



Evaluation of the adequacy of the response spectrum analysis for the seismic analysis of moment-resisting and concentrically-braced buildings according to the seismic design codes

A. R. Fatahi, M. Poursha*

Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology, Tabriz, Iran

Review History:

Received: Dec. 14, 2020

Revised: Jul. 20, 2021

Accepted: Aug. 07, 2021

Available Online: Aug. 18, 2022

Keywords:

Response spectrum analysis

Nonlinear time-history analysis

Near-fault ground motions

Far-fault ground motions

Moment-resisting frame

Concentrically-braced frame

ABSTRACT: According to the seismic design codes, the response spectrum analysis (RSA) method can be used for the seismic analysis of tall buildings since it can consider the effect of higher modes. In addition, the nonlinear time history analysis is the most accurate method of evaluating the seismic responses of structures. Consequently, the present study investigates the accuracy of the RSA method by comparing the seismic responses computed by the RSA with the nonlinear time history analysis. To this end, six 3D structures with 4-, 10- and 20-story heights are investigated in this paper. The lateral load-resisting systems of the structures include special steel moment-resisting frames (MRFs) and concentrically braced frames (CBFs). To conduct the nonlinear time history analyses, four sets of ground motion records including three groups of near-fault records with different characteristics and one set of far-fault records are used. The near-fault ground motion sets include forward directivity, fling step and no pulse characteristics. All sets comprise seven seismic ground motion records. The results indicate that the seismic responses obtained by the RSA, are mostly underestimated and non-conservative in comparison with those from the nonlinear time history analysis. In general, the more the height of the structure, the larger the error in the seismic responses derived from the RSA. Also, the largest error in the RSA relative to the rigorous time history analysis occurs in the case of the near-fault ground motions with the fling-step effect.

1- Introduction

In seismic codes such as ASCE7-16, three methods including the equivalent static analysis, response spectrum analysis and time history analysis are used for the seismic analysis of structures. In the static analysis method, which is the simplest method of analysis, the structure is designed to withstand the lateral static loads determined by the codes. The results of previous research investigations have revealed the weaknesses and limitations of this method.

The nonlinear time-history analysis method, which is the most accurate method of the seismic evaluation of structures, is time-consuming. On the other hand, the response spectrum analysis (RSA) method is a simplified method that can be used in accordance with seismic design codes. In the RSA, after determining the periods and modes shapes of the structure, the modal responses derived from the response spectrum of the used ground motion records are combined using an appropriate combination scheme such as SRSS or CQC. This method has gained great attraction in practice in the seismic design of structures. To the authors' knowledge, no study has been done to compare the accuracy of this method under the effect of ground motion records with different characteristics. Therefore, the purpose of this paper is to compare the

accuracy of the RSA under near-fault ground motions with Forward Directivity (FD), Fling-Step (FS) and No Pulse (No P.) characteristics as well as far-fault ground motion records.

2- Methodology

To study the accuracy of the RSA under near-fault and far-fault ground motions, the nonlinear response history analysis (NL-RHA) is carried out as a benchmark method. Since the RSA is a linear analysis, the results obtained from the RSA should be modified by using the displacement amplification factor, C_d , and over-strength factor, Ω , to compare the RSA results with those of the NL-RHA. Therefore, the story shear derived from the RSA is multiplied by the over-strength factor and the floor displacements and the story drifts are multiplied by the displacement amplification factor. In this research, three special moment-resisting frame (MRF) buildings and three special concentrically braced frame (CBF) buildings with heights of 4, 10 and 20 stories were designed in accordance with the ASCE7-16 [1] and AISC 360 [2]. All the linear and nonlinear analyses were performed by using the SAP2000 software[3]. Four different ground motion groups including the near-fault ground motions with Forward Directivity (FD), Fling-Step (FS) and No Pulse

*Corresponding author's email: Poursha@sut.ac.ir





Fig. 1. Story shears obtained from the RSA and NL-RHA for the 20-story CBF building subjected to four different sets of ground motion records

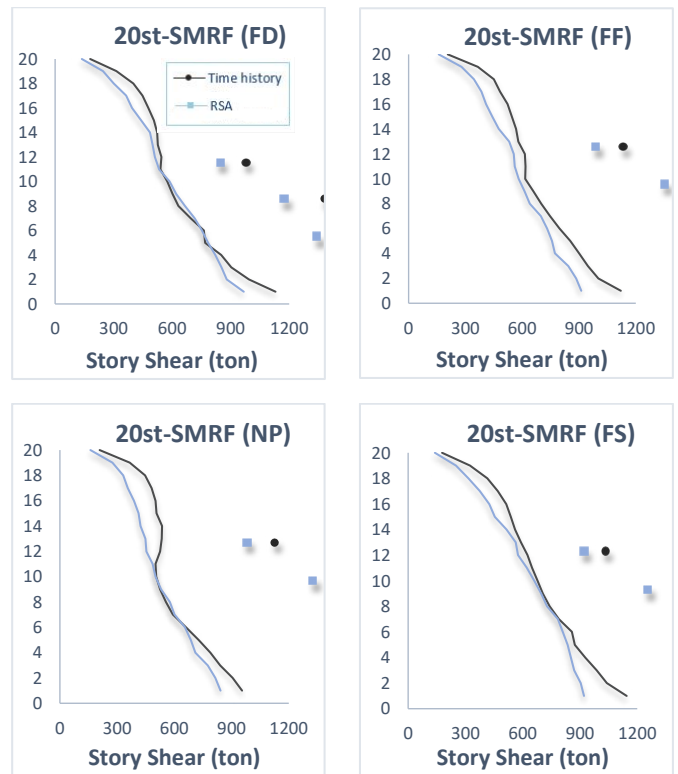


Fig. 2. Story shears obtained from the RSA and NL-RHA for the 20-story MRF building subjected to four different sets of ground motion records

(No P.) characteristics and far-fault ground motion records were used in the NL-RHAs. The nonlinear behavior of the beams, columns and braces was modeled with plastic joints according to ASCE / SEI 41-13[4].

3- Results and Discussion

The story shears resulting from the RSA and NL-RHA for the 20-story CBF and MRF buildings subjected to four different sets of ground motion records are displayed in Figures 1 and 2, respectively. With the increase in the height of the structures, the difference between the story shears obtained from the RSA and NL-RHA for each group of the ground motion records increases due to the effect of higher modes. For instance, the error in the RSA for the 4-story MRF and CBF buildings amounts to 14% and 13%, respectively, while for the 20-story MRF and CBF buildings, it reaches 18% and 23%, respectively. The lowest error in the RSA for the story shear occurs for the near-fault No P. ground motion records and the largest error takes place for the ground motion records with fling step and far-fault ground motions.

For instance, the story drifts obtained from the RSA and NL-RHA for the 20-story MRF building subjected to four different sets of ground motion records are shown in Figure 3.

For all structures except the 4-story CBF structure, the largest error in the RSA for the floor displacements takes place in the case of the near-fault ground motion records with fling step and it amounts to 27%. In all of the structures under consideration, the smallest error in the RSA for the story drifts occurs for the near-fault No P. ground motion records and the largest error is produced in the case of the near-fault ground motion records with fling step and far-fault ground motions. It should be noted that similar results were obtained for floor displacements in the case of all buildings and they are not shown herein for brevity.

4- Conclusions

In general, it can be concluded that the RSA underestimates the seismic responses in comparison with the NL-RHA and is non-conservative. The amount of underestimation may amount to more than 20% in some cases. Therefore, the codes such as ASCE7-16 [1] and Standard 2800 [5] which consider the RSA as a reliable analysis method, need a revision in this respect.

It is noted that this conclusion has been derived for moment-resisting frame (MRF) buildings and concentrically braced frame (CBF) ones. To generalize this outcome, other lateral load-resisting systems should be examined.

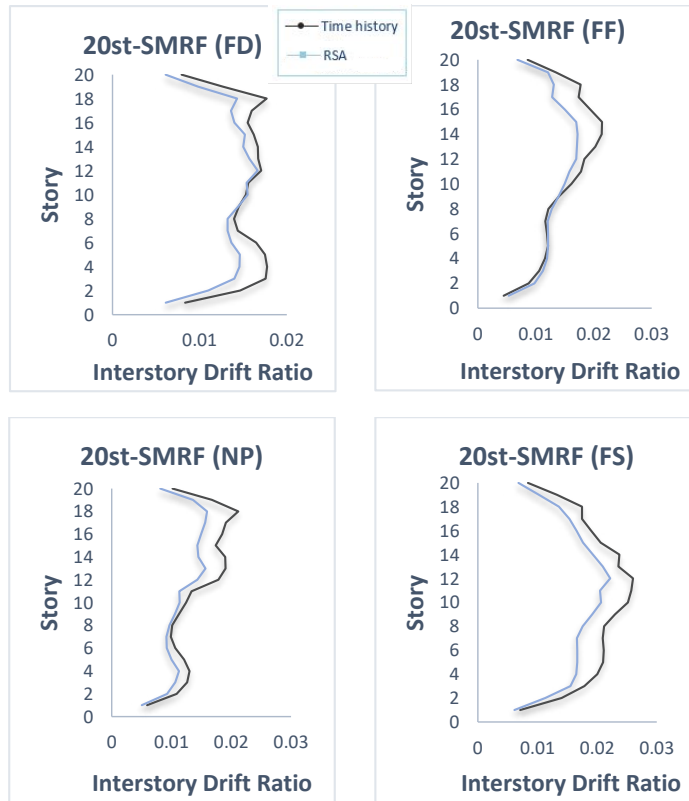



Fig. 3. Story drifts obtained from the RSA and NL-RHA for the 20-story MRF building subjected to four different sets of ground motion records

References

- [1] ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 2016.
- [2] ANSI/AISC 360-16, Specification for structural steel buildings, 2016.
- [3] Computers and Structures Incorporated (CSI), SAP 2000 NL, Berkeley, CA, U.S.A., 2018.
- [4] ASCE/SEI 41-13, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American Society of Civil Engineers, 2013.
- [5] INBC. 2800, Standard No. 2800: Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Iranian national building code, Tehran, Iran;, (2014).

<p>HOW TO CITE THIS ARTICLE A. R. Fatahi, M. Poursha, Evaluation of the adequacy of the response spectrum analysis for the seismic analysis of moment-resisting and concentrically-braced buildings according to the seismic design codes, Amirkabir J. Civil Eng., 54(11) (2023) 825-828. DOI: 10.22060/ceej.2022.19329.7156</p>	
---	---



ارزیابی کفایت تحلیل طیفی برای تحلیل لرزه‌های ساختمان‌های فولادی دارای سیستم قاب خمشی و قاب مهاربندی همگرا مطابق آیین‌نامه‌های زلزله معتبر

احمدرضا فتاحی بارزی، مهدی پورشاء*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۹/۲۴

بازنگری: ۱۴۰۰/۰۴/۲۹

پذیرش: ۱۴۰۰/۰۵/۱۶

ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۰۵/۲۷

کلمات کلیدی:

تحلیل طیفی

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

حوزه نزدیک گسل

حوزه دور از گسل

قاب خمشی فولادی

قاب مهاربندی همگرای ویژه.

خلاصه: در تحلیل لرزه‌های ساختمان‌های با ارتفاع زیاد، مطابق آیین‌نامه‌های زلزله، روش تحلیل طیفی به خاطر قابلیت در نظرگیری اثر موده‌های ارتعاشی بالاتر استفاده می‌شود. از طرف دیگر، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، قدرتمندترین روش جهت برآورد پاسخ‌های لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد. لذا در این تحقیق، دقت و کفایت روش تحلیل طیفی، با مقایسه نتایج پاسخ‌های لرزه‌ای حاصل از آن با روش دقیق تاریخچه زمانی غیرخطی مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور، ۶ سازه فولادی سه بعدی با تعداد طبقات ۴، ۱۰ و ۲۰ با سیستم‌های قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی همگرای ویژه در نظر گرفته شده‌اند. برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی و طیفی، ۴ گروه ۷ تایی شامل شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با ویژگی‌های جهت‌پذیری پیش‌رونده، اثر پرتابی و بدون پالس و همچنین شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهند که در اکثر سازه‌ها پاسخ‌های لرزه‌ای حاصل از تحلیل طیفی نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دارای مقادیر دست‌پایین و غیرمحافظة کارانه می‌باشند و معمولاً میزان خطای روش تحلیل طیفی با افزایش ارتفاع سازه بیشتر می‌شود.

