

نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

ارزیابی کارایی سنج‌های شدت حرکت زمین در تخمین پاسخ دینامیکی قاب‌های خمشی بتنی

معین دینانی^۱، رضا اسمعیل آبادی^{۲*}، سالار آرین‌مقدم^۳

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران - مهندسی سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد رودهن، گروه مهندسی عمران، رودهن، ایران

۲- استادیار و عضو هیئت علمی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد رودهن، گروه مهندسی عمران، رودهن، ایران

۳- دکتری مهندسی عمران - مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشکده مهندسی سازه، تهران، ایران

چکیده

انتخاب شتاب نگاشت‌های مناسب جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی یکی از مهمترین چالش‌ها به دلیل تاثیر مهم آنها در تفسیر پاسخ‌های تحلیل می‌باشد. یک روش منطقی برای پالایش اولیه شتاب نگاشت‌ها با صرف هزینه محاسباتی اندک، کاربرد فرایند پالایش بر مبنای سنج شدتی است که بتواند به خوبی پاسخ‌های سازه‌ای محتمل را پیش‌بینی کند. در این تحقیق، فهرستی از سنج‌های شدت به منظور تعیین کاراترین آنها از نقطه نظر ارتباط موثر با پاسخ دینامیکی سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد. مدل‌های انتخابی در این مقاله، شامل چهار سازه دو بعدی ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه بتنی با سیستم قاب خمشی ویژه می‌باشند که به صورت غیرخطی مدل‌سازی شده است. مقادیر ظرفیت فروریزش سازه‌ها با استفاده از سنج شدت شتاب طیفی در دوره تناوب مود اول سازه $Sa(T_1)$ و تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) تحت اثر ۴۰ شتاب نگاشت منتخب از مجموعه داده‌های پالایش شده برای مشاهده رفتار تدریجی سازه از مرحله خطی تا آستانه فروریزش به دست آمد. سرانجام با برقراری ارتباط آماری بین پارامترهای پاسخ دینامیکی و ۲۷ سنج شدت معرفی شده با کاربرد شاخص همبستگی پیرسون، کاراترین سنج شدت که همگی دارای فرم انتگرالی و مستقل از دوره تناوب سازه می‌باشند، برای هر یک از سازه‌های منتخب معرفی گردید. با بررسی نتایج حاصله می‌توان گفت که برای سازه کوتاه مرتبه ۴ طبقه سنج شدت طیف پاسخ هاسنر و برای سازه‌های میان مرتبه ۸ و ۱۲ طبقه، سنج شدت هاسنر و در نهایت در سازه بلند مرتبه ۲۰ طبقه، سنج شدت طیف پاسخ جابه‌جایی دارای بیشترین همبستگی در میان سنج‌های شدت مورد مطالعه می‌باشند.

کلمات کلیدی: قاب خمشی بتنی، سنج شدت، تحلیل دینامیکی فزاینده، ظرفیت فروریزش، کارایی.

| شناسه دیجیتال: | | سابقه مقاله: | | | |
|---|------------|---------------|-----------------|------------|------------|
| 10.22065/jsce.2018.129630.1565 | چاپ | انتشار آنلاین | پذیرش | بازنگری | دریافت |
| doi: https://10.22065/jsce.2018.129630.1565 | ۱۳۹۹/۰۱/۱۵ | ۱۳۹۹/۰۱/۱۵ | ۱۳۹۷/۰۵/۱۶ | ۱۳۹۷/۰۴/۳۰ | ۱۳۹۷/۰۳/۰۱ |
| رضا اسمعیل آبادی | | | *نویسنده مسئول: | | |
| esmaeilabadi@riau.ac.ir | | | پست الکترونیکی: | | |

Efficiency assessment of ground motion intensity measures in the dynamic response of reinforced concrete moment estimation of frames

Moein Dayyani¹, Reza Esmailabadi^{2*}, Salar Arian-Moghaddam³

1- Master of Science in Civil Engineering - Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Roudehen Branch, Islamic Azad University, Roudehen, Iran

2- Assistant Professor and Faculty Member, Department of Civil Engineering, Roudehen Branch, Islamic Azad University, Roudehen, Iran

3- Ph.D. in Civil Engineering - Earthquake Engineering, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Structural Engineering Research Center, Tehran, Iran

ABSTRACT

Selection of appropriate accelerograms for nonlinear dynamic analysis is one of the most important challenges due to their significant influence on the interpretation of analysis results. A rational method for initial refinement of ground motion records with a minimum computational cost is application of refining process based on an optimum intensity measure (IM) which is able to predict the structural responses in a reliable manner. In this research, a list of intensity measures is considered to determine most effective ones from the point of view of effective relation with the dynamic response of the structure. Selected models in this paper includes four two-dimensional (2D) reinforced concrete (RC) structures of 2, 4, 8, 12 and 20 story with special moment-resisting frame (SMRF) system, which are modeled nonlinearly. Collapse capacity of the structures was obtained using the intensity measure spectral acceleration at the first-mode period of structure $S_a(T_1)$ and the Incremental Dynamic Analysis (IDA) under the influence of 40 ground motion records selected from the refined data set to observe the gradual behavior of the structure from the linear stage to collapse. Finally, by establishing a statistical relationship between the dynamic response parameters and 27 intensity measures with the use of Pearson correlation index, the most effective intensity measure that All have an integral form and independent from the period of structure, for each of the selected structures was introduced. By examining the results, it can be said that for the 4 story low-rise structure, the Response Spectrum [Housner] intensity measure and for the 8 and 12 story mid-rise structures, the Housner intensity measure and finally, for the 20 story high-rise structure, the Displacement Response Spectrum intensity measure has the highest correlation among the intensity measures studied.

ARTICLE INFO

Receive Date: 22 May 2018

Revise Date: 21 July 2018

Accept Date: 07 August 2018

Keywords:

Reinforced Concrete Moment Frames,
Intensity Measure,
Incremental Dynamic Analysis,
Collapse Capacity,
Efficiency.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.129630.1565

*Corresponding author: Reza Esmailabadi

Email address: esmailabadi@riau.ac.ir

۱- مقدمه

مطالعات گذشته نشان داده است که ویژگی های جنبش نیرومند زمین برای طراحی سازه‌ها از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. داده‌های جنبش نیرومند زمین برآمده از شتاب نگاشت‌ها برای بهبود در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زمین لرزه و مطالعه رفتار لرزه‌ای سازه‌ها جهت پیشنهاد راهکارهایی برای کاهش خسارات جانی و مالی در برابر زمین لرزه‌های آینده دارای اهمیت بسیار بالایی می‌باشند. گفتنی است که این داده‌ها در تخمین پاسخ ساختگاه و عملکرد سازه در برابر زمین لرزه از اهمیت ویژه‌ای برای زلزله شناسان و مهندسان زلزله برخوردار می‌باشند. از جمله مهم ترین مشخصه های حرکت لرزه‌ای که برای اهداف مهندسی به کار می‌روند می‌توان به پارامترهایی همچون دامنه، محتوای فرکانسی و مدت دوام حرکات لرزه‌ای اشاره داشت. حال اگر در منطقه‌ای هیچگونه دستگاه شتاب نگاری موجود نباشد و از آن ساختگاه هیچگونه شتاب نگاشتی در دسترس نباشد و یا محدود باشد برای انتخاب ورودی تحلیل‌های تاریخچه زمانی در آن منطقه محققین روش‌هایی پیشنهاد نموده‌اند. این روش‌ها شامل روش‌های شبیه سازی حرکت زمین^۱ و روش‌های انتخاب رکورد واقعی^۲ می‌باشند.

با نگاهی به سوابق رویدادهای لرزه‌ای مشخص می‌گردد که فروریزش سیستم سازه ای علت اصلی صدمات و تلفات جانی در هنگام یک زلزله و پس از آن می‌باشد [۱-۲]. از این رو، تعیین احتمال فروریزش سازه‌های موجود و سازه‌هایی که در آینده طراحی می‌شوند، یکی از جنبه های مهم در مهندسی زلزله عملکردی است.

الناس در سال ۱۹۹۷ [۳] وابستگی متقابل بین پارامترهای شتاب لرزه‌ای و رفتار سازه‌ها را در یک سازه بتن مسلح ۶ طبقه بررسی کرده است. همچنین، الناس در سال ۲۰۰۰ [۴] همبستگی بین پارامترهای شتاب لرزه‌ای و شاخص های کلی آسیب ساختاری ساختمان‌ها را مورد بررسی قرار داد. گفتنی است در سال ۲۰۰۱ الناس و مسکوریس [۵] ارتباط بین چندین پارامتر شتاب لرزه‌ای و حالت‌های آسیب دیدگی در یک سازه بتن مسلح ۸ طبقه را مورد بررسی قرار دادند. ون-آی لیاو و همکاران [۶] با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی و مقایسه رفتار دینامیکی دو سازه بتن مسلح ۵ و ۱۲ طبقه تحت اثر رکوردهای نزدیک و دور از گسل، به این نتیجه رسیدند که زلزله های نزدیک گسل اثرات مخرب تری بر روی سازه دارد.

