

Evaluation of vulnerability of popular type of Kermanshah concrete school using nonlinear analysis and seismic fragility curves

Mehdi Kahrizi ¹, Amir houshang Akhaveissy ^{2*}

1- Postdoctoral researcher, Department of Civil Engineering, Engineering Faculty, Razi University, Kermanshah, Iran.

2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Engineering Faculty, Razi University, Kermanshah, Iran.

ABSTRACT

Schools and buildings with educational uses are considered as important buildings in most of the design regulations due to their large population. According to the Iranian Earthquake Regulations, these buildings with any type of structural system, must be designed in such a way that they have at least a level of safety performance against severe earthquakes. Concrete schools in Kermanshah province have a significant frequency due to economic considerations, availability of materials and proper execution speed. Meanwhile, a special type of these schools has been executed with great frequency in most cities of Kermanshah province. On the other hand, in the study of educational spaces after the November 2017 Sarpol-e-Zahab earthquake in Kermanshah province, several cases of structural and non-structural damages have been observed in schools. For this reason, in this study, the seismic performance of this type of schools, under the influence of possible earthquakes, as well as their vulnerability are evaluated by nonlinear static analysis methods and increasing dynamic analysis (IDA). Then, by performing nonlinear static analysis, the envelope curve of the structure is extracted and important parameters such as ductility and the coefficient of behavior are calculated. Moreover, by performing the IDA for this type of schools, the failure curves subjected to various records in comparison with the increasing acceleration are presented and studied. The results show that the behavior and vulnerability of this structure are different according to the type of site and different records of near and far zones of the earthquake. Also, the structure of this school has an acceptable performance despite the irregularity in the plan.

ARTICLE INFO

Receive Date: 16 April 2022

Revise Date: 04 October 2022

Accept Date: 13 October 2022

Keywords:

Seismic performance
Vulnerability
School
Concrete structure
Nonlinear analysis
Fragility curve

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.337906.2781>

*Corresponding author: Amir houshang Akhaveissy.

Email address: Ahakhaveissy@razi.ac.ir

ارزیابی آسیب پذیری تیپ پر تکرار مدرسه اسکلت بتنی کرمانشاه با استفاده از تحلیل غیرخطی و منحنی های شکنندگی لرزه ای

مهدی کهریزی^۱، امیر هوشنگ اخویسی^{۲*}

۱- محقق پسا دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

۲- دانشیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

چکیده

مدارس و ساختمانهای با کاربری آموزشی در اغلب آیین نامه های طراحی، به دلیل جمعیت زیاد آنها، به عنوان ساختمانهای با اهمیت زیاد در نظر گرفته می شوند. مطابق آیین نامه زلزله ایران، این ساختمانها با هر نوع سیستم سازه ای، باید به نحوی طراحی شوند که در مقابل زلزله طرح، حداقل دارای سطح عملکرد ایمنی جانی باشند. مدارس اسکلت بتنی در استان کرمانشاه، با توجه به ملاحظات اقتصادی، در دسترس بودن مصالح و سرعت اجرای مناسب، دارای فراوانی قابل توجهی هستند. در این میان یک تیپ خاص از این مدارس با فراوانی زیادی در اغلب شهرستانهای استان کرمانشاه اجرا شده است. از طرفی در بررسی فضاهای آموزشی پس از زلزله آبانماه ۱۳۹۶ سرپل ذهاب در استان کرمانشاه، مواردی از آسیب های سازه ای و غیر سازه ای در مدارس مشاهده گردیده است. به همین دلیل در این مطالعه عملکرد لرزه ای این تیپ از مدارس، تحت اثر زلزله های محتمل حوزه دور و نزدیک بررسی و آسیب پذیری آنها با روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده *IDA* ارزیابی می گردد. در ادامه با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، منحنی پوش سازه استخراج و پارامترهای مهمی چون شکل پذیری و ضریب رفتار محاسبه می گردد. همچنین با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای این تیپ از مدارس، منحنی های شکست تحت اثر رکوردهای مختلف مقیاس شده با شتاب فزاینده ارائه و مورد بررسی قرار می گیرد. نتایج نشان می دهد رفتار و آسیب پذیری این سازه، بر حسب نوع زمین ساختگاه و رکورد های مختلف حوزه دور و نزدیک زلزله متفاوت می باشد. همچنین سازه این مدرسه علیرغم وجود نامنظمی در پلان از عملکرد قابل قبولی برخوردار است.

کلمات کلیدی: عملکرد لرزه ای، آسیب پذیری، مدرسه، سازه بتنی، تحلیل غیرخطی، منحنی شکنندگی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.337906.2781
۱۴۰۱/۰۱/۲۷	۱۴۰۱/۰۷/۱۲	۱۴۰۱/۰۷/۲۱	۱۴۰۱/۰۷/۲۱	۱۴۰۲/۰۵/۳۱	doi: 10.22065/jsce.2022.337906.2781
*نویسنده مسئول:		امیر هوشنگ اخویسی			
پست الکترونیکی:		Ahakhaveissy@razi.ac.ir			

۱- مقدمه

روش‌های مبتنی بر عملکرد، از دهه ۱۹۸۰ میلادی به مهندسی زلزله راه یافت. در این روش‌ها سطوح مختلف زلزله طبقه بندی شده و عملکرد سازه در زمان وقوع زلزله با توجه به این سطوح ارزیابی می‌گردد. در روش طراحی بر اساس عملکرد، برای تعیین تقاضا و ظرفیت لرزه ای سازه تحت سطوح مختلف زلزله، دو روش تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون^۱ و نیز تحلیل دینامیکی فزاینده^۲ به کار برده می‌شود. در هر کدام از دو روش مذکور، کمیت‌هایی نظیر شاخص شدت حرکت زمین^۳ و شاخص خسارت یا خرابی^۴ مورد بررسی قرار می‌گیرد به نحوی که تقاضای لرزه ای سازه تحت اثر سطوح مختلف زلزله از ظرفیت‌های متناظر با این سطوح زلزله بیشتر نشود [۱].

طراحی بر اساس عملکرد^۵ و یا کنترل سازه‌های موجود بر اساس عملکرد، موضوعی است که در سال‌های اخیر مورد استقبال فراوان قرار گرفته است. نسل جدید آیین‌نامه‌ها، فلسفه جدیدی به نام طراحی بر اساس عملکرد را مطرح می‌کنند که در آن ساختمان متناسب با عملکرد مورد انتظار طراحی می‌شود. در این نوع طراحی، با توجه به اهمیت بنا، سطحی از عملکرد سازه به عنوان هدف تعیین و اعضای سازه ای به نحوی طراحی می‌گردند که حداکثر پاسخ سازه به نیروهای وارده، از سطح عملکرد مذکور تجاوز نکرده و میزان آسیب پذیری سازه کنترل گردد.

عملکرد لرزه ای سازه‌ها در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای نیز مورد توجه قرار گرفته است. از جمله این موارد می‌توان به دستورالعمل‌های ATC40 [۲] و FEMA356 [۳] و آیین‌نامه ASCE41 [۴] اشاره نمود. در ایران نیز دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۵] به این موضوع اختصاص دارد. به طور کلی موضوع و دیدگاه اصلی این دستورالعمل‌ها، تحلیل و طراحی بر اساس عملکرد می‌باشد.

از دهه ۱۹۹۰ میلادی تاکنون مطالعات بسیاری در خصوص تحلیل غیرخطی سازه‌ها^۶ انجام شده است. بازورو و کرنل [۶]، شومی و کرنل [۷] و همکاران [۸] به بررسی تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده در تخمین عملکرد لرزه ای سازه‌ها تحت اثر بارهای لرزه ای پرداخته‌اند. در این مطالعات روش تحلیل دینامیکی فزاینده به عنوان ابزاری مناسب در مهندسی زلزله، که قابلیت همزمان تخمین نیاز و ظرفیت لرزه ای را دارد، معرفی شده است. همچنین در این مطالعات به اصول و مفاهیم پایه روش IDA، پارامترهای مناسب برای انعکاس شدت لرزه ای^۷ و تقاضا^۸، تعیین سطوح عملکردی و خلاصه کردن منحنی‌های IDA و ... پرداخته شده است.

