

The effect of soil on seismic performance analysis of reinforced concrete structures

Mehdi Zangouei¹, Hadi Dashti^{2*}, Alireza Fiouz³

1- M.Sc. of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Bushehr branch, Islamic Azad University, Bushehr, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Bushehr branch, Islamic Azad University, Bushehr, Iran

3- Assistant Professor, School of Engineering, Persian Gulf University, Bushehr, Iran

ABSTRACT

In the FEMA-P695 report, there is an applied method for evaluating the collapse of structures designed by seismic regulations under the most severely expected earthquake, in which the collapse of special concrete frames without considering the effect of soil-structure interaction is studied. In this study, soil-structure interaction analysis is used directly to evaluate the seismic performance of buildings. For this purpose, 4 and 8-storey reinforced concrete buildings with special bending frame system, on medium (D) and soft (E) soils classified according to ASCE7-10, have been modeled and analyzed by Opensees software. Incremental dynamic analysis has been used to accurately evaluate the collapse performance of the frames for both rigid base and flexible base. The results of the analysis show that the soil-structure interaction, especially with softer soil and increasing the number of building floors, can play a key role in the behavior of building frames including increasing system period, reducing floor drift, increasing performance and changing probability collapse of the structure. On the other, the results at first glance show an increase in the probability of collapse for frames placed on flexible supports at the same spectral acceleration, but using the modified flexible fragility curve, it is observed that the soil-structure interaction reduces the likelihood of collapse. Therefore, not considering the soil-structure interaction leads to unrealistic evaluation of the performance of structures.

ARTICLE INFO

Receive Date: 02 November 2021

Revise Date: 03 January 2022

Accept Date: 26 January 2022

Keywords:

RC special frame

Collapse

Incremental dynamic analysis (IDA)

Soil-structure interaction (SSI)

Direct method

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.310752.2607>

*Corresponding author: Hadi Dashti

Email address: h.dashti@iaubushehr.ac.ir

تأثیر خاک بر تحلیل رفتار لرزه ای عملکردی سازه های بتن مسلح

مهدی زنگوئی^۱، هادی دشتی^{۲*}، علیرضا فیوض^۳

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

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد بوشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، بوشهر، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه خلیج فارس، بوشهر، ایران

چکیده

در گزارش FEMA-P695 یک روش کاربردی جهت ارزیابی فروریزش سازه های طراحی شده توسط آیین نامه های لرزه ای تحت شدیدترین زلزله مورد انتظار موجود می باشد و در آن فروریزش قاب های بتنی ویژه بدون در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه مورد مطالعه قرار گرفته است. در این مطالعه از تحلیل اندرکنش خاک و سازه به روش مستقیم برای ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان ها استفاده می شود. برای این منظور از ساختمان های بتن مسلح ۴ و ۸ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه، بر روی خاک های متوسط (D) و نرم (E) طبقه بندی شده مطابق آیین نامه ASCE7-10 توسط نرم افزار Opensees مدل سازی و تحلیل شده اند. از آنالیز دینامیکی افزاینده جهت بررسی دقیق عملکرد فروریزش قاب ها برای دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر استفاده شده است. نتایج تحلیل نشان می دهد که اندرکنش خاک و سازه، به خصوص با نرم تر شدن خاک و افزایش تعداد طبقات ساختمان، می تواند نقشی اساسی در رفتار قاب های ساختمانی شامل افزایش پیوند سیستم، کاهش دررفت طبقات، افزایش سطح عملکرد و تغییر احتمال فروریزش سازه ایفا نماید. از طرفی نتایج حاصله در نگاه اول نشان دهنده افزایش احتمال فروریزش برای قاب های قرار گرفته بر روی تکیه گاه های انعطاف پذیر در شتاب طیفی یکسان می باشد، اما با استفاده از منحنی شکنندگی انعطاف پذیر اصلاح شده مشاهده می شود که در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه سبب کاهش احتمال فروریزش می شود. لذا عدم در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه منجر به ارزیابی غیر واقعی عملکرد سازه ها می گردد.

کلمات کلیدی: قاب بتنی ویژه، فروریزش، آنالیز دینامیکی افزاینده (IDA)، اندرکنش خاک و سازه (SSI)، روش مستقیم.

شأنه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.310752.2607	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.310752.2607	۱۴۰۱/۰۷/۳۱	۱۴۰۰/۱۱/۰۶	۱۴۰۰/۱۱/۰۶	۱۴۰۰/۱۰/۱۳	۱۴۰۰/۰۸/۱۱
هادی دشتی h.dashti@iaubushehr.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

روش مرسوم برای طراحی سازه ها در برابر زلزله مبتنی بر تعیین حداکثر نیروهای ایجاد شده در اعضای سازه تحت زمین لرزه ای است که به ندرت اتفاق می افتد (هر ۵۰۰ سال). این روش خسارتی را که تحت چنین زلزله ای اجتناب ناپذیر است و حتی آنچه را که تحت یک زلزله بزرگتر اتفاق می افتد (هر ۲۵۰۰ سال)، محاسبه نمی کند. زمین لرزه های شدیدی که در سال های اخیر در نزدیکی مناطق بزرگ شهری رخ داده است، به عنوان مثال، نورث ریج ۱۹۹۴ و کوبه ۱۹۹۵، انگیزه مطالعات گسترده ای را برای هر دو مورد فوق در زمینه تحقیقات کلی طراحی مبتنی بر عملکرد ایجاد کرد. آیین نامه FEMA-P695 [۱] یک نقطه اوج این روند بود، که در آن مفاهیم آیین نامه لرزه ای سنتی با مفاهیم جدید تحلیل خطر فروریزش و روش های تحلیل دینامیکی غیر خطی ترکیب شدند. به دنبال نیازهای تحقیق ذکر شده در FEMA-P695 [۱]، چندین مطالعه مرتبط انجام شده است. به عنوان مثال، ارزیابی عملکرد فروریزش به شرح زیر انجام شد: قابهای خمشی ویژه بتن آرمه توسط هزلتون و دیرلین [۲] و هزلتون و همکاران [۳] و قاب های بتن مسلح توپر بنایی توسط مارتینلی و همکاران [۴].

یک نیاز مهم تحقیقاتی در FEMA-P695 [۱]، تأثیر اندرکنش خاک و سازه (SSI) بر عملکرد فروریزش ساختمان ها شناخته شده است. مطالعه حاضر در پاسخ به این نیاز انجام شده است. قابل توجه است زیرا روند کلی مهندسی زلزله در حال حرکت به سمت درک بهتری از رفتار لرزه ای سازه ها تحت زمین لرزه های شدید است که بدون مدل سازی دقیق تر سازه و خاک بستر محقق نمی شود. مدلسازی SSI را می توان به روشهای مختلفی از جمله روشهای مقیاس کوچک (میکرو) تا مقیاس بزرگ (ماکرو) اجرا کرد. Opensees [۵] یک چهارچوب نرم افزاری شی گرا برای انجام آنالیزهای المان محدود ماکرو و یکی از قوی ترین نرم افزارهای تحلیل های غیرخطی ماکرو در مهندسی عمران است که قابلیت مدل سازی هم زمان سازه و خاک را به صورت پیشرفته دارد.

برای حل اندرکنش روش های جرم- فنر-میراگر، مدل وینکلر، روش مستقیم و روش زیر سازه وجود دارد. روش زیر سازه یک پیشرفت بسیار بزرگ برای پاسخ به نیازهای محاسباتی در هندسه های پیچیده تر بود ولی مشکل بزرگ آن محدود شدن آنالیزها به تحلیل های خطی است. انجام تحلیل های نزدیک به واقعیت با در نظر گیری رفتار غیرخطی خاک و سازه با استفاده از روش مستقیم امکان پذیر شد. روش مستقیم با توجه به دقت مناسبی که دارا می باشند در مسائل غیرخطی بیشترین کاربرد را دارند. با توجه به مطالب ارائه شده برای تحلیل مسائل اندرکنش در این تحقیق از روش مستقیم استفاده شده است.

ریچودهری [۶] با در نظر گرفتن اندرکنش غیر خطی خاک و سازه، پاسخ لرزه ای قاب خمشی فولادی کم مقاومت و انعطاف پذیر (SMRF) را مورد مطالعه قرار داد. وی از یک روش تیر غیرخطی وینکلر (BNWF) برای مدل SSI استفاده کرد. نتایج نشان داد با در نظر گرفتن انعطاف پذیری فنداسیون، نیرو و جابجایی به طور قابل توجهی کاهش می یابد. همچنین مشخص شد که عدم اطمینان در پارامترهای خاک ممکن است پاسخ سازه ها را به طور قابل توجهی تغییر دهد. سائز و همکاران [۷] تأثیر اندرکنش خاک و سازه الاستیک را در ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای ساختمان ها مطالعه کرده اند. با مقایسه منحنی های شکنندگی توسعه یافته در مدل های پایه انعطاف پذیر و مدل های پایه صلب نشان می دهد که ظرفیت لرزه ای کاهش می یابد. طباطبائی فر و همکاران [۸] قاب خمشی بتنی ۱۰ طبقه را که بر روی سه نوع خاک نرم قرار گرفته است، تجزیه و تحلیل کردند. قاب نمونه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت تأثیر زمین لرزه های مختلف بررسی شد. آنها نشان دادند که تحت اثرات SSI، برش پایه کاهش می یابد در حالی که جابجایی طبقات تا حدی افزایش می یابد که سطح عملکرد ساختمان به سطوح مرتبط با آسیب لرزه ای گسترده تر کاهش می یابد. فتاحی و طباطبائی فر [۹] صحت روش غیرخطی را در برابر روش خطی معادل برای تحلیل دینامیکی مسائل اندرکنش خاک و سازه مطالعه کردند. آنها از سه ساختمان شامل سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در دو نوع خاک استفاده کردند. پاسخ ها شامل میانگین تغییر شکل جانبی طبقات و تغییر جابجایی نسبی طبقات می باشد. نتایج نشان داد که روش خطی معادل در مقایسه با روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ لرزه ای الاستیک قاب خمشی با ارتفاع متوسط را دست کم می گیرد. بهنام فر و بانی زاده، [۱۰] از روش زیر سازه به نام تیر بر روی فونداسیون غیر خطی وینکلر برای مدل سازی اندرکنش خاک و سازه استفاده کردند. در این تحقیق اثر اندرکنش خاک و سازه بر روی آسیب پذیری لرزه ای ساختمان های قاب خمشی

و قاب خمشی با دیوار برشی بتنی ۳، ۵، ۶، ۹ طبقه بر روی خاک نوع سه و چهار آیین نامه ۲۸۰۰ بررسی کردند. با انجام آنالیز دینامیکی غیر خطی در دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر میزان دوران مفاصل پلاستیک در این دو حالت به دست آمد. حق الهی و بهنام فر [۱۱] مطالعه ای از FEMA-P695 [۱] در مورد عملکرد فروریزش قاب های خمشی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام دادند. قاب های خمشی بتن مسلح ویژه با ارتفاع ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه که بر روی خاک های سفت، متوسط و نرم قرار دارند، در نظر گرفته شده اند. تحلیل دینامیکی افزایشی تحت چندین حرکت قوی زمین انجام می شود تا منحنی های شکنندگی سازه ها را بر روی پایه های صلب و انعطاف پذیر تعیین کند. مدلسازی پایه انعطاف پذیر با استفاده از روش تیر غیرخطی روی پایه غیر خطی انجام می شود که در آن خاک زیرین با مصالح فنرهای بدون کشش غیرخطی جایگزین می شود. این مطالعه مقایسه ای نشان می دهد که برای پایین آمدن احتمال فروریزش از یک مقدار مشخص، حداکثر شتاب طیفی قابل قبول با اثر اندرکنش خاک و سازه باید بطور قابل توجهی کوچک تر از پایه صلب باشد. آربولد-مونسالو و همکاران [۱۲] با برآورد اندازه گیری شدت، پارامترهای تقاضای مهندسی و تلفات ناشی از زلزله با استفاده از یک چارچوب عددی اندرکنش خاک و سازه (SSI)، عملکرد لرزه ای ساختمان های بلند فرضی را مورد بررسی قرار دادند. در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در رویکرد مدل سازی، تقاضاهای لرزه ای محاسبه شده در ساختمان های بلند را از نظر حداکثر جابجایی بین طبقات، حداکثر شتاب های افقی طبقه و نشست های ناشی از لرزه تغییر داد.

