبقه

a) سازه سالم (IF – intact) b) 0.19gMS c) 0.30gMS d) 0.42gMS e) 0.49gMS

Fig. 8. Results of double incremental dynamic analysis under Far field earthquake for Infilled frame of three-story structure: a) intact (IF-intact); b) 0.19gMS; c) 0.30gMS; d) 0.42gMS; e) 0.49gMS



شکل ۹. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی دابل تحت زلزله‌های نزدیک گسل برای قاب با دیوار پرکننده سازه سه طبقه (a) سازه سالم (IF – intact); (b) 0.20gMS; (c) 0.32gMS; (d) 0.45gMS; (e) 0.52gMS

Fig. 9. Results of double incremental dynamic analysis under Near field earthquake for Infilled frame of three-story structure: a) intact (IF-intact); b) 0.20gMS; c) 0.32gMS; d) 0.45gMS; e) 0.52gMS

سرعت کاهش می‌یابد.

در این قسمت نمودارهای تحلیل IDA برای ۲ دسته رکورد دور از گسل و نزدیک گسل و برای قاب تنها و قاب با دیوار پرکننده در تمامی سطوح شدت زلزله، در شکل‌های ۷ (a-f) و ۸ (a-e) و ۹ (a-e) نشان داده شده است. همچنین در تمامی منحنی‌های IDA رسم شده در اشکال ۷ تا ۹، منحنی متوسط فروپاشی برای مجموعه ۲۰ رکورد (با خطوط نقطه چین شده) نمایش داده شده است و PGA مربوط به نقطه‌ی خرابی در روی منحنی ذکر شده است.

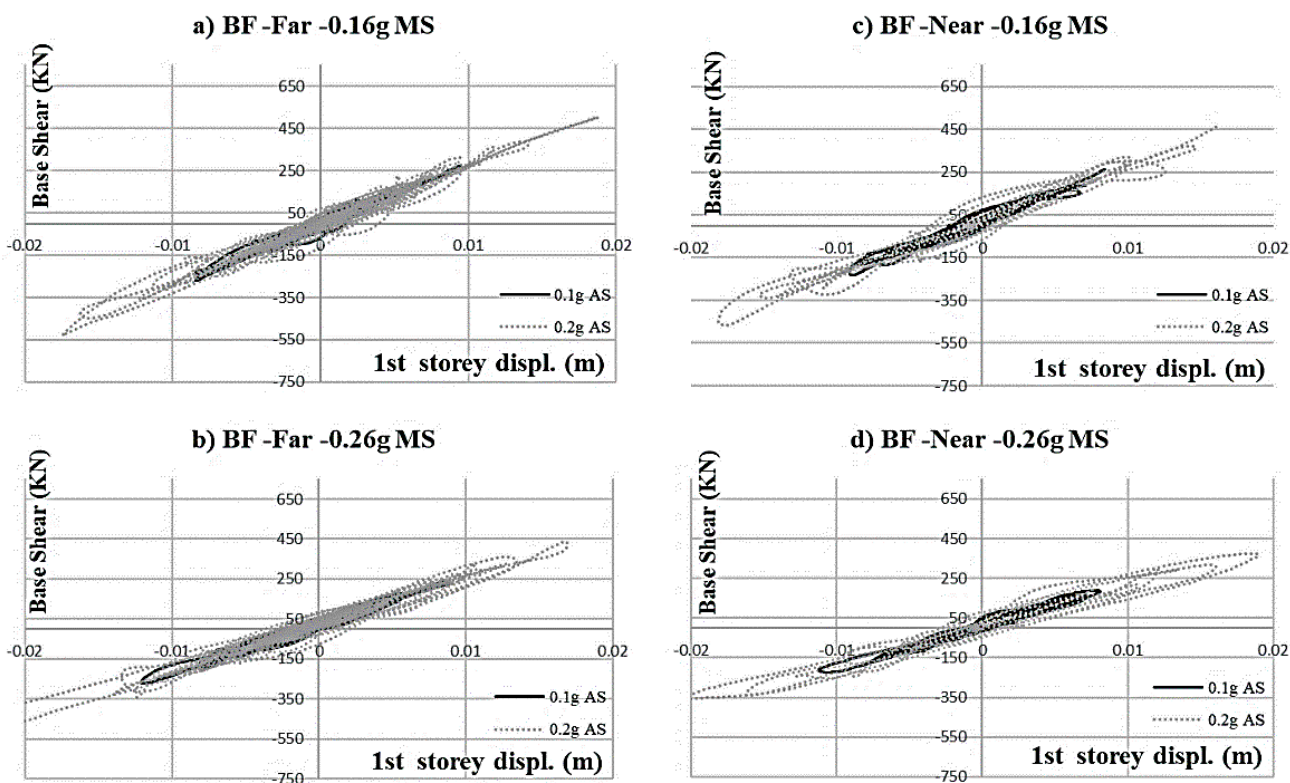
با توجه به شکل ۷ (a-f) که در آن منحنی D-IDA برای قاب تنها تحت رکورد حوزه دور و نزدیک رسم شده، مشاهده می‌شود با افزایش شدت زلزله اصلی، تراز PGA فروپاشی به شدت کاهش می‌یابد. در شدت‌های ۰/۱۶ gMS و ۰/۲۶ gMS تحت زلزله حوزه دور به ترتیب ۳ و ۶ درصد (شکل ۷ (b,c)) و تحت زلزله حوزه نزدیک به ترتیب ۳ و ۱۰ درصد کاهش (شکل ۷ (e,f)) در مقایسه با سازه سالم در تراز PGA فروپاشی اتفاق افتاده است. بر اساس شکل ۷ (c,f)، در شدت بیشتر زلزله، تحت زلزله حوزه دور و نزدیک به ترتیب دریافت پسماند حدود ۰/۲ و ۰/۳ درصد باقی می‌ماند. با مقایسه منحنی‌های شکل ۷ (a-f) مشاهده می‌شود پراکندگی منحنی‌ها برای زلزله حوزه دور بیشتر از حوزه نزدیک است. همچنین حساسیت قاب تنها به افزایش شدت زلزله، تحت رکورد حوزه نزدیک بیشتر از حوزه دور است. منحنی‌های IDA قاب با دیوار پرکننده (شکل‌های ۸-c و ۹-b) نشان می‌دهد تا شدت ۰/۳۰ gMS و ۰/۲۰ gMS زلزله اصلی به ترتیب برای زلزله حوزه دور و نزدیک، کاهش قابل توجهی در PGA فروپاشی، به وجود نمی‌آید. در شکل ۸ (a-e) منحنی‌ها برای قاب با دیوار پرکننده تحت اثر رکورد حوزه دور ارائه شده است. کاهش تراز PGA فروپاشی در شدت‌های پایین زلزله اصلی ناچیز بوده ولی برای بیشترین شدت زلزله اصلی (شکل ۸-e) کاهش ۱۰ درصدی نسبت به سازه سالم (شکل ۸-a) مشاهده می‌شود. با افزایش در شدت زلزله اصلی پراکندگی منحنی‌ها کاهش یافته است. بر اساس شکل‌های ۷ (a-f) و ۸ (a-e) پراکندگی منحنی‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه دور از گسل، برای قاب با دیوار پرکننده نسبت به قاب تنها بیشتر است. منحنی‌های ارائه شده در شکل ۹ (a-e) برای قاب با دیوار پرکننده تحت اثر رکوردهای حوزه‌ی نزدیک رسم شده است. با توجه به منحنی‌ها در سطوح مختلف زلزله اصلی مشاهده می‌شود در بالاترین سطح شدت زلزله (شکل ۹-e)، تراز PGA فروپاشی در مقایسه با سازه سالم (شکل ۹-a) ۱۸ درصد کاهش یافته است. با توجه به شکل‌های ۸ (a-e)