وامواتسیکوس و کرنل [۹] در یک پژوهش، روش تحلیل دینامیکی فزاینده را مورد ارزیابی قرار دادند. در این پژوهش موضوعاتی مانند نحوه اعمال حرکت زمین به سازه، چگونگی انتخاب و مقیاس نمودن رکوردهای زلزله، نحوه ارزیابی پاسخ سازه در درجات آزادی مختلف سازه و تکنیک‌های خلاصه سازی نتایج اعمال رکوردها در تحلیل IDA مورد بررسی قرار گرفته است. برکاتی و دانشجو [۱۰] در یک مطالعه تحلیلی، تقاضا و ظرفیت لرزه ای قاب‌های خمشی فولادی تحت تأثیر زلزله نزدیک گسل، با استفاده از تحلیل فزاینده دینامیکی را بررسی نمودند. در این مطالعه دو کمیت شاخص شدت^۹ و شاخص خسارت برای سه قاب خمشی فولادی ویژه که بر اساس آیین‌نامه ایران طراحی شده بودند مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. در این مطالعه همچنین چند شاخص شدت دیگر که در ارزیابی عملکرد سازه‌های نزدیک گسل و یا دور از آن کاربرد دارند بررسی گردیده است.

¹ Pushover

² Increase dynamic analysis

³ Intensity of ground motion

⁴ Damage index

⁵ Performance based design

⁶ Nonlinear analysis of structures

⁷ Seismic intensity

⁸ Demand

⁹ Intensity index

تحلیل غیرخطی سازه های بتن مسلح نیز به طور خاص مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. نظری و ساعتچی اوغلو [۱۱] در یک مطالعه عددی، آسیب پذیری لرزه ای ساختمانهای دارای دیوار برشی بتنی را با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی و رسم منحنی شکنندگی مورد بررسی قرار دادند. در این پژوهش، مدل های تحلیلی برای پاسخ های غیر خطی تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از نرم افزار PRFORM-3D تهیه و تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) برای تولید منحنی های شکنندگی به کار گرفته شده است.

چنگ زیانگ زو و همکاران [۱۲] در یک پژوهش آزمایشگاهی و عددی، به بررسی منحنی شکنندگی لرزه ای سازه های بتن مسلح با فولاد (SRC) بر اساس پارامترهای مختلف تقاضای مهندسی پرداختند. در این مطالعه اثرات تقاضای لرزه ای سازه بر رفتار لرزه ای یک ساختمان بتنی مسلح دارای پلان نامتقارن ارائه شده است. افسر دیزج و همکاران [۱۳] در یک مطالعه عددی، آسیب پذیری لرزه ای احتمالی قابهای بتن مسلح دارای حفره خوردگی و فرسایش شیمیایی را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه تأثیر خوردگی بر رفتار دینامیکی غیرخطی قابهای بتنی فرسوده از طریق تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، تحت اثر ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور بررسی شده است.

چودوری و کاشیک [۱۴] منحنی شکنندگی لرزه ای و آسیب پذیری قابهای بتن مسلح با طبقه همکف باز و بدون دیوار را مورد ارزیابی قرار دادند. در این مطالعه تاثیر حضور بازشوها در دیوارهای میانقاب و وجود طبقه نرم، با انجام ارزیابی عملکرد قاب بتن مسلح و به دنبال آن منحنی های شکنندگی مورد بررسی قرار گرفته است. رومانو و همکاران [۱۵] موضوع تحلیل خسارت نسبی لرزه ای یک ساختمان موجود بتن مسلح غیر انعطاف پذیر بر اساس توابع شکنندگی عناصر را بررسی نمودند. در این مطالعه مجموعه ای از توابع شکنندگی عناصر، بر اساس داده های آزمایشگاهی اتصالات تیر به ستون و مدل های تحلیلی برای دیوارهای میانقاب با مصالح بنایی ارائه گردیده است.

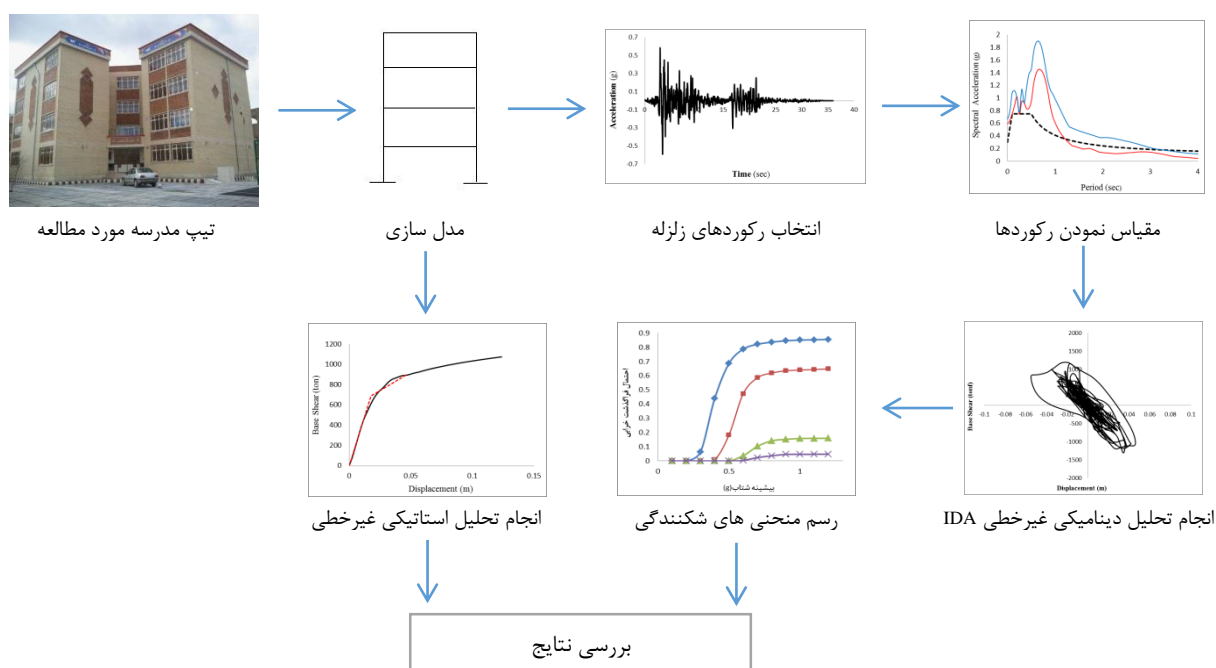
پاول و کارال [۱۶] رفتار لرزه ای سازه های بتن مسلح معمول با طبقه نرم در بخارست رومانی را ارزیابی نمودند. در این مطالعه بررسی منحنی های شکنندگی بر اساس نتایج تحلیل پوش آور معمولی و همچنین براساس تحلیل های دینامیکی افزایشی انجام شده است. چودوری و کاشیک [۱۷] تأثیر عدم قطعیتها در برآورد شکنندگی لرزه ای ساختمانهای بتن مسلح، با دیوار میانقاب بنایی را بررسی نمودند. سه پیکربندی مورد بررسی در این مطالعه شامل قاب بتن مسلح بدون دیوار، قاب با میانقاب کامل و قاب دارای طبقه همکف باز است. بیش از ۱۰۰ حرکت زمین شامل رکوردهای ثبت شده و رکوردهای مصنوعی برای تعیین عدم قطعیت در این مطالعه در نظر گرفته شده است. اثر زلزله های توام بر شکنندگی لرزه ای قابهای خمشی بتن مسلح، توسط کلاتتری و روح بخش [۱۸] مورد توجه قرار گرفته است. در این مطالعه سه قاب مقاوم خمشی بتن مسلح ۴، ۸ و ۱۵ طبقه که بر اساس آیین نامه طرح لرزه ای طراحی شده اند، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی تحت اثر بیست توالی حرکت طبیعی زمین در دو رویداد لرزه ای مورد بررسی قرار گرفته اند.