در رویکرد طراحی بر اساس عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها^۳ [۷] برای محاسبه احتمال فروریزش سازه‌ها، نتایج تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای^۴ و تحلیل احتمالاتی نیاز لرزه‌ای^۵ ترکیب می‌شوند. آنچه این دو گام را به هم مرتبط می‌سازد سنجه شدت^۶ نام دارد که در ادبیات فنی تنوعی از سنجه‌های شدت معرفی شده است. به لحاظ آماری نیز ارتباط خوب و معناداری بین سنجه‌های شدت و پاسخ سازه همچون دریافت، شتاب و نیرو وجود دارد. در مهندسی زلزله، عملکرد لرزه‌ای قابل انتظار معمولاً به وسیله نیازهای جا به جایی مانند ماکزیمم دریافت تعریف می‌شود. ارزیابی یک سنجه شدت می‌تواند با استفاده از مطالعه‌ی ویژگی‌های کارایی^۷ [۸]، کفایت^۸ [۹] و قابل پیش‌بینی بودن^۹ [۱۰] صورت پذیرد. در پیشینه تحقیقات به ویژه در دو دهه اخیر، تنوعی از پژوهش‌های متمرکز در بررسی کارایی سنجه‌های شدت یافت می‌گردد. پراکندگی پیش بینی پاسخ سازه می‌تواند با استفاده از یک سنجه شدت کارا کاهش یابد. مولوی و همکاران [۱۱] ارتباط فهرستی از سنجه‌های شدت را با پاسخ دینامیکی یک سازه فولادی ۳ طبقه مورد مطالعه قرار دادند. یکی از رایج ترین سنجه‌های شدت که برای طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها استفاده می‌شود، دامنه طیف پاسخ شتاب در زمان تناوب مود اول سازه، $Sa(T_1)$ ، می‌باشد که به دلیل سادگی محاسبه مورد توجه طیف وسیعی از محققین در سالهای گذشته بوده است. یکی دیگر از سنجه‌های شدت متداول، بیشینه

1 Ground Motion Simulation

2 Ground Motion Selection

3 PBEE; Performance-Based Earthquake Engineering

4 Probabilistic Seismic Hazard Analysis

5 Probabilistic Seismic Demand Analysis

6 Intensity Measures

7 Efficiency

8 Sufficiency

9 Predictability

شتاب حرکت زمین (PGA)^{۱۰} می‌باشد که همبستگی خوبی با مولفه‌های شتاب طیفی در زمان تناوب‌های پایین دارد، اگرچه، شوم و همکاران [۱۲] نشان دادند که استفاده از $Sa(T_I)$ به جای پارامتر بیشینه شتاب باعث افزایش قابلیت اطمینان نتایج می‌شود. شایان ذکر است که پارامتر $Sa(T_I)$ بیشترین کاربرد را در میان سایر سنج‌های شدت برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده^{۱۱} [۱۳] دارد اما استفاده از این سنج در محدوده رفتار غیرخطی که سختی سازه کاهش می‌یابد، نسبت به حالتی که رفتار سازه خطی است، دارای قابلیت اطمینان کمتری می‌باشد. حداکثر سرعت حرکت زمین (PGV)^{۱۲} و حداکثر تغییر مکان حرکت زمین (PGD)^{۱۳} از دیگر سنج‌های شدت متداول هستند.

افزایش زمان تناوب سازه در اثر نرم شدگی تدریجی باعث می‌شود که عملکرد سازه در حوالی پریرود مود نخست مورد سوال قرار گیرد. به همین دلیل، محققان سنج‌های شدتی را پیشنهاد کرده‌اند که بتوانند قسمت‌هایی از طیف پاسخ را که بر پاسخ غیرخطی سازه تاثیرگذار می‌باشند، لحاظ کنند.

در این مطالعه، عملکرد تعدادی از سنج‌های شدت اسکالر برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه بتنی با سیستم قاب خمشی ویژه بررسی می‌شود. برای رسیدن به این هدف، پس از مدل‌سازی سازه‌ها و محاسبه ظرفیت فروریزش آنها به کمک تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA)، ویژگی کارایی سنج‌های شدت مورد نظر بررسی و با یکدیگر مقایسه می‌شود. ارتباط آماری بین پارامترهای پاسخ دینامیکی و هریک از سنج‌های شدت معرفی شده برقرار می‌گردد. در نهایت، با کاربرد شاخص همبستگی پیرسون کاراترین سنج شدت برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش هر یک از سازه‌های مورد بررسی ارائه می‌شود.

۲- مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها

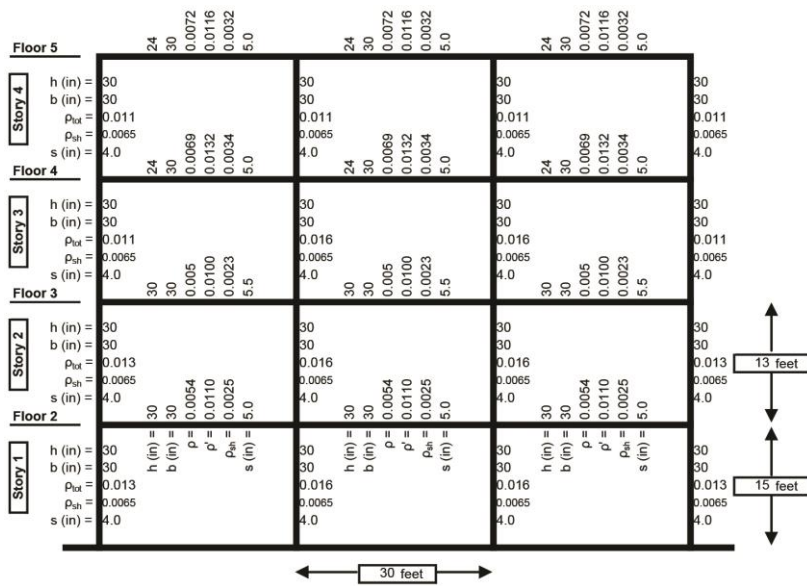
۲-۱- مدل‌سازی قاب‌ها

جهت نیل به اهداف این مطالعه، ظرفیت فروریزش سازه‌ها برای هر دو سازه ذکر شده در بخش قبلی، مورد بررسی قرار گرفته است. جزئیات کامل این قاب‌های دو بعدی در گزارش PEER 2007/08 [۱۴] موجود است. به طور خلاصه می‌توان گفت سازه ۴ طبقه شامل ۳ دهانه با عرض ۹ متر و سازه‌های ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه شامل ۳ دهانه با عرض ۶ متر می‌باشند. ارتفاع طبقات در سازه‌های مذکور برای طبقه اول ۴/۵ متر و سایر طبقات ۴ متر لحاظ شده است. شکل‌های ۱، ۲، ۳ و ۴ مشخصات هندسی سازه‌های در نظر گرفته شده در این مطالعه را نمایش می‌دهند. مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار SeismoStruct [۱۵] انجام گرفته است. جداول ۱، ۲، ۳ و ۴ ارائه‌گر مقاطع مورد استفاده قاب‌های خمشی مدل شده می‌باشند. مشخصات مودال سازه‌های مورد بررسی در جدول ۱ ارائه شده است.