و ۹ (a-e)، در شدت‌های بالاتر زلزله اصلی، پراکندگی منحنی‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی دور کمتر از حوزه‌ی نزدیک است و در روندی مشابه تاثیرپذیری قاب با دیوار پرکننده، با افزایش در شدت زلزله اصلی، تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک بیشتر است.

با توجه به شکل‌های ۷ (a-f) تا ۹ (a-e) مشاهده می‌شود منحنی‌های IDA قاب تنها و قاب با دیوار پرکننده، در دو حالت قاب سالم و قاب آسیب دیده، اختلاف قابل توجهی دارند. وجود دیوارهای پرکننده (شکل ۸-a) منجر به افزایش حدود ۹۸ درصد در PGA مربوط به فروپاشی، در مقایسه با قاب تنها (شکل ۷-a)، تحت اثر زلزله‌های دور از گسل و همچنین وجود دیوارهای پرکننده (شکل ۹-a) منجر به افزایش حدود ۱۱۵ درصد در PGA مربوط به فروپاشی، در مقایسه با قاب تنها (شکل ۷-d)، تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل شده است. این امر به دلیل کنش سخت شوندگی زیادی است که توسط دیوارهای پرکننده اعمال شده است و باعث افزایش سطح شدت لرزه‌ای مورد نیاز برای ایجاد خرابی در قاب می‌شود. شکل‌های ۷ (a-f) تا ۹ (a-e) نشان می‌دهند که حساسیت قاب تنها به زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های دور از گسل است. همچنین منحنی IDA ارائه شده در شکل‌های ۸-e و ۹-e برای قاب با دیوار پرکننده با بیشترین شدت زلزله اصلی، دریافت پسماند حدود ۰/۳ و ۰/۴ به ترتیب برای حالتی که سازه تحت اثر زلزله‌های دور از گسل و نزدیک گسل است، به دست می‌آید. منحنی‌های به دست آمده نشان می‌دهند که این مقادیر دریافت پسماند، به شدت زلزله اصلی وارد به سازه وابسته هستند.

۵-۳- منحنی پاسخ جابجایی طبقه اول در مقابل برش پایه

در شکل‌های ۱۰ (a-d) و ۱۱ (a-h) منحنی برش پایه در مقابل جابجایی طبقه‌ی اول قاب تنها و قاب با دیوار پرکننده در معرض توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه رکوردهای دور و نزدیک گسل نشان داده شده است. با مقایسه منحنی پاسخ قاب‌های تنها و قاب با دیوار پرکننده ارائه شده در شکل‌های ۱۰ (a-d) و ۱۱ (a-h) می‌توان مشاهده کرد خرابی مربوط به قاب با دیوار پرکننده به طور قابل توجهی کمتر از قاب تنها است و منحنی به محور عمودی نزدیک‌تر است. با توجه به شکل‌های ۱۰ (a-d) و ۱۱ (a,e) مشاهده می‌شود در شدت‌های ۰/۱۹ g زلزله در حوزه دور از گسل و در شدت‌های ۰/۲۰ g زلزله برای حوزه نزدیک گسل، نتایج پاسخ برای قاب با دیوار پرکننده بر عکس قاب تنها، رفتار خطی دارند. همچنین در این شدت‌ها برای گام AS ۰/۲ g، کاهش تقاضای جابجایی قاب با دیوار



شکل ۱۰. منحنی برش پایه-جابجایی قاب تنها (BF) برای سازه سه طبقه

تحت زلزله دور از گسل (a) 0.16gMS و زلزله نزدیک گسل (b) 0.26gMS و زلزله نزدیک گسل (c) 0.16gMS و (d) 0.26gMS

Fig. 10. Base shear-displacement curve of Bare frame (BF) for three-story structures Under Far field earthquake: a) 0.16 gMS; b) 0.26gMS and Under Near field earthquake: c) 0.16 gMS; d) 0.26gMS