این تحقیق از دو جنبه از مطالعات مشابه متمایز است. یکی در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه به روش مستقیم می باشد و دومی استفاده از منحنی شکنندگی اصلاح شده با توجه به در نظر گرفتن اثر خاک به صورت اجزا محدود می باشد.

۲- معیارهای فروریزش قاب ها

سطوح عملکردی و حالات حدی موارد مهمی هستند که در طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد مورد توجه قرار می گیرند. این خصوصیات را با استفاده از منحنی IDA می توان استخراج کرد. البته لازم است تا اطلاعات به دست آمده از این منحنی را از حالت حسی به حالت عددی و ریاضی درآورد. به طور مثال عبارت یا قانونی ایجاد کرد تا وقتی آن قانون ارضاء شد خطاری برای یک حالت حدی خاص باشد. به عنوان نمونه می توان از مقدار DM به عنوان علامتی از خرابی استفاده کرد. این مقادیر خرابی می تواند به وسیله آزمایش، تئوری یا تجارب مهندسی به دست آید.

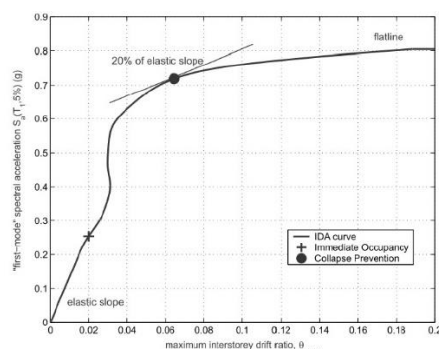
یکی از نقاط مهم در سطوح عملکردی که در بررسی سازه ها از اهمیت فراوانی برخوردار می باشد، نقطه فروریزش سازه است. مهم ترین نکته در فروریزش سازه ها، تعریف آن می باشد.

محققین مختلف تفسیرهای مختلفی از فروریزش سازه ها ارائه کرده اند. به عنوان مثال، در ارزیابی ساختمان های موجود بر اساس ASCE/SEI 41 [۱۳]، فروریزش هنگامی رخ می دهد که یک جزء المان بیش از آستانه ی نیاز خود قرار گیرد. در بسیاری از موارد، این آستانه ی تقاضای سازه سبب ناپایداری سازه و یا فروریزش آن نخواهد شد، اما به یک مفهوم محافظه کارانه برای سطح عملکردی که در آن به اصطلاح سازه نزدیک به فروریزش و یا در آستانه ی فروریزش قرار دارد، به کار می رود.

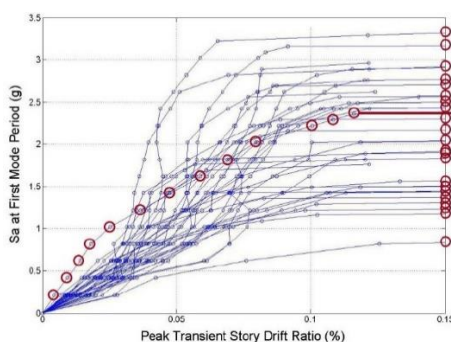
همچنین در آیین نامه FEMA350 [۱۴] سطح آستانه ی فروریزش برای سازه های فولادی بر اساس منحنی IDA مشخص شده است. بر این اساس معیار آستانه ی فروریزش، نقطه ای از منحنی تعریف می شود که تانژانت شیب آن، به مقداری برابر با بیست درصد شیب الاستیک اولیه منحنی برسد که در شکل ۱ نشان داده شده است و یا مطابق این آیین نامه برای سازه ها با سیستم قاب خمشی و تعداد طبقات کمتر از ۱۲، میزان حداکثر دریفت میان طبقه به ۱۸ درصد برسد. [۱۵]

در این مطالعه، فروریزش به عنوان نقطه که سازه در آن ناپایدار شده و در حالت فروپاشی یا فراتر از آن قرار دارد، تعریف شده است، بنابراین تعریف دو حالت برای بیان فروریزش سازه انتخاب شده است.

در حالت اول حد فروریزش سازه به وسیله ی شدت حرکت زمینی که در آن دریفت میان طبقه با افزایش شدت زلزله به مقدار کم بدون حد افزایش پیدا می کند مشخص می شود. اثر این پدیده در نمودار IDA به صورت صاف شدن نمودار مشخص می شود. در شکل ۲ این اثر بر روی نمودار IDA توسط خط نقطه چین کاملاً مشخص شده است.



شکل ۱: حالت حدی آستانه ی فروریزش بر اساس شیب ۲۰ درصد در منحنی IDA [۱۵].



شکل ۲: صاف شدن منحنی IDA به عنوان یکی از معیارهای فروریزش [۱۶].

در حالت دوم فروریزش سازه توسط معیارهای خسارت DM در نمودار IDA مشخص می شود. از این حالت به عنوان فروریزش توسط مدهای غیر شبیه سازی شده نیز نام برده می شود. عموماً از حداکثر دریفت میان طبقه به عنوان معیار خسارت در بررسی فروریزش سازه ها استفاده می شود و افزایش بیش از حد آن به همراه وجود بارهای ثقلی و اثر $P-\Delta$ ، سبب فروریزش سازه خواهد شد.

در این حالت فروریزش سازه با تعریف یک حالت حدی به صورت صریح مشخص می شود و نه با تعریف ساده ی نقطه ای که در آن واگرایی برای مدل سازی عددی صورت می پذیرد. به علت مشخص نبودن مقادیر دریفت میان طبقه در تحقیقات گذشته و همگرا نشدن پاسخ ها در دریفت های میان طبقه ی بالا، نتایج مطالعات منجر به برآوردهای بسیار محافظه کارانه از حالت های حدی و ظرفیت فروریزش سازه ها شده است. همچنین همگرایی پاسخ ها به میزان زیادی به الگوریتم حل استفاده شده بستگی دارد [۱۶].

۳- الگوریتم Hunt&Fill

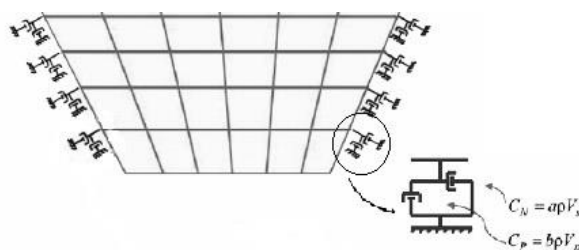
مشخص کردن تعداد گام های مورد نیاز برای رسیدن به فروریزش در آنالیز IDA قبل از انجام آنالیز غیر ممکن است. بدین منظور برای کاهش تعداد گام های لازم برای رسیدن به فروریزش از این الگوریتم استفاده می شود. ابتدا شتاب کوچکی به عنوان شتاب طیفی اولیه انتخاب می گردد. سپس مرحله Hunt یا به تعبیری شکار شتاب فروریزش آغاز می گردد که هدف آن یافتن شتاب فروریزش با برداشتن حداقل تعداد دفعات گام هاست. مقادیر شتاب به صورت جهشی در هر گام افزایش می یابند تا اینکه شتاب فروریزش پشت سر گذاشته شود. حال برای آن که شتاب فروریزش دقیق تر ارزیابی گردد، بین نقطه فروریزش و نقطه قبلی به زیر بازه هایی تقسیم می شود تا شتاب فروریزش

دقیق محاسبه شود. حال به دلیل آن که در مرحله Hunt ممکن است تعداد گام های زیادی برداشته نشده باشد، برای آن که بتوان نمودار JDA را رسم نمود، نیاز است تا فرآیند Fill آغاز شود [۱۵].

۴- اندرکنش خاک و سازه

روش اجزای محدود در مسائل دینامیک خاک و فونداسیون، دارای یک مرحله اضافی برای تعریف محیط خاک است. این روش نیاز به تقسیم بندی و تعریف المان های محدود در حجم مشخص از خاک دارد. این تقسیم بندی انرژی سیستم را محصور و مشخصات دینامیکی آن را از حالت طبیعی خارج می کند. برای حل این مسأله، معمولاً روش اجزای محدود به همراه مرزهای انتقالی به کار گرفته می شود. نتایج این فرمولاسیون ترکیبی معمولاً به عنوان روش اجزای محدود دینامیکی نام برده می شود. مرزهای انتقالی انتشار امواج به داخل یک محیط نیمه بینهایت را شبیه سازی می کنند و حوزه دور را در رفتار سطح آزاد بیان می کنند (که از اندرکنش با دیگر سیستم های مکانیکی جدا شده است). در فرمولاسیون اصلی، مرزهای انتقالی به همراه حجم تقسیم بندی شده شامل فونداسیون و خاک اطراف می شد که در اندرکنش با سازه قرار داشت. بنابراین مرزها معمولاً دور از فونداسیون قرار داشتند. اما با استفاده از روش حجم انعطاف پذیر، که شامل تعریف کل ناحیه لایه بندی شده در یک فرم ریاضی می شود، دیگر نیاز به قرار دادن مرزهای انتقالی دور از فونداسیون نیست. سپس مرزهای انتقالی به تقسیم بندی های ساده ای وصل می شوند: یک ستون قائم از المانهای چهار گرهی برای مسائل دو بعدی و یک ستون از المانهای استوانه ای برای ترکیب با مدل های سه بعدی. فرمولاسیون این ناحیه تقسیم بندی شده به صورت تقریبی اجزای محدود بیان شده است. همین فرمول بندی برای هر گره خاک - فونداسیون تکرار می شود تا ماتریس سختی کل ناحیه لایه بندی شده به دست آید [۱۷].

نرم افزارهای مختلفی برای تحلیل مسأله اندرکنش خاک-سازه وجود دارد. به طور کلی نرم افزارهای عمومی که بر مبنای روش اجزای محدود هستند، توانایی انجام تحلیل مسائل اندرکنش را دارند. نرم افزارهای تخصصی مثل Flush نیز به مسأله اندرکنش خاک-سازه می پردازند. در این بین نرم افزار OpenSees [۵] به منظور انجام مطالعات آزمایشگاهی مناسب تر به نظر می رسد. این نرم افزار قابلیت تحلیل مسائل خاک و سازه را به صورت غیرخطی در محیط دو یا سه بعدی داراست. برای محدود نمودن ابعاد شبکه گسترده اجزای محدود مرزهای انتقالی قابل استفاده است. به این منظور، مطابق شکل ۳ با استفاده از تئوری لیسمر و قرار دادن میراگر در مرزها، می توان اثر انتشار امواج به خارج از محیط خاک را شبیه سازی نمود.