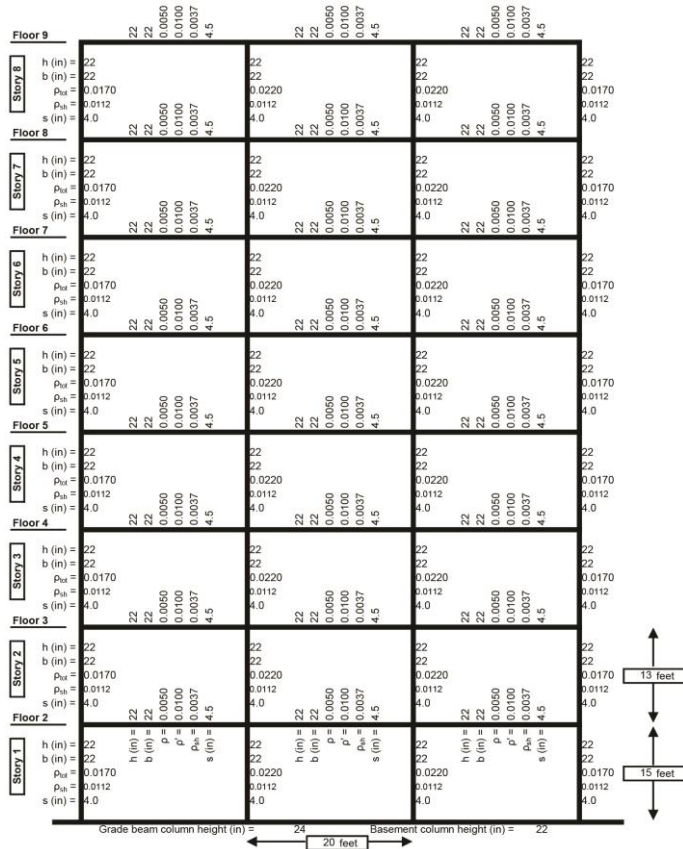
جدول ۱: مقادیر زمان تناوب در چهار مود اول برای قاب‌های بتنی در نظر گرفته شده.

| قاب بتنی | زمان تناوب (ثانیه) | | | |
|----------|--------------------|---------|---------|-----------|
| | مود اول | مود دوم | مود سوم | مود چهارم |
| ۴ طبقه | ۰/۶ | ۰/۲ | ۰/۱ | ۰/۰۷ |
| ۸ طبقه | ۱/۴۷ | ۰/۴۸ | ۰/۲۷ | ۰/۱۸ |
| ۱۲ طبقه | ۱/۹۱ | ۰/۶۳ | ۰/۳۶ | ۰/۲۵ |
| ۲۰ طبقه | ۱/۸۷ | ۰/۶ | ۰/۳۲ | ۰/۲۲ |

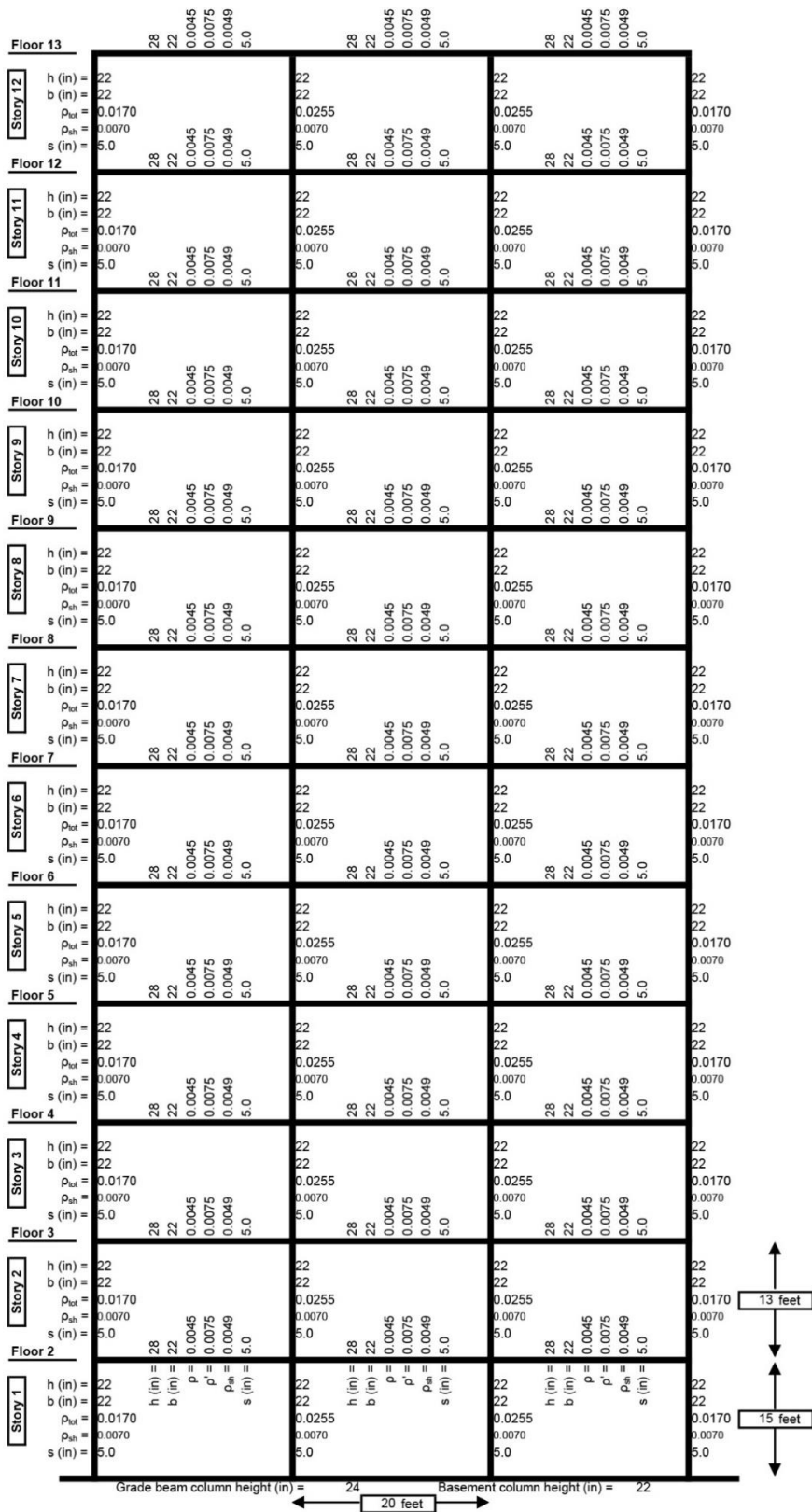
10 Peak Ground Acceleration
11 Incremental Dynamic Analysis
12 Peak Ground Velocity
13 Peak Ground Displacement



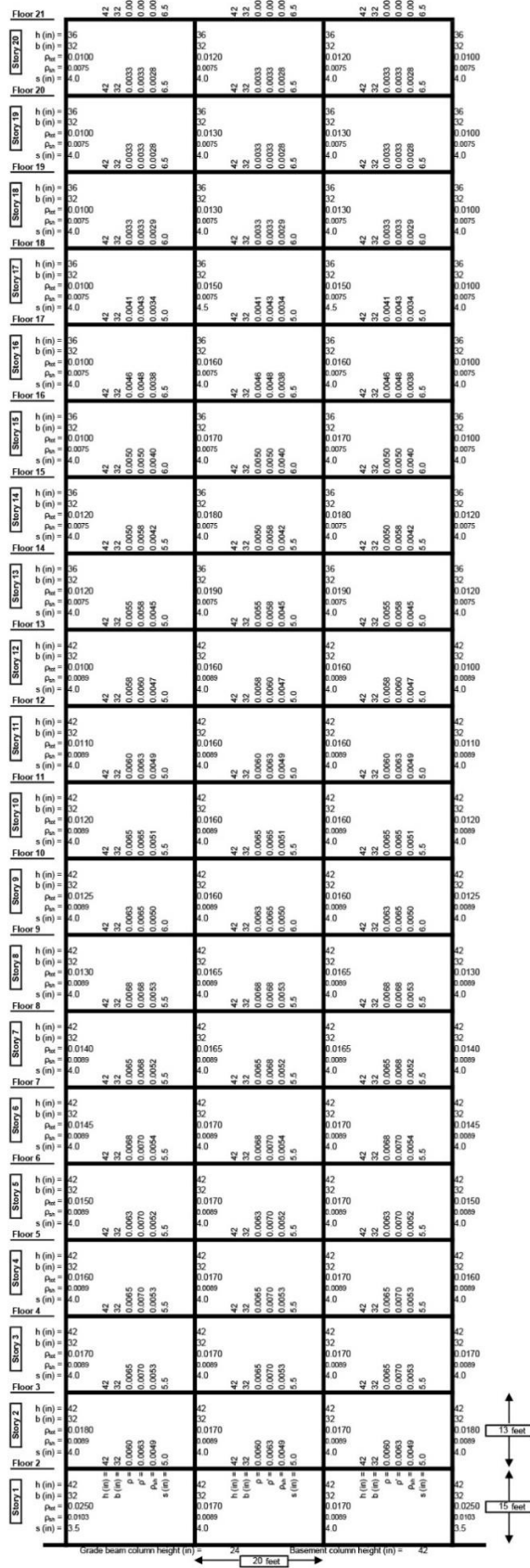
شکل ۱: قاب خمشی ۴ طبقه [۱۴]، مدل شده در نرم افزار [۱۵]



