

Evaluation of the accuracy of traditional Pushover methods in regular RC structures

Nima Shahbazi¹ , Reza Aghayari² 

1.Civil Engineering Dept., Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran. E-mail: n.shahbazi@razi.ac.ir

2.Corresponding Author, Civil Engineering Dept., Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran. E-mail: r.aghayari@razi.ac.ir

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:

Received

2024-08-10

Received in revised form

2024-10-22

Accepted

2024-12-02

Available online

2024-12-23

Keywords:

Pushover procedures,
RC moment-resisting frames,
Higher modes effect,
Far-fault ground motions,
Pulse-like ground motions

ABSTRACT

In the traditional pushover method, which has been the noticed by seismic design code, only the effect of the first vibration mode of the structure is considered, reducing the accuracy of the results, especially in mid-rise and high-rise structures. In this article, the accuracy of traditional pushover methods was investigated in the field of short to tall reinforced concrete structures, and for this survey, the results of Nonlinear Time History (NTH) were used as a reference. The studied pushover methods include the traditional pushover method with Triangular, First-Mode and Modal lateral load pattern. To evaluate the accuracy of the mentioned methods, 4 regular special reinforced concrete moment-resisting frame constructions with the number of floors such as 3, 6, 9 and 12 were opted and designed according to ACI 318-19 and ASCE7-22 codes for the Portland city, USA. Analysis of eigenvalues, linear static, linear spectral dynamics, nonlinear statics and nonlinear time history dynamics were performed by ETABS and SeismoStruct software. The ground motions used include 10 far-fault records and 30 near-fault pulse-like records with forward-directivity. The drift ratio parameter was used as an index of deformation and the shear parameter was used as an index of force demand. It was observed that with the increase of the height of the structures, the accuracy of the investigated methods decreased and in the discussion of the maximum drift of the structure, a difference equal to 68% was calculated. In the discussion of shear distribution, the maximum difference equal to 168% was calculated. However, the traditional pushover method with the first mode and modal lateral load patterns have provided better results than the triangular lateral load pattern.

Cite this article: Shahbazi, Nima., & Aghayari, Reza. (2024). Evaluation of the accuracy of traditional Pushover methods in regular RC structures. *Advanced Modeling in Civil Engineering*, 1(2), 13-33.

DOI: 10.22126/amcen.2024.11233.1022



© The Author(s).

DOI: 10.22126/amcen.2024.11233.1022

Publisher: Razi University

Introduction

Nowadays, the performance-based seismic engineering (PBEE) method has become a suitable tool for designing new structures and improving existing structures. Among the relatively accurate analyses for determining the seismic response of structures in the (PBEE) method, we can mention the nonlinear time-history dynamic analysis (NTH) and the incremental nonlinear dynamic analysis (IDA). Considering the time-consuming nature of this type of analysis, the large amount of calculations, and the need for seismic engineering knowledge, the nonlinear static analysis (Pushover) (NSP) method has attracted the attention of civil engineers. In general, the pushover analysis method can be classified into two categories: conventional (traditional) and advanced pushover analysis. In the traditional pushover method, which is considered in seismic design codes such as Iranian Standard 2800, Eurocode 8, FEMA 440, ASCE 41 and etc., only the first mode of the structure is considered. In fact, in the traditional pushover method, the lateral load pattern applied to the structure is constant until the end of the analysis. Based on the studies conducted, the conventional (traditional) pushover analyses presented in the codes have important limitations. In this way, this analysis method cannot consider the effect of high vibration modes on the response of the structure and also ignores changes in the dynamic characteristics of the structure that can lead to a variable load pattern. In fact, the load pattern in traditional pushover methods is constant and this method is not able to consider changes in the modal characteristics of the structure and stiffness reduction during the analysis. In this paper, the accuracy of traditional pushover methods provided by seismic design codes for regular short- to high-rise reinforced concrete structures is investigated. The results of nonlinear dynamic analysis (NTH) are used as a reference. Studies have shown that near-fault records containing progressive directional effects can cause damage and energy accumulation in certain classes of structures based on the pulse period. To investigate the accuracy of pushover methods in this regard, the near-fault records used in this study are classified into three categories.

Method

In this study, the results of numerical analyses were used to evaluate the accuracy of traditional pushover methods in RC structures. First, four special RC flexural frame buildings of 3, 6, 9, and 12 stories were selected in the plan, then they were modeled in ETABS software for linear static analysis and design based on ASCE 7-22 and ACI 318-19 codes. In this paper, the 3-story structure represents short-rise structures, the 6-story structure represents medium-rise structures, and the 9- and 12-story structures represent high-rise structures. After that, the structures were also modeled in two-dimensional and nonlinear form in the 2021SeismoStruct software environment. A set of 10 records far from the fault and 30 records near the fault were collected and scaled with the spectrum used in the design of the structures. The near-fault record were divided into three categories based

on the pulse period. Nonlinear dynamic analysis was performed on the structures under the selected record sets and the average values of maximum roof displacement, drift ratio and story shear were extracted under each set of records. The average values of maximum roof displacement calculated under nonlinear dynamic analyses were used as the target displacement of the pushover analyses under each set of records. The pushover analyses examined included traditional pushover analysis with three triangular lateral load patterns, first mode and the pattern obtained from spectral analysis. The displacement response of the structures and story shear were extracted and finally, to evaluate the accuracy of the aforementioned pushover methods, the drift ratio and story shear of the structures under pushover analyses were compared with the drift ratio and story shear of the structures under nonlinear dynamic analyses.

Results and Conclusions

In terms of maximum drift created in the structure, there is no difference between the lateral load patterns in the pushover analysis for short-rise structures (3 stories). As the height of the structures increases, the use of traditional pushover methods with the first mode and spectral lateral load patterns can provide better results than the triangular load pattern. However, the difference between the responses compared to the results of nonlinear analyses is significant and has reached a maximum of 68 percent in the 12-story structure. In terms of the story drift ratio, it is observed that in short-rise structures up to 3 stories, there is no difference between the results of the pushover methods studied in this article. As the height of the structure's increases, the difference between the response of the incremental and inelastic dynamic methods is very significant. The results of traditional incremental load methods with the first mode lateral load patterns have a better similarity with the results of dynamic analyses. It is concluded that the pushover methods examined in this paper do not have sufficient accuracy in estimating the displacement requirements of structures. In the discussion of the distribution of floor shear, the pushover methods examined in this paper have provided almost similar results and, in most cases, they have calculated the shear value more than the results of dynamic analyses. In the meantime, the triangular lateral load pattern has calculated the shear value in the lower floors of the structure more than the other cases. However, it is concluded that the pushover methods provided by seismic codes do not have sufficient accuracy in estimating the force requirements of structures and have a significant difference with the results of nonlinear dynamic analyses, which in the largest case is equal to 168 percent.

Author Contributions

All authors participated in writing and revising the article.

Conflict of Interest

Authors declared no conflict of interest.



ارزیابی دقت روش‌های بارافزون سنتی در سازه‌های بتن آرمه منظم

نیما شهبازی^۱، رضا آقایی^۲

۱. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران. رایانامه: n.shahbazi@razi.ac.ir

۲. نویسنده مسئول، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران. رایانامه: r.aghayari@razi.ac.ir

اطلاعات مقاله	چکیده
نوع مقاله: مقاله پژوهشی	
تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۵/۲۰	
تاریخ بازنگری: ۱۴۰۳/۰۸/۰۱	
تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۹/۱۲	
تاریخ انتشار: ۱۴۰۳/۱۰/۰۳	
کلیدواژه‌ها: روش بارافزون، قاب‌های خمشی بتن آرمه، مودهای بالا، نگاشت‌های دور از گسل، نگاشت‌های پالسی شکل	در روش سنتی بارافزون که تاکنون مورد توجه آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای بوده، صرفاً اثر مود ارتعاشی اول سازه در نظر گرفته می‌شود که موجب کاهش دقت نتایج بخصوص در سازه‌های میان مرتبه و بلند مرتبه می‌شود. در این مقاله به بررسی دقت روش‌های بارافزون سنتی در بحث سازه‌های بتن آرمه کوتاه تا بلند مرتبه پرداخته و برای این بررسی، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی (NTH) به عنوان مرجع استفاده شد. روش‌های بارافزون مورد بررسی شامل روش بارافزون سنتی با الگوهای بار جانبی مثلثی، مود اول و طیفی استاندارد ۲۸۰۰ هستند. برای ارزیابی دقت روش‌های نام برده، ۴ ساختمان قاب خمشی بتن آرمه ویژه منظم با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ انتخاب شده و بر اساس آیین‌نامه‌های ASCE 7-22 و ACI 318-19 برای شهر Portland آمریکا طراحی شدند. تحلیل‌های مقادیر ویژه، استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، توسط نرم‌افزارهای EbTABS و SeismoStruct انجام شد. نگاشت‌های مورد استفاده شامل ۱۰ نگاشت دور از گسل و ۳۰ نگاشت نزدیک به گسل دارای خاصیت جهت داری پیشرونده هستند. از پارامتر نسبت دریافت به عنوان نماینده تغییرشکل و از پارامتر برش به عنوان نماینده تقاضای نیرو استفاده شد. مشاهده شد که با افزایش ارتفاع سازه‌ها، از دقت روش‌های پوش‌آور مورد بررسی کاسته شده و در بحث حداکثر دریافت سازه، اختلافی برابر با ۶۸ درصد محاسبه شد. در بحث توزیع برش نیز حداکثر اختلافی برابر با ۱۶۸ درصد محاسبه شد. با این حال، روش بارافزون سنتی با الگوهای بار جانبی مود اول و طیفی، نتایج بهتری را نسبت به الگوی بار جانبی مثلثی ارائه کرده‌اند.

استناد: شهبازی، نیما؛ آقایی، رضا. (۱۴۰۳). ارزیابی دقت روش‌های بارافزون سنتی در سازه‌های بتن آرمه منظم. مجله مدلسازی پیشرفته در مهندسی

عمران، ۱(۲)، ۳۳-۱۳. DOI: 10.22126/amcen.2024.11233.1022



© نویسندگان

ناشر: دانشگاه رازی.

۱. مقدمه

بارافزون سنتی و پیشرفته، نسبت به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی دارای خطا هستند که در این میان روش بارافزون سنتی، خطای بیشتری دارد. همچنین الگوی بار جانبی یکنواخت بیشترین خطا را در نتایج ارائه کرد [۱۸]. مطالعات دایی و پورشا نشان داد که از میان روش‌های بارافزون موجود، روش‌های MPA، EN2 و SMP از دقت بالاتری برخوردار بوده و نتایج آن به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نزدیک‌تر است [۱۹].

در این مقاله، به بررسی دقت روش‌های بارافزون سنتی ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای در بحث سازه‌های بتن‌آرمه کوتاه مرتبه تا بلند مرتبه منظم پرداخته می‌شود. از نتایج روش تحلیل دینامیکی غیرخطی (NTH) به عنوان مرجع استفاده شده و نتایج روش‌های بارافزون مورد بررسی در این مقاله با نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مقایسه می‌شود. مطالعات انجام شده نشان می‌دهند که پاسخ سازه‌ها به نگاشت‌های حوزه نزدیک گسل، متفاوت با پاسخ متناظر تحت نگاشت‌های دور از گسل بوده و نگاشت‌های حوزه نزدیک حاوی اثر جهت داری پیش‌رونده، براساس مقدار پریود پالس می‌توانند تجمع خرابی و انرژی را در طبقات خاصی از سازه‌ها ایجاد کنند [۲۰-۲۵]. برای بررسی دقت روش‌های بارافزون در این موضوع، نگاشت‌های نزدیک گسل مورد استفاده در این مطالعه، بر اساس مقدار پریود پالس به سه دسته پالس کوتاه، متوسط و بلند دسته بندی شده‌اند.