۱- مقدمه

و مقاومت سازه تعیین شده و تغییر مکان‌ها محدود می‌شوند. نتایج تحقیقات بیشتر در این زمینه نقاط ضعف و محدودیت‌های روش فوق را آشکار نموده است. روش دینامیکی تاریخچه زمانی، سازه با اثر دادن شتاب زمین، به صورت تابعی از زمان، در تراز پایه ساختمان و به کارگیری محاسبات متعارف دینامیک سازه‌ها انجام می‌شود. شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید تا حد امکان، نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله باشد. یکی از بارزترین محدودیت‌های استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی، زمانبر بودن آن می‌باشد. در روش تحلیل دینامیکی طیفی پس از تعیین زمان تناوب و اشکال مودی، طیف شبه شتاب به صورت تابعی از زمان تناوب و استهلاک برای زلزله‌های مورد نظر محاسبه می‌شود. سپس برای هر مود شتاب پاسخ بر حسب زمان تناوب آن مود به دست خواهد آمد. تلاش برشی و نیروی اینرسی طبقات برای هر مود محاسبه می‌شود. جابه‌جایی طبقات در هر مود محاسبه می‌گردد و ترکیب اثر مودها به روش CQC یا SRSS انجام می‌گردد.

معمولاً هدف اصلی آیین‌نامه‌های زلزله فراهم نمودن یک حد اطمینان قابل قبول با در نظر گرفتن ضرایب ایمنی در برابر شکست کلی سازه و ناپایداری و جلوگیری از خرابی سازه و حفظ جان افراد آن در برابر زلزله‌های شدیدی است که احتمال دارد در طول عمر مفید سازه رخ دهد. تلاش این آیین‌نامه‌ها بر آن است که با ارائه روش‌های عملی تا جایی که امکان دارد، به اهداف کلی خود جامعه عمل ببوشانند. بنابراین تاکید بیشتر این آیین‌نامه‌ها بر روی جلوگیری از خرابی سازه‌ها و حفظ جان افراد متمرکز شده است. در آیین‌نامه‌های زلزله معتبر مثل ASCE7-16 به منظور تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها، از سه روش تحلیل استاتیکی معادل، تحلیل دینامیکی طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی استفاده می‌شود. در روش تحلیل استاتیکی که یکی از ساده‌ترین روش‌های تحلیل می‌باشد، سازه برای مقاومت در برابر بار جانبی که توسط آیین‌نامه‌ها تعیین می‌شود، طراحی می‌گردد. در این روش سختی

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: poursha@sut.ac.ir



برشی و گشتاور خمشی تیرها با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نتایج مطلوب‌تری را ارائه می‌کند [۱۰]. چون و کنگ در تحقیقی به مطالعه و ارزیابی تقاضای پاسخ‌های لرزه‌ای ساختمان‌های چند طبقه با شبیه‌سازی حرکات زمین پرداختند. آن‌ها نتیجه گرفتند که ویژگی‌های حرکات زمین به عنوان ورودی و خصوصیات دینامیکی سازه‌های فاکتورهای مهمی هستند که تاثیر به سزایی بر روی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها دارند و آن‌ها نیز نشان دادند، که نتایج حاصل از تحلیل طیفی دارای مقادیر کمتری نسبت به پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی می‌باشند [۱۱]. کانسلاوا و دی آنجلیس در سال ۲۰۱۹ در تحقیقی به مقایسه تحلیل دینامیکی غیرخطی و تحلیل طیفی در سازه چند طبقه جداسازی شده دارای نامنظمی در پلان پرداختند. آن‌ها نشان دادند که نتایج جابه‌جایی نسبی طبقات، تنش در ستون‌ها و لنگر خمشی در تیرها، حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی دارای مقادیر دست بالاتر نسبت به تحلیل طیفی می‌باشد [۱۲].

با توجه به مطالعات انجام شده در زمینه روش‌های تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها، هر یک از این روش‌ها معایب و مزایایی دارند. در تحقیقات قبلی دقت تحلیل طیفی برای شتاب‌نگاشت‌ها با ویژگی‌های مختلف مورد بررسی قرار نگرفته است. بنابراین در این تحقیق، دقت و کفایت تحلیل طیفی به واسطه مقایسه نتایج تحلیل‌های طیفی با تاریخچه زمانی غیرخطی مطابق آیین‌نامه‌های معتبر لرزه‌ای برای دسته رکوردها با ویژگی‌های مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور، با در نظرگیری سازه‌های با سیستم قاب خمشی ویژه و همچنین مهاربندی همگرای ویژه به بررسی نتایج حاصل از تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک با ویژگی‌های جهت‌پذیری پیش رونده، اثر پرتابی و بدون پالس و همچنین شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل پرداخته می‌شود و نتایج تحلیل طیفی با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مقایسه و بررسی می‌گردد.

۲- شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک گسل

محققین شاهد اثرات متفاوت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بوده‌اند. بعد از زلزله ۱۹۶۶ پارکفیلد کالیفرنیا و زلزله ۱۹۷۱ پاکویما سانفرانسیسکو، عبارت نزدیک گسل توسط بولت عنوان شد. ویژگی‌های ثابت شده‌ی حرکات زمین در شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل کاملاً متفاوت با حرکات معمول زمین در ناحیه‌ی دور از گسل می‌باشد. در سال‌های اخیر، بعضی از زلزله‌های معروف، به خصوص زلزله ۱۹۹۴ نورتریج، زلزله ۱۹۹۵ کوبه، زلزله ۱۹۹۹ از میت و ۱۹۹۹ چی چی فرصت تحقیقات

گوپتا و جاو، روشی را برای انجام تحلیل طیف پاسخ هم بسته در سیستم‌های ثانویه ارائه کردند و نشان دادند که روش طیف پاسخ مقادیر بالاتری نسبت به روش تاریخچه زمانی می‌دهد [۱]. کلمنسیس و همکاران با استفاده از مدل ۴۰ طبقه بتن آرمه، به بررسی تقاضاهای لرزه‌ای پرداختند و ضعف روش تحلیل طیف پاسخ را در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در ساختمان‌های بلند تایید کردند [۲]. توآن طی مطالعه‌ای نشان داد که تقاضاهای لرزه‌ای (برش و گشتاور)، حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی حدود ۱/۵ برابر پاسخ‌های حاصل از تحلیل طیف پاسخ می‌باشد [۳]. فان و همکاران در سال ۲۰۰۸ به بررسی تحلیل طیف پاسخ و تحلیل تاریخچه زمانی برج ۱۰۱ طبقه تاپیه پرداختند. آن‌ها نتیجه گرفتند که تحلیل طیف پاسخ مقادیر کمتری نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی ارائه می‌دهد [۴]. خان در تحقیقی عملکرد تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی در طراحی سازه‌های بلند را مورد بررسی قرار داد و بیان کرد که برای طراحی اقتصادی و ایمن سازه‌های بلندتر از ۲۰۰ فوت باید از تحلیل طیفی استفاده شود [۵]. مونیر و وارنیچی در تحقیقی نیز پاسخ‌های برشی لرزه‌ای حاصل از تحلیل پاسخ تاریخچه زمانی غیرخطی را حدود ۱/۵ برابر پاسخ‌های مربوط به روش تحلیل طیف پاسخ بیان کرد [۶]. لوکا و لمباردی در تحقیقی نشان دادند که طراحی سازه با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی خطی نتایج مطلوب‌تری نسبت به تحلیل طیفی دارد [۷]. همچنین آن‌ها مقایسه کلی این دو روش را منوط به بررسی سازه‌های بیشتر با ویژگی نامنظمی و سختی‌های متفاوت دانستند. برونسی و همکاران در سال ۲۰۱۶ در تحقیقی به بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مهاربندی همگرا با کمربندهای خرپایی پرداختند. آن‌ها نشان دادند که انتخاب سیستم‌های سازه‌ای تاثیر به سزایی در میزان تقاضاهای لرزه‌ای دارد و همچنین زمان تحلیل طیف پاسخ در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بسیار کمتر است، اما نتایج حاصل از روش تحلیل طیف پاسخ محدودیت‌های بسیاری دارد و مقادیر دست پایین‌تری را نسبت به تحلیل پاسخ تاریخچه زمانی غیرخطی ارائه می‌دهد [۸]. لنگ و همکاران در مطالعه‌ای به مقایسه دو روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل طیف پاسخ با استفاده از ساختمان ۱۶ طبقه بتن آرمه پرداختند. آن‌ها نشان دادند، هر دو روش مقادیر متفاوتی برای تقاضاهای لرزه‌ای در قسمت‌های مختلف ساختمان نشان می‌دهند، اما روش پاسخ تاریخچه زمانی غیرخطی تخمین بهتری را در تقاضاهای لرزه‌ای از جمله برش طبقات ارائه و می‌توان به نتایج حاصل از تاریخچه زمانی غیرخطی اعتماد بیشتری کرد [۹]. زکی اغلو با بررسی سازه‌ای ۴۰ طبقه نشان داد که مقاومت برشی لرزه‌ای در دیوار

استفاده شده است. بدین منظور، تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۷ شتاب‌نگاشت حوزه دور از گسل برای یک قاب ۱۰ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه انجام شده‌اند و نتایج مربوط به جابه‌جایی نسبی طبقات و دوران پلاستیک مفاصل در مطالعه حاضر با مرجع [۱۸] مقایسه شده‌اند. جزئیات بیشتر در مورد نحوه مدل‌سازی، تحلیل‌ها و رکوردهای زلزله در مرجع [۱۸] آمده است. شکل ۱، نسبت جابه‌جایی نسبی (دریافت) طبقات و شکل ۲، دوران پلاستیک مفاصل را برای این قاب که از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی در مطالعه‌ی حاضر و مرجع [۱۸] به دست آمده‌اند، نشان می‌دهند. با توجه به شکل‌های یاد شده، نتایج حاصل از مطالعه حاضر در مقایسه با مرجع یاد شده دارای دقت قابل قبولی می‌باشند. در صحت‌سنجی دوم، به منظور اطمینان از صحت انجام تحلیل‌های طیفی در مطالعه حاضر، از تحلیل طیف پاسخ مودال (MRSa) که در مرجع انجام شده، بهره‌جویی شده است. بدین منظور، نیروی برش پایه سازه ۴ طبقه بتن آرمه با استفاده از تحلیل طیفی و با توجه به آیین‌نامه IBC محاسبه شده و با نتایج مرجع برای انواع سایت‌های A تا E مورد مقایسه قرار گرفته است. همانطور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، نتایج برش پایه حاصل از تحلیل طیفی در مطالعه‌ی حاضر با نتایج مرجع دارای تطابق بسیار مناسبی می‌باشد.