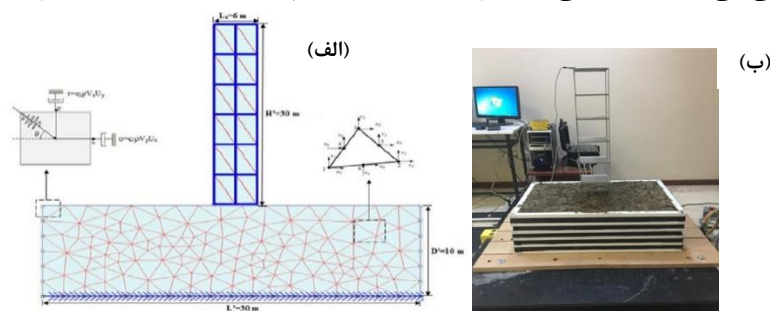
شکل ۳: المان مورد استفاده در مرزهای انتقالی [۱۸].

در این شکل C_N ضریب میرایی میراگر عمود بر سطح، C_P ضریب میرایی میراگر موازی با سطح، V_s سرعت موج برشی خاک، V_p سرعت موج فشاری خاک، ρ وزن مخصوص خاک و a و b ضرایب متغیری هستند که به ابعاد المان بستگی دارند. همچنین این نرم افزار مجهز به زبان برنامه نویسی TCL است که استفاده از آن را برای مطالعات پارامتریک آسان می گرداند [۱۸].

۵- صحت سنجی

برای صحت سنجی از مقاله گوکتپ و همکاران [۱۹] استفاده شد. در این مقاله با استفاده از مدل های عددی و آزمایشگاهی، اندرکنش خاک و سازه را مورد بررسی قرار گرفته است. همانطور که در شکل ۴ مشاهده می شود، مدل عددی اندرکنش خاک و سازه با نرم افزار

Plaxis 2D و مدل آزمایشگاهی با استفاده از میز لرزه انجام شده است. سازه مدل عددی، قاب ۶ طبقه دارای دو دهانه ۳ متری و ارتفاع کلی سازه ۳۰ متر می‌باشد، پای سازه ابتدا به صورت گیردار و سپس بر روی خاک نوع C (سرعت موج برشی ۵۳۶ متر بر ثانیه) با رفتار خطی و غیرخطی خاک در نظر گرفته شده است. ابعاد خاک ۱۰*۳۰ متر با عرض واحد و ابعاد مش ۱ متر می‌باشد. مدل عددی سازه تحت زلزله لوما-پریتا (۱۹۸۹) قرار گرفته است. این سازه با نرم افزار Opensees [۵] مدلسازی شده و نتایج جابجایی بام در هر سه حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر با رفتار خطی و غیرخطی خاک طبق جدول ۱ با نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی (با احتساب ضریب مقیاس ۴۵) مورد مقایسه قرار گرفته است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که مدلسازی با نرم افزار Opensees [۵] از دقت قابل قبولی برخوردار می‌باشد. دلیل اختلاف نتایج، تفاوت در نرم افزار استفاده شده و مش بندی خاک می‌باشد، در مقاله از نرم افزار plaxis2D استفاده شده و مش بندی خاک به صورت المان‌های سه گرهی می‌باشد در صورتی که در پژوهش حاضر از نرم افزار Opensees و المان چهارگره‌ای استفاده شده است.



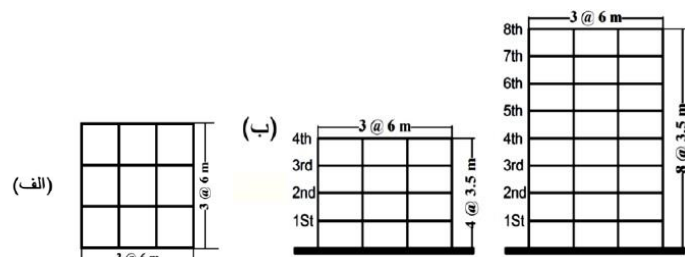
شکل ۴: مدل ساختمانهای صحت سنجی (الف) مدل عددی، (ب) مدل آزمایشگاهی [۱۹].

جدول ۱: مقایسه حداکثر جابجایی افقی بام مدل پژوهش حاضر با مدل عددی و آزمایشگاهی

پایه سازه	جابجایی بام با اپنسیس (متر)	جابجایی بام مدل عددی مقاله [۱۹] (متر)	اختلاف با مدل عددی مقاله (%)	جابجایی بام مدل آزمایشگاهی مقاله [۱۹]۴۵ (متر)	اختلاف با مدل آزمایشگاهی مقاله
صلب	۰/۰۹	۰/۰۸۲	۹/۷	۰/۰۸۱	۱۱
انعطاف پذیر (خاک خطی)	۰/۳۴۲	۰/۳۴۰	۰/۶	۰/۲۶۶	۲۸
انعطاف پذیر (خاک غیرخطی)	۰/۲۴۵	۰/۲۴۵	۰	۰/۲۲۸	۷/۵

۶- طراحی مدل

در این مطالعه، مطابق شکل ۵، دو ساختمان ۴ و ۸ طبقه بتن مسلح با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه [۲۰]، پس از صحت سنجی و ارائه نتایج در جدول ۲ در نظر گرفته شده است. پلان ساختمانها به ابعاد ۱۸×۱۸ متر، دارای سه دهانه در هر دو جهت عمود بر هم و هر دهانه ۶ متر، ارتفاع طبقات ۳/۵ متر و دارای توزیع جرم یکنواخت و توزیع سختی غیر یکنواخت در ارتفاع است. ساختمان‌ها دارای کاربری مسکونی بوده و بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های ASCE7-10 [۲۱] و ACI 318 [۲۲]، با شکل پذیری ویژه طراحی شده‌اند. بار مرده و بار زنده طبقات به ترتیب ۸۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض می‌شود. در جداول ۳ و ۴ مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌های هر قاب نشان داده شده است.

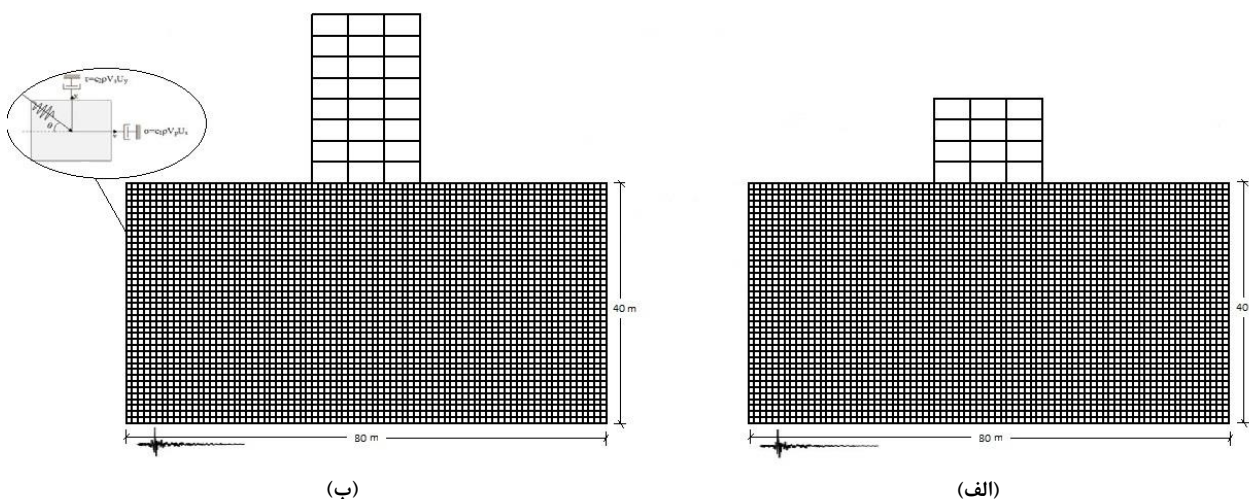


شکل ۵: مدل ساختمانهای مورد مطالعه (الف) پلان، (ب) نما [۲۰].

جدول ۲: مقادیر زمان تناوب اصلی قاب ها در حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (ثانیه)

تعداد طبقات	زمان تناوب اصلی پایه ثابت		زمان تناوب اصلی پایه انعطاف پذیر			
	مقاله [۲۰]	مطالعه حاضر	مقاله [۲۰]			
			نوع خاک			
			D	E	D	E
۴	۱/۳۹۴	۱/۴۱۹	۱/۴۲۶	۱/۴۴۸	۱/۴۵	۱/۵۰
۸	۲/۱۹۰	۲/۱۸۹	۲/۲۳۲	۲/۲۴۵	۲/۲۵	۲/۳۰

سپس مطابق شکل ۶ قاب ها بر روی دو نوع زمین D و E به ترتیب به نمایندگی از خاک متوسط و نرم بر اساس طبقه بندی آیین نامه ASCE 7 [۲۱] با ابعاد ۸۰ * ۴۰ متر به روش مستقیم قرار داده شده اند و عرض خاک با توجه به دهانه باربر قاب ها برابر ۶ متر در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، نسبت میرایی مواد خاک به طور یکنواخت ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است. در جدول ۵ مشخصات ژئوتکنیکی خاک ها، شامل زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، ضریب چسبندگی (C)، مدول الاستیسیته (E)، ضریب پواسون (ν)، وزن مخصوص (γ)، مدول برشی (G) و سرعت موج برشی خاک (V_s) را نشان می دهد.



شکل ۶: سازه ها با پایه انعطاف پذیر. (الف) سازه بتنی ۴ طبقه (ب) سازه بتنی ۸ طبقه

جدول ۳: مشخصات مقاطع ستون قاب های مورد مطالعه [۲۰]

آرماچور گذاری	ابعاد ستون های داخلی (سانتی متر)		آرماچور گذاری	ابعاد ستون های خارجی (سانتی متر)		طبقه	قاب
	عرض	طول		عرض	طول		
۲۰Ø۲۵	۵۰	۵۰	۱۶Ø۲۵	۴۵	۴۵	۱،۲	۴ طبقه
۱۶Ø۲۵	۴۵	۴۵	۱۲Ø۲۵	۴۰	۴۰	۳،۴	
۲۴Ø۲۸	۶۰	۶۰	۲۰Ø۲۸	۵۵	۵۵	۱،۲،۳	۸ طبقه
۲۰Ø۲۵	۵۵	۵۵	۲۰Ø۲۵	۵۰	۵۰	۴،۵،۶	
۲۰Ø۲۵	۵۰	۵۰	۱۶Ø۲۵	۴۵	۴۵	۷،۸	

جدول ۴: مشخصات مقاطع تیر قاب های مورد مطالعه [۲۰]

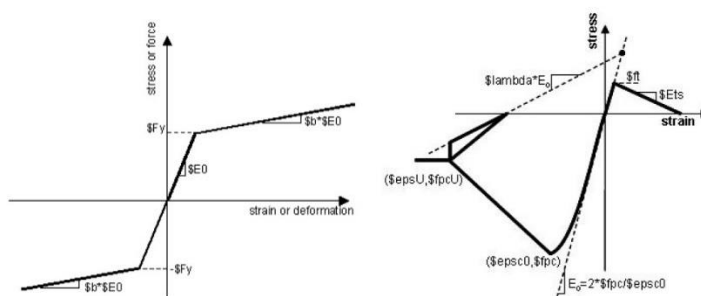
آرماچور گذاری	ابعاد مقطع (سانتی متر)			قاب	طبقه
	پایین	ارتفاع	عرض		
۳Ø۲۰	۴۰	۴۰	۳۰	۴ طبقه	۱،۲
۳Ø۱۸	۳۵	۳۵	۳۰		
۴Ø۲۰	۴۵	۴۵	۴۰	۸ طبقه	۱،۲،۳،۴
۴Ø۲۰	۴۰	۴۰	۳۵		

جدول ۵: مشخصات انواع خاک در نظر گرفته شده [۲۰]

تیپ خاک	ϕ (degree)	C (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	ν	γ (kg/cm ³)	V_s (cm/sec)
D	۳۰	۰/۰۲	۱۶۸	۰/۴	۰/۰۰۱۹	۱۸۰
E	۳۰	۰/۰۲	۸۷	۰/۴۵	۰/۰۰۱۸	۱۳۰

۱-۶- مدل قاب بتنی

برای مدل سازی، از نرم افزار OpenSees [۵] که یک نرم افزار کد-باز است و با استفاده از روش اجزا محدود به تحلیل انواع سازه ها می پردازد، استفاده شده است. برای مدل سازی خواص فولاد مصرفی، میلگردها در مقاطع تیرها و ستون ها از مصالح Steel 01 و برای مدل سازی خواص بتن از Concrete 02 مطابق شکل ۷ استفاده شده است [۵].