۲. روش تحقیق

در این تحقیق از نتایج تحلیل‌های عددی برای ارزیابی دقت روش‌های بارافزون سنتی در سازه‌های بتن‌آرمه استفاده شد. ابتدا چهار ساختمان قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه منظم در پلان انتخاب، سپس در نرم افزار ETABS برای تحلیل استاتیکی خطی و طراحی بر اساس آیین‌نامه‌های ASCE 7-22 و ACI 318-19 مدل‌سازی شدند. در این مقاله، سازه ۳ طبقه نماینده سازه‌های کوتاه مرتبه، سازه ۶ طبقه نماینده سازه میان‌مرتبه و سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه نماینده سازه‌های بلندمرتبه هستند. پس از طراحی و مشخص شدن ابعاد و مقدار میلگردهای مورد نیاز، سازه‌ها به صورت دو بعدی و غیرخطی در محیط نرم افزار ۲۰۲۱ SeismoStruct [۲۶] نیز مدل‌سازی شدند. مجموعه‌ای از ۱۰

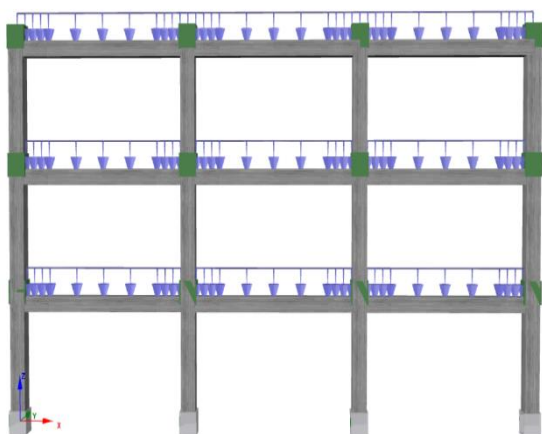
امروزه روش مهندسی لرزه‌ای براساس عملکرد (PBEE) به یک ابزار مناسب برای طراحی سازه‌های جدید و بهسازی سازه‌های موجود تبدیل شده است. از تحلیل‌های نسبتاً دقیق برای تعیین پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها در روش (PBEE)، می‌توان به تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی^۱ (NTH) و تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA)^۲ اشاره کرد. با توجه به زمانبر بودن این نوع تحلیل‌ها، حجم محاسبات زیاد و نیازمند بودن به دانش مهندسی لرزه‌ای [۱]، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) (بارافزون)^۳ (NSP) مورد توجه مهندسیین عمران قرار گرفته است. تحلیل بارافزون می‌تواند تخمین رضایت بخشی از رفتار لرزه‌ای سازه‌ها و محل ضعف‌های سازه‌ای در کنار سادگی و سهولت استفاده، ارائه دهد [۲-۶]. به طور کلی روش تحلیل بارافزون را می‌توان به دو دسته تحلیل بارافزون مرسوم (سنتی) و پیشرفته دسته‌بندی کرد. در روش بارافزون سنتی که مورد توجه آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای همچون استاندارد ۲۸۰۰ ایران، Eurocode 8، ASCE 41، FEMA 440 [۸-۶] و ... قرار دارد، تنها مود اول سازه در نظر گرفته می‌شود. در واقع در روش بارافزون سنتی، الگوی بار جانبی اعمالی به سازه، تا پایان تحلیل ثابت است. براساس مطالعات انجام شده، تحلیل‌های بارافزون متداول (سنتی) ارائه شده در آیین‌نامه‌ها، محدودیت مهمی دارند. بدین صورت که این روش تحلیل، نمی‌تواند اثر مودهای ارتعاشی بالا را در پاسخ سازه در نظر بگیرد و همچنین از تغییرات در مشخصات دینامیکی سازه که می‌تواند منجر به یک الگوی بار متغیر شود، صرف نظر می‌شود [۵]. ۹-۱۴]. در واقع، به دلیل ثابت بودن الگوی بار در این تحلیل، این روش قادر به در نظر گرفتن تغییرات خصوصیات مودال سازه و کاهش سختی در طول تحلیل نیست [۹، ۱۱، ۱۴-۱۶]. مطالعات امینی و پورشاء نشان می‌دهد که تحلیل‌های بارافزون متداول، نمیتوانند اثر مودهای بالا را در تخمین نیازهای لرزه‌ای ساختمان‌های بلند در نظر گیرند [۱۷]. نتایج مطالعات روشناس بر روی سه ساختمان ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه نشان داد که تحلیل‌های

¹ Nonlinear time-history analysis

² Incremental dynamic analysis

³ Nonlinear static pushover analysis

فولاد از مدل منگوتو-پینتو [۲۹] استفاده شد. تمامی اتصالات از نوع گیردار بوده و از اثرات اندرکنش خاک-سازه صرف نظر شد. در مدلسازی شرایط مرزی تکیه گاهی از روش پنالتی^۶ استفاده شد. انتگرال‌گیری نیز با استفاده از الگوریتم هیلبرت-هیوز^۷ انجام گرفت. هر المان تیر و ستون به سه قسمت تقسیم شد که دو قسمت شامل طول ناحیه بحرانی با بتن محصور شده و ارماتور عرضی متناسب با ضوابط ACI 318-19 و قسمت میانی شامل ناحیه غیربحرانی‌ها است. در تمامی طبقات کف‌های سازه‌ای از نوع دال دوطرفه بوده و به صورت صلب و با استفاده از (Rigid link) به یکدیگر متصل شدند. در بارگذاری قاب‌های دوبعدی، بارهای متمرکزی برابر ۱۲۶۰ کیلوگرم به ستون‌های کناری و ۱۸۰۰ کیلوگرم به ستون‌های میانی اعمال شد. در شکل ۱ الگوی توزیع بارهای ثقلی برای قاب ۳ طبقه و در جدول ۱، مشخصات مودی سازه‌ها مشاهده می‌شود.



شکل ۱. الگوی توزیع بارهای ثقلی در قاب ۳ طبقه

جدول ۱. مشخصات مودی سازه‌ها

	۳ طبقه	۶ طبقه	۹ طبقه	۱۲ طبقه
T_1 (s)	0.68	0.97	1.32	1.67
T_2 (s)	0.19	0.35	0.51	0.68
T_3 (s)	0.10	0.21	0.29	0.39

نگاشت دور از گسل و ۳۰ نگاشت نزدیک به گسل جمع‌آوری و با طیف مورد استفاده در طراحی سازه‌ها مقیاس شد. نگاشت‌های نزدیک گسل بر اساس پریود پالس به سه دسته تقسیم شدند.

تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی سازه‌ها، تحت مجموعه نگاشت‌های انتخابی انجام و مقادیر میانگین حداکثر جابه‌جایی بام، نسبت دررفت و برش طبقات تحت هر مجموعه از نگاشت‌ها استخراج شد. از مقادیر میانگین حداکثر جابه‌جایی بام محاسبه شده تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، به عنوان تغییرمکان هدف تحلیل‌های بارافزون تحت هر مجموعه از نگاشت‌ها استفاده شد. تحلیل‌های بارافزون مورد بررسی شامل تحلیل بارافزون سنتی با سه الگوی بار جانبی مثلثی، مود اول و الگوی حاصل از تحلیل طیفی هستند. پاسخ تغییرمکانی سازه‌ها و برش طبقات استخراج و درنهایت برای ارزیابی دقت روش‌های بارافزون ذکر شده، نسبت دررفت^۴ و برش طبقات سازه‌ها تحت تحلیل‌های بارافزون، با نسبت دررفت و برش طبقات تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مقایسه شد.

۳. مدلسازی و تحلیل

در این مقاله از چهار قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه (۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه) سه‌دهانه با ارتفاع هر طبقه برابر ۳/۲ متر و طول هر دهانه برابر شش متر برای ارزیابی دقت روش‌های بارافزون استفاده شد. سازه‌های مورد بررسی بر اساس آیین‌نامه‌های ASCE 7-22 و ACI 318-19 برای شهر Portland آمریکا و ساختگاه نوع C، توسط نرم‌افزار ETABS 2021 به صورت سه‌بعدی طراحی شدند. بتن مصرفی از نوع C25 و فولاد مصرفی از نوع S400 است. بار مرده کف برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده کف برابر ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شد. بار دیوارهای پیرامونی نیز برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر متر طول دیوار فرض و از اثر سایر بارهای ثقلی صرف نظر شد. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی، قاب‌ها میانی به صورت دوبعدی توسط برنامه SeismoStruct ۲۰۲۱ مدلسازی شدند. برای مدلسازی غیرخطی از المانهای فایبر (FBPH) [۲۷] با فرض میرایی رایلی^۵، برای مدلسازی رفتار بتن، از مدل مندر [۲۸] و برای مدلسازی رفتار

⁶ Penalty approach

⁷ Hilbert-Hughes

⁴ Drift ratio

⁵ Rayleigh Damping

۱.۳. تحلیل دینامیکی غیرخطی

۳- نگاشت‌های پالس بلند (LP) با پریود پالس بزرگ‌تر از ۴ ثانیه نگاشت‌های دور از گسل نیز با عنوان Far Set استفاده شده‌اند. نگاشت‌های انتخابی به $S_a(T_1)$ مقیاس شدند. سپس مقیاس‌سازی به طوری انجام شد که طیف پاسخ شبه‌شتاب آن‌ها، در پریود مود اصلی سازه‌ها به طیف طراحی با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (DBE) آیین‌نامه ASCE7-22 با میرایی ۵ درصد منطبق شد. در جداول ۲ و ۳ مشخصات نگاشت‌های دور از گسل و نزدیک به گسل مورد استفاده و در شکل ۲، طیف پاسخ مجموعه نگاشت‌های مقیاس شده برای سازه‌های ۳ و ۱۲ طبقه ارائه شده است. در جدول ۴، جابه‌جایی هدف بام سازه‌ها که توسط تحلیل‌های غیرخطی محاسبه شده، ارائه شده است. برای این منظور از میانگین حداکثر جابه‌جایی بام سازه‌ها تحت هر مجموعه ۱۰ عددی نگاشت استفاده شد. از مقادیر این جدول برای حداکثر مقدار جابه‌جایی هدف بام (پوش) سازه‌ها استفاده می‌شود. گام زمانی مورد استفاده برای اعمال نگاشت‌ها ۰/۰۱ ثانیه در نظر گرفته شد.