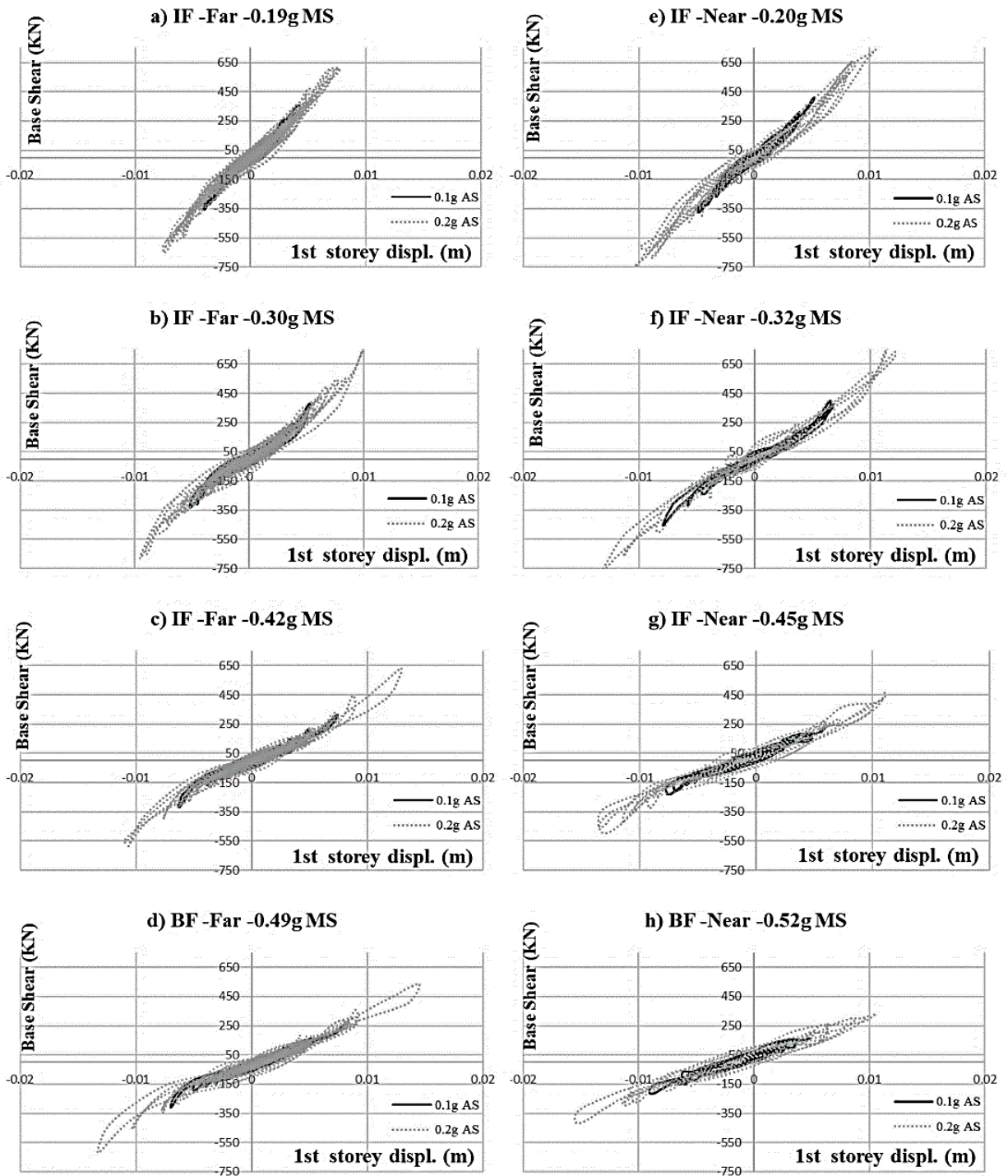
(شکل ۱۲-الف و ب).

با توجه به شکل ۱۲-الف متوسط احتمال فروپاشی برای قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده تحت اثر زلزله دور از گسل به ترتیب ۰/۳۰۸۲ gPGA و ۰/۶۰۹۵ gPGA است که افزایشی حدود ۹۸ درصدی حاصل می‌شود. این مقادیر برای سازه قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده تحت اثر زلزله دور از گسل طبق شکل ۱۲-ب به ترتیب ۰/۳۰۵۴ gPGA و ۰/۶۵۶۳ gPGA است که افزایشی ۱۱۵ درصدی در ظرفیت لرزه‌ای حاصل می‌شود. با توجه به منحنی‌های ارائه شده در شکل ۱۲-الف و ب در صورتی که فروپاشی ۱۰۰ درصد تحت اثر زلزله‌های دور از گسل، در قاب تنها اتفاق بیافتد، احتمال اینکه قاب با دیوار پر کننده با همان شدت PGA دچار فروپاشی شود حدود ۱۵ درصد و برای زلزله‌های نزدیک گسل ۲/۲ درصد

(شکل ۱۱ (a,e)) در مقایسه با قاب تنها (شکل ۱۰ (a,c)) به ترتیب برای زلزله‌های نزدیک گسل ۴۳ و ۳۵ درصد و برای زلزله‌های دور از گسل ۶۸ و ۵۹ درصد است.