شکل ۲: قاب خمشی ۸ طبقه [۱۴]، مدل شده در نرم افزار [۱۵]



شکل ۳: قاب خمشی ۱۲ طبقه [۱۴]، مدل شده در نرم افزار [۱۵]



شکل ۴: قاب خمشی ۲۰ طبقه [۱۴]، مدل شده در نرم افزار [۱۵]

جدول ۲: مشخصات مقاطع قاب خمشی ۴ طبقه.

| SECTIONS | | |
|----------|---------------------|----------------------|
| STORY | COLUMN (cm) | BEAM (cm) |
| 1 | 76.2 (h) * 76.2 (b) | 76.2 (h) * 76.2 (b) |
| 2 | 76.2 (h) * 76.2 (b) | 76.2 (h) * 76.2 (b) |
| 3 | 76.2 (h) * 76.2 (b) | 76.2 (h) * 76.2 (b) |
| 4 | 76.2 (h) * 76.2 (b) | 60.96 (h) * 76.2 (b) |

جدول ۳: مشخصات مقاطع قاب خمشی ۸ طبقه.

| SECTIONS | | |
|----------|-----------------------|-----------------------|
| STORY | COLUMN (cm) | BEAM (cm) |
| 1 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 55.88 (h) * 55.88 (b) |
| 2 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 55.88 (h) * 55.88 (b) |
| 3 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 55.88 (h) * 55.88 (b) |
| 4 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 55.88 (h) * 55.88 (b) |
| 5 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 55.88 (h) * 55.88 (b) |
| 6 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 55.88 (h) * 55.88 (b) |
| 7 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 55.88 (h) * 55.88 (b) |
| 8 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 55.88 (h) * 55.88 (b) |

جدول ۴: مشخصات مقاطع قاب خمشی ۱۲ طبقه.

| SECTIONS | | |
|----------|-----------------------|-----------------------|
| STORY | COLUMN (cm) | BEAM (cm) |
| 1 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 2 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 3 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 4 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 5 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 6 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 7 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 8 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 9 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 10 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 11 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |
| 12 | 55.88 (h) * 55.88 (b) | 71.12 (h) * 55.88 (b) |

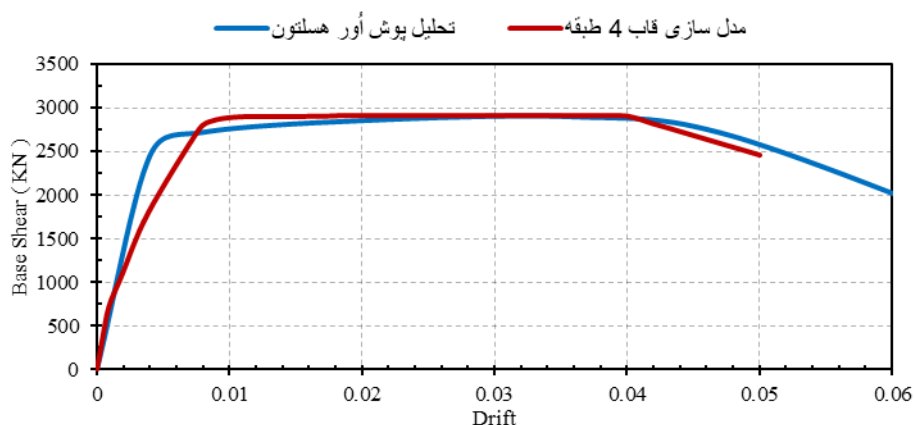
جدول ۵: مشخصات مقاطع قاب خمشی ۲۰ طبقه.

| SECTIONS | | |
|----------|------------------------|------------------------|
| STORY | COLUMN (cm) | BEAM (cm) |
| 1 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 2 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 3 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 4 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 5 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 6 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 7 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 8 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 9 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 10 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 11 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 12 | 106.68 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 13 | 91.44 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 14 | 91.44 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 15 | 91.44 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 16 | 91.44 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 17 | 91.44 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 18 | 91.44 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 19 | 91.44 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |
| 20 | 91.44 (h) * 81.28 (b) | 106.68 (h) * 81.28 (b) |

۲-۲- صحت سنجی مدل سازی قابها

در این بخش با توجه به اینکه باید مدل نرم افزاری را از لحاظ درستی مورد ارزیابی قرار دهیم، به صحت سنجی انجام شده اشاره می نماییم. جهت امر اعتبارسنجی، تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور) در نرم افزار SeismoStruct به دلیل سهولت کاربرد و هزینه محاسباتی کمتر معرفی شده است. در ادبیات فنی روش های پوش آور مختلفی برای تحلیل سازه ها ارائه شده است که لازم است دقت و صحت آنها در ارزیابی پاسخ سازه ها مورد بررسی قرار گیرد. در اینجا روش توزیع بار مثلی معکوس که روشی رایج در تحلیل پوش آور می باشد، جهت به دست آوردن پاسخ قاب دو بعدی بتن مسلح ۴ طبقه مدل شده با استفاده از مقاطع مورد استفاده در جدول ۲ و المان های غیرخطی نیرویی فایبر، مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیل قاب مورد بررسی با نتایج تحلیل پوش آور قاب ۴ طبقه هسلتون که در گزارش PEER 2007/08 [۱۴] موجود است، مقایسه گردید.

مقایسه نتایج حاصل از تحلیل پوش آور قاب مدل شده با نتایج هسلتون به صورت نمودار در شکل ۵ قابل مشاهده و بررسی می باشد.



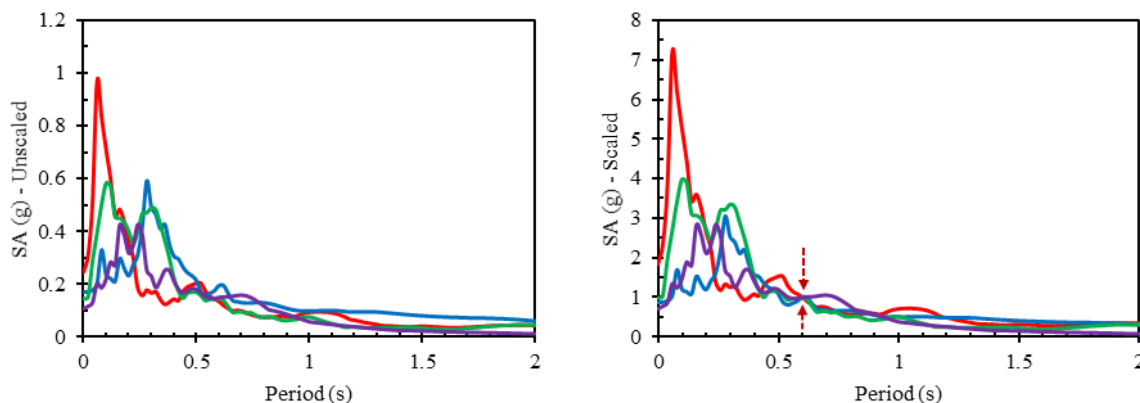
شکل ۵: مقایسه نموداری نتایج مدل سازی قاب ۴ طبقه و تحلیل پوش آور هسلتون

در نهایت با توجه به انطباق نتایج به دست آمده (با صرف نظر از اختلافهای ناچیز)، مشخص می‌گردد که نحوه مدل‌سازی صحیح بوده و نتایج به دست آمده در مراحل بعدی مطالعه قابل اطمینان خواهند بود.