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، از ۱۰ شتابنگاشت دور از گسل و ۳۰ شتابنگاشت نزدیک به گسل [۳۰] حاوی اثر جهت‌داری پیش‌رونده و پالس بزرگ در نگاشت سرعت استفاده شد [۳۱]. نگاشت‌ها بر روی ساختمان نوع C (very dense soil and soft rock) و نوع D (stiff soil) ثبت شده‌اند. بر اساس تحقیقات کومار و همکارانش، نگاشت‌های زلزله را می‌توان به سه دسته پریود کوتاه، پریود متوسط و پریود بلند تقسیم بندی نمود [۳۲]. با توجه به اینکه تاثیر پریود پالس به میزان غیرخطی شدن رفتار سازه نیز بستگی دارد لذا مرز دقیقی برای این دسته بندی ارائه نشده است. با توجه به نکات ذکر شده، نگاشت‌های نزدیک به گسل به صورت زیر دسته‌بندی شده‌اند:

۱- نگاشت‌های پالس کوتاه (SP) با پریود پالس کوچکتر از ۲ ثانیه

۲- نگاشت‌های پالس متوسط (MP) با پریود پالس برابر یا بزرگتر از ۲ ثانیه و برابر یا کوچکتر از ۴ ثانیه

جدول ۲. مشخصات نگاشت‌های دور از گسل مورد استفاده

شماره	نام زلزله، سال وقوع و نام ایستگاه	Mw	R(km)	Tm(s)	Tp(s)	PGV(cm/s)	PGV/PGA(s)
1	Kocaeli 1999, Duzce	7.51	15.37	0.99	0.38	58.87	0.19
2	Manjil 1990, Rudsar	7.37	64.47	0.53	0.28	11.56	0.12
3	Tabas 1978, Boshrooyeh	7.35	28.79	0.71	0.36	15.43	0.19
4	Landers 1992, Coolwater	7.28	19.74	0.56	0.34	43.42	0.11
5	Duzce Turkey 1992, Bolu	7.14	12.04	0.55	0.32	55.93	0.08
6	Loma Prieta 1989, Gilroy Array #2	6.93	11.07	0.77	0.3	40.37	0.13
7	Kobe 1995, HIK	6.9	95.72	0.77	0.6	15.14	0.11
8	Norridge 1994, Canyon Country - W Lost Cany	6.69	12.44	0.59	0.58	44.38	0.11
9	Norridge 1994, Canoga Park - Topanga Can	6.69	14.7	0.68	0.6	63.29	0.16
10	Imperial Valley 1979, Delta	6.53	22.03	0.63	0.48	26.32	0.11

جدول ۳. مشخصات نگاشت‌های نزدیک به گسل مورد استفاده

SP Set

شماره	نام زلزله، سال وقوع و نام ایستگاه	Mw	R(km)	Tm(s)	Tp(s)	PGV(cm/s)	PGV/PGA(s)
1	Coalinga05 1986, Oil City	5.77	8.46	0.31	0.7	39.99	0.05
2	N.Palm Springs 1986, North Palm Spring	6.06	4.04	0.62	1.4	65.99	0.10

3	Whittier Narrows-01 1987, Downey - Co Maint Bldg	5.99	20.82	0.59	0.8	30.68	0.15
4	Whittier Narrows-01 1987, LB - Orange Ave	5.99	24.54	0.65	1	31.45	0.14
5	Loma Prieta 1989, Gilroy array #2	6.93	11.07	0.77	1.7	40.37	0.13
6	Coalinga-07 1983, Coalinga-14th & Elm (old CHP)	5.21	10.89	0.33	0.4	35.49	0.05
7	Kobe, Japan 1995, Takarazuka	6.9	0.27	0.80	1	68.41	0.10
8	Kobe, Japan 1995, Takatori	6.9	1.47	0.99	1.6	122.96	0.19
9	Northwest China-03 1997, Jiashi	6.1	9.98	0.54	1.3	35.25	0.13
10	Northridge-01 1994, Rinaldi Receiving Sta	6.69	6.5	0.76	1.2	148.00	0.17

MP Set

شماره	نام زلزله، سال وقوع و نام ایستگاه	Mw	R(km)	Tm(s)	Tp(s)	PGV(cm/s)	PGV/PGA(s)
1	Imperial Valley-06 1979, El Centro array #3	6.53	12.85	0.62	2.4	47.97	0.18
2	Imperial Valley-06 1979, El Centro array #6	6.53	1.35	1.28	3.8	113.55	0.26
3	Irpinia, Italy-01 1980, Sturmo	6.9	10.84	0.87	3.1	71.96	0.23
4	Westmorland 1981, Parachute test site	5.9	16.66	0.75	3.6	32.71	0.22
5	Superstition Hills-02 1987, Parachute test site	6.54	0.95	1.11	2.3	134.29	0.32
6	Northridge-01 1994 Sylmar - Converter Sta	6.69	5.35	1.16	3	116.25	0.19
7	Cape Mendocino 1992, Petrolia	7.01	8.18	0.68	3	88.51	0.14
8	Northridge-01 1994, Jensen Filter Plant	6.69	5.43	1.00	3.5	97.36	0.16
9	Northridge-01 1994, Newhall - W Pico Canyon Rd	6.69	5.48	1.25	2.4	59.23	0.17
10	Imperial Valley-06 1979, Agrarias	6.53	0.65	0.77	2.3	41.68	0.22

LP Set

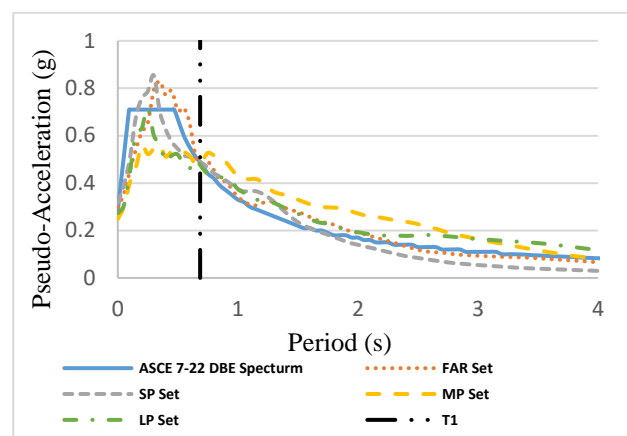
شماره	نام زلزله، سال وقوع و نام ایستگاه	Mw	R(km)	Tm(s)	Tp(s)	PGV(cm/s)	PGV/PGA(s)
1	Imperial Valley-06 1979, EC County Center FF	6.53	7.31	0.88	4.5	38.44	0.18
2	Imperial Valley-06 1979, El Centro array #11	6.53	12.56	0.45	7.4	36.02	0.10
3	Imperial Valley-06 1979, El Centro array #7	6.53	0.56	1.32	4.3	113.14	0.25
4	Imperial Valley-06 1979, El Centro differential array	6.53	5.09	0.50	5.9	75.58	0.22
5	Imperial Valley-06 1979, Holtville Post Office	6.53	7.5	0.62	4.8	53.14	0.21
6	Loma Prieta 1989, Saratoga - Aloha Ave	6.93	8.5	0.64	4.5	41.58	0.08
7	Landers 1992, Yermo Fire Station	7.28	23.62	0.91	7.5	51.12	0.21
8	Chi-Chi, Taiwan 1999, CHY101	7.62	9.94	1.05	4.8	65.00	0.20
9	Chi-Chi, Taiwan 1999, TCU101	7.62	2.11	0.72	10.3	76.81	0.37
10	Chi-Chi, Taiwan 1999 TCU136	7.62	8.3	1.05	8.88	51.47	0.30

۲.۳. تحلیل بارافزون

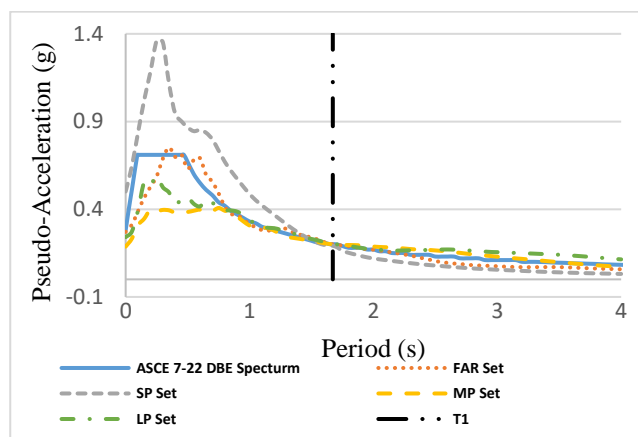
تحلیل‌های بارافزون مورد بررسی در این تحقیق، شامل تحلیل بارافزون سنتی با الگوهای بار جانبی مثلثی، مود اول و الگوی بار جانبی حاصل از تحلیل مودال هستند. الگوی بار جانبی مود اول، از نتایج تحلیل مقادیر ویژه و الگوی بار جانبی مودال، از نتایج تحلیل دینامیکی طیفی تحت طیف طراحی DBE محاسبه شد. برای بار ثقلی از ترکیب $1.2W_D + W_L$ و $0.9W_D$ استفاده شد. تحلیل‌ها در ۵۰ گام و تا رسیدن به نقطه تغییرمکان هدف ارائه شده در جدول ۴، ادامه یافتند. ترکیب مودها با استفاده از روش CQC با میرایی ۵ درصد انجام شد.

۴. صحت سنجی مدل‌های غیرخطی و بررسی آنالیزهای حساسیت

برای صحت سنجی نتایج نرم افزار SeismoStruct، بررسی مدل‌سازی و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی، قاب خمشی بتن آرمه دو بعدی چهارطبقه که در آزمایشگاه ELSA (مرکز تحقیقات ISPrA) با مقیاس واقعی ساخته شده و تحت بارگذاری شبه دینامیکی با دوره‌های بازگشت ۴۷۵ ساله قرار گرفته [۳۳] مدلسازی و تحلیل شد. نتایج حداکثر تغییرمکان بام محاسبه شده توسط نرم افزار SeismoStruct با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. در شکل‌های ۳ و ۴ مقدار حداکثر تغییرمکان بام بدست آمده از آزمایشات و محاسبه شده توسط نرم افزار SeismoStruct تحت نداشت با دوره بازگشت ۴۷۵ سال مشاهده می‌شود. با توجه به شکل‌ها، نتایج بدست آمده توسط برنامه SeismoStruct سازگاری خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد، لذا می‌توان با اطمینان کافی از این برنامه برای مدل‌سازی و تحلیل قاب‌های خمشی استفاده نمود. در شکل ۳ نتایج تحلیل‌های نرم افزاری با تعداد فایبرهای ۱۵۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ عدد ارائه شده است. هر چند که با افزایش تعداد فایبرها، دقت تحلیل نیز بالاتر می‌رود اما افزایش آن‌ها باعث کاهش سرعت تحلیل و افزایش حجم خروجی می‌شود. با توجه به نتایج به نظر می‌رسد که استفاده از ۲۰۰ فایبر مناسب بوده و نتایج به نمونه آزمایشگاهی نزدیک است. لذا در این مطالعه از تعداد ۲۰۰ فایبر در هر مقطع استفاده شد. در شکل ۴ نتایج حاصل از تحلیل‌های



(الف)



(ب)

شکل ۲. طیف پاسخ مقیاس شده مجموعه نگاشت‌ها در سازه: الف) ۳ طبقه، ب) ۱۲ طبقه.

جدول ۴. جابه‌جایی هدف طبقه بام، محاسبه شده توسط تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

طبقه	جابه‌جایی هدف (سانتی متر)			
	Far	SP	MP	LP
3	6.37	6.74	6.32	6.88
6	10.38	10.45	10.10	10.06
9	15.18	16.02	15.01	15.47
12	19.76	22.10	19.56	19.92

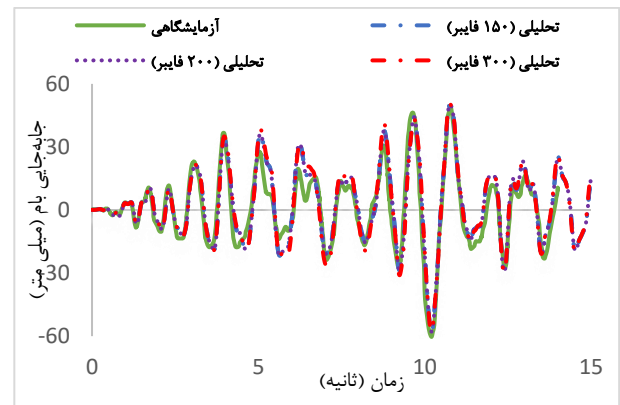
قرار گرفته و میزان اختلاف پاسخ‌ها ارزیابی شد. در جدول ۵، میزان اختلاف حداکثر نسبت دریافت تحت تحلیل‌های بارافزون با مقادیر متناظر تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی ارائه شده است. لازم به ذکر است که مقادیر محاسبه شده در این بخش، حداکثر نسبت دریافت ایجاد شده در کل سازه هست و طبقات متناظر با یکدیگر مقایسه نشده‌اند.