۴-۵- منحنی شکنندگی برای قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده

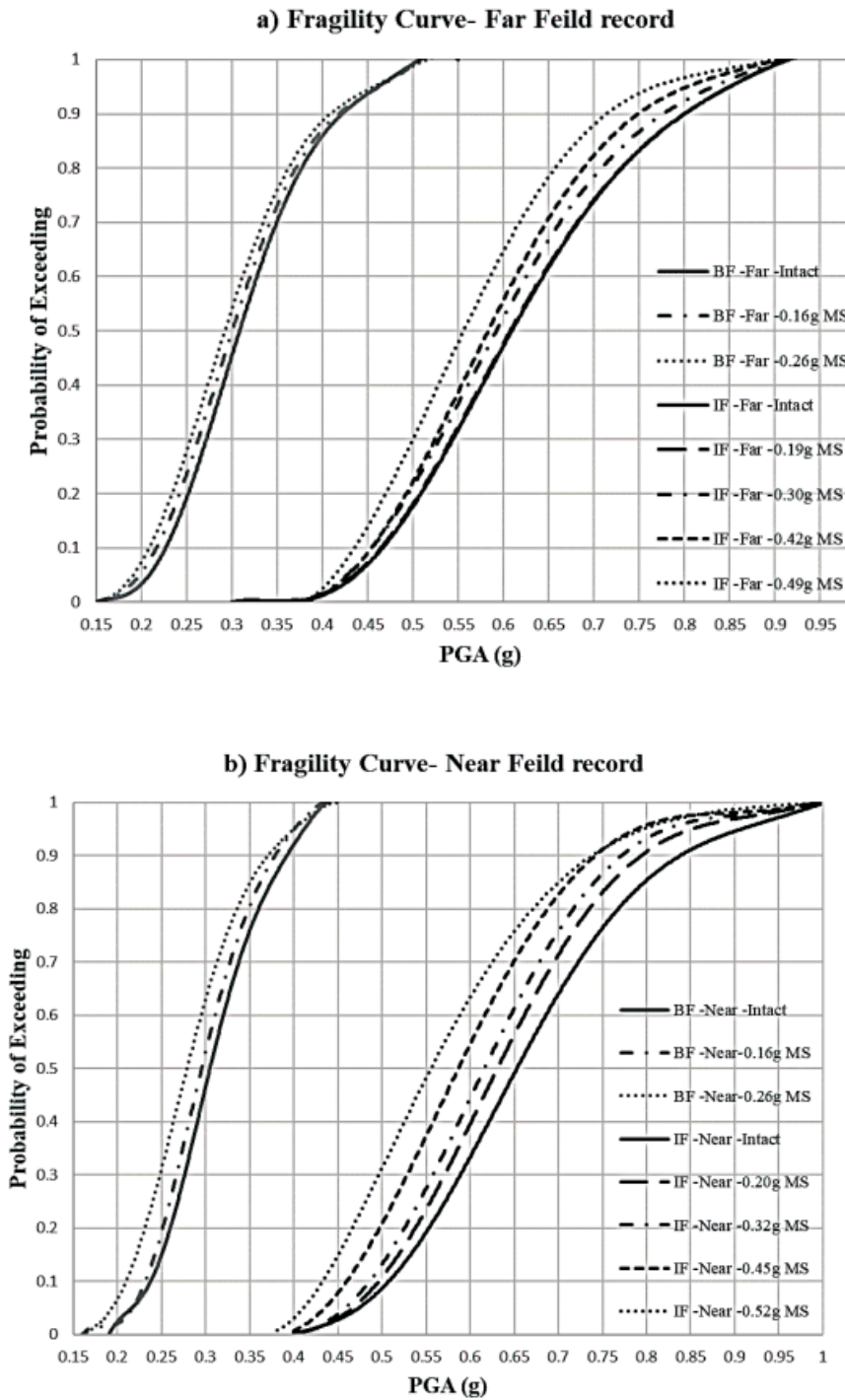
منحنی‌های شکنندگی برای قاب‌های مورد مطالعه در این بخش ارائه می‌شود. با تمرکز بر روی قاب‌های تنه‌های سالم و قاب با دیوار پر کننده سالم (خطوط توپر) مشاهده می‌شود منحنی‌های شکنندگی قاب با دیوار پر کننده در مقایسه با قاب تنها، برای هر دو دسته رکورد حوزه دور و نزدیک گسل به طور چشمگیری به سمت راست منتقل شده است که تاییدی بر کاهش قابل توجه شکنندگی لرزه‌ای، به دلیل وجود دیوارهای پر کننده است



شکل ۱۱. منحنی برش پایه-جابجایی قاب با دیوار پر کننده (IF) برای سازه سه طبقه

تحت زلزله‌های دور از گسل (a) 0.19g (b) 0.30g (c) 0.42g (d) 0.49g (e) 0.20g (f) 0.32g (g) 0.45g (h) 0.52g

Fig. 11. Base shear-displacement curve of Infilled frame (IF) for three-story structures Under Far field earthquake: a) 0.19gMS; b) 0.30 gMS; c) 0.42gMS; d) 0.49gMS Under Near field earthquake e) 0.20gMS; f) 0.32 gMS; g) 0.45gMS; h) 0.52gMS



شکل ۱۲. منحنی شکنندگی قاب سالم (intact) و قاب آسیب دیده برای قاب تنها (BF) و قاب با دیوار پر کننده (IF) سازه سه طبقه (a) تحت رکوردهای دور از گسل (b) تحت رکوردهای نزدیک گسل

Fig. 12. Intact and aftershock fragility curves of Bare and Infilled frames for three-story structures: a) Under Far field earthquake; b) Under Near field earthquake

در شکل ۱۳ نمودار میله‌ای شکنندگی لرزه‌ای متوسط برای قاب سالم و آسیب دیده برای قاب تنها تحت زلزله‌های دور و نزدیک با هم مقایسه شده است. با توجه به این نمودار، متوسط PGA فروپاشی تحت زلزله‌های نزدیک کمتر از زلزله‌های حوزه دور است. به عبارت بهتر، سازه تحت زلزله‌های نزدیک گسل سریع‌تر دچار فروپاشی می‌شود. در این شکل ۱۳، نتایج برای قاب سالم و آسیب دیده برای قاب با دیوار پر کننده تحت زلزله‌های دور و نزدیک با هم مقایسه شده است. مشاهده می‌شود رفتار قاب با دیوار پر کننده در برابر زلزله‌های نزدیک گسل متفاوت است به طوری که نسبت به زلزله‌های حوزه دور، دیرتر دچار فروپاشی می‌شود. این موضوع را می‌توان به متفاوت بودن محتوای فرکانسی زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مرتبط دانست. در واقع با سخت‌تر شدن سیستم سازه‌ای به دلیل استفاده از دیوار پر کننده، زلزله‌هایی که دارای محتوای فرکانسی غنی‌تری در فرکانس‌های بالا هستند تاثیر بیشتری روی سازه مورد مطالعه داشته است. در روند مشابه برای هر دو سازه قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده، هر چه مقدار شدت زلزله‌ی اصلی بالاتر باشد سازه تحت اثر پس‌لرزه با شدت کمتر دچار فروپاشی می‌شود. همچنین متوسط شکنندگی لرزه‌ای برای قاب آسیب دیده به دلیل آسیب‌هایی که زلزله اصلی ایجاد کرده است کمتر از قاب سالم می‌باشد.