۳-۲- تحلیل سازه‌ها

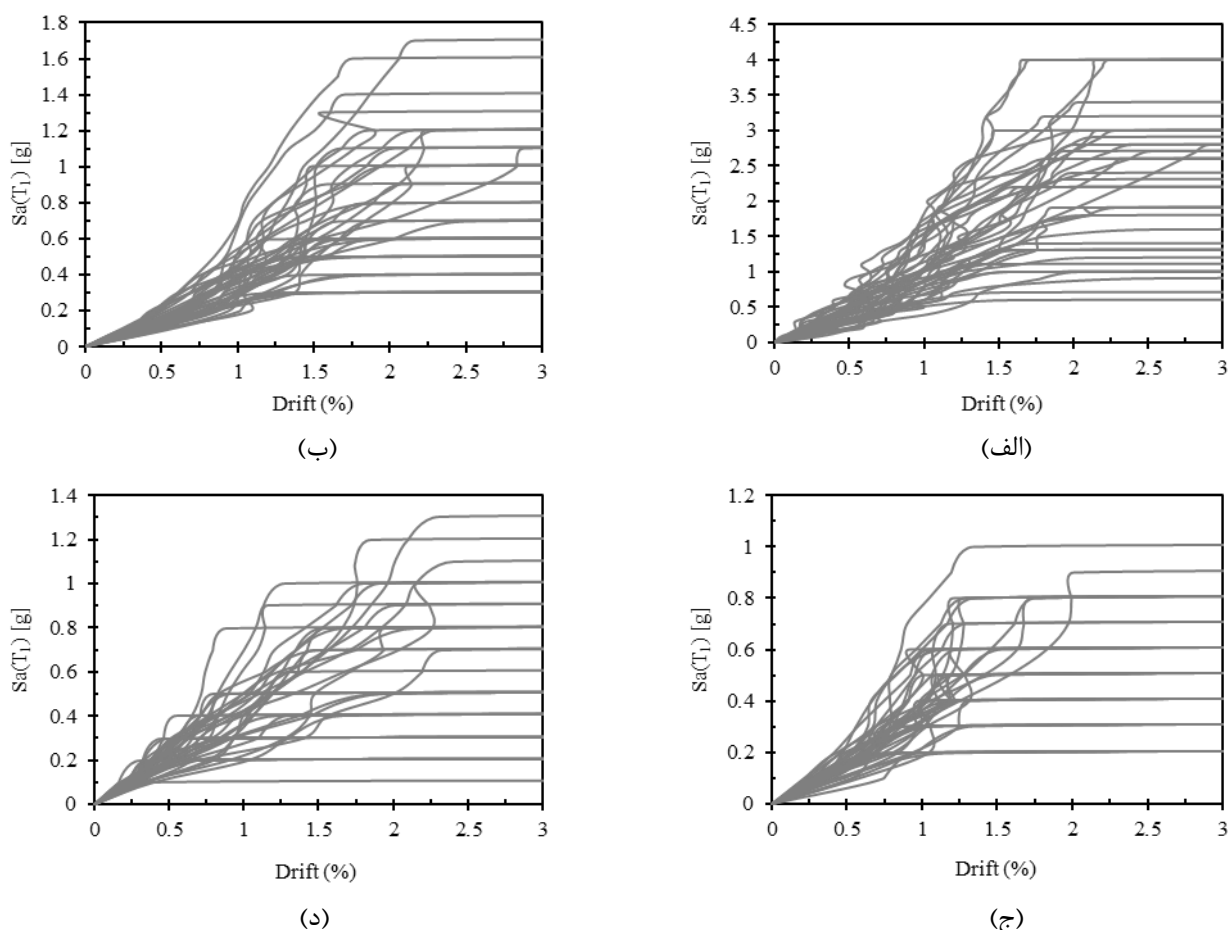
پس از مدل‌سازی قابها، مقادیر حداکثر ظرفیت فروریزش سازه در هر یک از ضرایب مقیاس و برای هر کدام از رکوردها با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده به دست آمد. به منظور انجام تحلیل IDA، ۴۰ شتاب نگاشت از مجموعه آماده سازی شده توسط آراین‌مقدم و همکاران [۱۶] مورد استفاده قرار گرفت. $Sa(TI)$ به عنوان سنج شدت برای انجام IDA استفاده شد و حداکثر جابجایی بام نسبت به ارتفاع سازه نیز به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در نظر گرفته شد.

گفتنی است رکوردهای استفاده شده برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی، مربوط به زلزله‌هایی با بزرگای گشتاوری بین ۵ تا ۷/۱ و ثبت شده در فواصلی کمتر از ۴۰ کیلومتر بوده است [۱۶]. پس از انتخاب رکورد بحث همپایه کردن آنها می‌باشد. در ادبیات از بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت، شدت آریاس و یا شتاب طیفی در دوره تناوب مود اول سازه استفاده شده است. در این مطالعه از شتاب طیفی در دوره تناوب مود اول سازه استفاده شده است زیرا که نشان داده شده انتخاب این سنج شدت باعث افزایش سطح اطمینان (کاهش پراکندگی پاسخ‌ها) می‌شود. به بیان دیگر شتاب نگاشت‌ها طوری مقیاس شده‌اند که مقدار شتاب طیفی در دوره تناوب مود اول سازه $Sa(TI)$ دارای مقدار یکسان می‌باشند. شکل ۵ مقادیر شتاب طیفی را قبل و بعد از همپایه کردن به شتاب در دوره تناوب مود اول سازه به تصویر می‌کشد. همانطور که در شکل مشخص است مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۶ ثانیه (دوره تناوب مود اول سازه ۴ طبقه) دارای مقادیری یکسان و برابر 1 g می‌باشد.



شکل ۶: مقایسه طیف پاسخ قبل و بعد از همپایه کردن در سازه ۴ طبقه.

در هر مرحله از IDA مقدار $Sa(T_1)$ رکورد زلزله با گام ۰/۱ برای مشاهده رفتار تدریجی سازه از مرحله خطی تا آستانه فروریزش افزایش می‌یابد تا فروریزش سازه رخ دهد. در شکل ۶ منحنی‌های IDA برای سازه‌های در نظر گرفته شده نشان داده شده است.



شکل ۷: منحنی‌های IDA به دست آمده با استفاده از ۴۰ رکورد زلزله برای سازه‌های الف (۴ طبقه، ب) ۸ طبقه، ج) ۱۲ طبقه، د) ۲۰ طبقه.

۳- سنجه‌های شدت در نظر گرفته شده

پس از تعیین مقادیر حداکثر ظرفیت فروریزش سازه برای هر کدام از رکوردها، اقدام به ارزیابی ارتباط بین حداکثر ظرفیت سازه و سنجه‌های شدت مختلف مربوط به هر کدام از رکوردها شده است. در انتخاب فهرست سنجه‌های شدت مورد بررسی، توجه نگارندگان معطوف به سادگی فرایند محاسبه و همچنین قابلیت مقیاس سازی خطی در حوزه زمان بوده است. بر این اساس، ۲۷ سنجه شدت انتخاب شده و نحوه محاسبه آنها در جدول ۵ ارائه گردیده است.

جدول ۶: تعاریف سنجه‌های شدت در نظر گرفته شده در این مطالعه.

| No. | IMs Name | Definition (Formula) | Units |
|-----|---|---|-------|
| 1 | Peak Ground Acceleration - PGA | $PGA = \max a(t) $ | g |
| 2 | Peak Ground Velocity - PGV | $PGV = \max v(t) $ | cm/s |
| 3 | Peak Ground Displacement - PGD | $PGD = \max d(t) $ | cm |
| 4 | Peak Velocity and Acceleration Ratio - PVAR | $PGV/PGA = \frac{\max v(t) }{\max a(t) }$ | s |

| No. | IMs Name | Definition (Formula) | Units |
|-----|--|--|---------------------|
| 5 | Root Mean Square Acceleration - RMSA | $\sqrt{\frac{1}{D} \int_0^D [\ddot{u}_g(t)]^2 dt}$ | g |
| 6 | Root Mean Square Velocity - RMSV | $\sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \int_0^{t_{trar}} [\dot{v}(t)]^2 dt}$ | cm/s |
| 7 | Root Mean Square Displacement - RMSD | $\sqrt{\frac{1}{D} \int_0^D [u_g(t)]^2 dt}$ | cm |
| 8 | Arias Intensity - AI | $\frac{\pi}{\sqrt{2}} \int_0^D [\ddot{u}_g(t)]^2 dt$ | cm/s |
| 9 | Velocity Intensity - VI | $\frac{1}{PGV} \int_0^D [\dot{U}_g(t)]^2 dt$ | cm |
| 10 | Displacement Intensity - DI | $\frac{1}{PGD} \int_0^D (U_g(t))^2 dt$ | cm.s |
| 11 | Characteristic Intensity - CI | $A_{rms}^{1.5} * T_D^{1.5}$ | $m^{1.5} / s^{1.5}$ |
| 12 | Specific Energy Density - SED | $\int_0^D [\dot{U}_g(t)]^2 dt$ | cm^2 / s |
| 13 | Cumulative Absolute Velocity - CAV | $\int_0^D \dot{u}_g(t) dt$ | cm/s |
| 14 | Cumulative Absolute Displacement - CAD | $\int_0^D u_g(t) dt$ | cm |
| 15 | Cumulative Absolute Impulse - CAI | $\int_0^D u_g(t) dt$ | cm.s |
| 16 | Acceleration Response Intensity - ARI | $\int_{0.1}^{1.0} Sa(T, \xi = 0.05) dT$ | g.s |
| 17 | Velocity Response Intensity - VRI | $\int_{0.1}^{1.0} Sv(T, \xi = 0.05) dT$ | cm |
| 18 | Displacement Response Intensity - DRI | $\int_{0.1}^{1.0} Sd(T, \xi = 0.05) dt$ | cm.s |
| 19 | Housner Intensity - HI | $\int_{0.1}^{1.0} PSV(T, \xi = 0.05) dt$ | cm |
| 20 | Response Spectrum Intensity [Housner] | $\int_{0.1}^{1.0} SV(\xi = 0.05, T) dT$ | cm |
| 21 | Effective Peak Acceleration - EPA | $\frac{Sa_{avg}(T, \xi) \Big _{0.1}^{1.0}}{2.5}$ | g |