محققان زیادی نیز به بررسی آسیب پذیری ساختمانهای آموزشی و مدارس پرداخته اند. صمدیان و همکاران [۱۹] انعطاف پذیری لرزه ای مبتنی بر منحنی های آسیب پذیری مدارس تیپ بتنی موجود و مقاوم سازی شده در ایران را مورد ارزیابی قرار دادند. در این پژوهش به صورت موردی، یک دبیرستان واقع در تهران که در سال ۲۰۰۰ ساخته شده و بعد از یک دهه با استفاده از دیوارهای برشی بتن مسلح مقاوم سازی شده، با استفاده از هر دو منحنی آسیب پذیری و شکنندگی مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج این مطالعه به وضوح نشان داد مقاوم سازی تأثیر قابل توجهی در بهبود انعطاف پذیری لرزه ای و در نتیجه کاهش آسیب پذیری سازه دارد.

پرون و همکاران [۲۰] در یک مطالعه میدانی، ریسک لرزه ای ساختمانهای مدارس تیپ معمول ایتالیا را بررسی نمودند. در این مطالعه سه مدرسه، به نمایندگی از مدارس ایتالیا، انتخاب و با استفاده از اطلاعات جمع آوری شده در بازرسی های محلی و نتایج حاصل از اندازه گیری ارتعاش محیط مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند. خسارت سالانه پیش بینی شده به عنوان یک پارامتر عملکرد برای تعیین میزان آسیب پذیری لرزه ای ساختمانهای مدرسه استفاده شده است. مطلق و همکاران [۲۱] شاخص انعطاف پذیری لرزه ای برای ساختمانهای مدارس معمول بتن مسلح، با توجه به اثرات خوردگی کربنات را مورد ارزیابی قرار دادند. برای اهداف این مطالعه، یک دبیرستان واقع در تهران به عنوان یک مطالعه موردی انتخاب و شاخص مقاومت انعطاف لرزه ای آن با خوردگی کربناتی محاسبه شده است. در این مطالعه خسارات ناشی از زلزله و خوردگی در نظر گرفته شده و محاسبه توابع خسارت مطابق با شرایط اقتصادی ایران اعمال شده است.

کهریزی و تحمیلی رودسری [۲۲] با استفاده از بررسی های میدانی و مشاهدات پس از زلزله ۱۲ نوامبر ۲۰۱۷ ازگله استان کرمانشاه، آسیب های وارد شده به مدارس مناطق متاثر از زلزله با سیستم های سازه ای مختلف را گزارش نمودند. در این مقاله ضمن ارائه مشخصات زلزله ۲۰۱۷ ازگله، انواع سیستم های سازه ای و میانقابهای مورد استفاده در فضاهای آموزشی مناطق زلزله زده معرفی گردیده است. سپس به بررسی آسیب های ایجاد شده در مدارس، در حوزه نزدیک و دور زلزله پرداخته شده است.

در سالهای اخیر تیپ های مختلفی از مدارس، با استفاده از مصالح و سیستم های سازه ای مختلف در استان کرمانشاه طراحی و اجرا شده که در این میان مدارس اسکلت بتنی تعداد زیادی از این مدارس را به خود اختصاص داده است. همچنین در میان مدارس بتنی نیز یک تیپ خاص از این مدارس، با فراوانی زیاد در اغلب شهرستانهای استان کرمانشاه اجرا شده است. از طرفی، علیرغم تجربه زلزله شدید آبانماه ۱۳۹۶ ازگله استان کرمانشاه و اهمیت مدارس به دلیل ساختار جمعیتی و شرایط استفاده کنندگان آن، تاکنون بررسی های دقیقی در خصوص عملکرد این تیپ مدرسه تحت اثر زلزله های محتمل انجام نشده است. لذا در این مطالعه، با انجام تحلیل های غیرخطی دقیق، رفتار سازه این تیپ پرتکرار مدرسه بررسی و عملکرد و آسیب پذیری آن مورد ارزیابی قرار می گیرد. در شکل ۱ نمودار روند نما و مراحل انجام مطالعه نشان داده شده است.



شکل ۱: نمودار روند نمای مراحل انجام مطالعه.

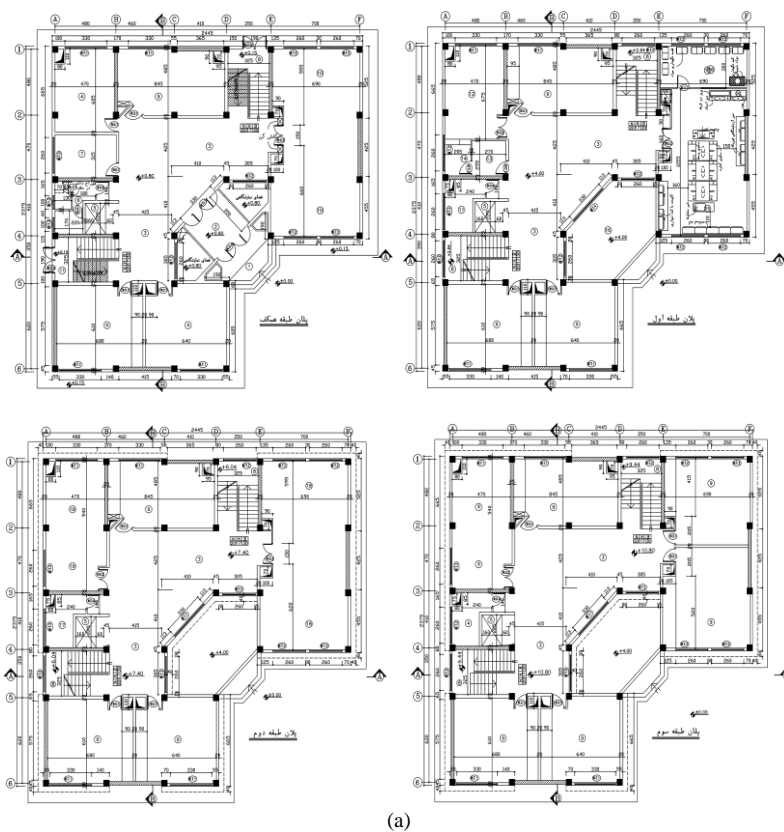
از آنجا که سازه مورد بررسی، به روش خطی و بر اساس آیین نامه های جاری کشور طراحی گردیده است، یک مورد از نوآوری مقاله را می توان مقایسه رفتار غیر خطی سازه های با اهمیت زیاد دانست. همچنین بیان احتمالاتی آسیب پذیری سازه پرتکرار و با اهمیت اجرا شده در استان کرمانشاه و نیز کشور با استفاده از منحنی های شکنندگی به دست آمده است. از این رو مسئولین استانی و ستاد مدیریت بحران در هر منطقه با توجه به شتاب مبنای طرح آن منطقه می توانند نسبت به ارزیابی ساختمان مورد بررسی، با در نظر گرفتن کیفیت ساخت اقدام و درصد احتمال خرابی را پیش بینی نمایند.