شکل ۷: نمودار رفتار مصالح. الف) Steel 01 ب) Concrete 02 [۵]

مدل های سازه ای تیرها و ستون ها باید بتوانند رفتار آنها را در تحت بارهای عمودی و جانبی از رفتار الاستیک اولیه تا فروریزش تحت یک حرکت شدید زمین شبیه سازی کنند. برای مدل سازی تیرها و ستون ها از المان فایبر استفاده شده است. در این تحقیق، برای مدل نمودن تیرها و ستون های سازه از المان disp Beam Column که یک المان غیرخطی با خاصیت غیرخطی گسترده در طول المان است استفاده شده است.

۲-۶- مدل خاک

برای مدل سازی خاک از مصالح PressureDependMultiYield استفاده می کنیم. این ماده برای شبیه سازی پاسخ یک جهته و دوره ای موادی که رفتار برشی آن ها به تغییر محصورشدگی غیرحساس است، به کار می رود. خاک زیر سازه با المان های چهارگره ای Eleman Quad مدل سازی شده، همچنین جهت مدلسازی، ناحیه دور (بینهایت) از روش مرز انتقالی لایسمر و کوهلمیر استفاده گردیده است.

۳-۶- انتخاب رکوردهای زلزله

رکوردها در حالت کلی با توجه به فاصله از گسل به دو دسته ی ناحیه ی دور و ناحیه ی نزدیک تقسیم می شوند. برای تحلیل تاریخیچه زمانی یکی از بهترین ابزارهای موجود برای ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان است و روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، گونه کاملتری می باشد که در این مطالعه از آن استفاده می شود بنا به توصیه FEMAP695 [۱] به منظور انجام تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) جهت بررسی فروریزش سازه، از دسته رکوردهای ناحیه دور استفاده شده است.

به این منظور برای خاک های نوع D و E، طبق جدول ۶ از ۱۰ رکورد استفاده شده است. این دسته رکوردها برای نواحی با فاصله برابر یا بیشتر از ۱۰ کیلومتر از گسل می باشد (ناحیه دور) [۱]. همچنین این دسته ها شامل رکوردهایی قوی ($PGA > 0.29g$) و ($PGV > 17cm/sec$) با مقیاس های بزرگ ($M > 5.9$) می باشند.

جدول ۶: رکوردهای انتخابی زلزله [۲۳]

شماره	زلزله	سال	ایستگاه	بزرگا	فاصله (km)	PGA(g)	PGV(m/s ²)
۱	Northridge, USA	۱۹۹۴	Old Ridge Route	۶/۷	۲۲/۶	۰/۵۷	۵۲/۱
۲	Cape Mendocino, USA	۱۹۹۲	Rio Dell Overpass	۷/۱	۱۸/۵	۰/۵۵	۴۲/۱
۳	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU045	۷/۶	۲۴	۰/۵۱	۳۹/۰
۴	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Gilroy Gavilan Coll.	۶/۹	۱۲	۰/۳۶	۲۸/۶
۵	San Fernando, USA	۱۹۷۱	Lake Hughes	۶/۶	۲۰/۳	۰/۳۷	۱۷/۰
۶	Chuetsu-Oki, Japan	۲۰۰۷	Kashiwazaki NPP	۶/۸	۱۱	۰/۴۵	۱۲۵/۲
۷	El Mayor-Cucapah, USA	۱۹۸۷	Michoacan	۷/۲	۱۶	۰/۵۴	۶۱/۶
۸	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Gilroy Array #4	۶/۹	۱۴/۵	۰/۴۲	۴۰/۲
۹	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Nishi-Akashi	۶/۹	۱۲	۰/۵۱	۳۷/۳
۱۰	Loma Prieta, USA	۱۹۸۹	Foster City	۶/۹	۴۳	۰/۳۰	۳۷/۲

به دلیل اینکه زمین لرزه های ارائه شده در سایت Peer [۲۳] در سطح خاک ثبت شده اند و برای تحلیل اندرکنش خاک و سازه رکوردها باید در سطح سنگ بستر ثبت شده باشند. بنابراین توسط نرم افزار Deepsoil [۲۴] آنالیز برگشتی انجام داده و پس از همپایه کردن زلزله ها با بدست آوردن ضرایب زلزله جدول ۷، رکوردهای حاصله برای آنالیز مدل های خاک و سازه اصلاح گردید.

جدول ۷: ضرایب زلزله

نوع خاک	ضریب زلزله									
	زلزله ۱	زلزله ۲	زلزله ۳	زلزله ۴	زلزله ۵	زلزله ۶	زلزله ۷	زلزله ۸	زلزله ۹	زلزله ۱۰
D خاک	۰/۹۵	۰/۹۷	۰/۹۹	۱/۲۲	۱/۲۴	۰/۸۸	۰/۷۸	۰/۸۶	۰/۹۴	۰/۷۳
E خاک	۰/۸۳	۱/۱۶	۱/۲۱	۱/۱۷	۱/۴۰	۱/۱۹	۰/۷۷	۰/۹۸	۰/۹۶	۰/۸۷

۷- روش های تحلیل مدل ها

در پژوهش حاضر، بنابر اهداف پژوهش سه نوع تحلیل صورت پذیرفته است: (۱) تحلیل خطی مودال (۲) تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی (۳) تحلیل دینامیکی افزایشی IDA. تحلیل نوع اول، برای بررسی اثر اندرکنش خاک - سازه بر افزایش پیروود صورت پذیرفته است، تحلیل نوع دوم، برای بررسی اثر اندرکنش خاک- سازه بر پاسخ های سیستم خاک- سازه به کار رفته است و تحلیل سوم، برای بررسی اثر اندرکنش خاک- سازه بر توزیع آسیب پذیری سازه صورت گرفته شده است.

۷-۱- تحلیل خطی مودال

برای انجام این نوع تحلیل در برنامه Opensees [۵] اعضای قاب خمشی بتنی ارتجاعی در نظر گرفته شده اند (یعنی طول مفصل پلاستیک برابر با صفر در نظر گرفته شده است). سیستم تحت بار ثقلی در نظر گرفته شده است، و جرم موثر هر طبقه بر اساس بار وارد بر آن طبقه (بار مرده+۰/۲ بار زنده) به دست آمده است.

۷-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این تحلیل، مشخصات غیرخطی اعضای سازه، مصالح و همچنین مباحث مربوط به میرایی، به صورت دقیق اعمال خواهند شد. در پژوهش حاضر میرایی سازه ها متناسب با میرایی رایلی در نظر گرفته شده است. در انتها، سازه تحت اثر ورودی هایی از جنس شتاب تابع زمان، یا شتابنگاشت قرار گرفته و ارزیابی می شود. نتایج این نوع تحلیل به صورت تاریخچه یا تابع زمان خواهند بود. این دسته از تحلیل ها به دو گروه تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل دینامیکی فزاینده تقسیم می شوند. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، پیچیده و دقیق ترین روش تحلیل سازه هاست. این روش، حساسیت بالایی به خصوصیات شتابنگاشت ها دارد. محتوای فرکانسی، نوع خاک، بزرگای زلزله، مکانیزم گسل، عمق زلزله و بسیاری از پارامترهای دیگر، تأثیر مستقیمی بر نتایج این تحلیل دارند.

IDA یک روش تحلیل فزاینده می باشد که با استفاده از چندین تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی جهت بررسی دقیق تر رفتار لرزه ای سازه ها رواج یافته است. در این روش، سازه تحت شتاب نگاشت های مقیاس شده قرار می گیرد و این روند تا جایی ادامه پیدا می کند که در اثر اعمال رکورد تقویت شده مفاصل پلاستیک در سازه تشکیل و گسترش یافته تا در نهایت به تخریب آن منجر می گردد. بدین ترتیب، مراحل مختلف شامل رفتار الاستیک، الاستوپلاستیک تا رفتار پلاستیک سازه تحت اثر بارهای دینامیکی بر روی منحنی IDA قابل ترسیم است.

در روش تحلیل دینامیکی افزایشی از دو کمیت اساسی تحت عنوان اندازه شدت (IM) و اندازه خسارت (DM) برای ارائه منحنی های IDA استفاده می گردد. کمیت هایی نظیر بیشینه شتاب زمین لرزه (PGA) و شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه با میرایی ۵٪ ($S_a(T_1, 5\%)$) برای بیان اندازه شدت زلزله های انتخابی پیشنهاد شده است [۱۵]. و امواتسیکوس و کرنل نشان دادند که چون PGA فقط نماینده تحریک ورودی به سازه است نمی تواند معیار مناسبی برای IM باشد. از طرف دیگر، اندازه خسارت کمیت قابل مشاهده ای است که از نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی به دست می آید. این کمیت می تواند بیشینه دریفت بام، بیشینه دریفت بین طبقه ای، بیشینه چرخش مفاصل پلاستیک، شاخص خسارت پارک-انگ و غیره باشد. بر این اساس، در تحقیق حاضر شتاب طیفی متناظر با مود اصلی سازه

$(S_a(T_1, 5\%))$ و بیشینه دریفت میان طبقه به ترتیب به عنوان اندازه شدت و اندازه خسارت برای ترسیم منحنی های IDA به کار گرفته شده اند.

شایان ذکر است که تأثیر رکوردهای حوزه نزدیک گسل ($d < 10$ KM) بر نتایج تحلیل می تواند یک موضوع جالب برای تحقیقات بیشتر در این زمینه باشد. رکوردهای حوزه نزدیک به طور چشمگیری تحت اثر پدیده جهت پذیری ناشی از انتشار موج قرار می گیرند [۲۵]. یافته های اخیر نشان می دهد در نظر نگرفتن پالس های قوی حرکت زمین در حوزه نزدیک می تواند به ارزیابی نادرست تقاضاهای لرزه ای در تحلیل اندرکنش خاک و سازه شود [۲۶].

۸- نمودار شکنندگی

پس از تحلیل IDA و تعیین شتاب طیفی فروریزش سازه به ازای رکوردهای انتخابی، نمودار شکنندگی به دست می آید. این نمودار احتمال آسیب ساختمان در نتیجه زلزله را برحسب شاخص حرکت زمین $(S_a(T_1, 5\%))$ بیان می کند. یک نقطه تصادفی روی منحنی شکنندگی احتمال شرطی را نشان می دهد، که خسارت حاصل از زلزله با شدت خاصی از حالت خسارت معلوم، بیشتر می گردد [۲۷].

در این مطالعه فروریزش سازه در هر رکورد برابر با S_a متناظر با خط صاف نمودار IDA و یا رسیدن به دریفت میان طبقه ۱۰ درصد تعریف می شود. برای به دست آوردن نمودار شکنندگی فروریزش، منحنی های IDA به صورت تابع توزیع احتمالاتی لوگ نرمال فرض شده اند [۲۸]. توزیع احتمال لوگ نرمال به صورت یک توزیع پیوسته از توزیع نرمال بر روی متغیرهای لگاریتمی تعریف می شود.