جدول ۵. میزان اختلاف با مقادیر پاسخ مجموعه نگاشت‌ها (%)

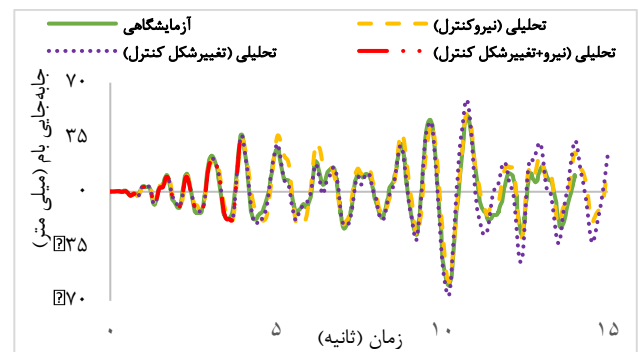
سازه	مجموعه نگاشت	الگوی مثلی	الگوی مود اول	الگوی طیفی
۳ طبقه	Far Set	0.36	0.07	0.15
	SP Set	0.05	-0.28	-0.22
	MP Set	11.08	10.76	10.86
	LP Set	0.92	0.60	0.66
۶ طبقه	Far Set	-0.56	-2.14	-2.08
	SP Set	1.78	0.16	0.23
	MP Set	2.03	0.38	0.45
	LP Set	-0.04	-1.66	-1.59
۹ طبقه	Far Set	12.64	10.62	10.93
	SP Set	10.80	8.70	9.01
	MP Set	6.27	4.38	4.67
	LP Set	14.62	12.55	12.86
۱۲ طبقه	Far Set	49.10	39.99	39.87
	SP Set	68.98	58.13	58.03
	MP Set	23.44	15.94	15.86
	LP Set	33.34	25.16	25.07

براساس جدول ۵، در سازه ۳ طبقه تحت مجموعه نگاشت‌های دور از گسل (Far Set)، اختلاف میان پاسخ تحلیل‌های بارافزون با دینامیکی غیرخطی کمتر از ۱ درصد بوده و در این میان الگوی بار مود اول، کمترین اختلاف (۰.۰۷٪) را با نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی داشته است. این اختلاف تحت مجموعه نگاشت‌های SP و LP نیز کمتر از ۱ درصد است. در مورد اختلاف پاسخ تحت مجموعه نگاشت‌های MP شرایط تغییر کرده و مشاهده می‌شود که خاصیت پالسی نگاشت‌ها بر روی پاسخ سازه تاثیر گذاشته که در نتیجه آن میزان اختلاف به حدود ۱۰ درصد رسیده است. در این مورد مشاهده می‌شود که اختلاف میان روش‌های بارافزون بررسی شده چندان چشمگیر نیست، با این حال الگوی بار جانبی مود اول، اختلاف کمتری نسبت به سایر الگوها داشته است. لذا در مورد

نرم‌افزاری با ۳ حالت رفتار نیرو-کنترل^۹، تغییرشکل-کنترل^{۱۰} و ترکیبی از این دو حالت ارائه شده است. نتایج هر سه حالت نسبتاً مشابه هم بوده و با توجه به پیشنهاد راهنمای برنامه از مدل رفتاری نیرو کنترل برای تمامی المان‌ها استفاده شد.



شکل ۳. تاثیر تعداد فایبر بر نتایج تحلیلی و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی



شکل ۴. تاثیر نوع رفتاری المان‌ها بر نتایج تحلیلی و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

۵. نتایج و بحث

۵.۱.۵. ارزیابی و مقایسه حداکثر نسبت دریافت ایجاد شده

در این بخش، مقدار حداکثر نسبت دریافت^{۱۱} ایجاد شده در کل سازه توسط تحلیل‌های بارافزون و دینامیکی غیرخطی مورد بررسی

⁹ Force-based control

¹⁰ Displacement-based control

¹¹ Maximum Drift ratio

۹ طبقه، نگاشت‌های پالس متوسط (MP) نسبت به سایر نگاشت‌ها، اختلاف کمتری با نتایج تحلیل‌های بارافزون ایجاد کرده‌اند.

به طور کلی در مورد اختلاف میان پاسخ حداکثر دریافت ایجاد شده در طبقات تحت تحلیل‌های بارافزون و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، نتیجه می‌شود که با افزایش ارتفاع سازه‌ها، روش بارافزون سنتی با الگوی بار مثلثی بیشترین اختلاف را ارائه می‌کند و در مقابل نتایج الگوی‌های بار جانبی مود اول و طیفی، بسیار به یکدیگر نزدیک شده‌اند. همچنین نوع نگاشت‌های اعمالی به سازه‌ها در میزان حداکثر اختلاف، تاثیر چشمگیری دارد.

۲.۵. نسبت دریافت طبقات

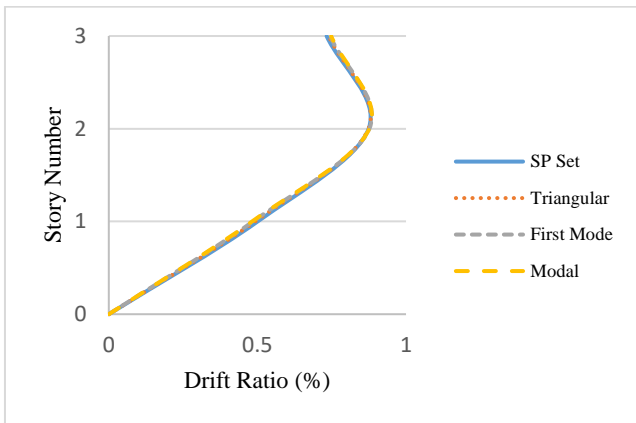
در این بخش، برای بررسی دقیقتر روش‌های بارافزون مورد بررسی، نمودار نسبت دریافت برای تمامی سازه‌ها تحت تحلیل‌های بارافزون و دینامیکی غیرخطی در شکل‌های ۵ تا ۸ ارائه شده است. در این شکل‌ها، منظور از Triangular، First Mode و Modal بترتیب روش بارافزون سنتی تحت الگوهای بار جانبی مثلثی، مود اول حاصل از تحلیل مقادیر ویژه و طیفی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی است.

همانطور که در بخش قبلی مشاهده شد، در سازه ۳ طبقه میزان حداکثر دریافت ایجاد شده تقریباً یکسان است. با این حال مشاهده می‌شود که در مورد مجموعه نگاشت‌های MP، الگوی توزیع دریافت در طبقات تحت روش‌های بارافزون، مشابه با الگوی ایجاد شده توسط تحلیل دینامیکی غیرخطی است اما در بحث مقدار نسبت دریافت‌ها، تفاوت چشمگیری مشاهده می‌شود و روش‌های بارافزون، مقدار نسبت دریافت را در حدود ۱۱ درصد کمتر از تحلیل‌های غیرخطی تخمین زده‌اند. این موضوع درحالی است که تغییرمکان هدف بام تحلیل‌های بارافزون در هر نمودار، همان تغییرمکان بام حاصل از مجموعه نگاشت‌های انتخابی در همان نمودار است.

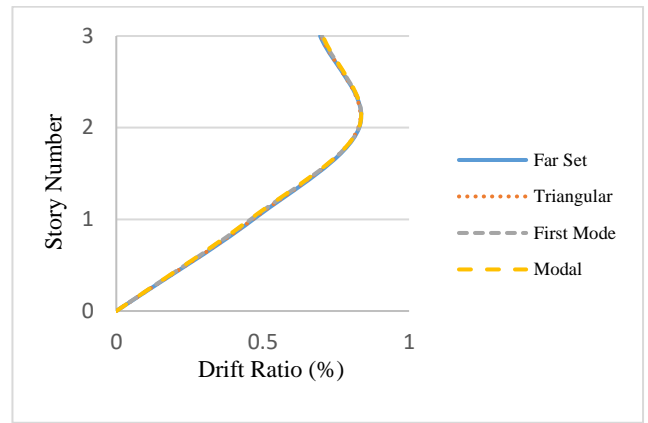
حداکثر نسبت دریافت ایجاد شده در سازه ۳ طبقه، نتیجه می‌شود که تفاوت چندانی میان الگوهای بار جانبی مورد بررسی در این مقاله وجود ندارد. با این حال الگوی بار جانبی مود اول نتایج بهتری ارائه کرده است. همچنین مشاهده شد که روش‌های بارافزون سنتی در تشخیص میزان حداکثر جابه‌جایی تحت نگاشت‌های پالسی شکل (MP)، دارای اختلاف چشمگیری هستند (حدود ۱۰ درصد در سازه ۳ طبقه).

در سازه ۶ طبقه، میزان اختلاف میان پاسخ‌ها نسبت به سازه ۳ طبقه تحت سه الگوی بار جانبی مورد بررسی بیشتر شده اما حداکثر این اختلاف به ۲/۱۴ درصد رسیده که نسبت به سازه ۳ طبقه تحت نگاشت‌های MP کمتر است. مشاهده می‌شود حداقل اختلاف میان پاسخ‌ها تحت نگاشت‌های SP و MP توسط الگوی بار جانبی مود اول ثبت شده است. در مورد Far Set و LP Set شرایط تغییر کرده و کمترین اختلاف ثبت شده توسط الگوی بار مثلثی ثبت شده که کمتر از ۱ درصد است. مشاهده می‌شود که در این سازه، میزان دقت الگوهای بار جانبی وابسته به نوع نگاشت‌های اعمالی بوده و در بعضی موارد روش مثلثی و در سایر موارد روش مود اول دقت بیشتری داشته است.

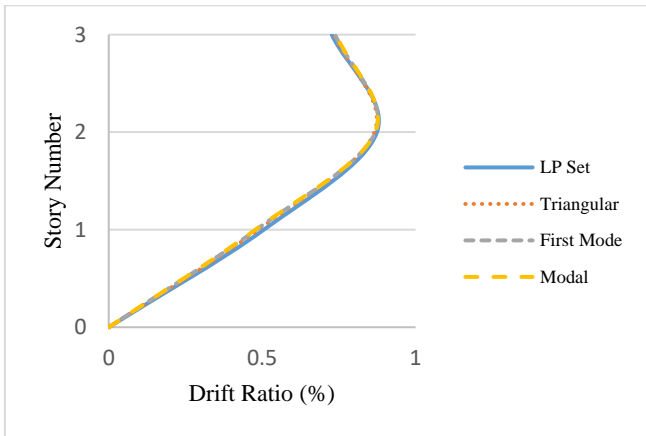
با افزایش تعداد طبقات به ۹، اختلاف میان پاسخ‌ها تحت هر چهار دسته نگاشت بیشتر شده و حداکثر به ۱۴ درصد رسیده است. در این سازه و در تمامی حالات، الگوی بار جانبی مود اول دقت بیشتری نسبت به سایر الگوهای بار جانبی داشته است و در این مورد، نتایج الگوی بار طیفی به نتایج الگوی بار مود اول نزدیک شده است. برخلاف سازه ۳ طبقه، در این سازه نگاشت‌های پالس متوسط (MP)، کمترین اختلاف را با نتایج تحلیل‌های بارافزون ایجاد کرده‌اند. در سازه ۱۲ طبقه، اختلاف میان پاسخ‌ها بسیار چشمگیر شده و حداکثر به ۶۸ درصد تحت نگاشت‌های پالس کوتاه (SP) رسیده است. در این سازه، اختلاف میان الگوهای بار جانبی مود اول و طیفی بسیار کم شده و تقریباً در مورد حداکثر دریافت ایجاد شده در سازه، نتایج یکسانی ارائه کرده‌اند. در این سازه نیز همانند سازه



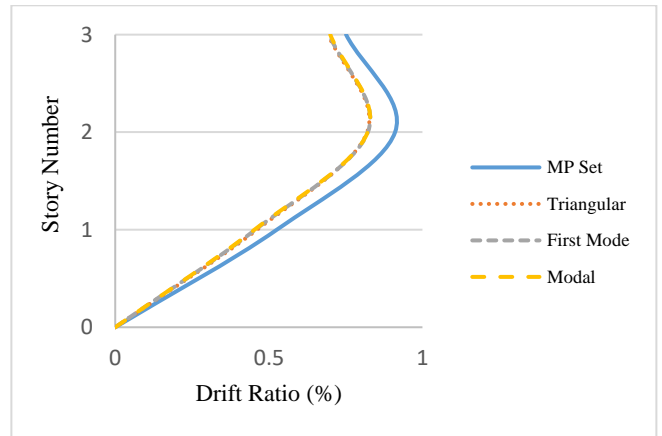
(ب)