| No. | IMs Name | Definition (Formula) | Units |
|-----|-------------------------------------|--|-------|
| 22 | Effective Peak Velocity - EPV | $\frac{Sv_{avg}(T, \xi) \Big _{0.5}^{2.0}}{2.5}$ | cm/s |
| 23 | Effective Peak Displacement - EPD | $\frac{Sd_{avg}(T, \xi) \Big _{0.5}^{4.0}}{2.5}$ | cm |
| 24 | Average Spectral Acceleration - ASA | $\sum_{T_1}^{T_n} \frac{Sa(T_i, \xi)}{n}$ | g |
| 25 | Average Spectral Velocity - ASV | $\sum_{T_1}^{T_n} \frac{Sv(T_i, \xi)}{n}$ | cm/s |
| 26 | Average Spectral Displacement - ASD | $\sum_{T_1}^{T_n} \frac{Sd(T_i, \xi)}{n}$ | cm |
| 27 | A95 Parameter [Sarma & Yang, 1987] | The acceleration level below which 95% of the total Arias intensity is contained | g |
| 28* | $Sa(T_1)$ | Elastic spectral acceleration at the fundamental vibration period of the structure | g |

* این سنجه شدت وابسته به سازه می باشد، در حالیکه سایر سنجه‌ها مستقل از سازه در نظر گرفته می شوند.

جهت ارزیابی ارتباط بین سنجه‌های شدت و حداکثر ظرفیت سازه، این دو پارامتر نسبت به یکدیگر به شکل ۴ رسم می گردند و سپس ارتباط آنها به وسیله ضریب همبستگی پیرسون (ρ) [۱۷] تعیین می شود.

شایان ذکر است که در آمار ضریب همبستگی پیرسون (ضریب همبستگی حاصل ضرب گشتاور پیرسون)، میزان همبستگی خطی بین دو متغیر تصادفی را می سنجد که می توان آن را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\rho(X, Y) = \frac{cov(X, Y)}{\sigma_X \sigma_Y} = \frac{E[(X - \mu_X)(Y - \mu_Y)]}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (1)$$

که در آن E عملگر امید ریاضی، cov به معنای کوواریانس، ρ بیانگر همبستگی پیرسون و σ سیگما نماد انحراف معیار است. مقدار این ضریب بین -۱ تا ۱ تغییر می کند که (۱) به معنای همبستگی مثبت کامل، (۰) به معنی نبود همبستگی، و (-۱) به معنی همبستگی منفی کامل است.

۴- بررسی کارایی سنج‌های شدت اسکالر برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش

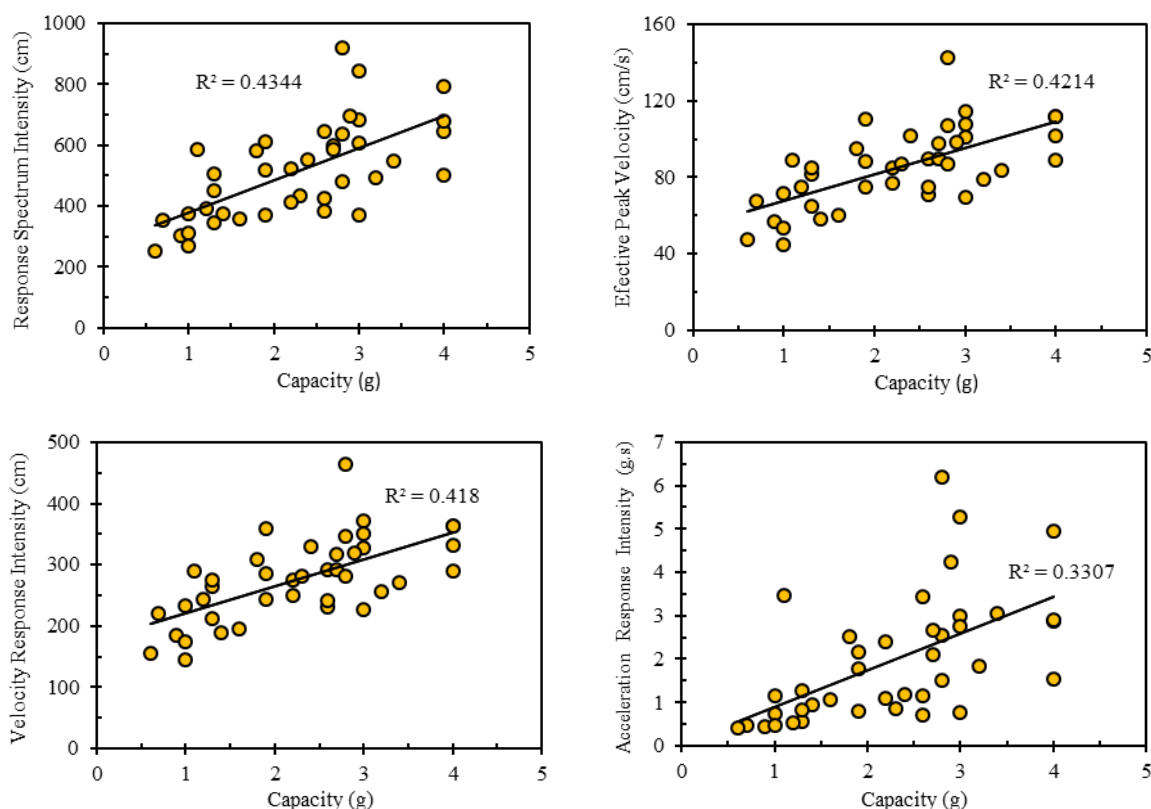
کارایی بیانگر توانایی یک سنج‌ه‌ی شدت برای پیش‌بینی پاسخ و یا ظرفیت فروریزش سازه می‌باشد. به عبارت دیگر، یک سنج‌ه‌ی شدت کارا سنج‌ه‌ی شدتی است که پاسخ و یا ظرفیت فروریزش سازه را در مقایسه با سایر سنج‌ه‌ی شدت با پراکندگی کمتری پیش‌بینی کند. در این تحقیق شاخص ارزیابی کارایی سنج‌ه‌ی شدت اسکالر در پیش‌بینی ظرفیت فروریزش، مقدار همبستگی (ρ) می‌باشد. هر چه مقدار همبستگی بیشتر باشد، سنج‌ه‌ی شدت کارایی بیشتری دارد و بالعکس.

شکل‌های ۷، ۸، ۹ و ۱۰ به ترتیب ارتباط بین سنج‌ه‌ی شدت و حداکثر ظرفیت سازه در قاب‌های خمشی ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه را نشان می‌دهد. همچنین، مقادیر ضریب همبستگی برای قاب خمشی ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه به ترتیب در جداول ۷، ۸، ۹ و ۱۰ آورده شده است.