۲- معرفی مدرسه مورد مطالعه

مطابق آمار و اطلاعات دریافتی از دفتر فنی اداره کل نوسازی مدارس استان کرمانشاه، از سال ۱۳۵۴ تاکنون، سیستم های سازه ای مختلفی در اجرای مدارس استفاده شده است. در ابتدا و تا اوایل دهه ۱۳۸۰ فقط از سیستم سازه ای دیوارهای باربر با مصالح بنایی در اجرای مدارس استفاده گردید و تعداد طبقات مدارس به حداکثر ۲ طبقه محدود بوده است. از اوایل دهه ۱۳۸۰، به تدریج از اسکلت فلزی با اتصالات جوشی و سپس اتصالات پیچ و مهره ای در اجرای مدارس استفاده گردید و مدارسی با تعداد طبقات ۳ و ۴ طبقه نیز طراحی و اجرا شده اند.

اولین مدرسه اسکلت بتنی در این استان، نخستین بار در سال ۱۳۸۶ طراحی و اجرا گردیده است. با توجه به ملاحظات اقتصادی، در دسترس بودن مصالح و سرعت اجرای مناسب سازه های بتن مسلح، به مرور استفاده از این نوع سازه در اجرای مدارس گسترش یافته و امروزه مدارس با سازه بتنی تعداد قابل توجهی از مدارس استان را به خود اختصاص داده است. در این میان یک تیپ خاص از این مدارس با فراوانی زیادی در اغلب شهرستانهای استان کرمانشاه اجرا شده است.

مدرسه مورد مطالعه یک مدرسه ۴ طبقه با پلان معماری L شکل است. سازه این مدرسه از نوع بتن مسلح با سقف تیرچه و بلوک بوده و سیستم باربر جانبی آن در هر دو جهت، ترکیب قاب خمشی بتنی متوسط و دیوار برشی بتنی متوسط می باشد. دیوارهای مورد استفاده در این تیپ مدرسه، از نوع پانل سبک سه بعدی (3D Panell) بوده که با استفاده از اعضای فولادی قائم متصل به کف و سقف، از سازه اصلی جداسازی شده اند. این مدرسه با توجه به شکل خاص پلان و نیز عدم اجرای درز انقطاع به منظور تقسیم بندی پلان به اشکال منظم، دارای نامنظمی در پلان می باشد که تاثیر این نامنظمی در مدل سازی های مربوط به هریک از روش های تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی لحاظ گردیده است. این تیپ مدرسه دارای بیشترین فراوانی اجرا در استان کرمانشاه می باشد. در شکل ۲ پلان های طبقات این مدرسه نشان داده شده است.





(b)

شکل ۲: جزییات مدرسه مورد مطالعه (a) پلان طبقات مدرسه (b) نمای مدرسه.

در جدول ۱ مشخصات مقاطع مورد استفاده در مدرسه مورد مطالعه ارائه شده است. در این جدول ابعاد اعضای مختلف سازه بتنی مورد مطالعه اعم از تیر، ستون و دیوار برشی نشان داده شده است. در جدول شماره ۲ مشخصات مصالح مصرفی مدارس بر اساس نقشه های موجود نشان داده شده است.

جدول ۱: مشخصات مقاطع سازه ای استفاده شده در مدرسه مورد مطالعه

ردیف	نمونه مدرسه مورد بررسی	طبقه	مقطع ستون (cm)	آرماتور ستون	آرماتور ستون طرفین دیوار برشی	مقطع تیر (cm)	آرماتورهای بالا و پایین تیر	ضخامت دیوار برشی (cm)
		همکف	۴۵ * ۴۵	۱۲Ø۱۸	۱۲Ø۲۲	۴۵ * ۴۵	۳Ø۱۸	۲۵
۱	مدرسه ۴ طبقه با سازه بتن مسلح	اول	۴۵ * ۴۵	۱۲Ø۱۸	۱۲Ø۲۲	۴۵ * ۴۵	۳Ø۱۸	۲۵
		دوم	۴۵ * ۴۵	۱۲Ø۱۶	۱۲Ø۲۰	۴۵ * ۴۵	۳Ø۱۸	۲۵
		سوم	۴۵ * ۴۵	۱۲Ø۱۶	۱۲Ø۲۰	۴۵ * ۴۵	۳Ø۱۸	۲۵

جدول ۲: مشخصات مصالح مصرفی در مدرسه مورد مطالعه

ردیف	جزء سازه	رده مصالح		مدول الاستیسیته (MPa)		ضریب پواسون	
		بتن	فولاد	بتن	فولاد	بتن	فولاد
۱	ستون	C30	S400	۲۵۷۴۳	۲۰۰۰۰۰	۰/۲	۰/۳
۲	تیر	C30	S400	۲۵۷۴۳	۲۰۰۰۰۰	۰/۲	۰/۳
۳	دیوار برشی	C30	S400	۲۵۷۴۳	۲۰۰۰۰۰	۰/۲	۰/۳
۴	سقف	C30	S400	۲۵۷۴۳	۲۰۰۰۰۰	۰/۲	۰/۳

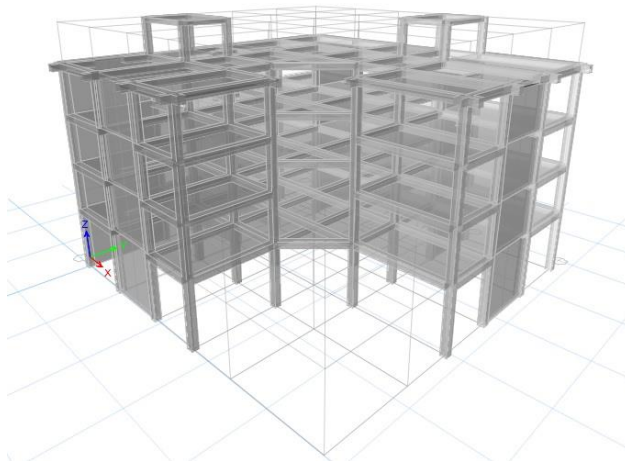
۳- مدل سازی و تحلیل مدرسه مورد مطالعه

در این بخش نمونه مدرسه انتخابی، مدل سازی و با انجام تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی می شود. برای این منظور ابتدا سازه مدرسه بر اساس نقشه و مشخصات اجرایی، با استفاده از نرم افزار ETABS V16.2.0 مدل سازی و بارگذاری ثقلی آنها بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۳] انجام می شود. در شکل ۳ مدل نمونه مدرسه نشان داده شده است همچنین در شکل ۴ جزییات منحنی نیرو- تغییر شکل اعضاء و نحوه اختصاص مفاصل به اعضای قاب بتن مسلح نشان داده شده است. سپس به منظور بررسی احتمالاتی فروریزش سازه بر اساس نشریه ۳۶۰ و دستورالعمل FEMA356، میزان شکل پذیری سازه ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) محاسبه می گردد. نمودار نیرو- جابجایی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، با اعمال ترکیب بار

پیشنهادی دستورالعمل مذکور و براساس پوش سازه مطابق شکل مود اول و جابجایی مرکز جرم بام به عنوان نقطه کنترل محاسبه می گردد. پس از رسم منحنی پوش سازه، پارامترهای لرزه ای سازه نظیر سختی، مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار محاسبه و بررسی می گردد.