(الف)

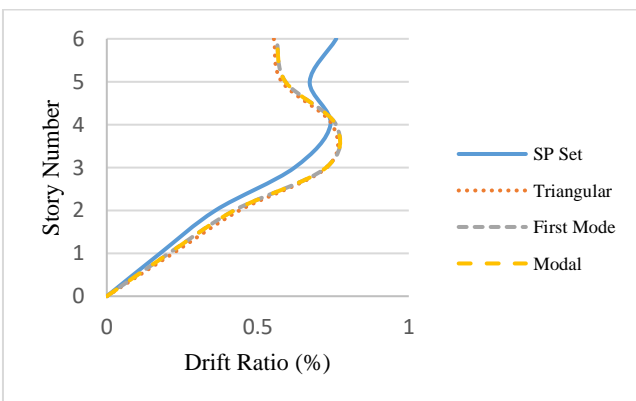


(ت)

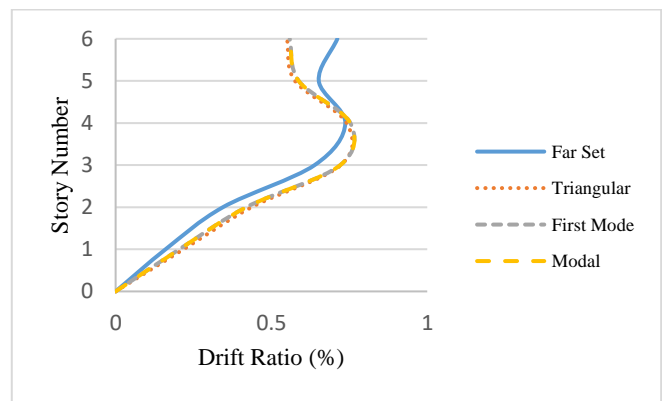


(پ)

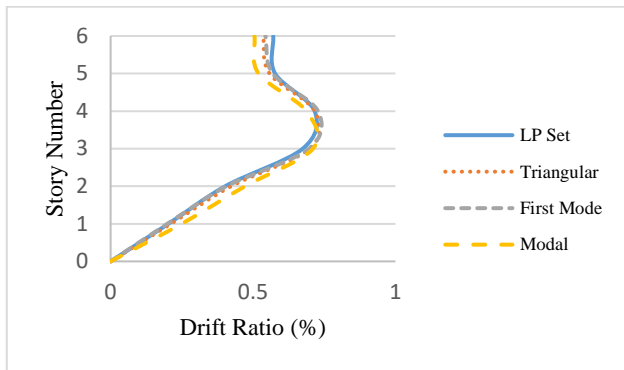
شکل ۵. نمودار نسبت دررفت سازه ۳ طبقه: الف) تحت مجموعه نداشت‌های Far Set، ب) تحت مجموعه نداشت‌های SP Set، پ) تحت مجموعه نداشت‌های LP Set، ت) تحت مجموعه نداشت‌های MP Set



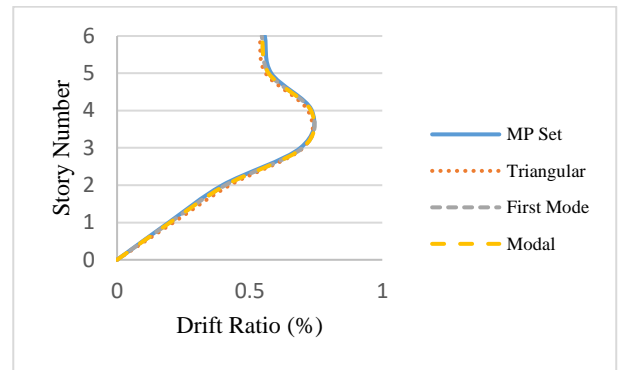
(ب)



(الف)

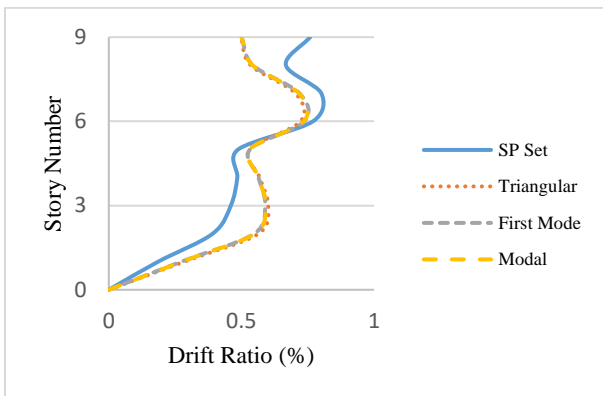


(ت)

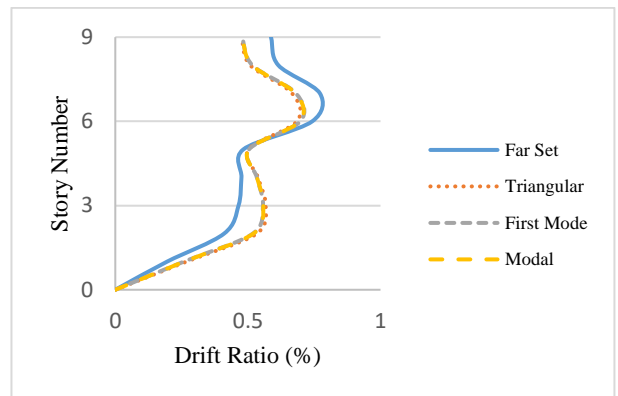


(پ)

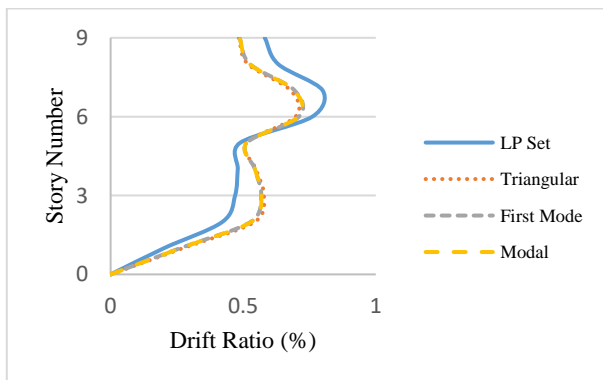
شکل ۶. نمودار نسبت دریفت سازه ۶ طبقه: الف) تحت مجموعه نگاشت‌های Far Set، ب) تحت مجموعه نگاشت‌های SP Set، پ) تحت مجموعه نگاشت‌های LP Set، ت) تحت مجموعه نگاشت‌های MP Set



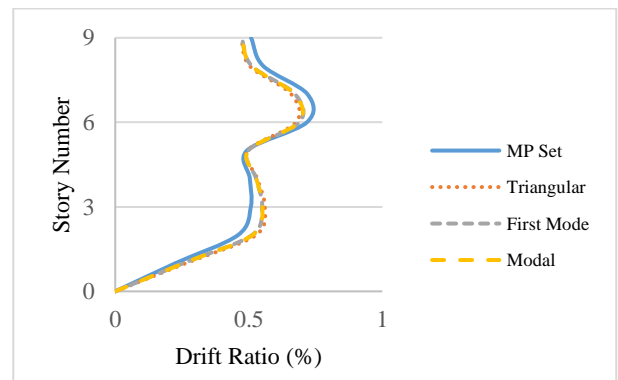
(ب)



(الف)

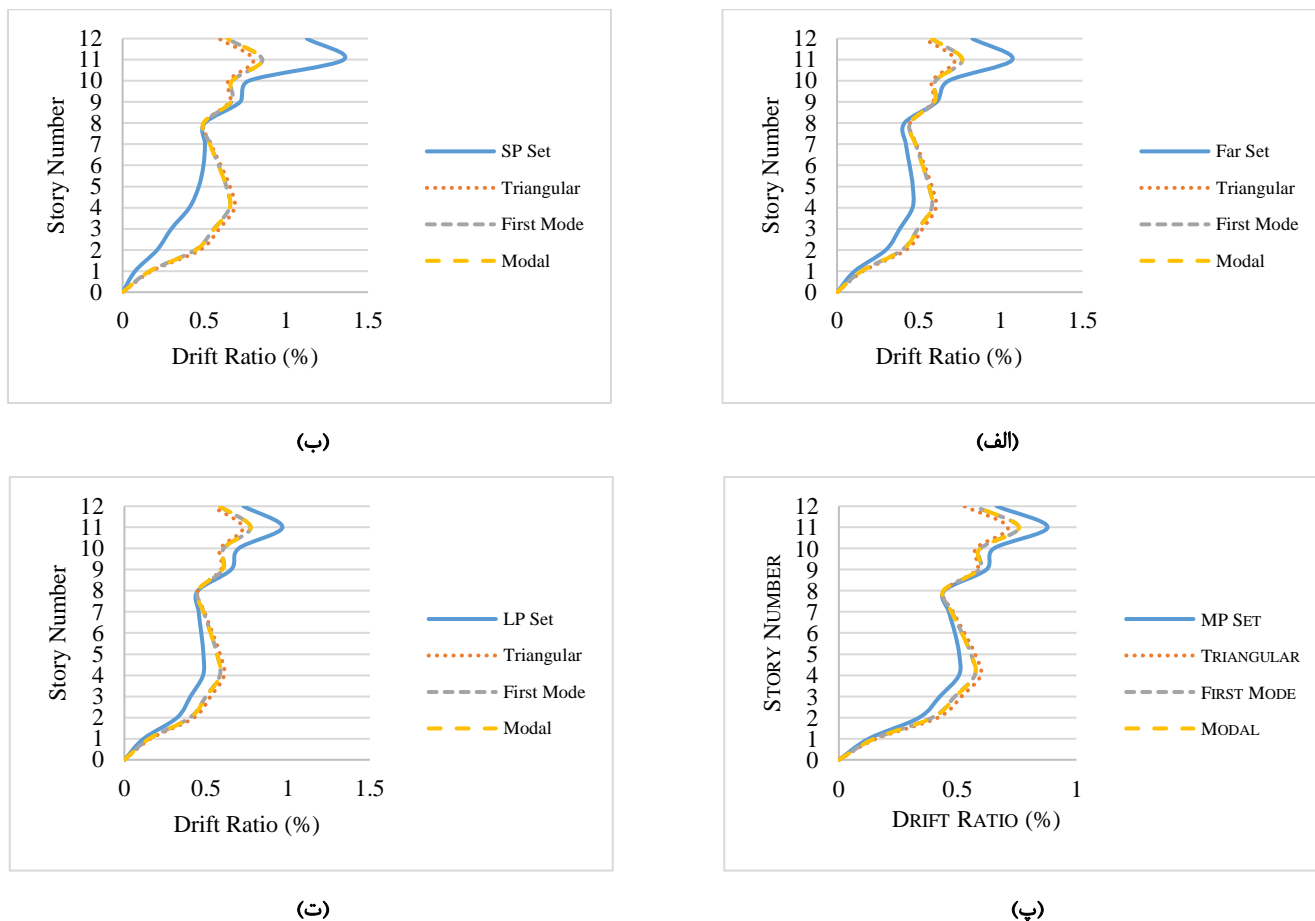


(ت)



(پ)

شکل ۷. نمودار نسبت دررفت سازه ۹ طبقه: الف) تحت مجموعه نگاشت‌های Far Set، ب) تحت مجموعه نگاشت‌های SP Set، پ) تحت مجموعه نگاشت‌های LP Set، ت) تحت مجموعه نگاشت‌های MP Set



شکل ۸. نمودار نسبت دررفت سازه ۱۲ طبقه: الف) تحت مجموعه نگاشت‌های Far Set، ب) تحت مجموعه نگاشت‌های SP Set، پ) تحت مجموعه نگاشت‌های LP Set، ت) تحت مجموعه نگاشت‌های MP Set

هدف بام تحلیل‌های بارافزون در هر نمودار، همان تغییرمکان بام حاصل از مجموعه نگاشت‌های انتخابی در همان نمودار است.