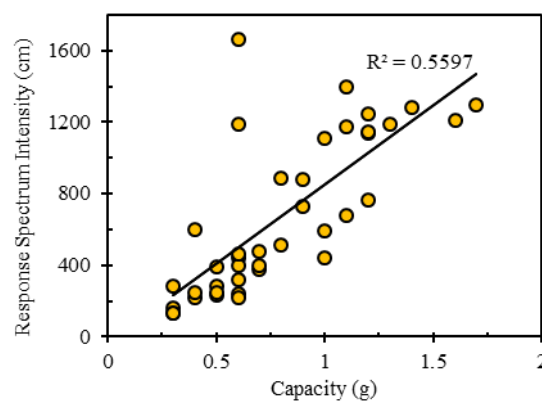
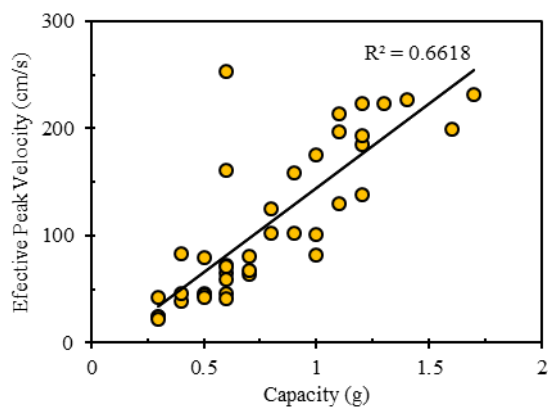
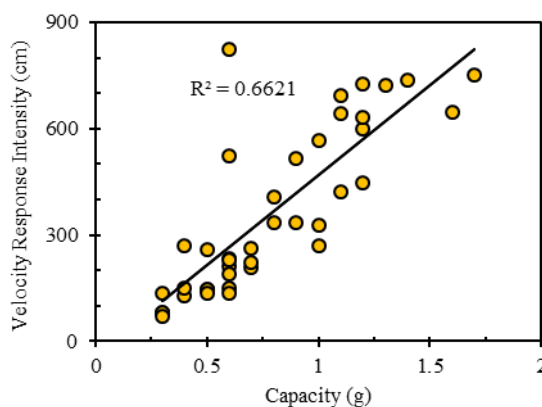
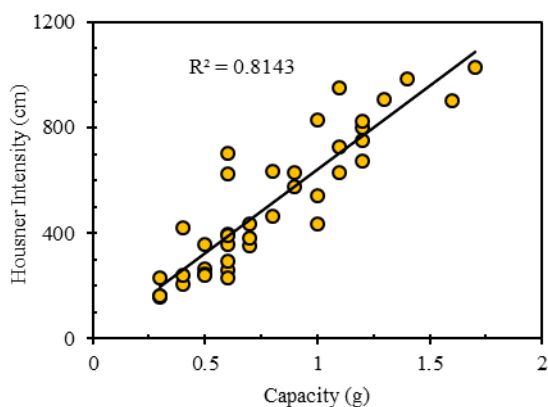
برای محاسبه سایر سنج‌ه‌ی شدت ذکر شده در جدول ۵ با استفاده از مقادیر $Sa(T_1)$ متناظر با فروریزش سازه از رابطه (۲) [۱۸]، استفاده شده است.

$$IM_{col} = IM_{unscaled} \times \frac{Sa(T_1)_{col}}{Sa(T_1)_{unscaled}} \quad (2)$$

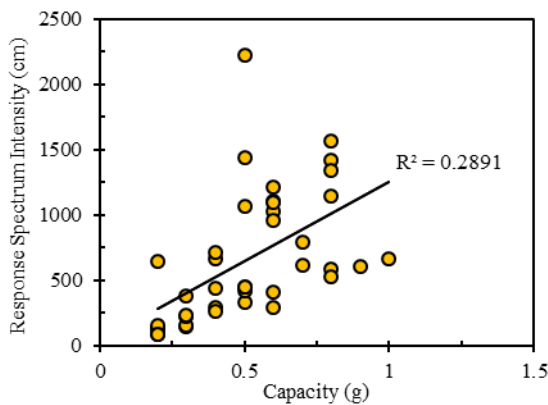
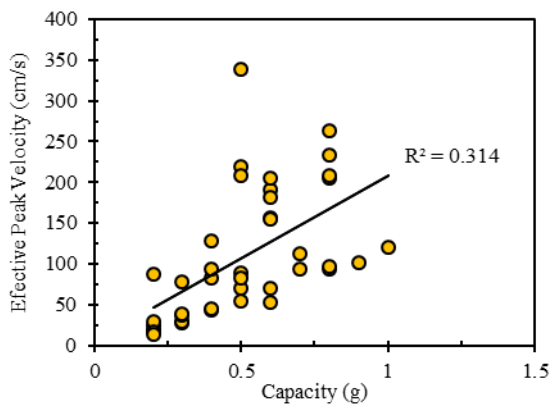
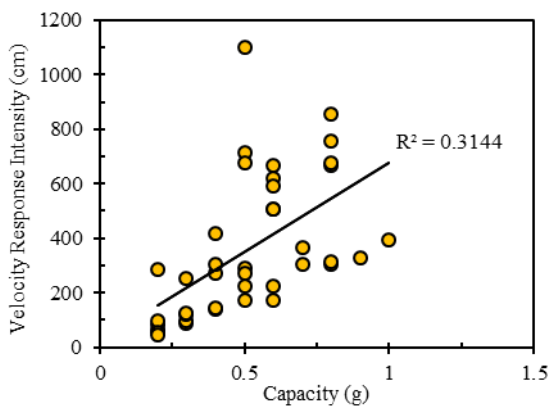
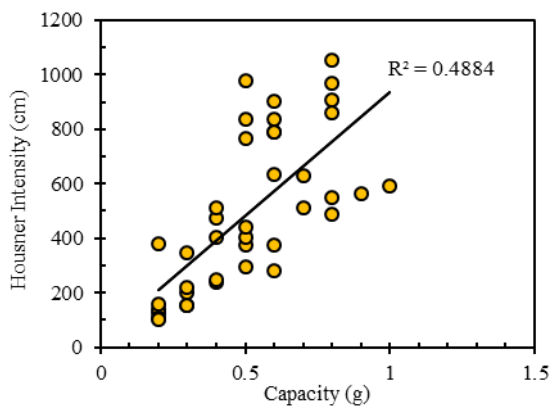
که در رابطه فوق، اندیس col بیانگر حدی است که سازه دچار فروریزش شده باشد.



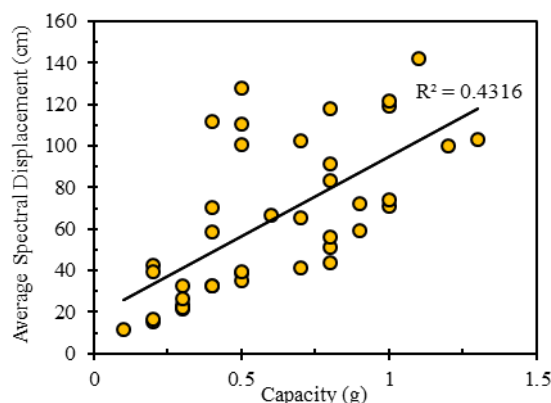
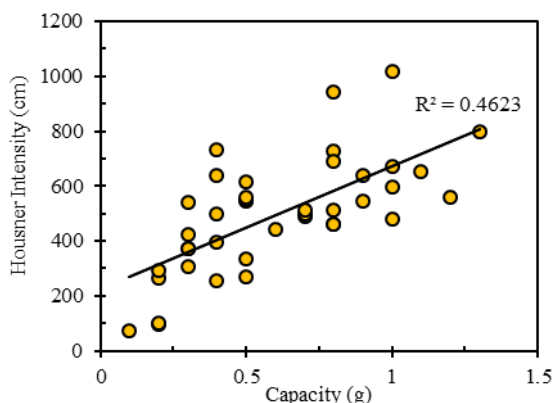
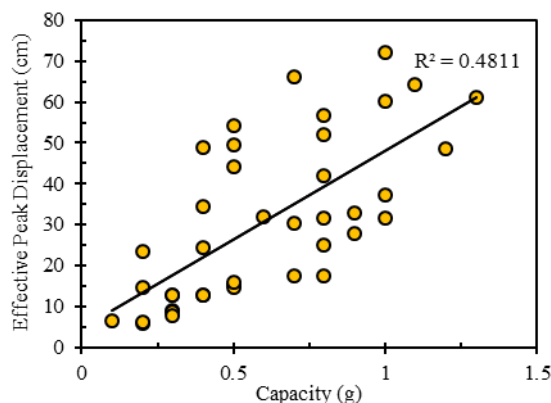
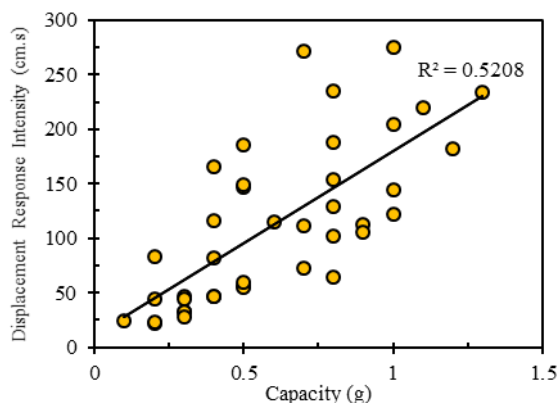
شکل ۸: ارتباط بین سنج‌ه‌ی شدت و حداکثر ظرفیت سازه با بیشترین همبستگی در قاب خمشی ۴ طبقه.



شکل ۹: ارتباط بین سنجه‌های شدت و حداکثر ظرفیت سازه با بیشترین همبستگی در قاب خمشی ۸ طبقه.