۴- معرفی و طراحی مدل‌ها

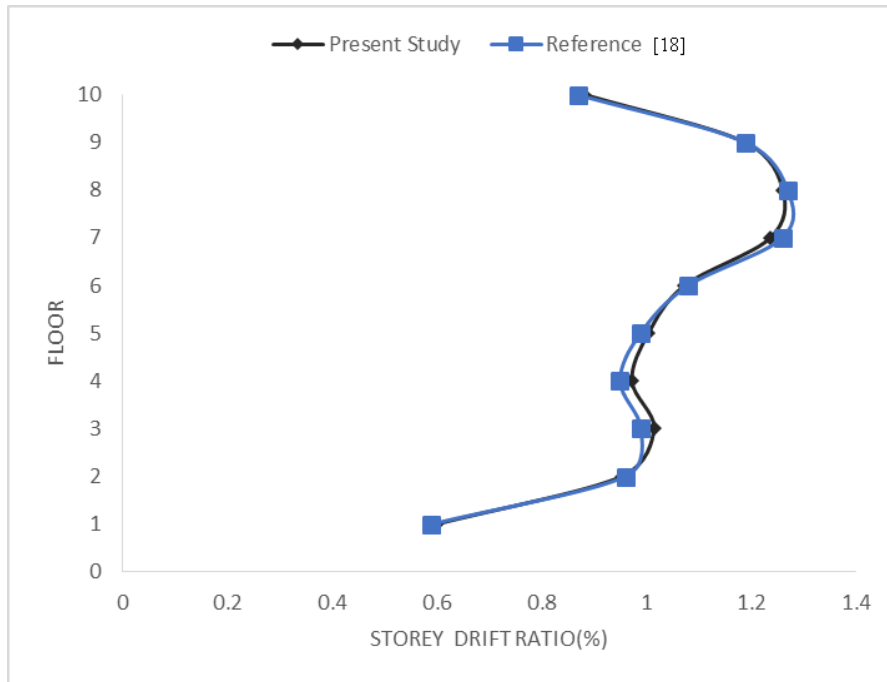
در این تحقیق از ۳ سازه فولادی سه بعدی دارای سیستم قاب خمشی ویژه و ۳ سازه سه بعدی دارای سیستم مهاربندی هم‌گرای ویژه با تعداد طبقات ۴، ۱۰ و ۲۰ به نمایندگی سازه‌های کوتاه، متوسط و بلند استفاده شده است. پلان تمامی سازه‌ها از ۳ دهانه ۵ متری به ابعاد ۱۵ متر در ۱۵ متر تشکیل می‌یابد. این سازه‌ها با استفاده از آیین‌نامه‌های ASCE7-16 [۱۹] و AISC360 [۲۰] و با استفاده از تحلیل طیفی (RSA) با به کارگیری طیف طرح آیین‌نامه ASCE7-16 طراحی شده‌اند. طراحی سازه‌های فولادی به روش LRFD انجام شده و جرم‌های لرزه‌ای به صورت متمرکز در تراز طبقات در نظر گرفته شدند. همچنین بارهای مرده و زنده به صورت شطرنجی بر روی تیرها پخش شده و مقاطع ستون‌ها و مهاربندی‌ها برای تمامی مدل‌ها به شکل قوطی و مقاطع تیرها به صورت تیر-ورق تعریف گردید. در این مدل‌ها کنترل‌های طراحی سازه‌های فولادی همچون جابه‌جایی نسبی طبقات (دریافت) و ظرفیت محوری اعضا مورد بررسی قرار گرفته است. سایر جزئیات استفاده شده در طراحی برای تمامی سازه‌های

جدیدی را برای پیشبرد دانش درباره‌ی مسائل حوزه نزدیک فراهم ساخته است. محدوده نزدیک گسل معمولاً بین ۱۵ تا ۶۰ کیلومتری از گسل فعال فرض می‌شود [۱۳]. با این حال فاصله‌ی عنوان شده در مورد حوزه نزدیک گسل تعریف جامعی نیست. در واقع اثرات نزدیک گسل با افزایش فاصله کاهش یافته و تحت تاثیر بزرگا و شرایط ساختگاه و غیره می‌باشد [۱۴]. از مهم‌ترین اثرات نزدیک گسل می‌توان به جهت‌پذیری رو به جلو، جهت‌داری رو به عقب، جهت‌داری خنثی، اثر فرا دیواره، اثر تغییر مکان ماندگار و مولفه قائم زلزله اشاره کرد. در محدوده نزدیک گسل معمولاً زمین لرزه‌ها به مکانیسم شکست، جهت انتشار شکست نسبت به ساختگاه و تغییر مکان‌های دائمی ناشی از لغزش گسل وابسته می‌باشند. این پارامترها باعث ایجاد اثر جهت‌داری شکست می‌شوند. زمانی که یک گسل شروع به شکسته شدن می‌کند، شکست از نقطه‌ای بر روی امتداد گسل ایجاد شده و بسته به محل آغاز گسیختگی گسترش می‌یابد. در این حالت اگر انتشار شکست گسل به سمت ساختگاه باشد و جهت لغزش گسل نیز در جهت ساختگاه باشد، آنگاه جهت‌داری رو به جلو رخ می‌دهد. اگر ساختگاه در جهت خلاف پیشرفت گسلش باشد، عکس حالت جهت‌داری رو به جلو اتفاق می‌افتد و باعث می‌شود امواج از هم دور شوند. جهت‌داری رو به عقب در ساختگاه‌های قرار گرفته در مجاورت همان انتهای گسل که گسیختگی شروع می‌گردد، مشاهده می‌شوند، به طوری که جهت انتشار گسیختگی از ساختگاه دور شونده است [۱۵].

در جهت‌داری خنثی، دور شدن یا نزدیک شدن انتشار گسلش به سمت ساختگاه قابل تشخیص نمی‌باشد. در این شرایط جهت‌داری اثر خاصی روی دامنه و مدت تاریخچه زمانی زلزله نخواهد داشت [۱۶] از دیگر ویژگی‌های رکوردهای حوزه نزدیک گسل، اثر تغییر مکان ماندگار است که تاثیر یک پالس نیم چرخه‌ای در تاریخچه زمانی سرعت منجر به جابه‌جایی دائمی زمین که حرکت پرتابی نامیده می‌شود، خواهد شد [۱۳].

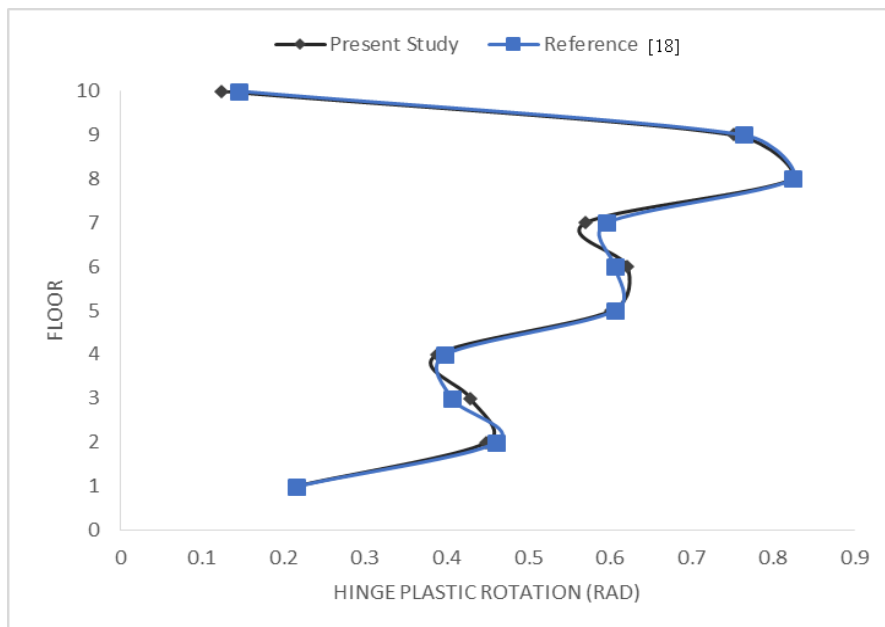
۳- صحت‌سنجی تحلیل‌ها

در این بخش به منظور اطمینان از صحت انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی و طیفی و همچنین اطمینان از صحت اجرای نرم‌افزار و نحوه مدل‌سازی، از نمونه تحلیل‌های انجام شده در مراجع [۱۷] و [۱۸] استفاده شده است. در صحت‌سنجی اول، به منظور اطمینان از صحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی و نحوه مدل‌سازی از تحلیل‌های انجام شده در مرجع [۱۸]



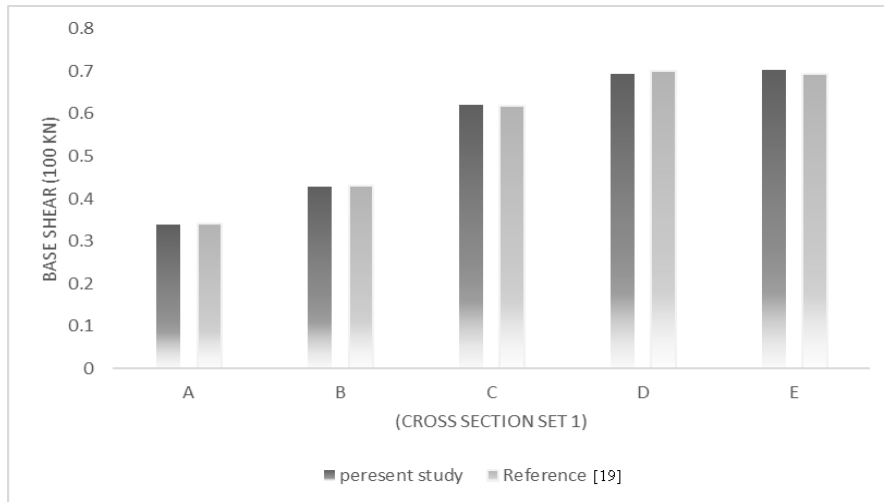
شکل ۱. نسبت جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی در مطالعه حاضر و مرجع [۱۷]

Fig. 1. Story drift ratios obtained from the nonlinear time history analyses in the present study and Reference [17]



شکل ۲. دوران پلاستیک مفاصل حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی در مطالعه حاضر و مرجع [۱۷]

Fig. 2. Plastic hinge rotations obtained from the nonlinear time history analyses in the present study and Reference [17]



شکل ۳. مقایسه برش پایه حاصل از تحلیل طیفی در مطالعه حاضر و مرجع [۱۸]

Fig. 3. Comparison of the base shear obtained from the response spectrum analysis in the present study and Reference [18]

جدول ۱. اطلاعات و مشخصه‌های استفاده شده در طراحی

Table 1. Detailed characteristics used in the design of structures

AISC 360-2016	آیین‌نامه طراحی
ASCE 7-16	آیین‌نامه تحلیل و طراحی
SAP 2000-v19.2.2	نرم‌افزار
فولاد ST37	نوع فولاد
Site class C	نوع زمین ساختگاه
200 kg/m ²	بار زنده
650 kg/m ²	بار مرده
1	ضریب اهمیت لرزه‌ای (I _e)
2400 kg/cm ²	تنش تسلیم فولاد (F _y)
2.1 × 10 ⁺¹¹ N/m ²	مدول الاستیسیته فولاد (E _s)
0.3	ضریب پواسون فولاد (ν)
7850 kg/m ³	جرم واحد حجم
76982.2 N/m ³	وزن واحد حجم

۵- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه

طراحی لرزه‌ای انواع سیستم‌های سازه‌ای در برابر فروریزش، مستلزم محاسبه پارامترهای تقاضا و ظرفیت سازه‌ای، بر اساس پاسخ سازه، با استفاده از منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی می‌باشد. این منحنی‌ها بر اساس تعداد قابل توجهی از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای مجموعه زلزله‌های

مورد نظر یکسان و مطابق آیین‌نامه ASCE7-16 می‌باشد. خلاصه‌ای از اطلاعات کلی طراحی و زمان تناوب اصلی سازه‌ها در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است. همچنین برای نمونه مشخصات مقاطع اعضاء در سازه‌های ۴ طبقه مهاربندی همگرای ویژه و ۱۰ طبقه قاب خمشی ویژه در پیوست ۱ ارائه شده است.