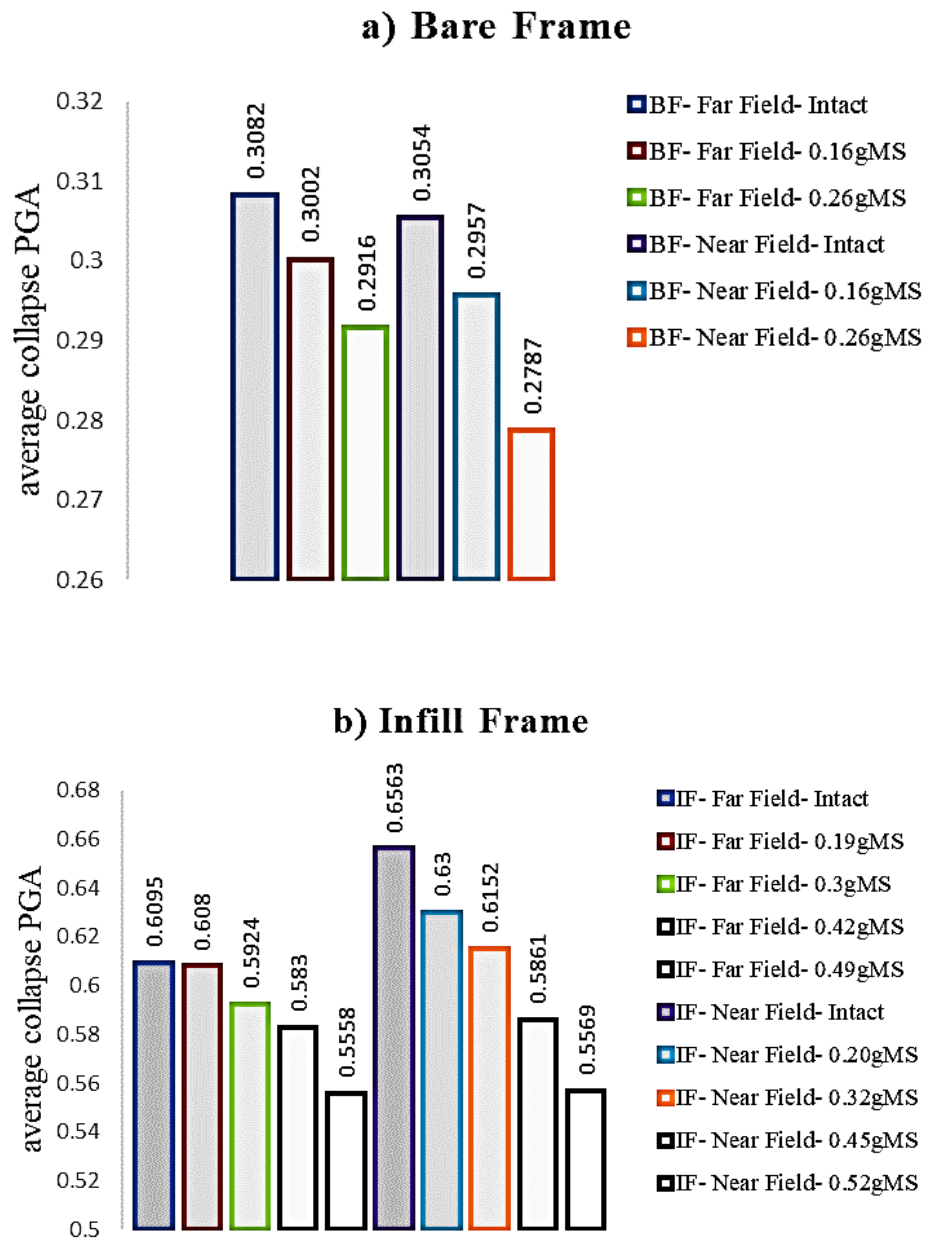
۵-۵- منحنی ظرفیت باقی‌مانده

نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی دویل را می‌توان با تعریف دیاگرام‌های ظرفیت باقی‌مانده و ظرفیت از دست رفته خلاصه کرد. شکل ۱۴ میانگین ظرفیت (بر اساس PGA فروپاشی) را به عنوان تابعی از شدت زلزله‌ی اصلی که سازه تجربه می‌کند نشان می‌دهد. محور عمودی در این شکل، نشان دهنده‌ی PGA فروپاشی تحت پس‌لرزه و محور افقی شدت زلزله اصلی است. با استفاده از این منحنی می‌توان بیشترین مقاومت سازه از لحاظ پارامتر PGA فروپاشی و همچنین ظرفیت باقی‌مانده برای پس‌لرزه‌ها را مشاهده کرد. به طوری که با کاهش شدت زلزله‌ی اصلی به مقدار PGA فروپاشی تحت اثر پس‌لرزه اضافه می‌شود. همانگونه که مشاهده می‌شود سرعت کاهش ظرفیت در قاب تنها، برای مقاومت در برابر بارگذاری لرزه‌ای در شدت معینی از زلزله اصلی در مقایسه با قاب با دیوار پر کننده بیشتر است و این سرعت کاهش ظرفیت، برای حالتی که سازه تحت زلزله‌ی نزدیک گسل قرار می‌گیرد نسبت به زلزله‌ی دور از گسل بیشتر است.

است که این خود بیانگر نقش موثر دیوارهای پر کننده در افزایش مقاومت در برابر بارهای جانبی است.