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (1)$$

با استفاده از انتگرال تابع توزیع احتمال، تابع توزیع تجمعی به صورت زیر تعریف می شود.

$$p = F(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{1}{t} e^{-\frac{(\ln t - \mu)^2}{2\sigma^2}} dt \quad (2)$$

در نهایت، با انجام محاسبات ریاضی، تابع توزیع تجمعی به صورت احتمال تجمعی رخداد آسیب بزرگتر یا مساوی از سطح آسیب مورد نظر به کمک رابطه زیر بیان می شود.

$$P(\text{collapse} | IM) = F(x; \mu, \sigma) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}\right) \quad (3)$$

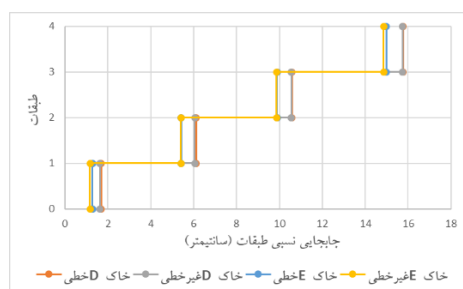
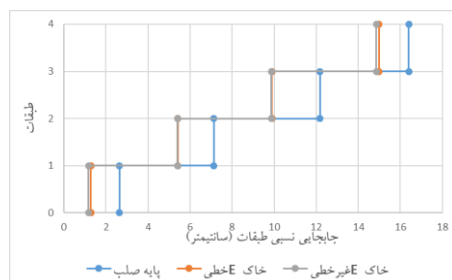
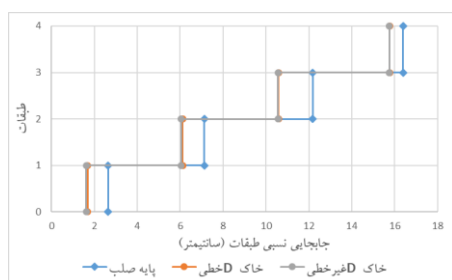
که در این رابطه، x شتاب طیفی در پرئود اول سازه، μ میانگین احتمال فروریزش سازه و σ انحراف از معیار احتمال فروریزش سازه می باشد.

۹- نتایج تحلیل و بحث

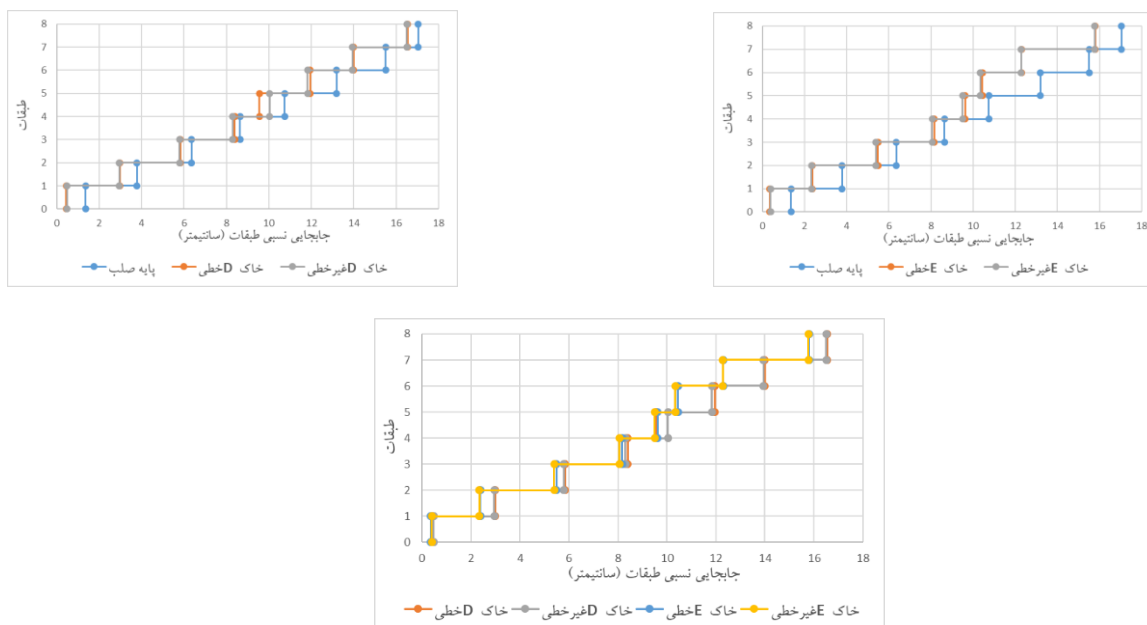
تحلیل مدل ها به روش های معرفی شده در بخش چهار و به دو صورت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر انجام می شود. در ادامه به مقایسه دو حالت پایه انعطاف پذیر و پایه صلب با استفاده از زمان تناوب، جابه جایی نسبی طبقات، نمودارهای IDA، مقادیر میانه منحنی های IDA و نمودارهای شکنندگی بدست می آید.

۹-۱- جابجایی نسبی طبقات

مطالعه دریافت طبقات یک نمای کلی از انرژی لرزه ای جذب شده در قالب انرژی کرنشی را فراهم می کند. مقادیر نسبت دریافت طبقات برای ساختمان های ۴ و ۸ طبقه واقع بر خاک های نوع D و E در حالت خطی و غیر خطی بررسی شده است. یکی از علت های بزرگتر بودن شتاب طیفی فروریزش در حالت پایه صلب نسبت به حالت پایه انعطاف پذیر، به سبب افزایش دریافت میان طبقه ای برای قاب ها می باشد. علت اصلی این موضوع به حرکت افقی فونداسیون در حالت انعطاف پذیر نسبت به حالت گیردار بر می گردد. همان طور که در شکل ۸ و ۹ برای قاب ۴ و ۸ طبقه مشخص است، دریافت میان طبقه در حالت انعطاف پذیر نسبت به حالت گیردار کاهش داشته است. این مطلب در رابطه با قاب های قرار گرفته بر روی خاک های نوع E و D در حالت خطی و غیر خطی نیز صادق می باشد، که با نرم تر شدن خاک این اختلاف بیشتر قابل مشاهده می باشد.



شکل ۸: نحوه توزیع تجمعی میانگین دریافت نسبی درون طبقات قاب ۴ طبقه برای دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر.



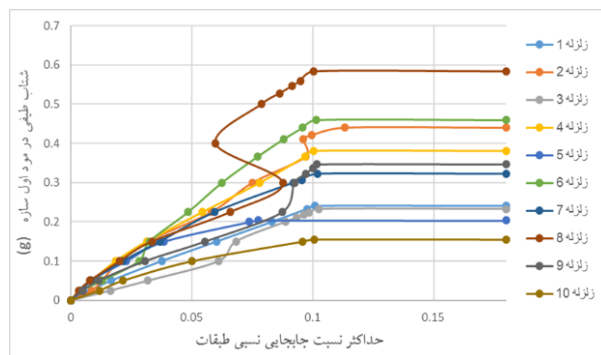
شکل ۹: نحوه توزیع تجمعی میانگین دریفتهای نسبی درون طبقات قاب ۸ طبقه برای دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر.

۹-۲- منحنی IDA

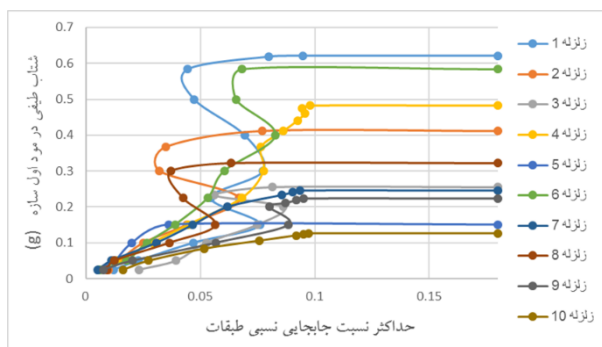
پس از انجام تحلیل های IDA، منحنی های دینامیکی فزاینده برای ۱۰ رکوردی که معرفی گردید، ترسیم شده اند. منحنی های IDA برای قاب ۴ و ۸ طبقه در شکل ۱۰ و ۱۱ نمایش داده شده است.

یکی از نقاط مهم در سطوح عملکردی که در بررسی سازه ها از اهمیت فراوانی برخوردار می باشد، نقطه فروریزش سازه است. مهم ترین نکته در فروریزش سازه ها، تعریف آن می باشد. محققین مختلف تفسیرهای مختلفی از فروریزش سازه ها ارائه کرده اند.

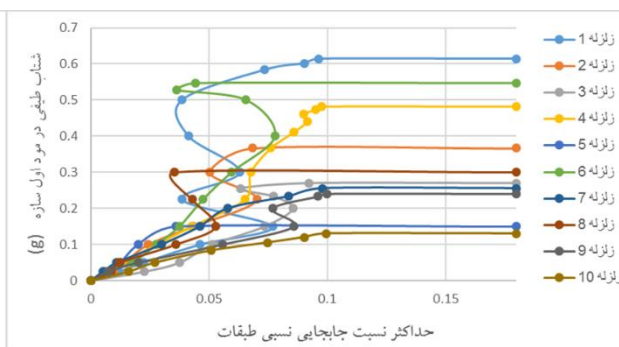
یکی از نکات مهم که در بررسی سطوح عملکرد سازه ها از اهمیت فراوانی برخوردار می باشد، حد فروریزش است. محققین تفسیرهای گوناگونی از فروریزش انواع سازه ها ارائه کرده اند. در این مقاله، دو حالت برای فروریزش سازه های بتنی تعریف شده است. در حالت اول، حد فروریزش سازه به وسیله شتاب طیفی که در آن دریفتهای میان طبقه با افزایش شدت زلزله به مقدار کم بدون حد افزایش پیدا میکند مشخص می شود. اثر این پدیده در منحنی IDA به صورت صاف شدن نمودار مشخص می شود. در حالت دوم، فروریزش سازه توسط معیارهای خسارت DM در نمودار IDA مشخص می شود. همانطور که قبلاً بیان شد، از معیار دوم فروریزش یعنی بیشینه دریفتهای میان طبقه به عنوان معیار خسارت استفاده می شود به طوری که افزایش بیش از حد آن سبب فروریزش سازه خواهد شد. در این حالت، ظرفیت فروریزش سازه در نقطه ای که دریفتهای میان طبقه به ۱۸ درصد برسد، در نظر گرفته شده است [۱۱]. مشاهده می شود که با افزایش ارتفاع، قاب ها در میزان دریفتهای و شتاب طیفی کمتری به نقطه فروریزش می رسند. به عبارت دیگر، قاب های بلندتر سریعتر وارد ناحیه غیرخطی شده و دارای ظرفیت کمتری می باشند. در ادامه به مقایسه خلاصه منحنی های IDA برای خاک های نوع E و D در دو حالت پایه صلب و انعطاف پذیر در حالت خطی و غیرخطی می پردازیم.