جدول ۲. مشخصات سازه‌های مورد بررسی

Table 2. Characteristics of the structures studied

نوع سیستم سازه‌ای	تعداد طبقات	پریود اصلی (ثانیه)	ارتفاع طبقه (متر)	ارتفاع کل (متر)	ضریب R	ضریب Ω_0	ضریب C_d
فولادی قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه	۴	۰/۷۷	۳/۲	۱۲/۸	۸	۳	۵/۵
	۱۰	۱/۶۳	۳/۲	۳۲	۸	۳	۵/۵
	۲۰	۲/۷۴	۳/۲	۶۴	۸	۳	۵/۵
فولادی مهاربندی همگرا با شکل‌پذیری ویژه	۴	۰/۶۱	۳/۲	۱۲/۸	۶	۲	۵
	۱۰	۱/۰۱	۳/۲	۳۲	۶	۲	۵
	۲۰	۱/۷۲	۳/۲	۶۴	۶	۲	۵

جدول ۳. مشخصات کلی شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با ویژگی جهت‌دارای پیش‌سو

Table 3. Characteristics of the near-fault ground motions with forward directivity effect

No	Event	Station	Year	Mag. (Mw)	Dis. (km)	Com.	PGA (g)	PGV/PGA	Pulse Period (sec)
1	Cape Mendocino	Petrolia	1992	7.01	8.18	090	0.66	0.136	2.99
2	Kocaeli	Arcelik	1999	7.51	13.49	090	0.13	0.315	7.79
3	Park field	Cholame	1996	6.19	4.23	090	0.58	0.056	1.33
4	Northridge (1)	Jensen filter plant Dministrative	1994	6.69	5.43	022	0.41	0.276	3.15
5	Northridge (2)	Rinaldi receiving Sta	1994	6.69	6.5	228	0.87	0.152	1.24
6	Northridge (3)	la dam	1994	6.69	5.92	064	0.42	0.181	1.61
7	Northridge (4)	La – SepulvedaVA hospital	1994	6.69	8.44	270	0.75	0.105	0.93

۵-۱- مقیاس شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده

به منظور انجام تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، همه شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده با استفاده از روش آیین‌نامه ASCE7-16 مقیاس گردیده‌اند. در این روش، ضریب مقیاس هر شتاب‌نگاشت به گونه‌ای تعیین می‌گردد که ابتدا شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه $(S_a(T_1))$ برابر با مقدار شتاب طیف طرح در آن زمان تناوب باشد. سپس، در بازه $0.2T_1$ تا $1.5T_1$ میانگین شتاب طیفی شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر حداقل باید برابر با طیف پاسخ آیین‌نامه باشد. به عنوان نمونه،

انتخابی به دست می‌آیند. در این راستا به منظور انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل‌های طیفی از ۴ گروه شتاب‌نگاشت ۷ تایی استفاده شده است که ۳ گروه از این شتاب‌نگاشت‌ها شامل شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک گسل با ویژگی‌های اثر جهت‌دارای پیش‌رونده، اثر پرتابی و فاقد پالس متمایز و گروه دیگر شامل شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل می‌باشند. این شتاب‌نگاشت‌ها منطبق بر خاک گروه C و D آیین‌نامه ASCE7-16 بوده و از پایگاه اطلاعاتی PEER استخراج شده‌اند.

جدول ۴. مشخصات کلی شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با ویژگی اثر پرتابی

Table 4. Characteristics of the near-fault ground motions with fling step effect

No	Event	Station	Year	Mag. (Mw)	Dis. (km)	Com.	PGA (g)	PGV/PGA	PGD (cm)	Pulse Period (sec)
1	Chi-Chi (1)	TCU065	1999	7.62	0.57	E	0.79	0.161	108	5.64
2	Chi-Chi (2)	TCU068	1999	7.62	0.32	E	0.51	0.49	297	4.99
3	Chi-Chi (3)	TCU129	1999	7.62	1.83	EW	0.98	0.067	64.5	-
4	Chi-Chi (4)	TCU076	1999	7.62	2.74	E	0.34	0.152	33	4.63
5	Chi-Chi (5)	TCU067	1999	7.62	0.62	EW	0.48	0.195	100.9	7.3
6	Chi-Chi (6)	TCU052	1999	7.62	0.32	E	0.51	0.347	261.7	11.95
7	Kocaeli	Yarimca	1999	7.51	4.83	060	0.22	0.46	62	4.94

جدول ۵. مشخصات کلی شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل فاقد پالس

Table 5. Characteristics of the near-fault ground motions with no pulse

No	Event	Station	Year	Mag. (Mw)	Dis. (km)	Com.	PGA (g)	PGV/PGA
1	Chi-Chi (1)	CHY080	1999	7.62	2.69	EW	0.81	0.134
2	Chi-Chi (2)	CHY029	1999	7.62	10.96	E	0.28	0.127
3	Chi-Chi (3)	TCU084	1999	7.62	11.48	E	1.00	0.131
4	Loma Prieta (1)	Bran	1989	6.93	10.72	090	0.50	0.093
5	Loma Prieta (2)	Waho	1989	6.93	17.74	090	0.65	0.06
6	Nahanni	Site 1	1985	6.76	9.60	280	1.20	0.034
7	Imperial valley	El Centro Array	1938	6.95	6.09	180	0.28	0.113

جدول ۶. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

Table 6. Characteristics of the far-fault ground motions

No	Event	Station	Year	Mag. (Mw)	Dis. (km)	Com.	PGA(g)	PGV/PGA
1	Kobe	Kakogawa	1995	6.9	22.50	090	0.32	0.086
2	Northridge (1)	La - 116th St school	1994	6.69	41.17	090	0.21	0.049
3	Kobe	OKA	1995	6.90	86.94	000	0.07	0.071
4	Loma Prieta (1)	Sf - presidio	1989	6.93	77.43	000	0.09	0.154
5	Loma Prieta (2)	Sf - cliff house	1989	6.93	78.68	090	0.10	0.133
6	Northridge (2)	La - Centinela St	1994	6.69	28.30	155	0.45	0.047
7	Northridge (3)	Malibu - point Dume Sch	1994	6.69	33.67	090	0.13	0.066

روش برآورد نیازهای لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد، پرداخته شده است. از این رو برای آنکه نتایج حاصل از تحلیل‌های طیفی که یک تحلیل خطی می‌باشد با نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی قابل مقایسه باشند، نتایج تحلیل‌های طیفی با استفاده از ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی و ضریب اضافه مقاومت مطابق جدول ۲ که برای هر دو سیستم مورد استفاده با استفاده از آیین‌نامه ASCE 7-16 داده شده‌اند، اصلاح شدند. برای این اصلاح، برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی در ضریب اضافه مقاومت و جابه‌جایی طبقات و جابه‌جایی نسبی طبقات در ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ضرب می‌شوند. ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی (C_d) و ضریب اضافه مقاومت (Ω) با توجه به شکل ۷ به صورت زیر قابل توجیح می‌باشد.

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1)$$

(Δ_{max} = maximum inelastic story drift)

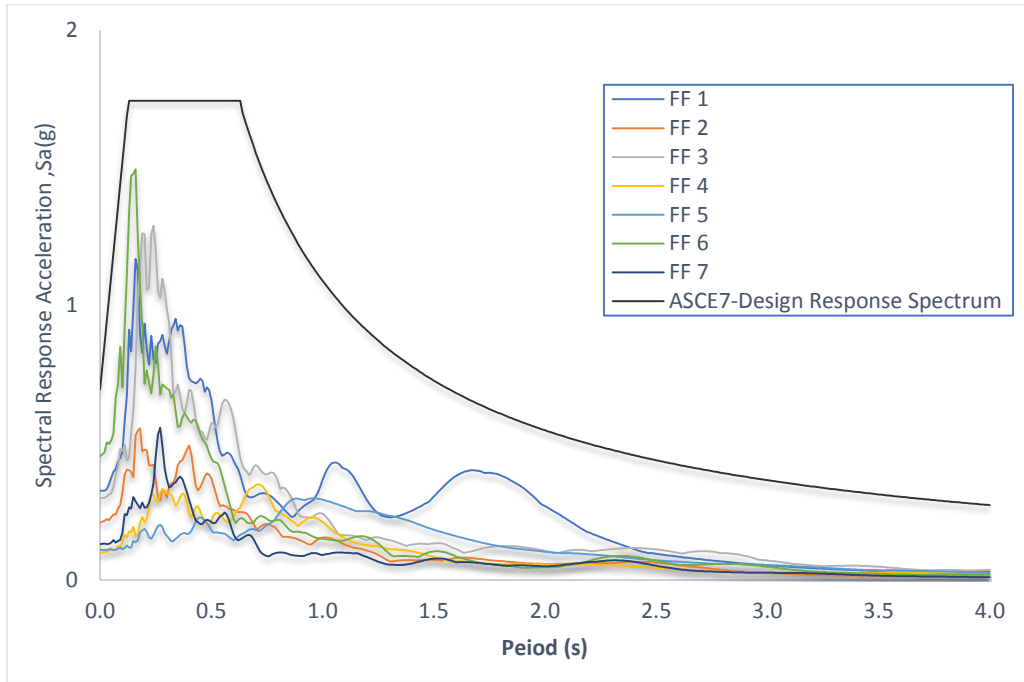
$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (2)$$

(Δ_y = elastic story drift at $C_y W$ force level)

طیف پاسخ شبه شتاب شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل (FF) قبل و بعد از مقیاس شدن برای سازه ۴ طبقه قاب خمشی ویژه در شکل‌های ۴ و ۵ و متوسط طیف پاسخ شبه شتاب شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده برای چهار گروه شتاب‌نگاشت در شکل ۶ نشان داده شده است. همچنین ضرایب همپایه‌سازی شتاب‌نگاشت‌های مختلف به عنوان نمونه برای این سازه در پیوست ۲ ارائه شده است.

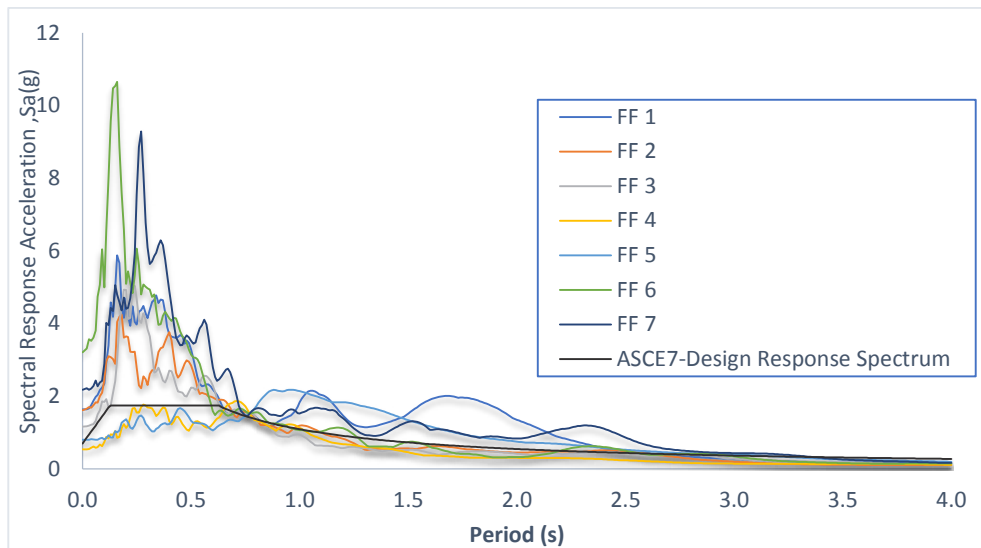
۶- روش تحقیق

در این تحقیق سعی شده است که با انتخاب سازه‌های فولادی با تعداد طبقات مختلف و انجام تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار SAP 2000 [۲۱] و به کارگیری ۴ گروه شتاب‌نگاشت متفاوت به بررسی کفایت تحلیل طیفی پرداخته شود. در سازه‌های مورد بررسی، رفتار غیرخطی تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌ها با مفاصل پلاستیک مطابق با آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13 [۲۲] مدل‌سازی شدند. مفاصل پلاستیکی در تیرها بر مبنای لنگر خمشی حول محور قوی، در ستون‌ها بر مبنای اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی حول دو محور و در مهاربندها بر مبنای نیروی محوری اختصاص داده شدند. بدین منظور بعد از طراحی سازه‌ها با استفاده از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای به مقایسه پاسخ‌های لرزه‌ای از قبیل برش طبقات، جابه‌جایی و جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی با نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی که به عنوان دقیق‌ترین



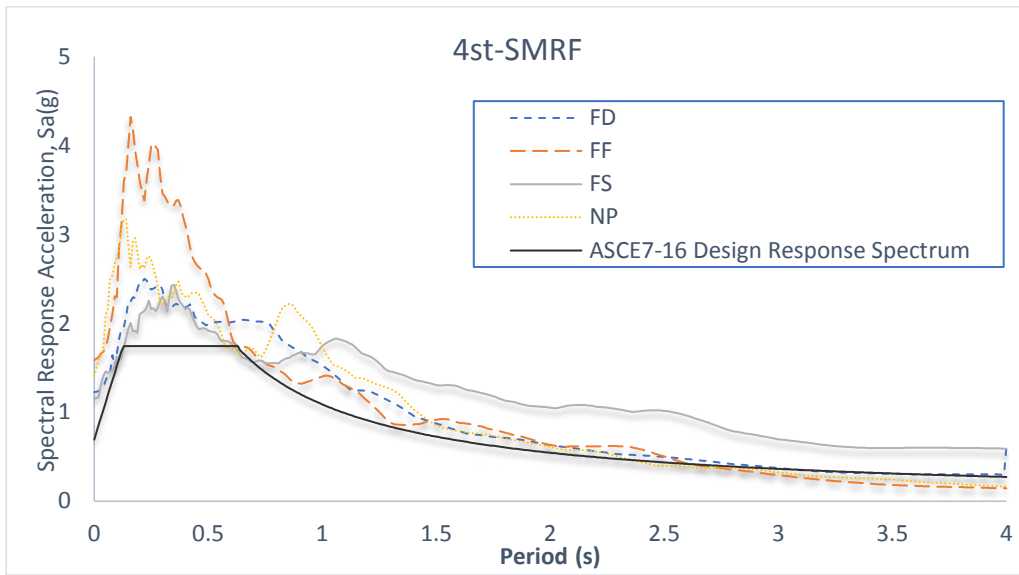
شکل ۴. طیف طرح آیین‌نامه ASCE7-16 و طیف پاسخ شبه شتاب شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل (FF)