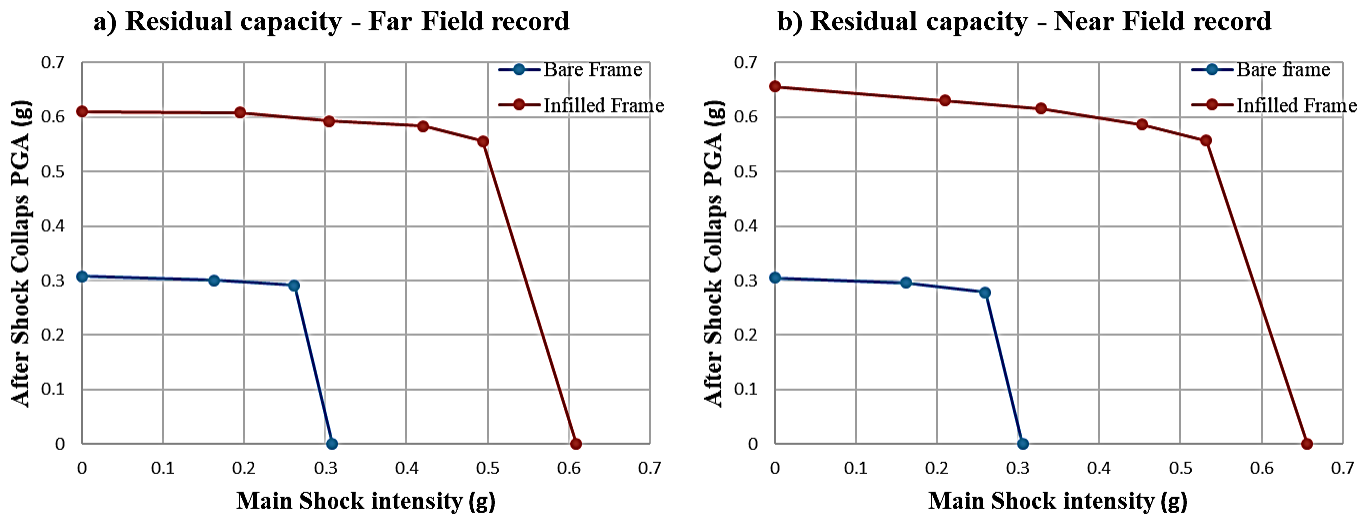
منحنی شکنندگی مربوط به زلزله‌های نزدیک گسل (شکل ۱۲-ب) به خط عمود نزدیک‌تر است به عبارت بهتر خرابی در زلزله‌های نزدیک گسل سریع‌تر رخ می‌دهد. شکنندگی مربوط به پس‌لرزه‌ها به طور مشخص با افزایش شدت زلزله افزایش می‌یابد. به هر حال این موضوع در قاب‌های تنها و قاب با دیوار پر کننده متفاوت است. در قاب‌های تنها منحنی‌های شکنندگی با افزایش شدت زلزله به طور قابل توجه و سریع نسبت به منحنی قاب سالم، به سمت چپ (کاهش تراز PGA) جابجا می‌شود. ریتم کاهش تراز PGA، تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک بیشتر از زلزله‌های حوزه‌ی دور است. همانطور که در شکل ۱۲ (الف و ب) مشاهده می‌شود شدت PGA مربوط به احتمال ۵۰ درصد فروپاشی قاب با دیوار پر کننده با بیشترین شدت زلزله اصلی 0.49 gms ، تحت اثر زلزله‌های دور از گسل حدود ۸۰ درصد و برای بیشترین شدت زلزله اصلی 0.52 gms ، تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل حدود ۸۲ درصد از متوسط احتمال فروپاشی قاب تنه‌ای سالم بیشتر است. وجود دیوار در زلزله‌های حوزه دور (شکل ۱۲-الف) ۹۸ درصد و تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک (شکل ۱۲-ب) حدود ۱۱۵ درصد ظرفیت را افزایش می‌دهد. این افزایش ظرفیت به حدی است که نشان دهنده‌ی نقش اساسی دیوارهای پر کننده در پایداری سازه تحت اثر زلزله و پس‌لرزه‌هاست. بیشترین تاثیر پس‌لرزه در زلزله‌های نزدیک گسل مشاهده می‌شود.

برای قاب با دیوار پر کننده تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل مطابق شکل ۱۲-الف و ب، کاهش ظرفیت قاب تحت بالاترین تراز زلزله در مقایسه با قاب سالم به ترتیب ۱۰ و ۱۸ درصد و برای قاب تنها تحت اثر زلزله دور و نزدیک گسل، کاهش ظرفیت قاب تحت بالاترین سطح زلزله در مقایسه با قاب سالم به ترتیب ۶ و ۱۰ درصد است. با توجه به منحنی‌های شکنندگی ارائه شده در شکل ۱۲-الف و ب، سازه تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل برای شدت‌های بیشتر زلزله حساسیت بیشتری دارد و منحنی سریع‌تر به تراز پایین‌تر PGA (به سمت چپ) حرکت می‌کند. با افزایش شتاب زلزله، حداکثر رانش لبه‌ها در حالت قاب تنها، به ازای تمام مقادیر شتاب زلزله بیشتر از قاب با دیوار می‌باشد. ولی این روند با افزایش شتاب کاهش می‌یابد، این امر بیانگر آن می‌باشد که با افزایش شتاب، رفتار ساختمان دارای دیوار، بیشتر به ساختمان بدون دیوار میل می‌کند که علت آن می‌تواند خرابی بیشتر دیوارها و کاهش سختی سازه قاب با دیوار باشد.



شکل ۱۳. نمودار میله‌ای شکنندگی لرزه‌ای متوسط قاب سالم (intact) و قاب آسیب دیده (a) قاب تنها (BF) b) قاب با دیوار پرکننده (IF)

Fig. 13. bar chart of medium seismic fragility of intact and damaged frame a) Bare frame; b) Infilled frame (IF)