با افزایش تعداد طبقات به ۶، تفاوت میان پاسخ روش‌های تحلیلی مورد بررسی بیشتر شده و مشاهده می‌شود که پاسخ تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت نگاشت‌های Far Set و SP Set، در طبقات اول تا چهارم کمتر از پاسخ تحلیل‌های بارافزون است. در مقابل در طبقات ۵ و ۶، پاسخ تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بیش از پاسخ تحلیل‌های بارافزون است. با این حال بنظر می‌رسد که

همانطور که در بخش قبلی مشاهده شد، در سازه ۳ طبقه میزان حداکثر دررفت ایجاد شده تقریباً یکسان است. با این حال مشاهده می‌شود که در مورد مجموعه نگاشت‌های MP، الگوی توزیع دررفت در طبقات تحت روش‌های بارافزون، مشابه با الگوی ایجاد شده توسط تحلیل دینامیکی غیرخطی است اما در بحث مقدار نسبت دررفت‌ها، تفاوت چشمگیری مشاهده می‌شود و روش‌های بارافزون، مقدار نسبت دررفت را در حدود ۱۱ درصد کمتر از تحلیل‌های غیرخطی تخمین زده‌اند. این موضوع درحالی است که تغییرمکان

ارتفاع سازه‌ها، اختلاف میان پاسخ‌ها بیشتر شده و مشاهده شد که دقت روش‌های بارافزون وابسته به نوع نگاشت‌های اعمالی و ارتفاع سازه‌ها است. در این سازه‌ها، نتایج روش‌های بارافزون سنتی با الگوهای بار جانبی مود اول و طیفی، مشابهت بهتری با نتایج تحلیل‌های دینامیکی دارند. هرچند که اختلاف میان پاسخ روش‌های بارافزون و دینامیکی غیرخطی بسیار چشمگیر است. نتیجه می‌شود که روش‌های بارافزون مورد بررسی در این مقاله، در بحث تخمین نیاز تغییرمکانی سازه‌ها، دقت کافی را ندارند. (مقایسه کمی در بخش ۵-۱ این مقاله انجام شده است).

۳.۵. برش طبقات

در شکل‌های ۹ تا ۱۲، نمودار توزیع برش در طبقات سازه‌ها تحت تحلیل‌های مورد بررسی، ارائه شده است. در سازه ۳ طبقه تحت مجموعه نگاشت‌های FAR Set و SP Set، برش ایجاد شده در طبقات میانی و فوقانی سازه، کمتر از برش ایجاد شده توسط تحلیل‌های بارافزون است. در واقع روش‌های بارافزون، برش طبقات ۲ و ۳ را بیش از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تخمین زده‌اند. این اختلاف تحت نگاشت‌های SP Set و الگوی بار جانبی مثلثی، حداقل برابر ۴۵ درصد در طبقه سوم است. در بحث برش طبقه اول، اختلاف‌ها کمتر شده و تحت اثر مجموعه نگاشت‌های SP، الگوی بار جانبی مثلثی ۶ درصد، الگوی بار جانبی مود اول ۳ درصد و الگوی بار جانبی طیفی خطایی برابر با ۲/۵ درصد دارد. در این سازه تحت مجموعه نگاشت MP Set، برش ایجاد شده در طبقات میانی و فوقانی سازه، اختلاف کمی با پاسخ تحلیل‌های بارافزون دارد. در بیشترین حالت این اختلاف برابر با ۳ درصد و تحت الگوی بار جانبی طیفی ایجاد شده است. این موضوع در حالی است که اختلاف میان پاسخ‌ها در طبقه اول به حداکثر ۱۰ درصد و تحت الگوی بار جانبی طیفی رسیده است. در واقع روش‌های بارافزون، مقدار برش طبقه اول را کمتر از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی محاسبه کرده‌اند. در مورد مجموعه نگاشت‌های LP Set نیز مقدار پاسخ در طبقه اول، بیش از پاسخ تحت تحلیل‌های بارافزون است. حداقل این اختلاف توسط الگوی بار جانبی مثلثی با مقدار ۴ درصد و حداکثر توسط الگوی بار جانبی طیفی با مقدار ۷ درصد ایجاد شده است. در طبقه میانی و فوقانی، تحلیل بارافزون مقدار برش را

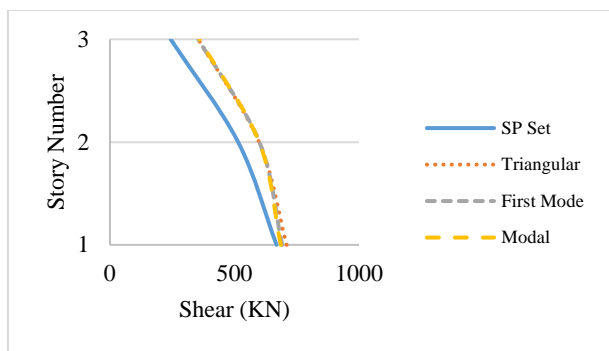
الگوهای بار جانبی مود اول و طیفی نسبت به الگوی بار مثلثی، نتایج بهتری را ارائه کرده است هرچند که اختلاف‌ها چندان چشمگیر نیست. در مورد مجموعه نگاشت‌های MP، اختلاف میان پاسخ‌ها کمتر شده و روش بارافزون سنتی با الگوهای بار جانبی مود اول و طیفی، بهترین نتایج را ارائه کرده‌اند. در بحث مجموعه نگاشت‌های LP Set نیز روش بارافزون سنتی با الگوی بار مود اول بهترین نتایج را ارائه کرده‌اند. در این مورد الگوی بار جانبی مثلثی نیز نتایج مناسبی ارائه کرده است.

در سازه ۹ طبقه تحت مجموعه نگاشت‌های Far Set و SP Set، پاسخ تحلیل‌های بارافزون تا طبقه پنجم، بیشتر از پاسخ تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی است. و از طبقه پنجم به بالا شرایط تغییر کرده و پاسخ تحلیل‌های بارافزون کمتر از پاسخ تحلیل‌های دینامیکی است. با این حال الگوهای بار جانبی مود اول و طیفی، نتایج بهتری نسبت به الگوی بار جانبی مثلثی ارائه کرده‌اند هرچند که نسبت به نتایج تحلیل‌های دینامیکی اختلاف چشمگیری وجود دارد. اختلاف میان پاسخ‌ها تحت مجموعه نگاشت‌ها MP Set و LP Set نسبت به FAR Set و SP Set کمتر شده و بنظر می‌رسد که نتایج الگوهای بار جانبی مود اول و طیفی مشابهت بهتری با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی دارند.

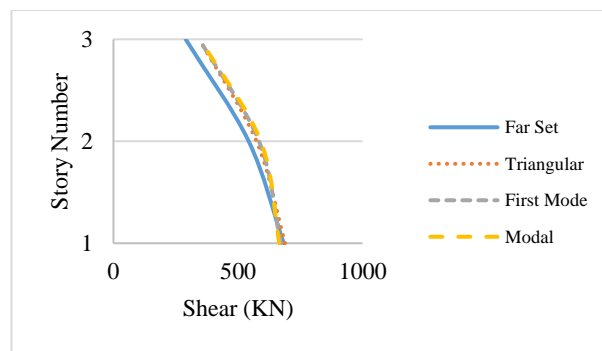
در سازه ۱۲ طبقه نیز مشاهده می‌شود که تا طبقه هشتم، پاسخ تحلیل‌های بارافزون، بیش از پاسخ تحلیل‌های دینامیکی غیرارتجاعی است و از طبقه هشتم به بالا، این روند معکوس شده و پاسخ تحلیل‌های بارافزون، کمتر از پاسخ تحلیل‌های دینامیکی است. همچنین مشاهده می‌شود که تفاوت میان پاسخ تحلیل‌های بارافزون و دینامیکی غیرخطی بسیار چشمگیر است. بر اساس تحقیقات انجام شده در سازه‌های بلند با پی‌ود زیاد، تاثیر موده‌های بالاتر بر توزیع نیازهای لرزه‌ای بیشتر است. به طوری که با افزایش ارتفاع سازه‌ها، الگوی توزیع کمیت‌هایی نظیر جابه‌جایی نسبی طبقات از شکل یکنواخت فاصله گرفته و در قسمت‌های خاصی از سازه متمرکز می‌شود [۳۴]. به طور کلی، در بحث نسبت دریافت طبقات می‌توان چنین نتیجه گرفت که در سازه کوتاه مرتبه ۳ طبقه، تفاوتی میان نتایج الگوهای بار جانبی و نتایج تحلیل‌های دینامیکی (غیر از نگاشت‌های پالس متوسط) وجود ندارد. با افزایش

مثلی) و در بیشترین حالت اختلاف برابر با ۳۰ درصد در طبقه سوم تحت الگوی بار جانبی طیفی است.

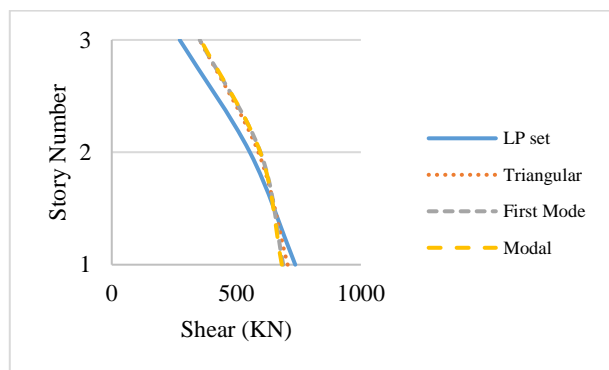
بیش از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی محاسبه کرده است که در کمترین حالت، اختلاف برابر با ۶ درصد در طبقه دوم (الگوی



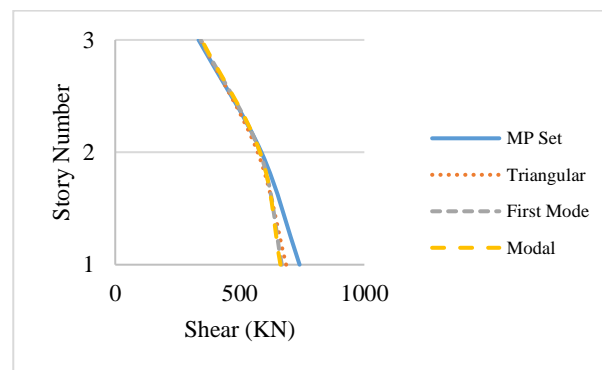
(ب)



(الف)

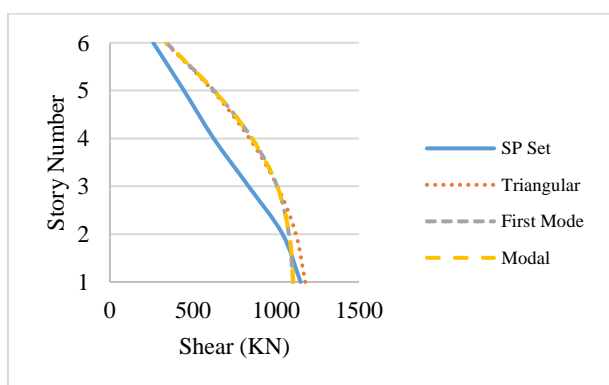


(ت)