Fig. 4. Design spectrum of ASCE7-16 and pseudo-acceleration spectra of far-fault ground motion records



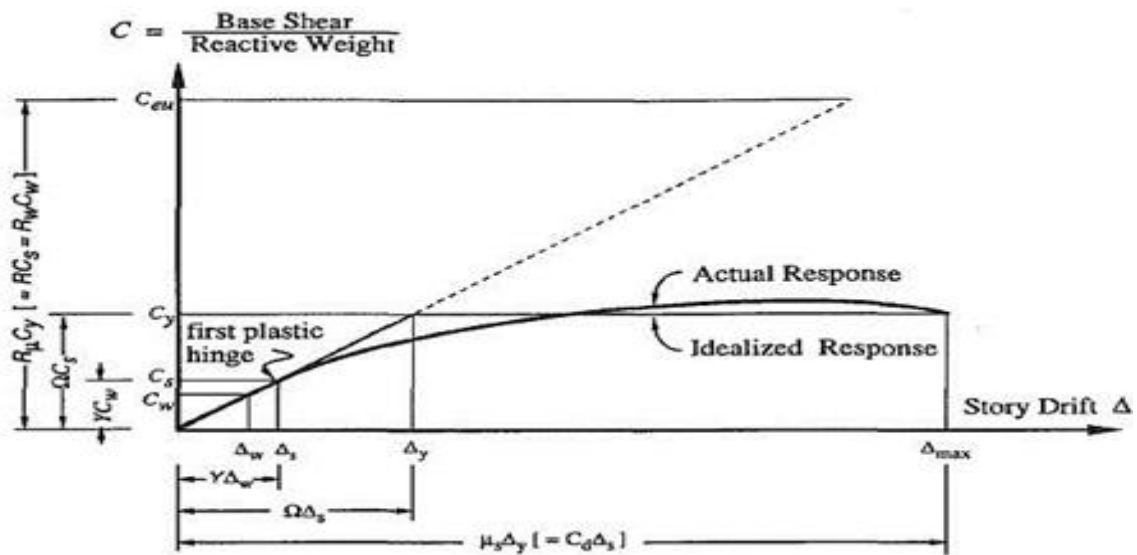
شکل ۵. طیف طرح آیین‌نامه ASCE7-16 و طیف پاسخ شبه شتاب شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده نهایی حوزه دور از گسل (FF) برای سازه ۴ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 5. Design spectrum of ASCE7-16 and pseudo-acceleration spectra of scaled far-fault ground motion records for the 4-story MRF building



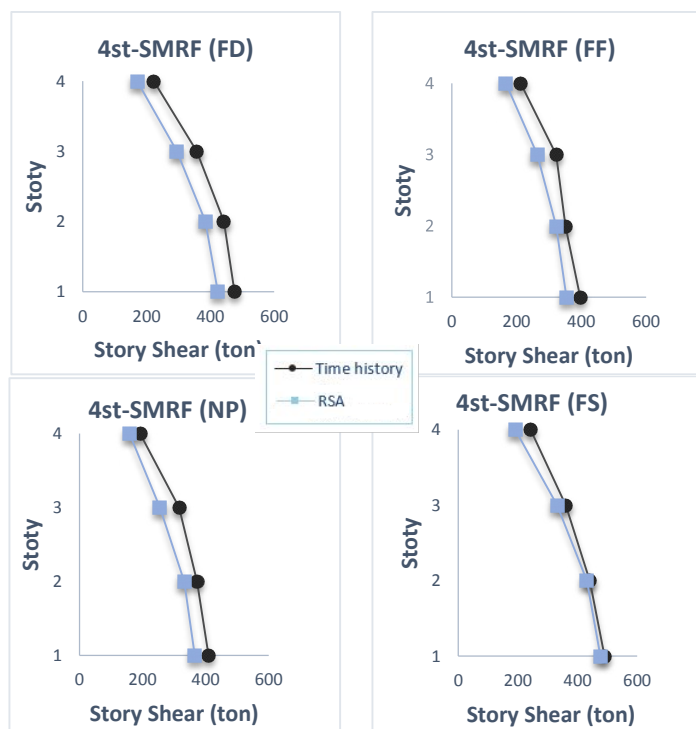
شکل ۶. طیف طرح آیین‌نامه ASCE7-16 و متوسط طیف پاسخ شبه شتاب شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده برای چهار گروه شتاب‌نگاشت در سازه ۴ طبقه قاب خمشی

Fig. 6. Design spectrum of ASCE7-16 and the mean pseudo-acceleration spectra of scaled different four sets of ground motions for the 4-story MRF building



شکل ۷. پاسخ سازه‌ای کل [۲۳]

Fig. 7. General structural response [23]



شکل ۸. مقایسه برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۴ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 8. Comparison of story shears obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 4-story MRF building

و با افزایش ارتفاع سازه‌ها اختلاف بین تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بیشتر می‌شود. به طور متوسط سازه‌های ۴ طبقه در هر دو سیستم سازه‌ای دارای کمترین اختلاف می‌باشند. همچنین بیشترین اختلاف در سازه‌های ۴ طبقه مربوط به شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با اثر پرتابی با میانگین ۱۴ درصد می‌باشد. در سازه‌های ۱۰ طبقه مشابه سازه‌های ۴ طبقه بیشترین اختلاف مربوط به شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک با اثر پرتابی با مقدار ۲۱ درصد برای سازه مهاربندی ویژه و ۱۷ درصد برای سازه قاب خمشی ویژه می‌باشد. در سازه‌های ۲۰ طبقه نتایج متفاوتی قابل مشاهده می‌باشد. برش طبقه حاصل از تحلیل طیفی در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در سازه قاب خمشی ویژه ۱۸ درصد برای شتاب‌نگاشت حوزه دور از گسل و در سازه قاب مهاربندی ویژه ۲۳ درصد برای شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با اثر پرتابی دست پایین می‌باشد. از طرفی می‌توان گفت در تمامی سازه‌ها به جز سازه ۲۰ طبقه قاب خمشی ویژه بیشترین اختلاف نتایج تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مربوط به شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با اثر پرتابی می‌باشد. در حالت کلی نتایج برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی دارای مقادیر کمتری نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشند.

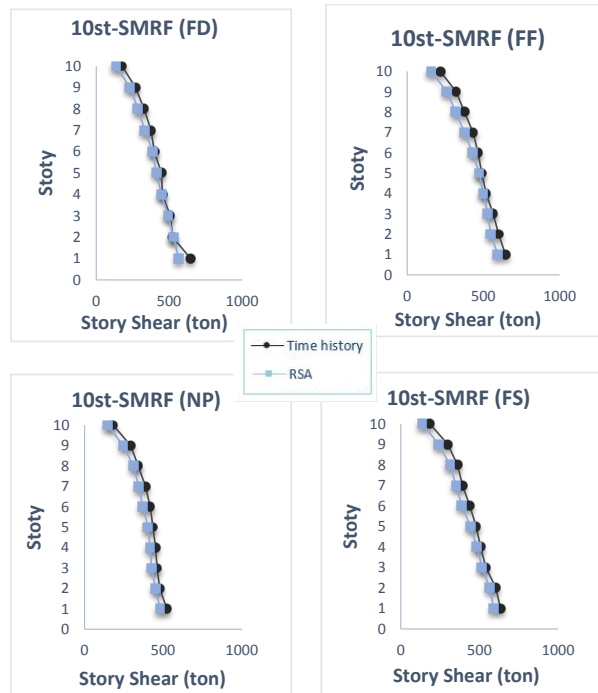
$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} = \Omega \mu_s \quad (3)$$

(Δ_s = NEHRP elastic story drift produced by $C_s W$)

که Ω ضریب اضافه مقاومت، μ_s ضریب شکل‌پذیری سازه و C_d ضریب بزرگنمایی جابه‌جایی است. همچنین، Δ_{\max} تغییر مکان حداکثر سازه، Δ_y تغییر مکان تسلیم سازه و Δ_s تغییر مکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است.

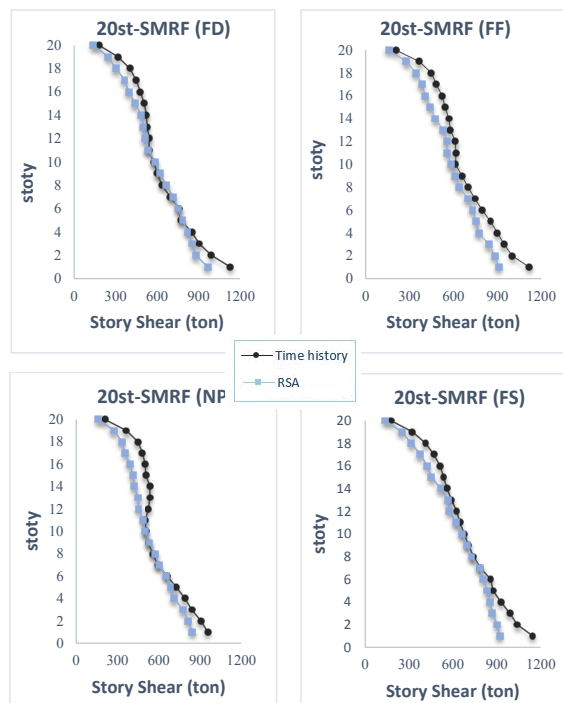
۶-۱- ارزیابی برش طبقات

شکل‌های ۸ تا ۱۳ نتایج برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی (RSA) و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (Time history) را نشان می‌دهند. مقادیر برش طبقات به دست آمده از دو روش تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای هر گروه زلزله نشان می‌دهد که در تمامی سازه‌ها نتایج حاصل از تحلیل طیفی از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی کمتر است



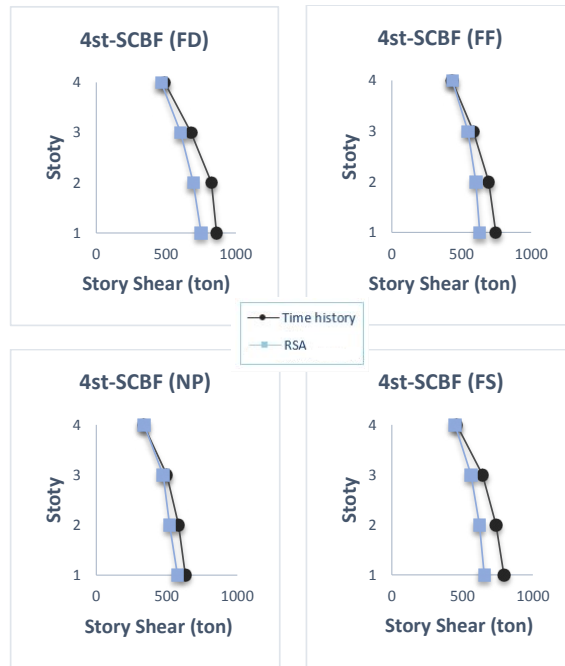
شکل ۹. مقایسه برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 9. Comparison of story shears obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 10-story MRF building