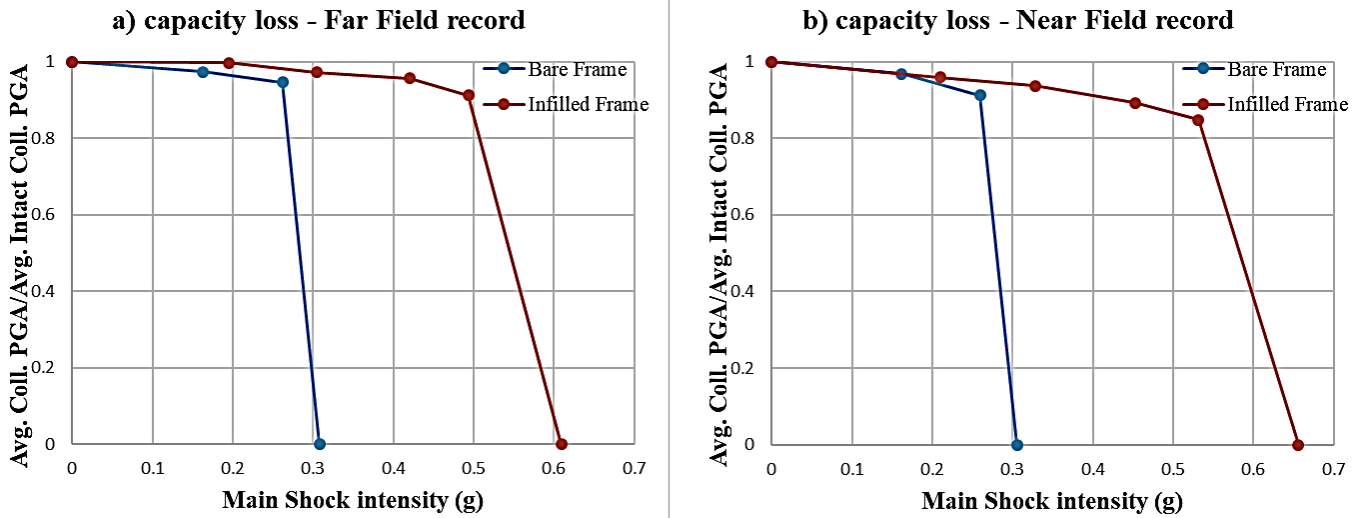
شکل ۱۴. دیاگرام ظرفیت باقی‌مانده برای سازه سه طبقه (a) تحت اثر رکوردهای دور از گسل (b) تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل

Fig. 14. Residual capacity domains for three-story structures: a) Under Far field; b) Under Near field earthquake

۶- جمع بندی

بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های صورت گرفته، می‌توان گفت که افزایش ظرفیت قاب تنها سالم در حضور دیوار پر کننده تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک گسل حدود ۱۷ درصد نسبت به زلزله‌ی حوزه‌ی دور از گسل بیشتر است. نتایج نشان داد برای حالتی که فروپاشی ۱۰۰ درصد در قاب تنها اتفاق بیافتد، احتمال اینکه قاب با دیوار پر کننده با همان شدت PGA دچار فروپاشی شود حدود ۱۵ و ۲/۲ درصد برای زلزله دور از گسل و نزدیک گسل است. که این خود بیانگر نقش موثر دیوارهای پر کننده در افزایش مقاومت در برابر بارهای جانبی است. منحنی‌های IDA قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده نشان می‌دهند دریافت پسماند تحت زلزله نزدیک گسل حدود ۳۰ درصد از دریافت پسماند تحت زلزله دور از گسل بیشتر است. منحنی ظرفیت نشان داد قاب با دیوار پر کننده می‌تواند تقریباً تمامی ظرفیت آسیب ندیده سازه را حتی در شدت زلزله‌ای که سبب فروپاشی قاب تنها شده است را حفظ کند. دیاگرام‌های ظرفیت نشان می‌دهند برای قاب تنها در شدت $gPGA$ ۰/۳۰۵۴، تحت اثر زلزله نزدیک گسل، کل ظرفیت سازه از بین می‌رود که

اختلاف ظرفیت از دست رفته‌ی قاب تنها و قاب با دیوار پر کننده در شکل ۱۵ نشان داده شده است. در دیاگرام مربوط به ظرفیت از دست رفته، محور عمودی نشان دهنده‌ی نسبت PGA فروپاشی قاب به PGA فروپاشی قاب سالم و محور افقی شدت زلزله اصلی است. این نمودار ظرفیت از دست رفته نرمال شده را به عنوان تابعی از شدت زلزله‌ی اصلی که سازه تجربه می‌کند نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۱۵ مشاهده می‌شود ظرفیت از بین رفته برای هر دو قاب تنها و با دیوار پر کننده در شدت $gPGA$ ۰/۱ یکسان است. بعد از این نقطه، منحنی‌ها از هم فاصله می‌گیرند. بر اساس شکل ۱۵، برای قاب تنها در شدت $gPGA$ ۰/۳۰۵۴، تحت اثر زلزله نزدیک گسل، کل ظرفیت سازه از بین می‌رود که در این نقطه حدود ۹۵ درصد از ظرفیت قاب با دیوار پر کننده باقی‌مانده است. همچنین برای قاب تنها تحت اثر زلزله دور از گسل در شدت $gPGA$ ۰/۳۰۸۲، کل ظرفیت سازه از بین می‌رود که در این نقطه حدود ۹۷ درصد از ظرفیت قاب با دیوار پر کننده باقی‌مانده است. ظرفیت سازه قاب با دیوار پر کننده در مقایسه با قاب تنها حدود ۱۰۰ درصد افزایش نشان می‌دهد.



شکل ۱۵. دیاگرام ظرفیت از دست رفته برای سازه سه طبقه (a) تحت اثر رکوردهای دور از گسل (b) تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل

Fig. 15. After shock capacity loss diagrams for three-story structures: a) Under Far field; b) Under Near field earthquake

۷- فهرست علائم

علائم انگلیسی	
سرعت موج برشی خاک، m/s	V_s
تنش ماکزیمم، MPa	f_0
تنش نهایی، MPa	f_u
مقاومت کششی، MPa	f_t
سختی نرم شوندهگی کششی، MPa	E_t
تنش تسلیم فولاد، MPa	f_y
مدول الاستیسیته، MPa	E_s
نسبت سخت شوندهگی	b
شتاب ثقل، m/s^2	g
بزرگی زلزله، ریشتر	M
سرعت موج برشی خاک، m/s	V_s
علائم یونانی	
کرنش ماکزیمم	ϵ_0
کرنش نهایی	ϵ_u
نسبت بین شیب باربرداری در کرنش شکست و شیب اولیه	λ
ضریب کاهش عرض موثر دستک	$\lambda_{opening}$

در این نقطه حدود ۹۵ درصد از ظرفیت قاب با دیوار پر کننده باقی مانده است. برای قاب تنها تحت اثر زلزله دور از گسل در شدت 0.3082 gPGA ، کل ظرفیت سازه از بین می‌رود که در این نقطه حدود ۹۷ درصد از ظرفیت قاب با دیوار پر کننده باقی مانده است. بنابراین سازه تحت اثر زلزله دور از گسل حدود ۲/۲ درصد بیشتر از زلزله نزدیک گسل می‌تواند ظرفیت خود را نسبت به حالت آسیب ندیده (سالم) حفظ کند. هر چند روش مورد مطالعه در این مقاله بر روی ترکیب زلزله‌های اصلی با پس لرزه‌ها متمرکز شده ولی امکان در نظر گرفتن پیش لرزه‌ها نیز به صورت ترکیب با زلزله‌ی اصلی در شدت‌های مختلف در این روش وجود دارد.