در ادامه به منظور بررسی ارتباط میزان شدت لرزه ای و پاسخ سازه مورد بررسی، از روش تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده می شود. در این بخش نیز پس از مدل سازی سازه مدرسه بر اساس نقشه و مشخصات اجرایی و بارگذاری آن در نرم افزار ETABS V16.2.0، با استفاده از رکوردهای مقیاس شده، تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی انجام می شود. جزییات مفاصل پلاستیک و نحوه اختصاص آنها مطابق شکل ۴ انجام شده است. برای رسم منحنی های تحلیل دینامیکی افزایشی در این مطالعه، شتاب طیفی متناظر با مود اول و میرایی ۵ درصد $S_a(T_1, 5\%)$ به عنوان شاخص شدت و نسبت بی بعد حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ($\max \theta$) به عنوان شاخص خسارت در طول زمان تحلیل تاریخچه زمانی استفاده می گردد. شتاب نگاشت های انتخابی که به سطوح مختلف شدت لرزه ای مقیاس شده اند مرحله به مرحله به سازه اعمال می شوند و در هر مرحله پاسخ حداکثر سازه برای هر سطح شدت بدست می آید. با استفاده از نتایج حاصل و استفاده از توابع توزیع آماری، منحنی های شدت - خسارت که بعنوان منحنی های IDA شناخته می شوند، حاصل می گردد. در پایان با پردازش نتایج، منحنی های شکنندگی برای هر سازه ترسیم می گردد.

این تیپ از مدرسه در اغلب شهرستانهای استان کرمانشاه با شرایط اقلیمی متفاوت و نیز شرایط لرزه خیزی مختلف اجرا شده است. بررسی نتایج مطالعات ژئوتکنیک مدارس استان نشان می دهند، نوع زمین هایی که جهت ساخت مدرسه مورد استفاده قرار گرفته اند اغلب در رده زمین های نوع ۲ و یا نوع ۳ هستند و مدرسه مذکور در موارد زیادی در هر دو نوع زمین اجرا گردیده است. همچنین با توجه به تنوع گسله های لرزه خیز استان و نیز کل کشور، قاعدتاً این مدارس در فواصل مختلفی از گسل های مسبب زلزله واقع شده اند که اثرات حوزه زلزله نیز بر رفتار آنها تاثیر قابل توجهی خواهد داشت. بنابراین در این مطالعه رفتار سازه این مدرسه در هر دو نوع زمین ۲ و ۳ و نیز تحت اثر زلزله های حوزه دور و نزدیک زلزله بررسی می گردد.



شکل ۳: مدل سه بعدی ساختمان مورد مطالعه

۳-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی

به منظور درک رفتار سازه و جذب انرژی آن در هنگام وقوع زلزله، استفاده از تحلیل غیرخطی بار افزون به عنوان روشی ساده و کارآمد مورد توجه قرار می گیرد. از این رو با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه مورد بررسی، می توان دریافت که آیا سازه طراحی و اجرا شده مذکور در سطح استان، دارای رفتاری تردد و شکننده با ارائه چرخه های هیستریزیس باریک و دوکی شکل بوده و یا دارای رفتاری با توانایی جذب انرژی بالا و ارائه چرخه های هیستریزیس اصطلاحاً چاق و پایدار می باشد.

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله به صورت استاتیکی، به تدریج و به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییرمکان در نقطه کنترل (مرکز جرم بام) تحت اثر بار جانبی، به مقدار تغییرمکان هدف برسد و یا سازه فرو بریزد. در این روش به منظور تاثیر نامنظمی پلان در مدل سازی، مطابق الزام نشریه ۳۶۰، جابجایی اعمال شده به سازه در هر جهت، با اعمال همزمان ۳۰ درصد جابجایی هدف جهت دیگر انجام می شود. سپس تغییرشکلها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی با معیارهای پذیرش آیین نامه مقایسه می گردد.

در انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مدرسه مورد بررسی، رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل برای هرگام افزایش جابجایی جانبی تا رسیدن به تغییرمکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف ثبت می شود. در مدلسازی، بارهای ثقلی اعضا با ضرایب $1.1(D+0.25L)$ با بارهای جانبی ترکیب می گردد و توزیع بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاش در هر جهت در نظر گرفته می شود همچنین مرکز جرم بام به عنوان نقطه کنترل تغییرمکان سازه انتخاب می شود. سطح عملکرد مدرسه مذکور، مطابق توصیه نشریه ۳۶۰، ایمنی جانی در نظر گرفته می شود. بر این اساس، برای زلزله سطح خطر ۱ با دوره بازگشت ۴۷۵ سال، که در آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله طرح نامیده می شود، سطح عملکرد ایمنی جانی^{۱۰} (LS) و برای زلزله سطح خطر ۲ با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، سطح عملکرد آستانه فروریزش سازه^{۱۱} (CP) کنترل می گردد.

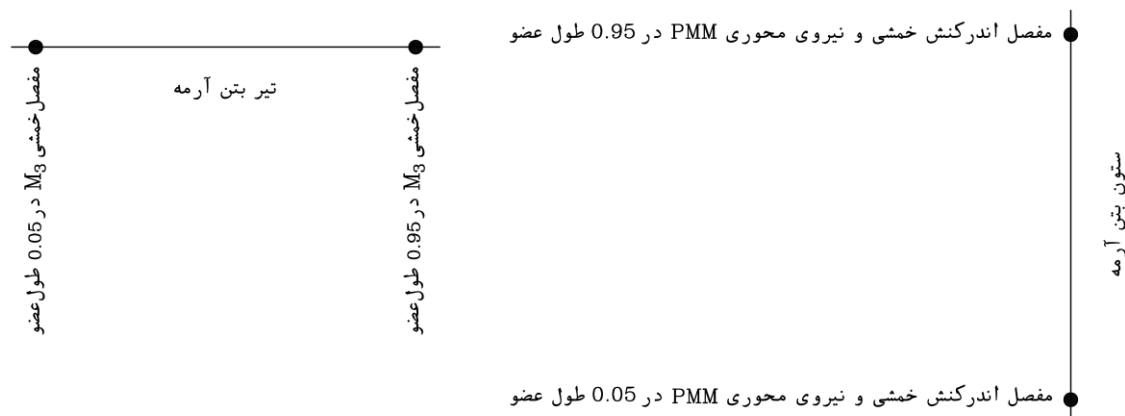
از آنجا که در تحلیل غیرخطی، می بایست رفتار اجزای سازه پس از جاری شدن بررسی شوند، این موضوع با تعریف مفاصل پلاستیک صورت می گیرد. مفاصل پلاستیک عمدتاً به دو روش مفاصل پلاستیک متمرکز^{۱۲} و مقاطع فایبر^{۱۳} قابل تعریف هستند. در این مطالعه مفاصل پلاستیک اعضای سازه ای مدرسه مورد بررسی، براساس ضوابط نشریه ۳۶۰ در نظر گرفته می شوند و مطابق شکل ۴ به اعضای قاب بتن مسلح اختصاص می یابند. پارامترهای a، b و c در منحنی نیرو- تغییر شکل کلی اعضا، بر اساس ضوابط نشریه ۳۶۰ انتخاب شده اند.

¹⁰ Life Safety Performance

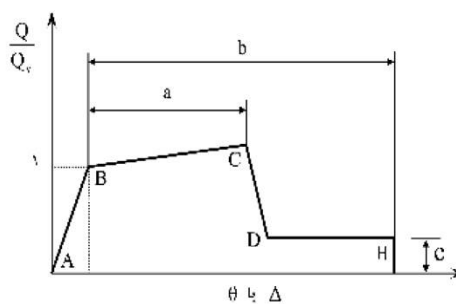
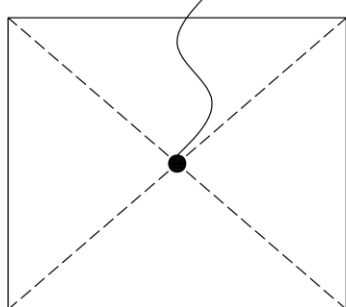
¹¹ Collapse Prevention Performance