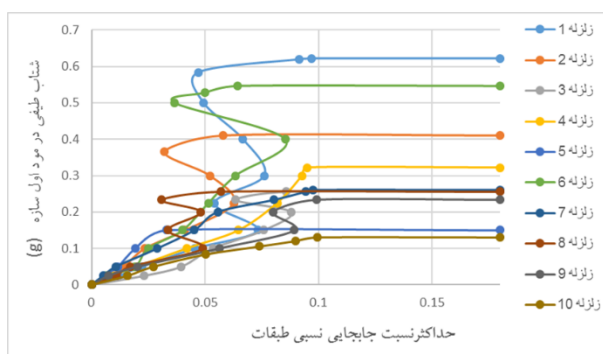
(الف)



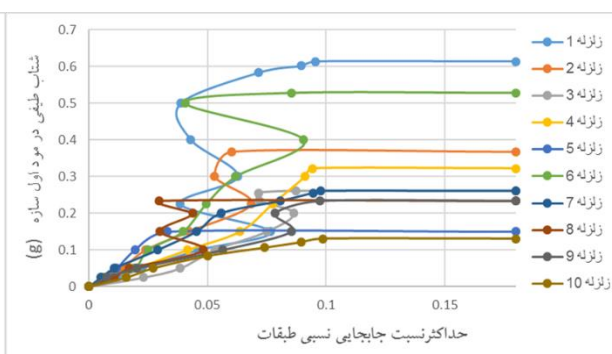
(ب)



(ج)

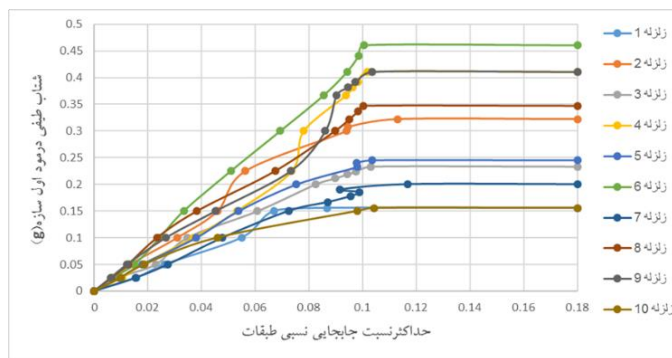


(د)

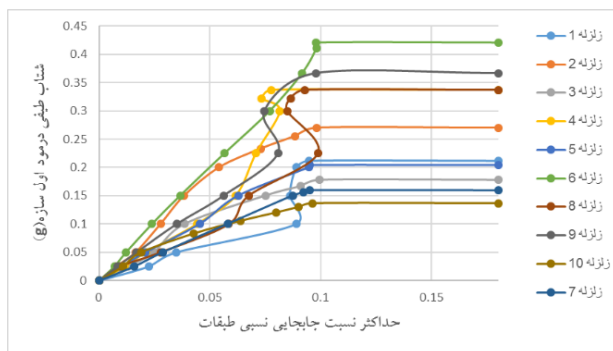


(ه)

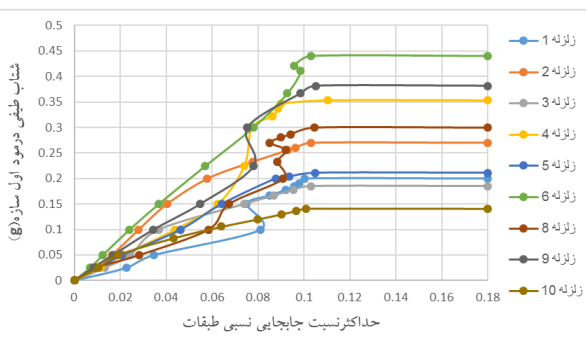
شکل ۱۰: نمودار IDA قاب ۴ طبقه برای دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر، (الف) پایه صلب، (ب) خاک D خطی، (ج) خاک D غیر خطی، (د) خاک E خطی، (ه) خاک E غیر خطی.



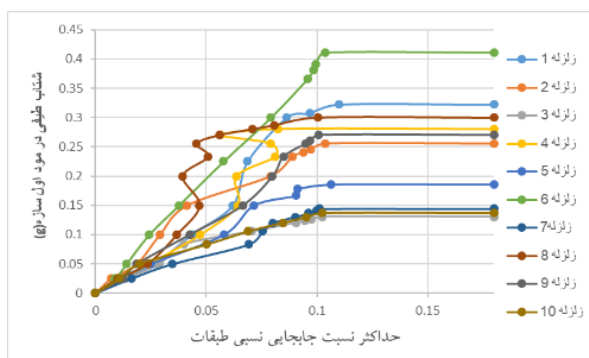
(الف)



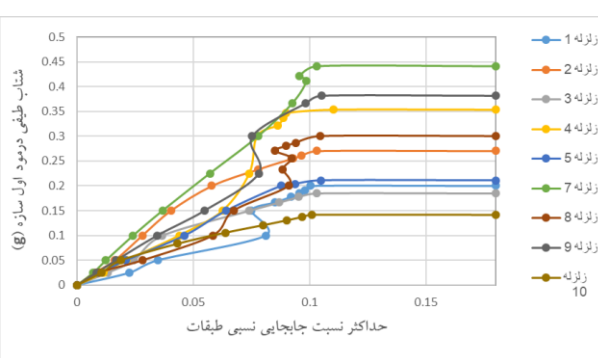
(ب)



(ج)



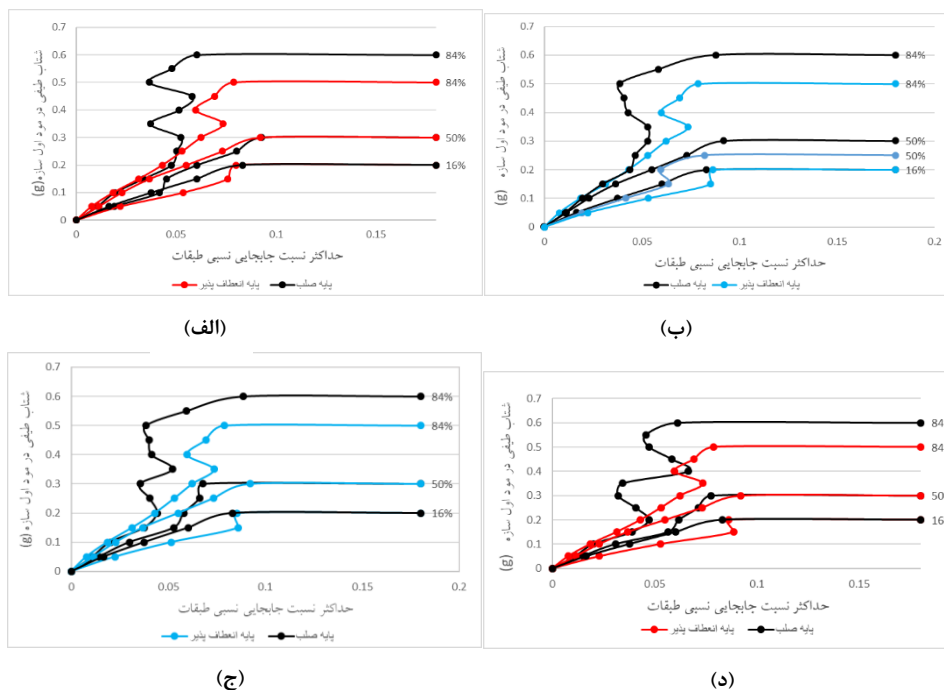
(د)



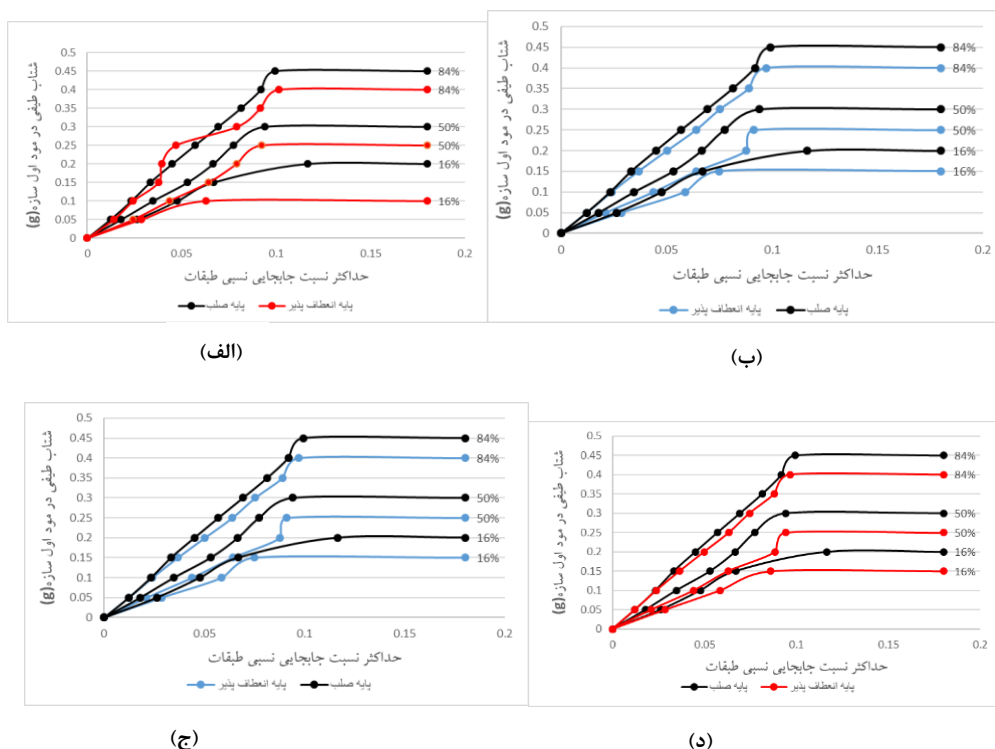
(ه)

شکل ۱۱: نمودار IDA قاب ۸ طبقه برای دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر، (الف) پایه صلب، (ب) خاک D خطی، (ج) خاک D غیر خطی، (د) خاک E خطی، (ه) خاک E غیر خطی.

هر چند منحنی های IDA اطلاعات مناسبی از رفتار سازه را به همراه دارند ولی به دلیل حجم بالای اطلاعات در این منحنی ها چندان جهت مقایسه و بررسی عملکرد یک سازه در دو حالت مختلف به کار نمی آیند. بدین منظور با انجام یک سری محاسبات آماری که بر روی داده های بدست آمده از نمودار IDA انجام شده، منحنی های خلاصه سازی شده برای سه مقدار آماری ۱۶٪، ۵۰٪، ۸۴٪ از روی منحنی های IDA محاسبه می گردد. بر اساس شکل ۱۲ و ۱۳ مقادیر منحنی های خلاصه سازی شده برای قاب های ۴ طبقه و ۸ طبقه در دو حالت پایه ثابت و پایه منعطف در حالت خطی، غیرخطی مشاهده می شود، عموماً در قسمت صاف شدگی خط آماری ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ منحنی IDA، نمودار پایه صلب نسبت به حالت انعطاف پذیر بالاتر قرار گرفته است که این موضوع نشان دهنده این مطلب می باشد که سازه ها در حالت پایه صلب در مقایسه با حالت پایه انعطاف پذیر با شتاب طیفی بیشتری در زمان تناوب اصلی به معیار های فروریزش می رسند [۱۵].



شکل ۱۲: خلاصه منحنی IDA قاب ۴ طبقه برای دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (الف) خاک D ختی، (ب) خاک D غیر ختی، (ج) خاک E ختی، (د) خاک E غیر ختی.



شکل ۱۳: خلاصه منحنی IDA قاب ۸ طبقه برای دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (الف) خاک D ختی، (ب) خاک D غیر ختی، (ج) خاک E ختی، (د) خاک E غیر ختی.