شکل ۱۰: ارتباط بین سنجه‌های شدت و حداکثر ظرفیت سازه با بیشترین همبستگی در قاب خمشی ۱۲ طبقه.



شکل ۱۱: ارتباط بین سنجه‌های شدت و حداکثر ظرفیت سازه با بیشترین همبستگی در قاب خمشی ۲۰ طبقه.

جدول ۷: مقدار حداکثر ضریب همبستگی برای سنجه‌های بهینه در قاب خمشی ۴ طبقه.

| سنجه‌های شدت | Response Spectrum Intensity [Housner] | Effective Peak Velocity | Velocity Response Intensity | Acceleration Response Intensity |
|---------------|---------------------------------------|-------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
| ضرایب همبستگی | 0.659 | 0.649 | 0.646 | 0.575 |

جدول ۸: مقدار حداکثر ضریب همبستگی برای سنجه‌های بهینه در قاب خمشی ۸ طبقه.

| سنجه‌های شدت | Housner Intensity | Velocity Response Intensity | Effective Peak Velocity | Response Spectrum Intensity [Housner] |
|---------------|-------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------------------------|
| ضرایب همبستگی | 0.902 | 0.8137 | 0.8134 | 0.748 |

جدول ۹: مقدار حداکثر ضریب همبستگی برای سنجه‌های بهینه در قاب خمشی ۱۲ طبقه.

| سنجه‌های شدت | Housner Intensity | Velocity Response Intensity | Effective Peak Velocity | Response Spectrum Intensity [Housner] |
|---------------|-------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------------------------|
| ضرایب همبستگی | 0.698 | 0.5607 | 0.5604 | 0.537 |

جدول ۱۰: مقدار حداکثر ضریب همبستگی برای سنجه‌های بهینه در قاب خمشی ۲۰ طبقه.

| سنجه‌های شدت | Displacement Response Intensity | Effective Peak Displacement | Housner Intensity | Average Spectral Displacement |
|---------------|---------------------------------|-----------------------------|-------------------|-------------------------------|
| ضرایب همبستگی | 0.721 | 0.693 | 0.68 | 0.657 |

بطور کلی، با بررسی نتایج حاصل از جداول و اشکال ارائه شده در فوق می‌توان گفت که برای سازه کوتاه مرتبه ۴ طبقه سنجه شدت طیف پاسخ هاسنر (متناظر با ردیف ۲۰ در جدول ۵) دارای بیشترین همبستگی در میان ۲۷ سنجه شدت می‌باشد، در حالیکه، در سازه میان مرتبه ۸ و ۱۲ طبقه، سنجه شدت هاسنر (متناظر با ردیف ۱۹ در جدول ۵) دارای بیشترین همبستگی است و در نهایت در سازه بلند مرتبه ۲۰ طبقه، سنجه شدت طیف پاسخ جابه جایی (متناظر با ردیف ۱۸ در جدول ۵) دارای بیشترین همبستگی در میان ۲۷ سنجه شدت مورد مطالعه می‌باشد.

۵- نتیجه گیری

- ۱- سنجه‌های شدت مبتنی بر انرژی طیفی که به صورت ضمنی پاسخ‌های طیفی را در گستره‌ای از دوره تناوب‌های طبیعی محاسبه می‌کنند، بهترین کارایی، عملکرد و همبستگی را در زمینه پیش‌بینی ظرفیت فروریزش به شکل قابل اطمینان دارند.
- ۲- با تمرکز بر سطح عملکرد فروریزش نمی‌توان ادعا کرد سنجه شدت وابسته به خواص مودال اولیه سازه کارایی لازم را تامین نماید.
- ۳- با توجه به مشارکت مودهای بالاتر در پاسخ دینامیکی سازه‌های مورد بررسی، می‌توان نتیجه گرفت سنجه‌های شدت انتگرالی که طیفی از پیوندها را مد نظر قرار می‌دهند تا حدی در پیش‌بینی ظرفیت فروریزش این سازه‌ها موفق‌تر عمل خواهند کرد.
- ۴- می‌توان با یک پالایش اولیه از میان بانک داده‌های گسترده که شرایط ساختگاهی را ارضا می‌کنند، تعداد کمتری از شتاب نگاشت‌ها را استخراج نمود به طوری که عدم قطعیت تخمین‌های به‌دست آمده از پاسخ‌های دینامیکی مدنظر به ویژه در چارچوب مهندسی زلزله عملکردی همچون بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقات کاهش یابد.
- ۵- امکان ارائه یک سنجه شدت واحد جهت انجام فرایند پالایش با حفظ کارایی در تمام سطوح عملکرد وجود ندارد. به عبارت دیگر، آگاهی از نوع تحلیل دینامیکی و درنظر گرفتن رفتار غیرخطی در تعیین سنجه شدت اولیه برای این پالایش بسیار تاثیرگذار خواهد بود.
- ۶- با بررسی نتایج حاصله می‌توان گفت که برای سازه کوتاه مرتبه ۴ طبقه سنجه شدت طیف پاسخ هاسنر و برای سازه‌های میان مرتبه ۸ و ۱۲ طبقه، سنجه شدت هاسنر و در نهایت در سازه بلند مرتبه ۲۰ طبقه، سنجه شدت طیف پاسخ جابه‌جایی دارای بیشترین همبستگی در میان سنجه‌های شدت مورد مطالعه می‌باشند.

مراجع

- [1] Wyllie, L. A. and Filson, J. R. (1989). Special supplement Armenia earthquake reconnaissance report. *Earthquake Spectra*, Pages 1-175.
- [2] Ambraseys, N. N., Melville, C. P., & Adams, R. D. (2005). The seismicity of Egypt, Arabia and the Red Sea: a historical review. Cambridge University Press, Pages 1-173.
- [3] Elenas, A. (1997). Interdependency between seismic acceleration parameters and the behaviour of structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 16, Issue 5, Pages 317-322.
- [4] Elenas, A. (2000). Correlation between seismic acceleration parameters and overall structural damage indices of buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 20, Issue 1-4, Pages 93-100.
- [5] Elenas, A. Meskouris, k. (2001). Correlation study between seismic acceleration parameters and damage indices of structures. *Engineering Structures*, Vol. 23, Issue 6, Pages 698-704.
- [6] Liao, W-I. Loh, C.H. Wan, S. (2001). Earthquake responses of RC moment frames subjected to near-fault ground motions. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 10, Issue 3, Pages 219-229.
- [7] Cornell, C. A., & Krawinkler, H. (2000). Progress and challenges in seismic performance assessment. PEER Center News, Vol. 3, Issue 2, Pages 1-3.
- [8] Shome, N., & Cornell, C. A. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. PEER Report No. RMS-35, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA.
- [9] Luco, N. (2002). Probabilistic seismic demand analysis, SMRF connection fractures, and near-source effects. Ph.D. thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California.
- [10] Kramer, S. L., & Mitchell, R. A. (2006). Ground motion intensity measures for liquefaction hazard evaluation. *Earthquake Spectra*, Vol. 22, Issue 2, Pages 413-438.

- [11] Molavi, M. Ghafory-Ashtiany, M. Arian-Moghaddam, S. (2015). Efficiency assessment of scalar intensity measures in predicting engineering demand parameters. In: *7th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering*. City: Tehran.
- [12] Shome, N. Cornell, C. A. Bazzurro, P. & Carballo, J. E. (1998). Earthquakes, records, and nonlinear responses. *Earthquake Spectra*, Vol. 14, Issue 3, Pages 469-500.
- [13] Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A. (March 2002) Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 31, Issue 3, Pages 491-514.
- [14] Haselton, Curt B. and Deierlein, Gregory G. (2007). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*. City: Berkeley, Publisher: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).
- [15] Seismosoft, *SeismoStruct*. [online] Available at: <http://seismosoft.com/seismostruct>
- [16] Arian-Moghaddam, S. Ghafory-Ashtiany, M. Soghrat, M. (2016). Ground-Motion Prediction Equations based on refined data for dynamic time-history analysis. *Earthquakes and Structures*, Vol. 11, No. 5, Pages 779-807.
- [17] *Pearson correlation coefficient*, Available at: https://en.wikipedia.org/wiki/Pearson_correlation_coefficient
- [۱۸] یخچالیان و همکاران. "انتخاب سنجه شدت مناسب برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های فولادی کوتاه تا میان مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه". نشریه مهندسی سازه و ساخت، دوره ۴، شماره ویژه ۱ - شماره پیاپی ۱۱، تابستان ۱۳۹۶، صفحه ۹۸-۱۰۹.