¹² Concentrated plastic joint

¹³ Fiber Section



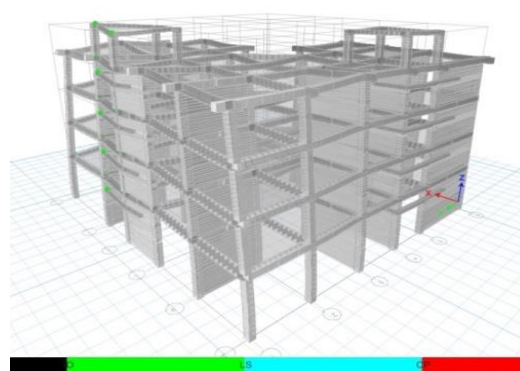
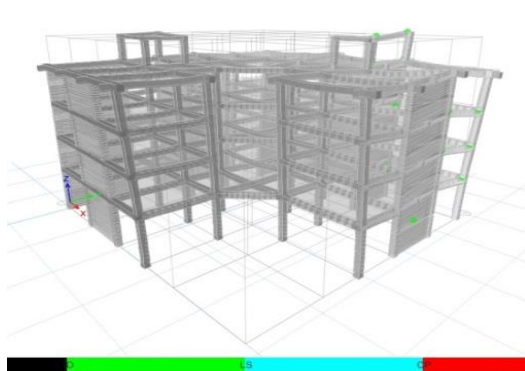
مفصل اندرکنش خمشی و نیروی محوری از نوع فایبر در مرکز هندسی دیوار به همراه مفصل متمرکز برشی

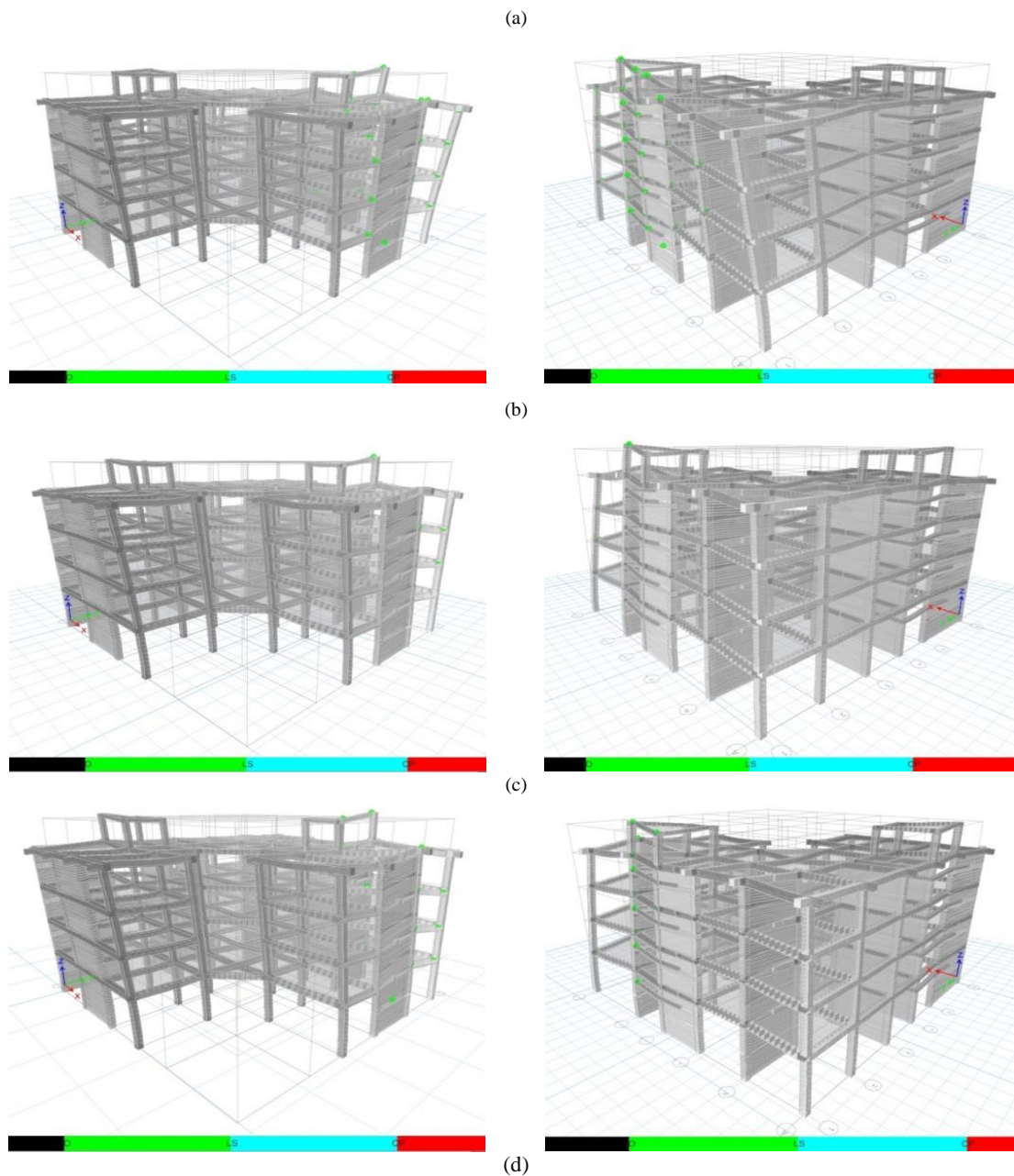


منحنی نیرو - تغییر شکل کلی اعضا [۵]

شکل ۴: منحنی نیرو - تغییر شکل اعضا و نحوه اختصاص مفاصل به اعضای قاب بتن مسلح

بر این اساس در تیرهای بتن مسلح، مفصل خمشی کنترل شونده توسط تغییر شکل منظور گردیده است. برای ستون های بتنی مفاصل پلاستیک حالت اندرکنش خمشی و بار محوری، کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شده است. برای دیوارهای برشی بتن مسلح نیز مفاصل پلاستیک اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی، از نوع فایبر منظور گردیده و به مرکز هندسی دیوار اختصاص یافته است. طول فرض شده برای مفصل پلاستیک در این حالت، مطابق توصیه نشریه ۳۶۰، برابر کوچکترین مقادیر حاصل از نصف طول دیوار یا ارتفاع طبقه می باشد. همچنین با توجه به اینکه دیوار به صورت ستون معادل مدل سازی گردیده است، مفصل برشی نیز به قسمت میانه دیوار اختصاص یافته است. در شکل ۵ جابجایی مدل مدرسه تا حد تغییر مکان هدف در راستای طولی و عرضی و مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک نشان داده شده است.