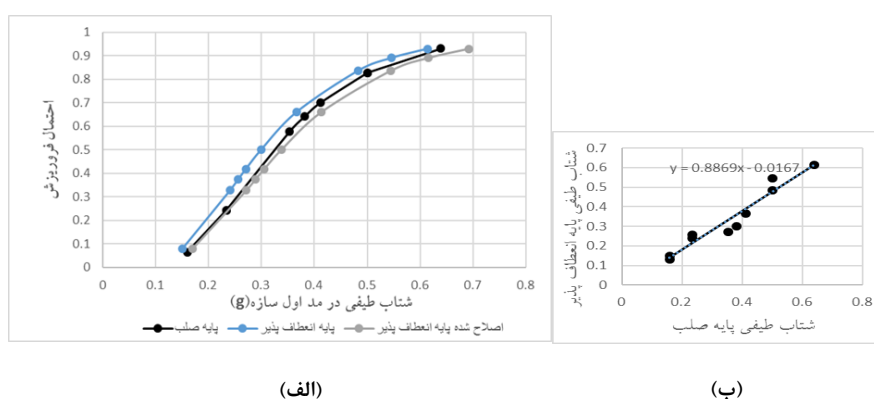
۳-۹- بررسی نمودار شکنندگی سازه ها در حالت پایه صلب و انعطاف پذیر

همان طور که نتایج به دست آمده از منحنی های خلاصه سازی شده برای سه مقدار آماری ۰.۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ قابل انتظار بود، با توجه به نمودارهای شکنندگی برای پایه انعطاف پذیر برای انواع خاک ها و در تمامی قاب های مورد بررسی بالاتر از نمودار شکنندگی در حالت پایه صلب قرار دارد. نتایج حاصله از مقایسه بین منحنی های شکنندگی در این دو حالت نشان دهنده افزایش احتمال فروریزش برای قاب های قرار گرفته بر روی تکیه گاه انعطاف پذیر در شتاب طیفی یکسان می باشد. این موضوع در وهله اول بیانگر اثر منفی اندرکنش خاک و سازه در رفتار فروریزش قاب ها می باشد.

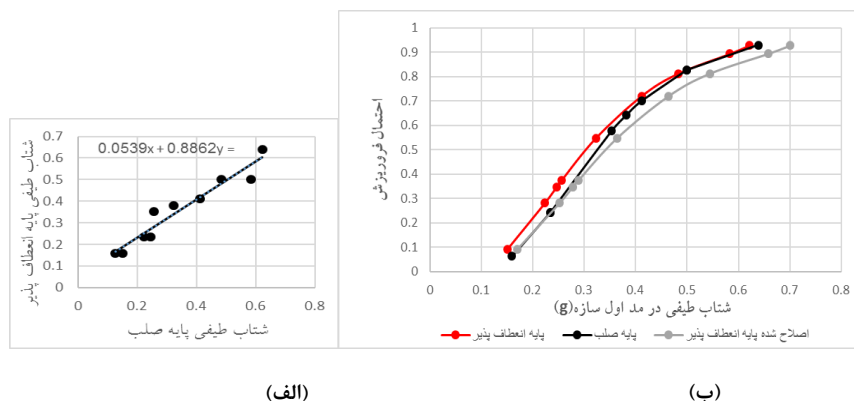
همان طور که قبلاً مطرح شد در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه سبب افزایش زمان تناوب اصلی سازه می شود. از طرف دیگر، براساس شکل طیف طرح آیین نامه ها، افزایش زمان تناوب سبب کاهش میزان شتاب طیفی برای سازه با پایه انعطاف پذیر می شود. قابل ذکر است که شتاب طیفی فروریزش هر قاب بر مبنای زمان تناوب اصلی همان قاب در دو حالت پایه ثابت و پایه انعطاف پذیر تعریف می شود که در نتیجه، این شتاب های طیفی یکسان نیستند. بنابر این، ابتدا شتاب های طیفی فروریزش متناظر با شرایط پایه ثابت و پایه انعطاف پذیر تعیین شده و سپس نمودارهای شکنندگی با استفاده از شتاب طیفی فروریزش اصلاح شده مقایسه می گردند.

با به دست آوردن رابطه ی بین شتاب های طیفی فروریزش در دو حالت مورد بررسی، به اصلاح شتاب های طیفی فروریزش در حالت پایه انعطاف پذیر می پردازیم. این عمل به جهت مقایسه اثر اندرکنش خاک و سازه بر رفتار فروریزش سازه صورت می پذیرد. برای اصلاح شتاب طیفی فروریزش در حالت پایه انعطاف پذیر کافی است، تمامی این شتاب ها در نسبت معکوس شیب منحنی برازش شده بر نقاط شتاب طیفی فروریزش ضرب شود. با اصلاح شتاب های طیفی فروریزش در حالت پایه انعطاف پذیر، منحنی شکنندگی مرتبط با آن ترسیم می شود. از این منحنی شکنندگی با عنوان منحنی شکنندگی اصلاح شده برای حالت پایه انعطاف پذیر نام برده می شود [۱۱].

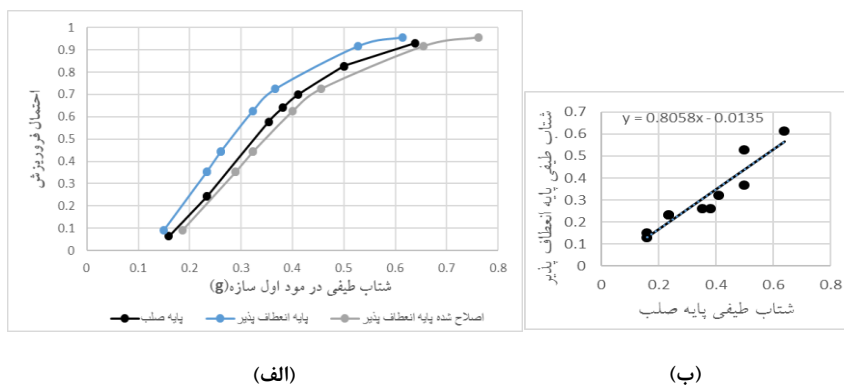
با توجه به نتایج به دست آمده برای منحنی شکنندگی اصلاح شده در حالت پایه انعطاف پذیر، مشاهده می شود که در تمامی حالات این منحنی پایین تر از منحنی شکنندگی حالت پایه صلب قرار می گیرد. مقایسه ی بین این دو منحنی شکنندگی فروریزش در شتاب طیفی اصلاح شده، نشان دهنده ی کاهش احتمال فروریزش برای قاب های قرار گرفته بر روی تکیه گاه انعطاف پذیر می باشد. همچنین این نتیجه بیانگر اثر اندرکنش خاک و سازه بر رفتار فروریزش قاب های مورد بررسی می باشد. در ادامه منحنی های شکنندگی مربوط به هر سه حالت ذکر شده به همراه منحنی برازش شده بر شتاب طیفی فروریزش در شکل های ۱۴ تا ۱۷ برای قاب ۴ طبقه و شکل های ۱۸ تا ۲۱ برای قاب ۸ طبقه ترسیم شده است.



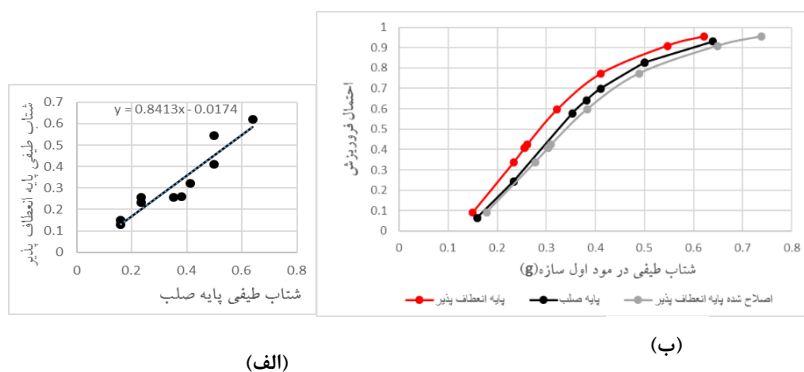
شکل ۱۴: الف) مقایسه نمودار شکنندگی قاب ۴ طبقه حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (خاک D خطی)، ب) منحنی شتاب طیفی



شکل ۱۵: الف) مقایسه نمودار شکنندگی قاب ۴ طبقه حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (خاک D غیر خطی)، ب) منحنی شتاب طیفی

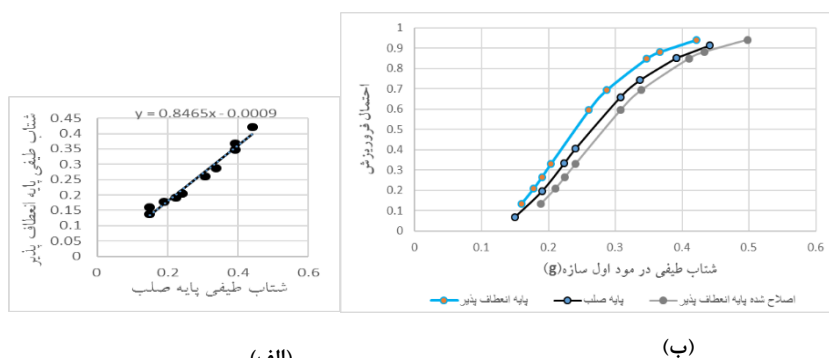


شکل ۱۶: الف) مقایسه نمودار شکنندگی قاب ۴ طبقه حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (خاک E خطی)، ب) منحنی شتاب طیفی

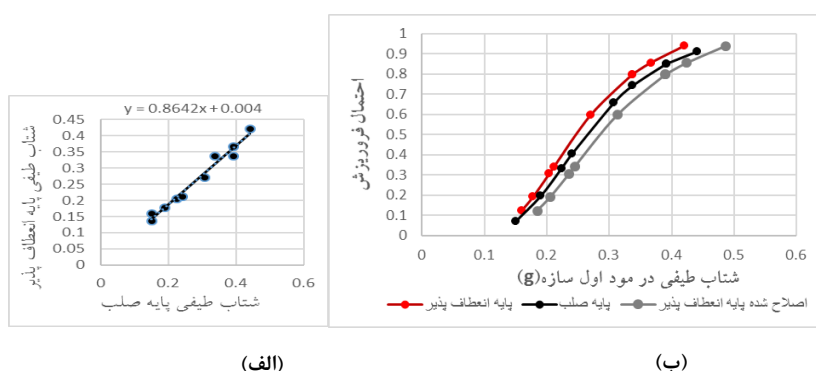


شکل ۱۷: الف) مقایسه نمودار شکنندگی قاب ۴ طبقه حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (خاک E غیر خطی)، ب) منحنی شتاب طیفی

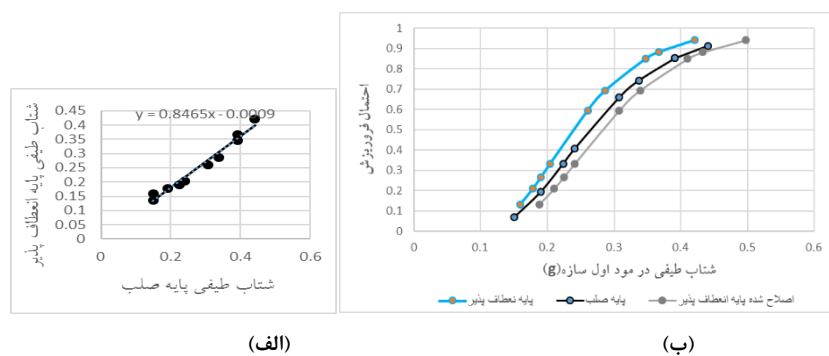
با توجه به نتایج به دست آمده برای منحنی های شکنندگی مشاهده می شود، منحنی شکنندگی برای حالت پایه انعطاف پذیر برای انواع خاک های مورد بررسی بالاتر از منحنی شکنندگی در حالت پایه صلب قرار دارد و منحنی شکنندگی اصلاح شده در حالت پایه انعطاف پذیر پایین تر از منحنی شکنندگی در حالت پایه صلب قرار دارد.