با توجه محدودیت در تعداد مدل‌های انتخابی در این مقاله، انجام تحلیل‌های تکمیلی با تعداد مدل‌های بیشتر برای تکمیل نتایج مقاله حاضر پیشنهاد می‌شود. ضمناً لازم به ذکر است با توجه حجم بالای محاسبات، اثرات مولفه قائم زلزله در تحلیل‌ها در نظر گرفته نشده است.

- of reinforced concrete special moment frames under seismic sequences, in: Structures, Elsevier, 2020, pp. 766-773.
- [11] F. Hosseinpour, A. Abdelnaby, Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 92 (2017) 706-725.
- [12] S. Yaghmaei-Sabegh, R. Mahdipour-Moghanni, State-dependent fragility curves using real and artificial earthquake sequences, Asian Journal of Civil Engineering, 20(4) (2019) 619-625.
- [13] G.D. Hatzigeorgiou, D.E. Beskos, Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes, Engineering Structures, 31(11) (2009) 2744-2755.
- [14] S. Yaghmaei-Sabegh, J. Ruiz-García, Nonlinear response analysis of SDOF systems subjected to doublet earthquake ground motions: A case study on 2012 Varzaghan–Ahar events, Engineering Structures, 110 (2016) 281-292.
- [15] J. Ruiz-García, S. Yaghmaei-Sabegh, E. Bojórquez, Three-dimensional response of steel moment-resisting buildings under seismic sequences, Engineering Structures, 175 (2018) 399-414.
- [16] B. Silwal, O.E. Ozbulut, Aftershock fragility assessment of steel moment frames with self-centering dampers, Engineering Structures, 168 (2018) 12-22.
- [17] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering, in: Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering, 2002.
- [18] S. Hosseini-Gelekolai, M. Tabeshpour, Soft story design in reinforced concrete structure and effect of masonry infill wall, in: Proceedings, sixth international conference of seismology and earthquake engineering, CDROM Tehran, Iran, 2011, pp. 1-18.
- [19] H.a.U.D.R.C. Road, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. standard No. 2800(4th Edition), Road, Housing and Urban Development
- [1] M. Dolšek, P. Fajfar, Simplified seismic assessment of infilled reinforced concrete frames, 2006.
- [2] G. Mondal, S.K. Jain, Lateral stiffness of unreinforced brick infilled RC frame with central opening, Master of Technology Thesis, (2003).
- [3] D. Mallick, R. Garg, Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 49(2) (1971) 193-209.
- [4] F. Di Trapani, L. Cavaleri, G. Bertagnoli, D. Gino, A semi-empirical stress-strain model for equivalent strut fiber-section modeling of infilled frames, A semi-empirical stress-strain model for equivalent strut fiber-section modeling of infilled frames., (2017) 2-12.
- [5] F. Di Trapani, P. Shing, L. Cavaleri, Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures, Journal of Structural Engineering, 144(2) (2018) 04017198.
- [6] F. Di Trapani, L. Giordano, G. Mancini, M. Malavisi, Assessment of robustness of reinforced concrete frame structures with masonry infill walls, in: 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN), Crete, Greece, 2019.
- [7] N.A. Khan, M.F. Tahir, C. Nuti, B. Briseghella, A.V. Bergami, Influence of Brick Masonry Infill Walls on Seismic Response of RC Structures, Technical Journal, 24(03) (2019) 15-23.
- [8] F. Di Trapani, M. Malavisi, G. Bertagnoli, L. Cavaleri, Evaluation of fragility of infilled frame structures subjected to aftershocks by means of double incremental dynamic analysis approach, in: 16th European Conference on Earthquake Engineering, Springer, 2018.
- [9] F. Di Trapani, M. Malavisi, Seismic fragility assessment of infilled frames subject to mainshock/aftershock sequences using a double incremental dynamic analysis approach, Bulletin of Earthquake Engineering, 17(1) (2019) 211-235.
- [10] A. Jalaeefar, A. Zargar, Effect of infill walls on behavior

- New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2014.
- [24] A.T. Council, Quantification of building seismic performance factors, US Department of Homeland Security, FEMA, 2009
- [25] Di Trapani, F. "RC Masonry infilled frames: Experimental results and development of predictive techniques for the assessment of seismic response." (2014).
- [26] Standard, Australian. "AS 3700: masonry structures." (2001).
- [27] Federal Emergency Management Agency (FEMA). "Multi-Hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model, Hazus-MH 2.1, Technical Manual." (2013).
- Research Center, 1393.(in Persian)
- [20] H.K. M. Hosseini, Application of OpenSees software in modeling and analysis of structures, 1396.(in Persian)
- [21] F. McKenna, G. Fenves, F. Filippou, OpenSees, University of California, Berkeley: nd, (2010).
- [22] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of structural engineering, 114(8) (1988) 1804-1826.
- [23] N.Z.S.f.E. Engineering, Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes: Prioritisation, Initial Evaluation, Detailed Assessment, Improvement Measures: Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Yaghmaei-Sabegh, S. Nassjyan, Evaluation of Seismic fragility of infilled frames subject to mainshock/aftershock sequences, Amirkabir J. Civil Eng., 54(4) (2022) 1375-1398.

DOI: [10.22060/ceej.2021.19469.7184](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.19469.7184)