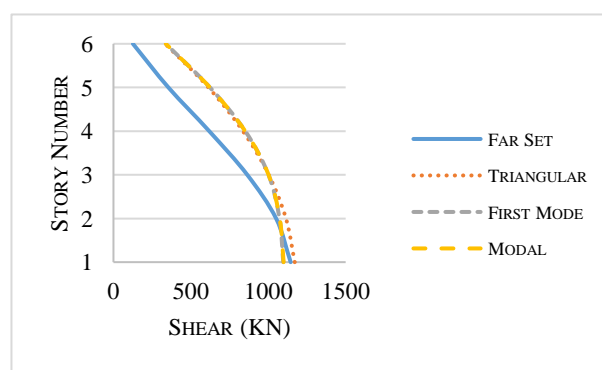


(پ)

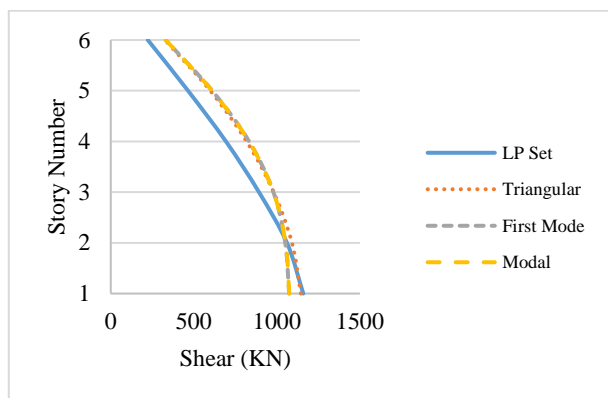
شکل ۹. نمودار برش طبقات سازه ۳ طبقه: الف) تحت مجموعه نگاشت‌های Far Set، ب) تحت مجموعه نگاشت‌های SP Set، پ) تحت مجموعه نگاشت‌های LP Set، ت) تحت مجموعه نگاشت‌های MP Set



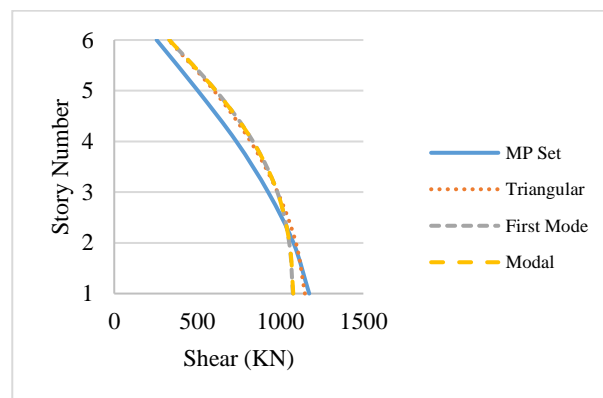
(ب)



(الف)

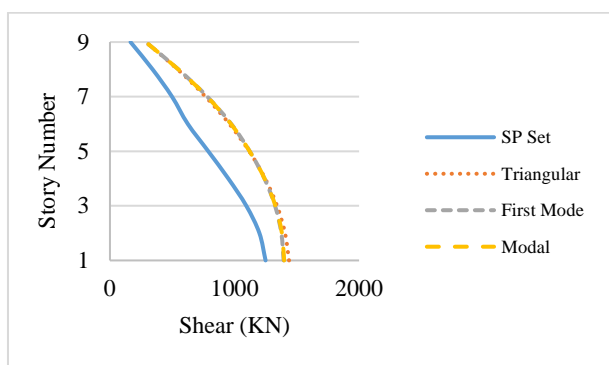


(ت)

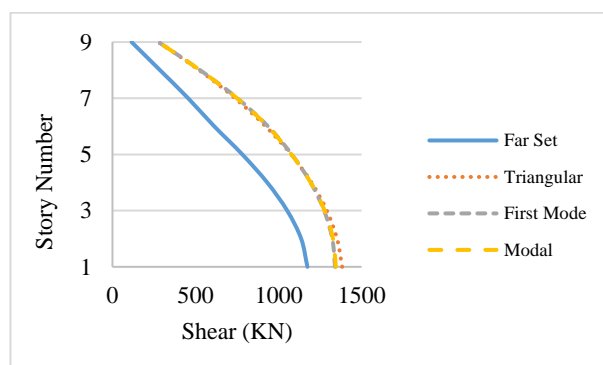


(پ)

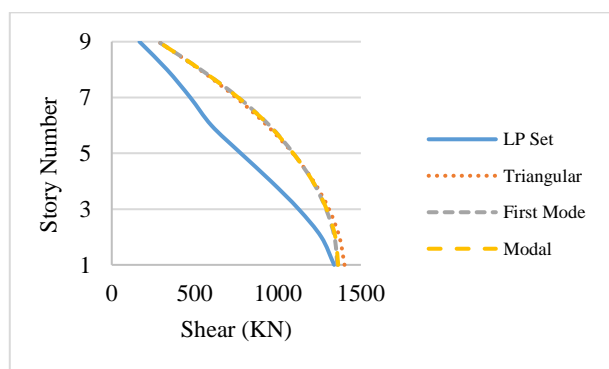
شکل ۱۰. نمودار برش طبقات سازه ۶ طبقه: الف) تحت مجموعه نداشت‌های Far Set، ب) تحت مجموعه نداشت‌های SP Set، پ) تحت مجموعه نداشت‌های LP Set، ت) تحت مجموعه نداشت‌های MP Set



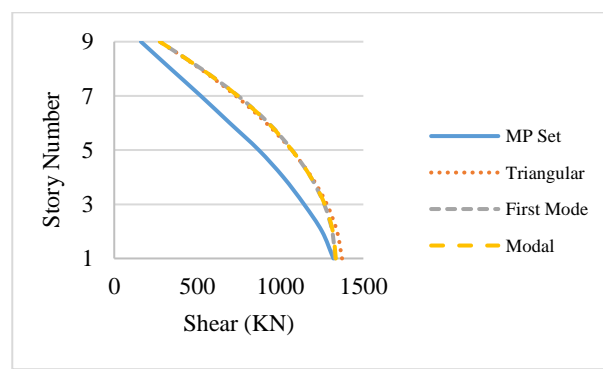
(ب)



(الف)

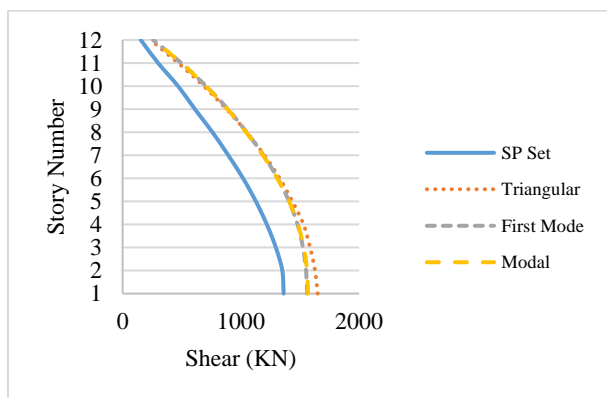


(ت)

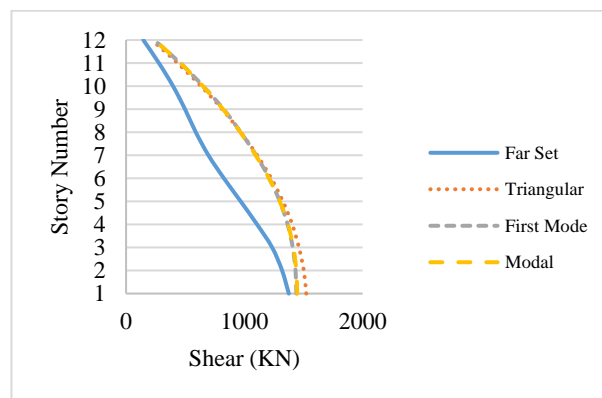


(پ)

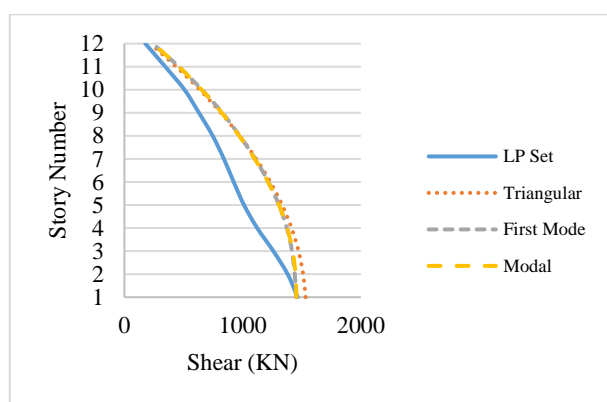
شکل ۱۱. نمودار برش طبقات سازه ۹ طبقه: الف) تحت مجموعه نداشت‌های Far Set، ب) تحت مجموعه نداشت‌های SP Set، پ) تحت مجموعه نداشت‌های LP Set، ت) تحت مجموعه نداشت‌های MP Set



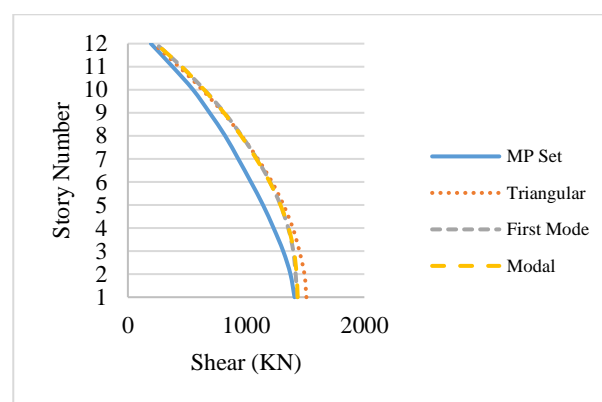
(ب)



(الف)



(ت)



(پ)

شکل ۱۲. نمودار برش طبقات سازه ۱۲ طبقه: الف) تحت مجموعه نگاشت‌های Far Set، ب) تحت مجموعه نگاشت‌های SP Set، پ) تحت مجموعه نگاشت‌های LP Set، ت) تحت مجموعه نگاشت‌های MP Set

دینامیکی غیرخطی، نسبت به طبقات میانی و بالایی بسیار کمتر بوده و روش‌های طیفی و مود اول، در حدود ۴ درصد برش را کمتر از نتایج تحلیل‌های دینامیکی تخمین زده‌اند. درحالی‌که الگوی بار جانبی مثلثی، مقدار برش را در حدود ۲ درصد بیشتر از تحلیل دینامیکی غیرخطی تخمین زده است.

در سازه ۹ طبقه، تمامی روش‌های بارافزون مورد بررسی در این تحقیق، مقدار برش طبقات را بیش از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی محاسبه کرده‌اند. حداقل و حداکثر میزان اختلاف نتایج تحلیل‌های بارافزون با دینامیکی غیرخطی تحت نگاشت‌های دور از گسل، بترتیب برابر با ۱۴ درصد در طبقه اول و

در مورد سازه ۶ طبقه نیز روش‌های بارافزون مورد بررسی، مقدار برش را در طبقات میانی تا فوقانی، بیش از مقادیر متناظر تحت تحلیل‌های دینامیکی تخمین زده است. روش‌های بارافزون در تخمین برش طبقات میانی و فوقانی سازه‌ها به یک صورت عمل کرده‌اند و پاسخ‌های تقریباً یکسانی ارائه کرده‌اند. با این حال، تفاوت میان پاسخ تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و روش‌های بارافزون بسیار چشمگیر بوده و تحت مجموعه نگاشت‌های دور از گسل، میزان اختلاف پاسخ‌ها در طبقه ششم به ۱۶۸ درصد رسیده است. در بحث برش طبقات پایینی سازه، تفاوت میان پاسخ روش‌های بارافزون چشمگیر است اما میزان اختلاف نتایج با تحلیل‌های

مشخصات، امکان تغییر نتایج وجود دارد. با این حال نتیجه می‌شود که:

در بحث حداکثر دریافت ایجاد شده در سازه، تفاوتی میان الگوهای بار جانبی در تحلیل بارافزون برای سازه‌های کوتاه مرتبه (۳ طبقه) وجود ندارد. با افزایش ارتفاع سازه‌ها، استفاده از روش‌های بارافزون سنتی با الگوهای بار جانبی مود اول و طیفی می‌تواند نتایج بهتری نسبت به الگوی بار مثلثی ارائه کند. با این حال اختلاف میان پاسخ‌ها نسبت به نتایج تحلیل‌های غیرخطی چشمگیر بوده و در سازه ۱۲ طبقه به مقدار حداکثر ۶۸ درصد رسیده است.