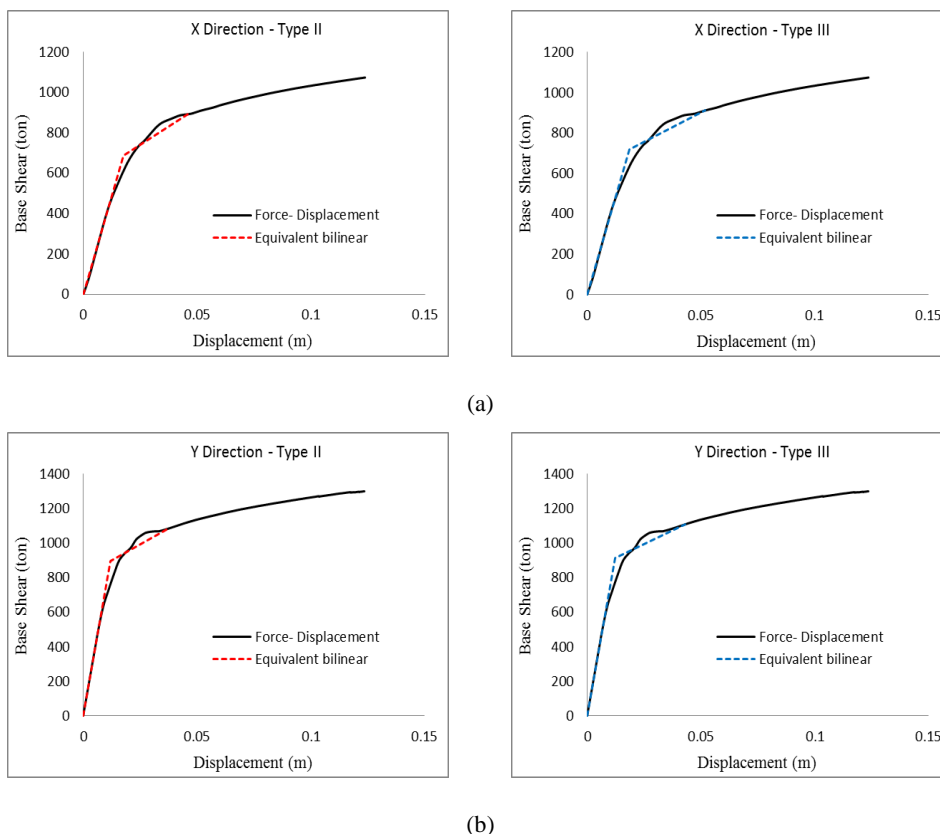




شکل ۵: مراحل اعمال جابجایی در مدل مدرسه و تشکیل مفاصل پلاستیک (a) جابجایی هدف در راستای محور X برای زلزله سطح خطر ۱ با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (b) جابجایی هدف در راستای محور X برای زلزله سطح خطر ۲ با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال (c) جابجایی هدف در راستای محور Y برای زلزله سطح خطر ۱ با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (d) جابجایی هدف در راستای محور Y برای زلزله سطح خطر ۲ با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال.

در ادامه پاسخ های سازه تحت اثر تحلیل پوش آور استخراج و مورد بررسی قرار می گیرد. برای این منظور و جهت محاسبه سختی جانبی موثر و برش تسلیم موثر سازه، منحنی غیرخطی رفتار سازه با یک مدل رفتار دوخطی معادل جایگزین می شود. قسمت اول منحنی دوخطی، با شیب برابر مدول سکانت محاسبه شده برای برش پایه $0/6$ برش تسلیم موثر شروع گردیده است که شیب این خط بیانگر سختی موثر سازه می باشد. خط دوم منحنی دوخطی، با شیب مثبت تا نقطه تغییر مکان هدف و برش متناظر آن چنان ترسیم گردیده است که سطح زیر منحنی دوخطی، برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد. در شکل ۶ نمودارهای نیرو-جابجایی سازه به همراه نمودار دوخطی

معادل، که مطابق نشریه ۳۶۰ ترسیم شده اند، به تفکیک برای امتدادهای طولی و عرضی سازه نشان داده شده است. پارامترهای رفتاری سازه با استفاده از این نمودارها محاسبه و مورد بررسی قرار می گیرد.



شکل ۶: نمودار نیرو - جابجایی و نمودار دوخطی معادل مدرسه مورد مطالعه. (a) نمودار پوش در امتداد طولی در زمین های نوع ۲ و ۳ (b) نمودار پوش در امتداد عرضی در زمین های نوع ۲ و ۳

همانگونه که از منحنی های بارافزون نشان داده شده در شکل ۶ مشخص است، رفتار این سازه بعد از ناحیه خطی دارای سخت شوندگی و تحمل تغییرشکل همراه با مقاومت مناسب می باشد. این مساله بیان کننده این است که این سازه در زلزله و تحریک تکیه گاهی، توانایی ارائه چرخه های هیستریزس پایدار را خواهد داشت. به بیان دیگر جذب انرژی آن تا لحظه خرابی مناسب می باشد.

در جدول ۳ پاسخ سازه تحت اثر تحلیل استاتیکی غیر خطی نشان داده شده است. بررسی نمودارهای نیرو- جابجایی حاصل از تحلیل پوش آور نشان می دهد که سختی اولیه سازه در امتداد طولی x برابر $33212/74$ تن بر متر است در حالیکه سختی اولیه در امتداد عرضی y برابر $74888/08$ تن بر متر و $2/25$ برابر بیشتر از سختی امتداد طولی سازه است. برای امتداد طولی سازه، سختی موثر در زمین نوع ۲ برابر $38930/87$ تن بر متر است در حالیکه در زمین نوع ۳ برابر $38727/29$ تن بر متر و معادل $0/52$ کمتر از زمین نوع ۲ است. برای امتداد عرضی سازه سختی موثر در زمین نوع ۲ برابر $73857/55$ تن بر متر است اما در زمین نوع ۳ برابر $73626/65$ تن بر متر و معادل $0/31$ کمتر از زمین نوع ۲ است.

بررسی نمودار دوخطی معادل نشان می دهد جابجایی حد تسلیم برای امتداد طولی x در زمین نوع ۲، $0/177$ متر و در زمین نوع ۳ برابر $0/185$ متر است. این پارامتر برای امتداد عرضی y در زمین نوع ۲، $0/121$ متر و در زمین نوع ۳ برابر $0/124$ متر است. مقایسه این مقادیر نشان می دهد با تغییر نوع زمین از ۲ به ۳، به دلیل تغییر اثرات اندرکنش خاک و سازه، جابجایی حد تسلیم در امتداد طولی $0/4/3$ و در امتداد عرضی $2/4$ افزایش یافته است. مقایسه امتدادهای طولی و عرضی سازه نشان می دهد در زمین نوع ۲، جابجایی متناظر حد تسلیم امتداد x به مقدار $31/6$ بیشتر از امتداد y و این مقدار برای زمین نوع ۳ مقدار $32/97$ است. به همین ترتیب برش

پایه متناظر حد تسلیم در زمین نوع ۲ برای امتداد عرضی y ، $۲۲/۹۸\%$ بیشتر از امتداد طولی x و در زمین نوع ۳ برای امتداد عرضی y ، $۲۱/۳۸\%$ بیشتر از امتداد طولی x است.

جدول ۳: پاسخ سازه تحت اثر تحلیل استاتیکی غیر خطی

نمونه	امتداد	نوع زمین	جایجایی هدف (m)	برش پایه متناظر با جایجایی هدف (Ton)	جایجایی متناظر با حد تسلیم (m)	برش پایه متناظر حد تسلیم (Ton)	سختی اولیه (Ton/m)	سختی موثر (Ton/m)	حداکثر جایجایی اعمال شده (m)	برش پایه متناظر با جایجایی حداکثر (Ton)	شکل پذیری رفتار	ضریب رفتار
مدرسه	X	II	۰/۰۴۵۹	۸۹۲/۴	۰/۰۱۷۷	۶۸۹/۱۶	۳۳۲۱۲/۷	۳۸۹۳۰/۹	۰/۱۲۳۶	۱۰۷۳/۸۵	۲/۵۹	۳/۶۴
۴ طبقه با سازه بتن مسلح	Y	II	۰/۰۳۷۹	۱۰۸۵/۳	۰/۰۱۲۱	۸۹۴/۷۶	۷۴۸۸۸/۱	۸۳۷۵۷/۵	۰/۱۲۳۶	۱۲۹۹/۲۳	۳/۱۳	۴/۹۶
		III	۰/۰۵۱۸	۹۱۰/۴	۰/۰۱۸۵	۷۱۶/۱۱	۳۳۲۱۲/۷	۳۸۷۲۷/۳	۰/۱۲۳۶	۱۰۷۳/۸۵	۲/۸	۳/۵۴
		III	۰/۰۴۳۲	۱۱۰۸/۸	۰/۰۱۲۴	۹۱۰/۹۰	۷۴۸۸۸/۱	۷۳۶۲۶/۷	۰/۱۲۳۶	۱۲۹۹/۲۳	۳/۴۸	۴/۹۱

با اعمال جایجایی به مرکز جرم بام تا مقدار $۱/۵$ برابر تغییر مکان هدف، ضرایب شکل پذیری سازه $(\delta u/\delta y)$ بر اساس جایجایی هدف و جایجایی حد تسلیم محاسبه گردیده است. بر این اساس امتداد عرضی y ضمن دارا بودن سختی و مقاومت بیشتر، از شکل پذیری بیشتری نسبت به امتداد طولی x هم برخوردار است. مقایسه شکل پذیری دو امتداد سازه نشان می دهد در زمین نوع ۲، شکل پذیری امتداد y ، $۱/۲۱$ برابر شکل پذیری امتداد x و در زمین نوع ۳ شکل پذیری امتداد y ، $۱/۲۴$ برابر شکل پذیری امتداد x است.