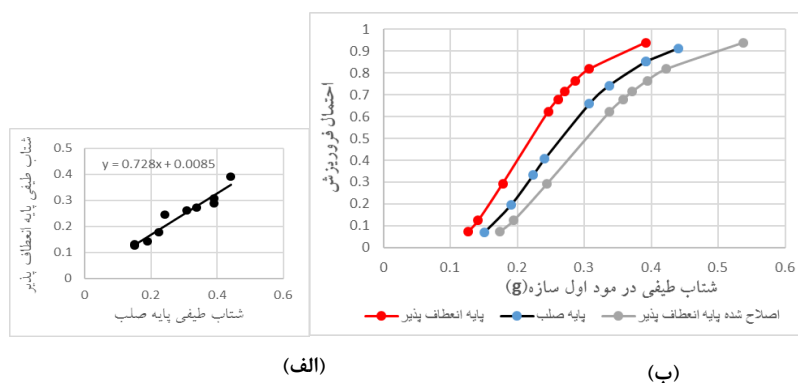
شکل ۱۸: الف) مقایسه نمودار شکنندگی قاب ۸ طبقه حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (خاک D خطی) ، (ب) منحنی شتاب طیفی



شکل ۱۹: الف) مقایسه نمودار شکنندگی قاب ۸ طبقه حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (خاک D غیر خطی) ، (ب) منحنی شتاب طیفی



شکل ۲۰: الف) مقایسه نمودار شکنندگی قاب ۸ طبقه حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (خاک E خطی) ، (ب) منحنی شتاب طیفی



شکل ۲۱: الف) مقایسه نمودار شکنندگی قاب ۸ طبقه حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر (خاک E غیر خطی)، ب) منحنی شتاب طیفی

همان روند ایجاد شده برای منحنی های شکنندگی در قاب ۴ طبقه برای قاب ۸ طبقه نیز رخ داده است. همچنین با تغییر نوع خاک از D به E، تفاوت دو منحنی در دو حالت پایه صلب و انعطاف پذیر بیشتر شده است. این موضوع بیانگر اثر بیشتر اندرکنش خاک و سازه در فروریزش سازه های مستقر بر روی خاک های نرم می باشد و با توجه به نتایج به دست آمده، خاک نوع E دارای بیشترین کاهش احتمال فروریزش برای قاب های قرار گرفته بر روی تکیه گاه انعطاف پذیر در شتاب طیفی اصلاح شده می باشد. باید به این نکته اشاره کرد که، با افزایش ارتفاع منحنی های شکنندگی در دو حالت پایه انعطاف پذیر اصلاح شده و پایه گیردار بیشتر نمایان شده است.

با توجه به نتایج به دست آمده برای نمودارهای شکنندگی در تمامی قاب ها مشاهده می شود که اثر اندرکنش خاک و سازه سبب کاهش احتمال فروریزش برای قاب های قرار گرفته بر روی تکیه گاه انعطاف پذیر در شتاب طیفی اصلاح شده می باشد. همچنین با بررسی شتاب های طیفی در نمودارهای شکنندگی مشاهده می شود که با افزایش تعداد طبقات، قاب های مورد مطالعه در شتاب طیفی کمتری به معیار فروریزش رسیده اند، ولی تفاوت چندانی در روند منحنی های شکنندگی در دو حالت پایه صلب و انعطاف پذیر ایجاد نشده است. همچنین با تغییر نوع خاک از D به E، تفاوت بین دو منحنی شکنندگی در دو حالت پایه صلب و انعطاف پذیر در تمامی قاب ها بیشتر شده است که این موضوع بیانگر اثر بیشتر اندرکنش خاک و سازه در فروریزش سازه های مستقر بر روی خاک های نرم می باشد.

۱۰- نتیجه گیری

در این نوشتار به بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه به روش مستقیم بر عملکرد فروریزش قاب خمشی بتنی ویژه، طراحی شده به وسیله آیین نامه ی ASCE 7-10 [۲۱] پرداخته شد. در گام بعدی به طراحی قاب های خمشی با تعداد طبقات ۴ و ۸ طبقه به صورت غیرخطی بر روی خاک های متوسط و نرم (خطی و غیرخطی) با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی افزایشی مورد ارزیابی قرار گرفتند. برخی از نتایج به دست آمده عبارت است از:

- با افزایش ارتفاع، اختلاف بین دوره تناوب در دو حالت پایه صلب و پایه انعطاف پذیر افزایش یافته، که نشان دهنده ی اثر بیشتر اندرکنش بر روی قاب های بلند می باشد. همچنین با نرم تر شدن خاک این اختلاف بیشتر قابل مشاهده می باشد.
- در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه سبب کاهش جابجایی نسبی میان طبقه می شود، دلیل اصلی این موضوع به علت حرکت افقی پی در حالت پایه انعطاف پذیر نسبت به حالت گیردار می باشد. همچنین دررفت میان طبقه در حالت پایه انعطاف پذیر نسبت به حالت پایه صلب کاهش می یابد و این موضوع بیانگر اثرات مثبت اندرکنش خاک و سازه در رفتار فروریزش قاب های مورد بررسی می باشد. با توجه به نتایج، دررفت سازه ها در حالت پایه انعطاف پذیر با رفتار غیرخطی خاک تقریباً معادل دررفت سازه با رفتار خطی خاک می باشد.

- در این مطالعه برای بدست آوردن تمامی منحنی های IDA نزدیک به ۱۰۰۰ آنالیز تاریخیچه زمانی انجام شده است و هر دو قاب مورد بررسی در تمامی حالات به معیار فرو ریزش مد نظر رسیده اند. همچنین با افزایش تعداد طبقات، قاب ها در شتاب طیفی کمتری به معیارهای فروریزش رسیده اند.
- با توجه به منحنی های خلاصه سازی شده برای سه مقدار آماری ۰.۱۶٪، ۰.۵۰٪، ۰.۸۴٪، به این نتیجه رسیده می شود که منحنی IDA در حالت پایه صلب در مقایسه با حالت پایه انعطاف پذیر با شتاب طیفی بیشتری در زمان تناوب خود به معیارهای فروریزش می رسد.
- با بررسی نمودارهای شکنندگی در تمامی قاب ها مشاهده می شود که منحنی شکنندگی برای حالت انعطاف پذیر در تمامی حالت ها بالاتر از نمودار شکنندگی در حالت پایه صلب قرار دارد. با اصلاح منحنی شکنندگی پایه انعطاف پذیر در تمامی حالت ها، این منحنی در پایین منحنی شکنندگی پایه صلب قرار می گیرد. این موضوع بیانگر کاهش احتمال فروریزش برای قاب های قرار گرفته در حالت پایه انعطاف پذیر در شتاب طیفی اصلاح شده می باشد. همچنین با نرم تر شدن خاک و افزایش طبقات اثر اندرکنش بر روی نمودارهای شکنندگی بیشتر نمایان می شود.

مراجع

- [1] FEMA P695. (2009). *Quantification of building seismic performance factors*, Washington.
- [2] Haselton, C. B. and Deierlein, G. G. (2008). Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment-frame buildings. *PEER Rep. No. 2007/08*. University of California, Berkeley.
- [3] Haselton, C. B. and Liel, A.B. and Deierlein, G.G. (2010). Example application of the FEMA P695 (ATC-63) methodology for the collapse performance evaluation of reinforced concrete special moment frame systems. In: *Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute. [4] Martinelli, E. and Lima, C. and De Stefano, G. (2015). A simplified procedure for nonlinear static analysis of masonry infilled RC frames. *Engineering Structures*, 101, 591- 608.
- [5] OpenSees. Open system for earthquake engineering simulation, *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*.
- [6] Raychowdhury, P. (2008). *Nonlinear Winkler-based shallow foundation model for performance assessment of seismically loaded structures*. Ph.D. thesis. Dept. of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- [7] Saez, E. and Lopez-Caballero, F. and Modaressi-Farahmand-Razavi, A. (2011). Effect of the inelastic dynamic soil-structure interaction on the seismic vulnerability assessment. *Structural Safety*, 33 (1), 51- 63.
- [8] Tabatabaiefar, S. H. R. and Fatahi, B. and Samali, B. (2013). Seismic behavior of building frames considering dynamic soil-structure interaction. *International Journal of Geomechanics*, 13 (4), 409- 420.
- [9] Fatahi, B. and Tabatabaiefar, S. H. R. (2014). Fully nonlinear versus equivalent linear computation method for seismic analysis of midrise buildings on soft soils. *International Journal of Geomechanics*, 14(4), 04014016.
- [10] Behnamfar, F. and Banizadeh, M. (2016). Effects of soil-structure interaction on distribution of seismic vulnerability in RC structures. *Journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 80, 73-86.
- [11] Haghllahi, S. and Behnamfar, F. (2020). Performance Evaluation of Special RC Moment Frames against Collapse Considering Soil-Structure Interaction. *International Journal of Geomechanics*, 20(2), 04019176.
- [12] Arboleda-Monsalve, Luis G. and Mercado, Jaime A. and Terzic, Vesna. and Mackie, Kevin R. (2020). Soil-Structure Interaction Effects on Seismic Performance and Earthquake-Induced Losses in Tall Buildings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(5).
- [13] ASCE41. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, Reston.
- [14] FEMA350. (2000). *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*, Washington (DC).
- [15] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31 (3), 491-514.
- [16] Haselton, C. B. and Liel, A. B. and Deierlein, G. G. (2009). Simulating Structural Collapse due to Earthquakes: Model idealization, Model Calibration, and Numerical Solution Algorithms, In: *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn)*, Rhodes, Greece.
- [17] Garcia, M. I. and Julio, A. (2002). *Reduction of seismically induced structural vibrations considering soil-structure interaction*. PhD Dissertation. Ruhr University Bochum, Bochum, Germany.

- [18] Hoseinzadeh, N. A. and Davoodi, M. and Raeyat Roknabadi, E. (2010). Experimental-analytical study of the effects of soil-structure interaction on the nonlinear dynamic response of conventional structures with surface and buried foundations. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 13.
- [19] Goktepe, F. and Celebi, E. and Omid, A. J. (2019). Numerical and experimental study on scaled soil-structure model for small shaking table tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 308-319.
- [20] Mohammadi, A. and Tahghighi, H. (2019). Seismic Performance Assessment of MRF Building on Shallow Foundations Incorporating Soil-Structure Interaction. *Journal of Civil Environmental Engineering*, 48(4), 63-77.
- [21] ASCE7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
- [22] ACI 318. (2011). *Building code requirements for reinforced concrete and commentary*. American Concrete Institute, Detroit, USA.
- [23] *PEER ground motion database*. Available: <http://ngawest2.berkeley.edu/>
- [24] DEEPSOIL. Version 6.1.
- [25] Tahghighi, H. (2012). Simulation of strong ground motion using the stochastic method: Application and validation for near-fault region. *Journal of Earthquake Engineering*, 16, 1230-1247.
- [26] Masaeli, H. and Khoshnoudian, F. and Ziaei, R. (2015). Rocking soil-structure systems subjected to near-fault pulses. *Journal of Earthquake Engineering*, 19 (3), 461-479.
- [27] Farzam, M. and Barghian, M. and Arghavani Khah, B. (2016). Developing fragility curves for precast concrete structures. *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 46 (3), 51-61.
- [28] Shome, N. and Cornell, A. (1999). *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*, Stanford University, USA.
- [29] Haselton, C. B. and Liel, A. B. and Taylor Lange, S. and Deierlein, G. G. (2008). Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings. *PEER Rep. No. 2007/03*, University of California, Berkeley.