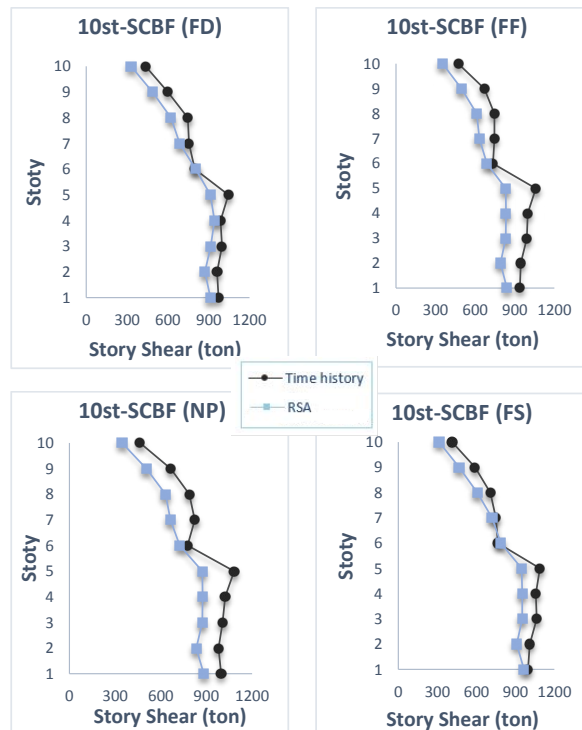
شکل ۱۰. مقایسه برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۲۰ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 10. Comparison of story shears obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 20-story MRF building



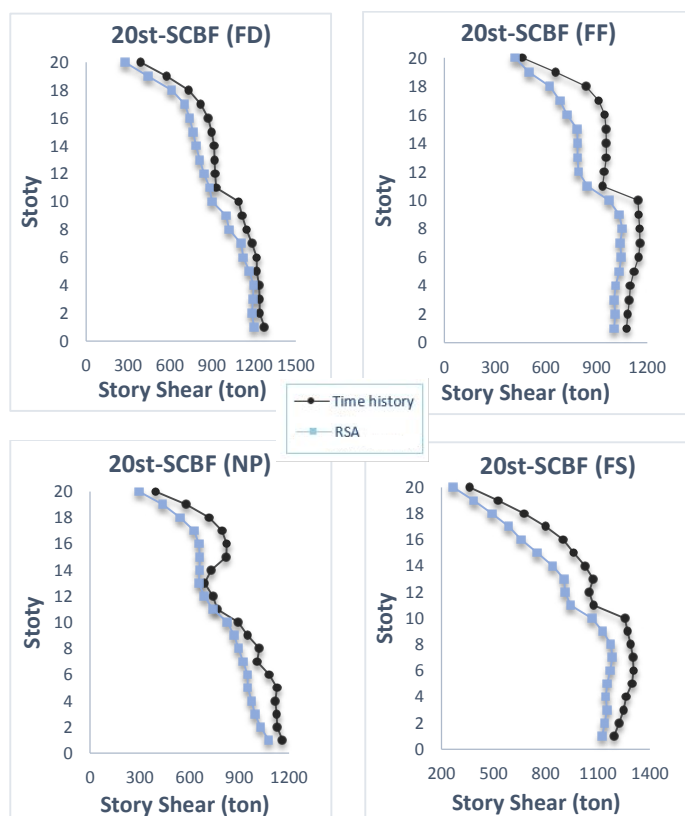
شکل ۱۱. مقایسه برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۴ طبقه قاب مهاربندی ویژه

Fig. 11. Comparison of story shears obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 4-story CBF building



شکل ۱۲. مقایسه برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۱۰ طبقه قاب مهاربندی ویژه

Fig. 12. Comparison of story shears obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 10-story CBF building



شکل ۱۳. مقایسه برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۲۰ طبقه قاب مهاربندی ویژه

Fig. 13. Comparison of story shears obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 20-story CBF building

تاریخچه زمانی غیرخطی در موارد یاد شده به ترتیب ۲۶ و ۲۲ درصد دست پایین می‌باشد.

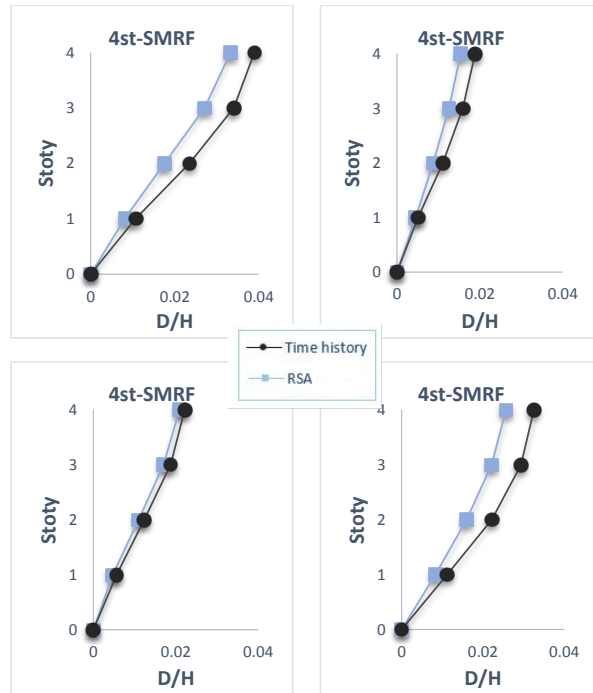
در حالت کلی می‌توان نتیجه گرفت که نسبت جابه‌جایی طبقات به ارتفاع کل سازه (D/H) حاصل از تحلیل طیفی برای شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با اثر پرتابی دارای مقادیر دست پایین‌تری در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بوده و غیرمحافظة کارانه‌تر می‌باشد.

۳-۶- ارزیابی جابه‌جایی نسبی طبقات

نمودار متوسط جابه‌جایی نسبی طبقات برای هر سازه با استفاده از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به دست آمده و در شکل ۲۰ تا شکل ۲۵ نشان داده شده است. در اکثر سازه‌ها نتایج حاصل از تحلیل طیفی در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دارای مقادیر کمتری بوده و غیرمحافظة کارانه هستند. به طور متوسط سازه‌های ۴ طبقه در هر دو

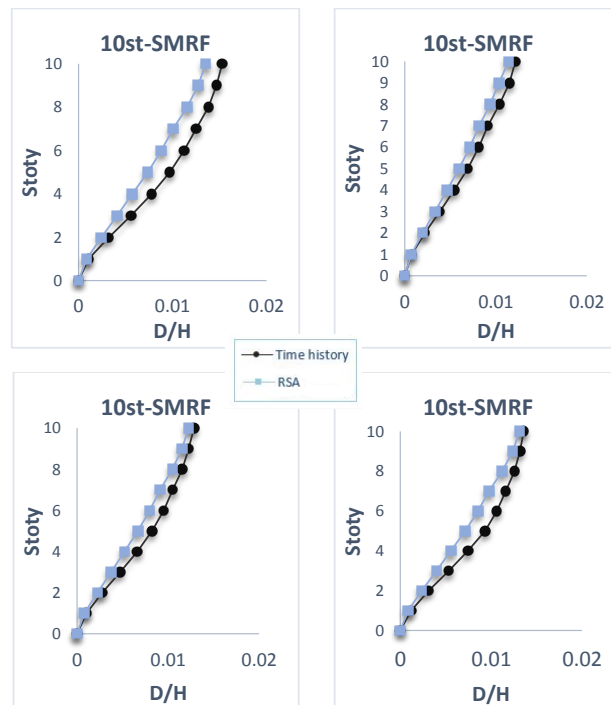
۶-۲- ارزیابی جابه‌جایی طبقات

شکل ۱۴ تا شکل ۱۹ نتایج نسبت جابه‌جایی طبقات به ارتفاع کل سازه (D/H) حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی را نشان می‌دهد. در اکثر موارد، جابه‌جایی طبقات حاصل از تحلیل طیفی دارای مقادیر کمتری نسبت به نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشند. به طور متوسط سازه‌های ۴ طبقه در هر دو سیستم سازه‌ای دارای بیشترین اختلاف می‌باشند. در سازه‌های قاب خمشی ویژه بیشترین اختلاف مربوط به شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با اثر پرتابی بوده، به طوری که در سازه‌های ۴، ۱۰ و ۲۰ طبقه جابه‌جایی‌های حاصل از تحلیل طیفی در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به ترتیب ۲۸، ۱۸ و ۲۷ درصد دست پایین می‌باشد. در سازه‌های دارای سیستم قاب مهاربندی ویژه بیشترین اختلاف مربوط به شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با اثر پرتابی برای سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه می‌باشد که جابه‌جایی‌های حاصل از تحلیل طیفی در مقایسه با تحلیل



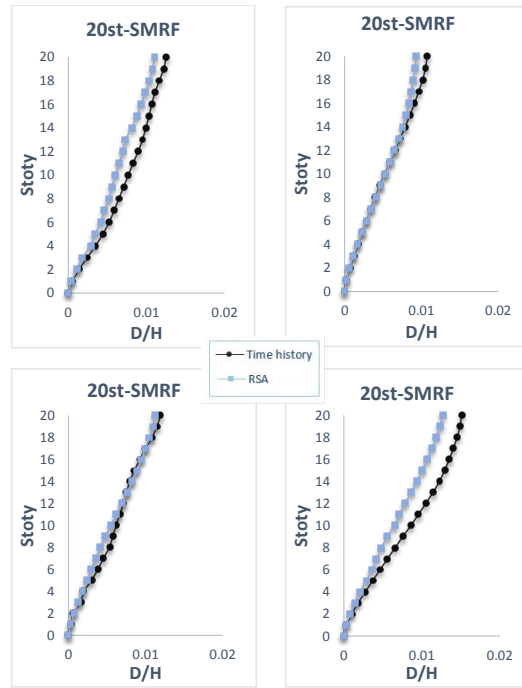
شکل ۱۴. مقایسه جابه‌جایی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۴ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 14. Comparison of floor displacements obtained from the response spectrum analysis and non-linear time history analysis using the four sets of ground motions for the 4-story MRF building



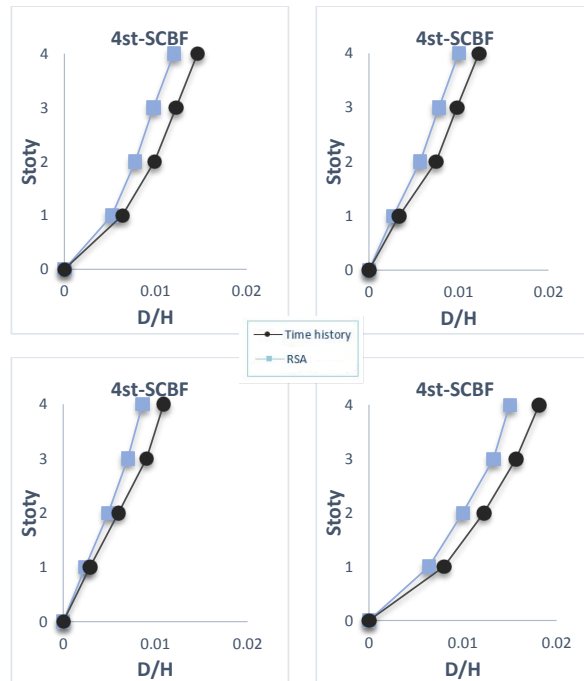
شکل ۱۵. مقایسه جابه‌جایی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 15. Comparison of floor displacements obtained from the response spectrum analysis and non-linear time history analysis using the four sets of ground motions for the 10-story MRF building



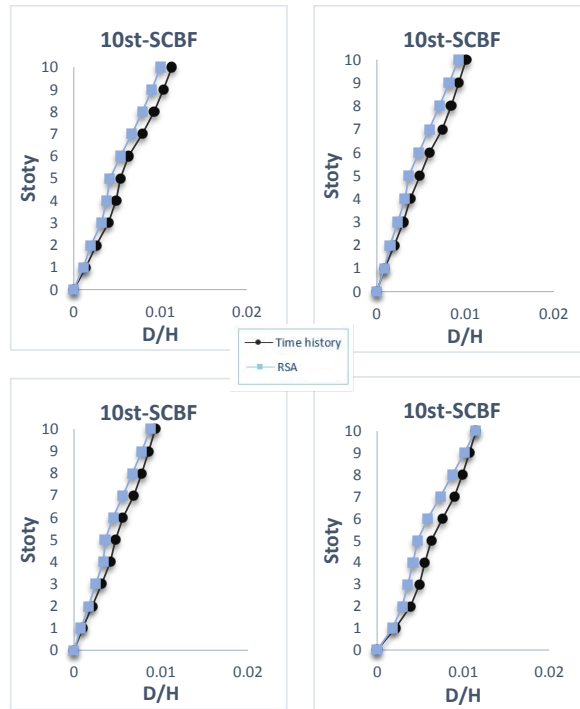
شکل ۱۶. مقایسه جابه‌جایی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۲۰ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 16. Comparison of floor displacements obtained from the response spectrum analysis and non-linear time history analysis using the four sets of ground motions for the 4-story CBF building