در بحث نسبت دریافت طبقات مشاهده می‌شود که در سازه‌های کوتاه مرتبه تا ۳ طبقه، تفاوتی میان نتایج روش‌های بارافزون مورد بررسی در این مقاله وجود ندارد. با افزایش ارتفاع سازه‌ها، اختلاف میان پاسخ روش‌های بارافزون و دینامیکی غیرارتجاعی بسیار چشمگیر است. نتایج روش‌های بارافزون سنتی با الگوهای بار جانبی مود اول، مشابهت بهتری با نتایج تحلیل‌های دینامیکی دارند. نتیجه می‌شود که روش‌های بارافزون مورد بررسی در این مقاله، در بحث تخمین نیاز تغییرمکانی سازه‌ها، دقت کافی را ندارند.

در بحث توزیع برش طبقات، روش‌های بارافزون مورد بررسی در این مقاله نتایج تقریباً مشابهی را ارائه کرده‌اند و در اکثر حالات، مقدار برش را بیش از نتایج تحلیل‌های دینامیکی محاسبه کرده‌اند. در این میان، الگوی بار جانبی مثلثی، مقدار برش را در طبقات پایین سازه، بیش از دو حالت الگوی بار جانبی طیفی و مود اول محاسبه کرده است. با این حال، نتیجه می‌شود که روش‌های بارافزون ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، در بحث تخمین نیاز نیرویی سازه‌ها، دقت کافی نداشته و دارای اختلاف چشمگیری با نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی هستند که این اختلاف در بیشترین حالت برابر با ۱۶۸ درصد است. نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به شدت وابسته به نوع نگاشت اعمالی است.

۱۴۰ درصد در طبقه آخر است. این مقادیر برای نگاشت‌های پالس کوتاه بترتیب برابر با ۱۴ درصد در طبقه دوم و ۷۴ درصد در طبقه آخر است. برای نگاشت‌های پالس متوسط نیز بترتیب برابر با ۱ درصد در طبقه اول و ۷۰ درصد در طبقه آخر است. در مورد نگاشت‌های پالس بلند نیز این اختلاف‌ها بترتیب برابر با ۱/۵ درصد در طبقه اول و ۶۸ درصد در طبقه آخر است.

در سازه ۱۲ طبقه نیز روش‌های بارافزون، برش طبقات را بیش از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی محاسبه کرده‌اند (بیشترین اختلاف برابر با ۶۸ درصد در طبقه آخر تحت مجموعه نگاشت‌های پالس کوتاه). این موضوع درحالی است که الگوی توزیع برش تحت روش‌های بارافزون، در طبقات میانی و بالایی سازه یکسان است و تفاوت چشمگیر، توسط الگوی بار جانبی مثلثی و در طبقه پایین سازه ایجاد شده است. برای مثال، تحت مجموعه نگاشت‌های پالس متوسط، اختلاف میان پاسخ‌ها تحت الگوهای بار جانبی مود اول و طیفی با نتایج تحلیل دینامیکی در طبقه اول برابر با ۱ درصد است اما این اختلاف برای الگوی بار مثلثی برابر با ۷ درصد است.

به طور کلی در بحث توزیع برش طبقات، روش‌های بارافزون سنتی نتایج تقریباً مشابهی را ارائه کرده‌اند و در اکثر حالات، مقدار برش را بیش از نتایج تحلیل‌های دینامیکی محاسبه کرده‌اند. در این میان، الگوی بار جانبی مثلثی، مقدار برش در طبقات پایین سازه را بیش از دو حالت الگوی بار جانبی طیفی و مود اول محاسبه کرده است. با این حال، نتیجه می‌شود که روش‌های بارافزون ارائه‌شده توسط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، در بحث تخمین نیاز نیرویی سازه‌ها، دقت کافی نداشته و دارای اختلاف چشمگیری با نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرارتجاعی هستند.

۶. نتیجه‌گیری

نتایج این تحقیق محدود به سازه‌های قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه منظم در پلان بر روی خاک نوع C و D، تحت ۴۰ شتاب‌نگاشت انتخابی در این مقاله است. بدیهی است که با تغییر هر یک از این

References

- [1] N. Bektaş and O. Kegeyes-Brassai. "Conventional RVS methods for seismic risk assessment for estimating the current situation of existing buildings: A state-of-the-art review", *Sustainability*.vol. 145:2583, 2022. Available: <https://doi.org/10.3390/su14052583>
- [2] M. Zameeruddin and K. K. Sangle. "Performance-based seismic assessment of reinforced concrete moment resisting frame", *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*.vol. 333:153-65, 2021. Available: <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2020.04.005>
- [3] M. S. Horrison, D. S. V and M. S. K. K. R. P. "Review on Pushover Analysis Procedures", *International Journal of Advanced Research in Science, Communication and Technology*.vol. 514-521 2023. <https://doi.org/10.48175/ijarsct-8877>
- [4] K. K. Kuria and O. K. Kegeyes-Brassai. "Pushover Analysis in Seismic Engineering: A Detailed Chronology and Review of Techniques for Structural Assessment", *Applied Sciences*.vol. 141:151, 2023. Available: <https://doi.org/10.3390/app14010151>
- [5] H. Krawinkler and G. Seneviratna. "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering structures*.vol. 204-6:452-64, 1998. Available: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)
- [6] S. ANTONIOU and R. PINHO. "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures", *Journal of earthquake engineering*.vol. 804:497-522, 2004. Available: <https://www.worldscientific.com/doi/abs/10.1142/S1363246904001511>
- [7] A. Fema. "440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", *FEMA-440, Redwood City*.vol. 79:11, 2005.
- [8] A. S. o. C. Engineers "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings". *American Society of Civil Engineers*; 2017.
- [9] B. Gupta and S. K. Kunnath. "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures", *Earthquake spectra*.vol. 162:367-91, 2000. <https://doi.org/10.1193/1.1586117>
- [10] S. Kim and E. D'Amore. "Push-over analysis procedure in earthquake engineering", *Earthquake Spectra*.vol. 153:417-34, 1999. <https://doi.org/10.1193/1.1586051>
- [11] A. K. Chopra and R. K. Goel. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake engineering & structural dynamics*.vol. 313:561-82, 2002. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- [12] P. Fajfar. "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design", *Earthquake spectra*.vol. 163:573-92, 2000. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- [13] K. K. Kuria and O. K. Kegeyes-Brassai. "Nonlinear static analysis for seismic evaluation of existing RC Hospital Building", *Applied Sciences*.vol. 1321:11626, 2023. Available: <https://doi.org/10.3390/app132111626>
- [14] A. S. Elnashai. "Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications", *Structural engineering and mechanics*.vol. 121:51-69, 2001. Available: <https://doi.org/10.12989/sem.2001.12.1.051>
- [15] J. M. Bracci, S. K. Kunnath and A. M. Reinhorn. "Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures", *Journal of structural engineering*.vol. 1231:3-10, 1997. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:1\(3\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:1(3))
- [16] A. Mwafy and A. S. Elnashai. "Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings", *Engineering structures*.vol. 235:407-24, 2001. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00068-7](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00068-7)
- [17] P. M. Amini M, Pirsahab H "Investigating the effect of different parameters in a fixed loading pattern to consider the effect of high modes in the analysis of the overlay of tall buildings". 7th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering. ; 2014.(In Persian). Available at: <https://civilica.com/doc/1132585>.
- [18] A. Rooshenas "Comparing pushover methods for irregular high-rise structures, partially infilled with masonry panels". *Structures: Elsevier*; 2020. Available: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.08.073>

- [19] A. Daei and M. Poursha “On the accuracy of enhanced pushover procedures for seismic performance evaluation of code-conforming RC moment-resisting frame buildings subjected to pulse-like and non-pulse-like excitations”. Structures: Elsevier; 2021. Available: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.03.035>
- [20] A. M. Zamani, H. Pahlavan, M. Shamekhi Amiri and F. Rafiee. “Probabilistic Seismic Assessment of RC Tall Regular Buildings Having Special Moment Frames Subjected to Long-period Earthquakes”, Journal of Structural and Construction Engineering.vol. 8Special Issue 4:270-91, 2022. <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.281122.2421>
- [21] N. Siahpolo, M. Gerami and R. VahdanI. “Evaluation of the Inelastic Deformation Demands in Regular Steel Frames by Comparing the Results of the Pushover Method with the Nonlinear Time Histories Analysis Under the Near-Fault Pulse-type Earthquake”, Journal of Civil and Environmental Engineering.vol. 52106:93-108, 2022. <https://doi.org/10.22034/jcee.2019.9255>
- [22] M. Razi, M. Gerami, R. Vahdani and F. Farrokhsahi. “Seismic Fragility Assessment of Steel SMRF Structures under Various Types of Near and Far Fault Ground Motions”, Journal of Rehabilitation in Civil Engineering.vol. 72:86-100, 2019. <https://doi.org/10.22075/jrce.2018.11039.1179>
- [23] F. Goudarzi, V. Saberi, H. Saberi and A. Sadeghi. “Investigation the Pulse Period Effect on Seismic Damage Distribution Pattern in Special Steel Moment-Resisting Frame Structures”, Journal of Structure & Steel.vol. 1430:5-18, 2020. (In Persian). <http://dorl.net/dor/20.1001.1.1735515.1399.1399.3.0.2.3>
- [24] N. Shahbazi, R. Aghayari and I. Ashayeri. “Evaluation of the Effect of Pulse Period and Seismic Intensity on the Pattern of Lateral Displacement Distribution in the Height of RC-Moment Resisting Frames”, Civil Infrastructure Researches.vol. 91:47-58, 2023. (In Persian). <https://doi.org/10.22091/cer.2022.8244.1398>
- [25] R. Sehhati, A. Rodriguez-Marek, M. ElGawady and W. F. Cofer. “Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures”, Engineering Structures.vol. 333:767-79, 2011. Available: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.032>
- [26] SeismoSoft. SeismoStruct2021, A computer program for static and dynamic analysis for framed structures"; (2021). [www.seismosoft.com\(online\)](http://www.seismosoft.com(online)).
- [27] M. H. Scott and G. L. Fenves. “Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements”, Journal of Structural Engineering.vol. 1322:244-52, 2006. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:2\(244\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:2(244))
- [28] J. B. Mander, M. J. Priestley and R. Park. “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, Journal of structural engineering.vol. 1148:1804-26, 1988.
- [29] M. Menegotto “Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending”. Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads; 1973.
- [30] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) <https://ngawest2.berkeley.edu> [
- [31] J. W. Baker. “Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis”, Bulletin of the seismological society of America.vol. 975:1486-501, 2007. <https://doi.org/10.1785/0120060255>
- [32] M. Kumar, P. J. Stafford and A. Y. Elghazouli. “Influence of ground motion characteristics on drift demands in steel moment frames designed to Eurocode 8”, Engineering structures.vol. 52:502-17, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.010>
- [33] R. Pinho and A. Elnashai. “Dynamic collapse testing of a full-scale four storey RC frame”, ISET Journal of earthquake Technology.vol. 374:143-63, 2000.
- [34] M. Gerami, A. Mashayekhi and N. Siahpolo. “Assessment of higher modes effects in the steel moment resisting frames under the far and near sault earthquakes using the DAP method ”, Asian journal of CIVIL ENGINEERING (BHRC).vol. 178:1111-30, 2016.