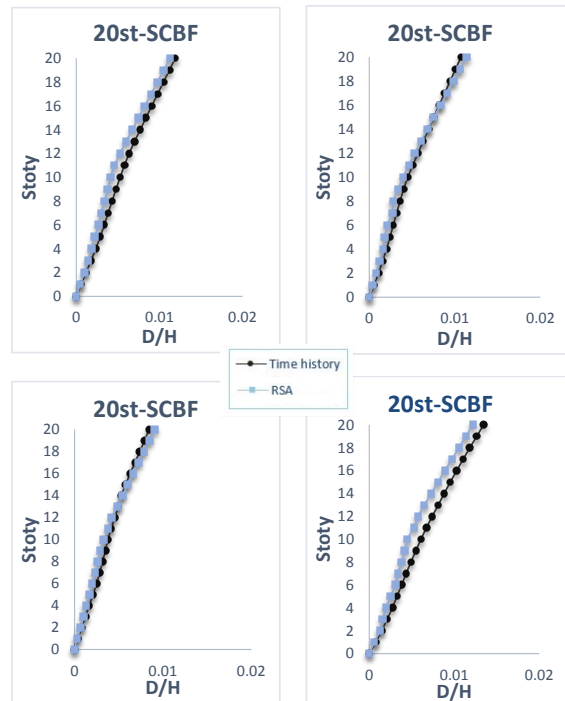
شکل ۱۷. مقایسه جابه‌جایی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۴ طبقه قاب مهاربندی ویژه

Fig. 17. Comparison of floor displacements obtained from the response spectrum analysis and non-linear time history analysis using the four sets of ground motions for the 4-story CBF building



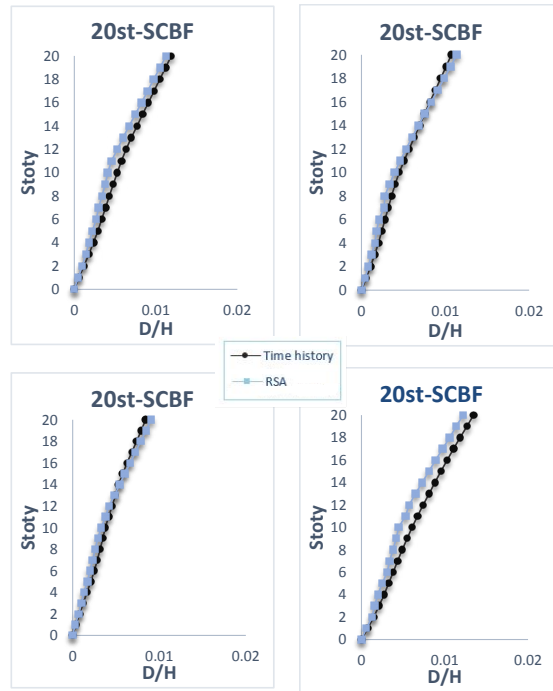
شکل ۱۸. مقایسه جابه‌جایی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۱۰ طبقه قاب مهاربندی ویژه

Fig. 18. Comparison of floor displacements obtained from the response spectrum analysis and non-linear time history analysis using the four sets of ground motions for the 10-story CBF building



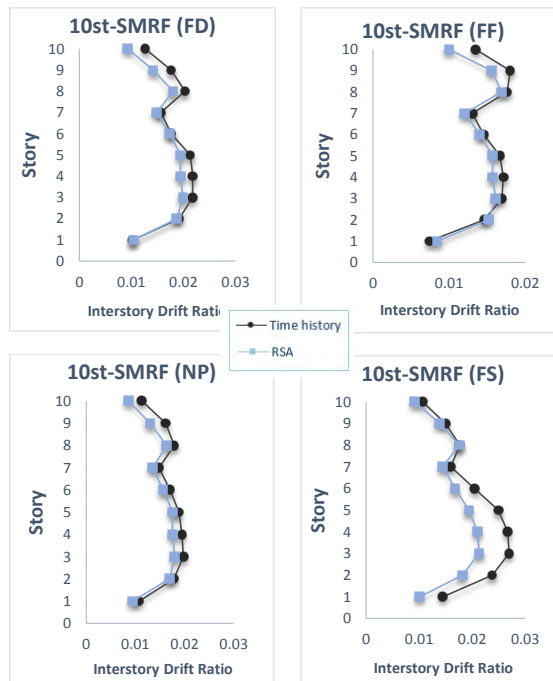
شکل ۱۹. مقایسه جابه‌جایی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۲۰ طبقه قاب مهاربندی ویژه

Fig. 19. Comparison of floor displacements obtained from the response spectrum analysis and non-linear time history analysis using the four sets of ground motions for the 20-story CBF building



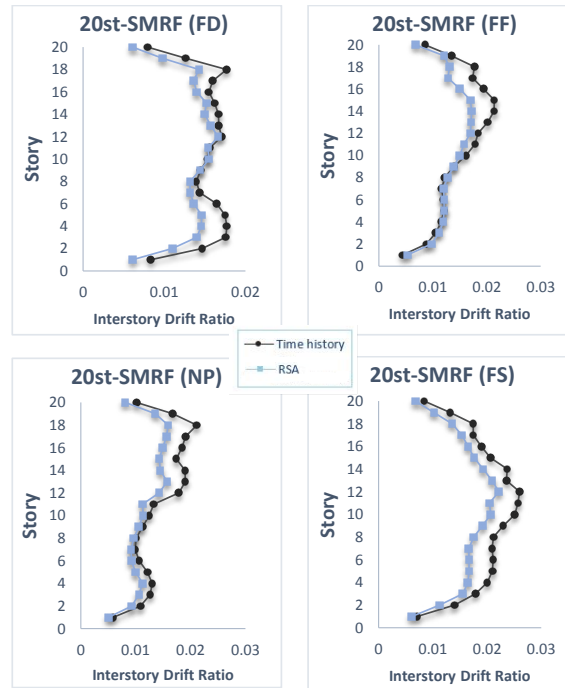
شکل ۲۰. مقایسه جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۴ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 20. Comparison of story drifts obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 4-story MRF building



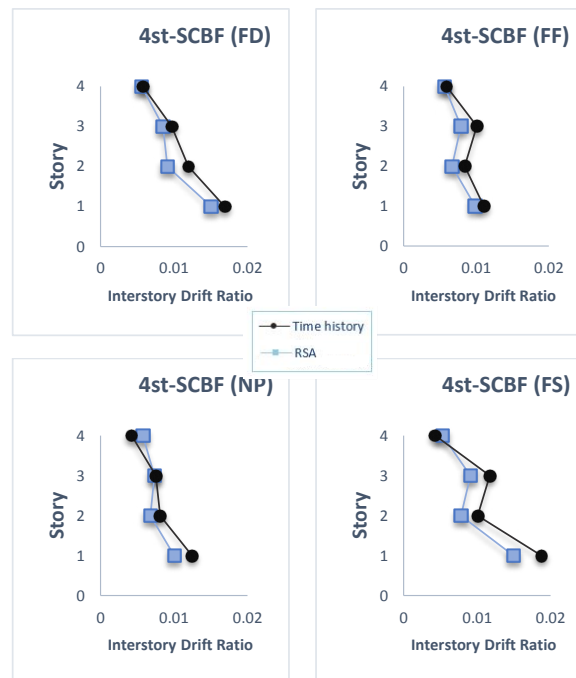
شکل ۲۱. مقایسه جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 21. Comparison of story drifts obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 10-story MRF building



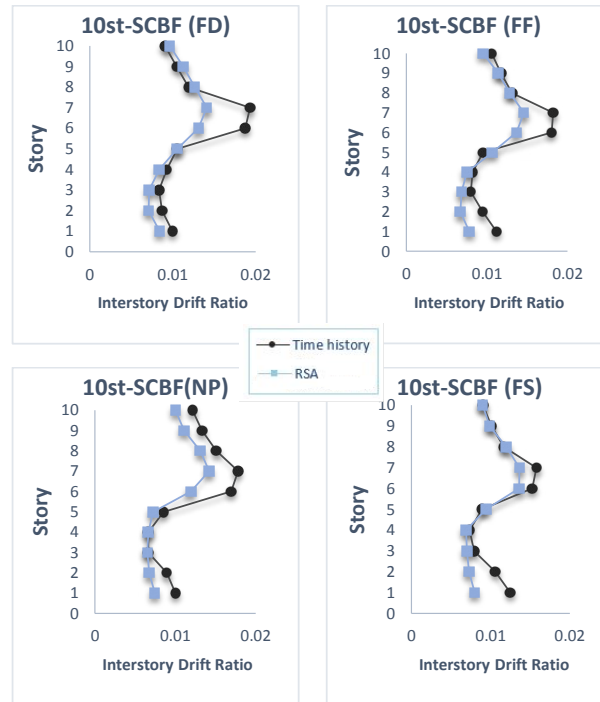
شکل ۲۲. مقایسه جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۲۰ طبقه قاب خمشی ویژه

Fig. 22. Comparison of story drifts obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 20-story MRF building



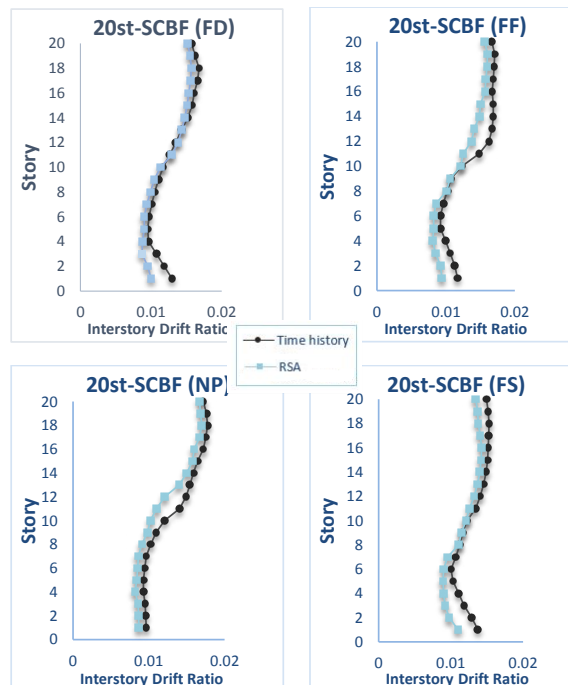
شکل ۲۳. مقایسه جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۴ طبقه قاب مهاربندی ویژه

Fig. 23. Comparison of story drifts obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 4-story CBF building



شکل ۲۴. مقایسه جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۱۰ طبقه قاب مهاربندی ویژه

Fig. 24. Comparison of story drifts obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 10-story CBF building



شکل ۲۵. مقایسه جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۴ گروه شتاب‌نگاشت برای سازه ۲۰ طبقه قاب مهاربندی ویژه

Fig. 25. Comparison of story drifts obtained from the response spectrum analysis and nonlinear time history analysis using the four sets of ground motions for the 20-story CBF building

اختلاف و سازه ۲۰ طبقه قاب خمشی ویژه با ۱۸ درصد و سازه ۲۰ طبقه قاب مهاربندی ویژه با ۲۳ درصد دارای بیشترین اختلاف می‌باشند.

۳- کمترین اختلاف برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در گروه شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک گسل فاقد پالس و بیشترین اختلاف برش طبقات در گروه شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک گسل با اثر پرتابی و شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل اتفاق می‌افتد.

۴- در تمامی سازه‌ها به جز سازه ۴ طبقه با سیستم قاب مهاربندی ویژه بیشترین اختلاف نتایج بین تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای جابه‌جایی کفها مربوط به شتاب‌نگاشت‌های گروه نزدیک گسل با اثر پرتابی با حداکثر اختلاف ۲۷ درصد می‌باشد.

۵- در تمامی سازه‌ها کمترین اختلاف بین جابه‌جایی نسبی طبقات، حاصل از تحلیل‌های طیفی و تاریخچه زمانی غیرخطی در شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک گسل فاقد پالس و بیشترین اختلاف در شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با اثر پرتابی و حوزه دور از گسل اتفاق می‌افتد. همچنین با افزایش تعداد طبقات و اثر قابل توجه مودهای ارتعاشی بالاتر اختلاف جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بیشتر می‌شود، به طوری که سازه ۲۰ طبقه قاب خمشی ویژه با ۱۷ درصد دارای بیشترین اختلاف می‌باشد.

۶- پاسخ‌های جابه‌جایی کفها و جابه‌جایی نسبی طبقات برای سازه‌های دارای سیستم قاب مهاربندی ویژه داری مقادیر کمتری نسبت به سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی ویژه می‌باشند. این بدان علت است که سختی جانبی در سازه‌های دارای سیستم مهاربندی ویژه نسبت به سازه‌های قاب خمشی ویژه بیشتر می‌باشد.

در کل می‌توان نتیجه گرفت که تحلیل طیفی در برآورد پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها، نتایج دست پایی را ارائه می‌دهد و غیرمحافظة کارانه می‌باشد. بنابراین در آیین‌نامه‌های زلزله مثل ASCE7-16 و استاندارد زلزله ۲۸۰۰ ایران [۲۴] که تحلیل طیفی به عنوان یک روش تحلیل لرزه‌ای مطمئن برای ساختمان‌های بلند محسوب می‌شود، لازم است بازنگری لازم صورت گیرد. شایان ذکر است که این نتایج برای ساختمان‌های فولادی با سیستم قاب خمشی و مهاربندی همگرا حاصل شده‌اند. به منظور تعمیم موضوع لازم است که ساختمان‌های بیشتری با سیستم‌های باربر لرزه‌ای متفاوت مورد بررسی قرار گیرد.

سیستم سازه‌ای دارای کمترین اختلاف می‌باشند. همچنین کمترین اختلاف در سازه‌های ۴ طبقه مربوط به شتاب‌نگاشت نزدیک گسل فاقد پالس و بیشترین اختلاف این سازه‌ها مربوط به شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با اثر پرتابی با مقدار ۴ درصد برای سازه مهاربندی ویژه و ۱۲ درصد برای سازه قاب خمشی ویژه می‌باشد. در سازه‌های ۲۰ طبقه جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در سازه قاب خمشی ویژه ۱۷ درصد برای شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با اثر پرتابی و در سازه قاب مهاربندی ویژه ۱۳ درصد برای شتاب‌نگاشت حوزه دور از گسل دست پایی می‌باشد. همانگونه که نتایج نشان می‌دهد سازه‌های بلند در هر دو سیستم سازه‌ای دارای بیشترین اختلاف و سازه‌های کوتاه دارای کمترین اختلاف می‌باشند و این بدان معناست که با افزایش تعداد طبقات و اثر قابل توجه مودهای ارتعاشی بالاتر، اختلاف حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بیشتر می‌شود.

۷- نتیجه گیری

در این تحقیق سعی شده است که به بررسی دقت روش تحلیل طیفی در سازه‌های فولادی با سیستم‌های قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی همگرای ویژه با تعداد طبقات ۴، ۱۰ و ۲۰ پرداخته شود. بدین منظور، تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، با به کارگیری شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک گسل با ویژگی‌های اثر جهت دارای پیش‌رونده، اثر پرتابی و فاقد پالس متمایز و شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل انجام شدند. در نهایت، پاسخ‌های لرزه‌ای از قبیل برش طبقات، جابه‌جایی کفها و جابه‌جایی نسبی طبقات، حاصل از تحلیل طیفی با نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مورد مقایسه قرار گرفتند. با توجه به بررسی‌های به عمل آمده برای سازه‌های یاد شده، نتایج زیر در این تحقیق قابل ارائه می‌باشند:

۱- در کلیه سازه‌ها نتایج به دست آمده برای برش طبقات، جابه‌جایی کفها و جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل طیفی از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی کمتر می‌باشد.

۲- با افزایش ارتفاع سازه‌ها و اثر قابل مودهای ارتعاشی بالاتر، اختلاف برش طبقات حاصل از تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای هر دسته شتاب‌نگاشت بیشتر می‌شود، به طوری که سازه ۴ طبقه قاب خمشی ویژه با ۱۴ درصد و سازه قاب مهاربندی ویژه با ۱۳ درصد دارای کمترین

۸- فهرست علائم

علائم انگلیسی

Square Root of the Sum of Squares	<i>SRSS</i>
Complete Quadratic Combination	<i>CQC</i>
American Institute of Steel Construction	<i>AISC</i>
American Society of Civil Engineers	<i>ASCE</i>
Response spectrum Analysis	<i>RSA</i>
نسبت جابه‌جایی طبقات به ارتفاع کل سازه	<i>D/H</i>
ضریب اهمیت لرزه‌ای	<i>I_e</i>
تنش تسلیم فولاد	<i>F_Y</i>
مدول الاستیسیته فولاد	<i>E_s</i>
مدول الاستیسیته، N/m^2	<i>E</i>

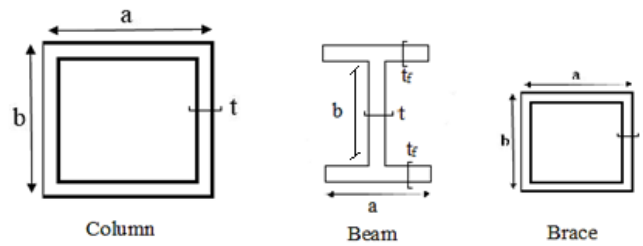
- [7] F. De Luca, L. Lombardi, EC8 design through linear time history analysis versus response spectrum analysis—Is it an enhancement for PBEE, in: 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE, 2017.
- [8] E. Brunesi, R. Nascimbene, L. Casagrande, Seismic analysis of high-rise mega-braced frame-core buildings, *Engineering Structures*, 115 (2016) 1-17.
- [9] K. Leng, C. Chintanapakdee, T. Hayashikawa, Seismic Shear Forces in Shear Walls of a Medium-Rise Building Designed by Response Spectrum Analysis, *Engineering Journal*, 18(4) (2014) 73-95.
- [10] A. Zekioglu, M. Willford, L. Jin, M. Melek, Case study using the Los Angeles tall buildings structural design council guidelines: 40-storey concrete core wall building, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 16(5) (2007) 583-597.
- [11] D.-H. Jun, H.-G. Kang, Nonlinear Response Analysis of Multistory Buildings Subjected to Synthetic Motions Compatible with Design Spectrum.
- [12] D. Cancellara, F. De Angelis, Dynamic assessment of base isolation systems for irregular in plan structures: Response spectrum analysis vs nonlinear analysis, *Composite Structures*, 215 (2019) 98-115.
- [13] S. Li, L.-l. Xie, Progress and trend on near-field problems in civil engineering, *Acta Seismologica Sinica*, 20(1) (2007) 105-114.
- [14] C. Lu, Research on near-fault problems in earthquake engineering, *TELKOMNIKA Indonesian Journal of Electrical Engineering*, 10(5) (2012) 1033-1039.
- [15] J.D. Bray, A. Rodriguez-Marek, Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region, *Soil dynamics and earthquake engineering*, 24(11) (2004) 815-828.
- [16] S.U. Sigurðsson, Near-fault ground motions and structural design issues, 2010.
- [17] M. Poursha, F. Khoshnoudian, A. Moghadam, Assessment of modal pushover analysis and conventional nonlinear static procedure with load distributions of federal emergency management agency for high-rise

منابع

- [1] A.K. Gupta, J.-W. Jaw, Coupled response spectrum analysis of secondary systems using uncoupled modal properties, *Nuclear engineering and design*, 92(1) (1986) 61-68.
- [2] R. Klemencic, J.A. Fry, J.D. Hooper, B.G. Morgen, Performance-based design of ductile concrete core wall buildings—issues to consider before detailed analysis, *The structural design of tall and special buildings*, 16(5) (2007) 599-614.
- [3] H.P. Tuan, Seismic design considerations for tall buildings, MS thesis, ROSE School, Pavia, Italy, 2008.
- [4] H. Fan, Q. Li, A.Y. Tuan, L. Xu, Seismic analysis of the world's tallest building, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(5) (2009) 1206-1215.
- [5] Q. Khan, Evaluation of effects of response spectrum analysis on height of building, (2010).
- [6] A. Munir, P. Warnitchai, The cause of unproportionately large higher mode contributions in the inelastic seismic responses of high-rise core-wall buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(15) (2012) 2195-2214.

- 2000 NL, Berkeley, CA, U.S.A., 2018.
- [22] ASCE/SEI 41-13, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American Society of Civil Engineers, 2013.
- [23] C.-M. Uang, Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions, Journal of structural Engineering, 117(1) (1991) 19-28.
- [24] INBC.2800, Standard No. 2800: Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Iranian national building code, Tehran, Iran;, (2014).
- buildings, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 19(3) (2010) 291-308.
- [18] T.M. Nahhas, A comparison of IBC with 1997 UBC for modal response spectrum analysis in standard-occupancy buildings, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 10(1) (2011) 99-113.
- [19] ASCE/SEI7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 2016.
- [20] ANSI/AISC 360-16, Specification for structural steel buildings, 2016.
- [21] Computers and Structures Incorporated (CSI), SAP

پیوست ۱: مشخصات مقاطع اعضاء در سازه‌های ۴ طبقه مهاربندی همگرای ویژه و ۱۰ طبقه قاب خمشی ویژه



شکل الف. مقاطع ستون‌ها، تیرها و مهاربندها در تمامی مدل‌ها

جدول الف. مشخصات مقاطع سازه ۴ طبقه مهاربندی همگرای ویژه

System	Stories	Column type	Stories	Beam type	Stories	Brace type
4 story special concentrically braced frame	1-2	C ₁	1-2	B ₁	1-2	Br₁
	3-4	C ₂	3-4	B ₂	3-4	Br₂
Sections description						
Sec Par	C ₁	C ₂	B ₁	B ₂	Br ₁	Br ₂
a	30	20	25	20	15	12
b	30	20	17.5	17.5	15	12
t	2.5	2.5	0.8	0.8	1	1
t _f			1.5	1.5		

جدول ب. مشخصات مقاطع سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی ویژه

System	Stories	Column type	Stories	Beam type
10-story special moment resisting frame	1-4	C ₁	1-5	B ₁
	5-7	C ₂	6-8	B ₂
	8-10	C ₃	9-10	B ₃

Sections description							
Sec Par	C ₁	C ₂	C ₃	B ₁	B ₂	B ₃	
a	40	35	25	40	37.5	35	
b	40	35	25	40	20	17.5	
t	2.5	2.5	2	0.8	0.8	0.8	
t _r				2	1.5	1.5	

پیوست ۲:

جدول ج. ضرایب همپایه سازی شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای سازه ۴ طبقه قاب خمشی ویژه

No	No Pulse	Scale Factor	Forward Directivity	Scale Factor	Fling-Step	Scale Factor	Far-Field	Scale Factor
1	Chi-Chi (CHY080)	0.61	Cape Mendocino	1.2	Chi-Chi (1)	1.4	Kobe	5.0
2	Chi-Chi (CHY029)	3.06	Kocaeli	11.6	Chi-Chi (2)	1.7	Northridge (1)	7.7
3	Chi-Chi (TCU084)	0.54	Park field	4.7	Chi-Chi (3)	1.9	Kobe	3.9
4	Loma Prieta (1)	1.86	Northridge (1)	1.8	Chi-Chi (4)	3.6	Loma Prieta (1)	5.4
5	Loma Prieta (2)	2.37	Northridge (2)	1.0	Chi-Chi (5)	1.3	Loma Prieta (2)	7.3
6	Nahanni	1.97	Northridge (3)	2.3	Chi-Chi (6)	2.5	Northridge (2)	7.1
7	Imperial valley	3.24	Northridge (4)	1.2	Kocaeli	2.7	Northridge (3)	16.8

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. R. Fatahi, M. Poursha, Evaluation of the adequacy of the response spectrum analysis for the seismic analysis of moment-resisting and concentrically-braced buildings according to the seismic design codes, Amirkabir J. Civil Eng., 54(11) (2023) 4077-4100.

DOI: 10.22060/ceej.2022.19329.7156