ضریب رفتار سازه با استفاده از نمودار پوش آور حاصل از تحلیل و بر اساس دستورالعمل ATC 19 [۲۴] استخراج شده است. در مرجع مذکور رابطه زیر جهت محاسبه ضریب رفتار ارائه گردیده است.

$$R = R_{\mu} R_s R_r \quad (1)$$

در این رابطه R_{μ} ضریب شکل پذیری وابسته به تغییر مکان جهت منظور نمودن شکل پذیری سازه در محدوده غیرخطی است. R_{μ} از روابط متعددی قابل محاسبه است، در این پژوهش از روابط پیشنهادی نیومارک و هال [۲۵] که بر اساس نسبت شکل پذیری و زمان تناوب سازه ارائه گردیده، استفاده می شود. R_s ضریب اضافه مقاومت وابسته به زمان تناوب سازه برای منظور نمودن مقاومت افزون سازه در مقایسه با مقاومت طرح است. این ضریب از رابطه زیر محاسبه می شود که در آن V_0 نیروی برش پایه به ازای جایجایی بام تا تغییر مکان هدف و V_d برش پایه طراحی ساختمان است.

$$R_s = V_0/V_d \quad (2)$$

R_r ضریب نامعینی است که بر اساس توصیه دستورالعمل ATC 19 در این سازه عدد ۱ در نظر گرفته می شود. مقایسه ضریب رفتار محاسبه شده با ضریب رفتار طراحی نشان می دهد علیرغم اینکه در محاسبه ضریب زلزله و برش پایه طراحی اولیه، برای سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط و دیوارهای برشی متوسط، ضریب رفتار ۶ در نظر گرفته شده است، اما این ضریب برای امتداد طولی x در زمین نوع ۲ برابر $۶/۰۷$ و در زمین نوع ۳ برابر $۵/۹$ ضریب رفتار طراحی است. این اختلاف را می توان ناشی از آن دانست که در محاسبه ضریب رفتار، جایجایی هدف به عنوان جایجایی حداکثر منظور شده است. همچنین ضریب رفتار برای امتداد عرضی y در زمین نوع ۲ برابر $۸/۲۶$ و در زمین نوع ۳ برابر $۸/۱۸$ ضریب رفتار طراحی می باشد.

کنترل تغییر شکل های سازه برای سطح عملکرد ایمنی جانی نشان می دهد، تمامی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در جابجایی هدف، که متناظر زلزله سطح خطر ۱ با دوره بازگشت ۴۷۵ است، در محدوده IO قرار دارند. همچنین تغییر شکل های سازه در ۱/۵ برابر جابجایی هدف که متناظر زلزله سطح خطر ۲ با دوره بازگشت ۲۴۷۵ است، از مرز CP عبور نکرده اند. بنابر این سازه دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است.

۳-۲- تحلیل دینامیکی غیر خطی

۳-۲-۱- انتخاب شتاب نگاشت و مقیاس نمودن رکوردهای مورد استفاده در تحلیل

یکی از روشهای دقیق تعیین اثر زلزله بر ساختمانها، استفاده از رکوردهای زلزله (تغییرات شتاب حرکت زمین با زمان) در تحلیل دینامیکی است. به طور کلی پاسخ دینامیکی سازه، به شدت متأثر از رکوردهای زلزله می باشد لذا انتخاب تعداد رکورد مناسب زلزله، جهت پوشش مناسب محدوده پاسخ سازه، از اهمیت خاصی برخوردار است. شتاب نگاشت های انتخابی در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی می بایست دارای شرایط و ویژگی هایی باشند. بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران و نشریه ۳۶۰، شتاب نگاشت های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی می بایست تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله باشند.

به همین منظور شتاب نگاشت ها می بایست متعلق به زلزله هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضاء کنند و در آنها اثر بزرگا، فاصله از گسل، سازوکار چشمه لرزه زا در نظر گرفته شده باشد. همچنین ساختگاه شتاب نگاشت ها به لحاظ ویژگی های زمین شناسی و مشخصات لایه های خاک با زمین محل ساختمان، تا حد امکان مشابهت داشته باشد. از نظر تعداد شتاب نگاشت های مورد استفاده در تحلیل، حداقل سه زوج شتاب نگاشت مربوط به مولفه های افقی سه زلزله مختلف می بایست در نظر گرفته شود. مطابق نشریه ۳۶۰ چنانچه کمتر از هفت شتاب نگاشت برای تحلیل انتخاب گردد، می بایست بیشینه اثر آنها برای کنترل تغییر شکل ها و نیروهای داخلی منظور گردد.

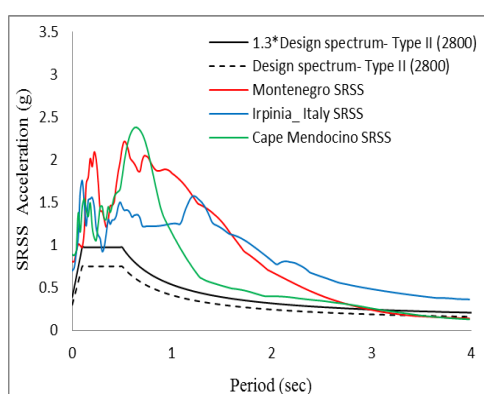
جدول ۴: مشخصات رکوردهای زلزله مورد استفاده در تحلیل مدارس مورد مطالعه

ردیف	فاصله از مرکز (km)	متوسط سرعت موج برشی (m/s)	نام زلزله	نام ایستگاه	سال وقوع	بزرگا (Mw)	بیشینه شتاب (g)	مدت زمان دوام (sec)	ضریب مقیاس زلزله
۱			Montenegro_Yugoslavia	Bar- Skupstina Opstine	1979	7.1	0.372 0.368	21.28 18.81	1.53
۲		375-750	Irpinia_ Italy	Bagnoli Irpinio	1980	6.9	0.13 0.19	19.60 16.14	3.04
۳	0-10		Cape Mendocino	Petrolia	1992	7.01	0.59 0.66	17.74 16.08	1
۴			Imperial Valley-06	Chihuahua	1979	6.53	0.27 0.254	20.57 23.98	1.89
۵		175-375	Duzce_ Turkey	Lamont 1062	1999	7.14	0.119 0.259	16.08 12.5	2.76
۶			Darfield_ New Zealand	DSLCL	2010	7	0.257 0.237	18.08 19.56	2.1
۷			San Fernando	Palmdale Fire Station	1971	6.61	0.112 0.151	18.32 18.94	4.04
۸		375-750	Loma Prieta	Anderson Dam (L Abut)	1989	6.93	0.064 0.078	15.65 12.97	6
۹	10-30		Manjil_ Iran	Abbar	1990	7.37	0.515 0.497	28.66 29.08	1
۱۰			Northern Calif-03	Ferndale City Hall	1954	6.5	0.163 0.203	17.34 19.36	2.71
۱۱		175-375	Tabas_ Iran	Boshrooyeh	1978	7.35	0.106 0.085	19.48 18.72	4.74
۱۲			Kobe_ Japan	Amagasaki	1995	6.9	0.276 0.327	19.27 19.43	1.98

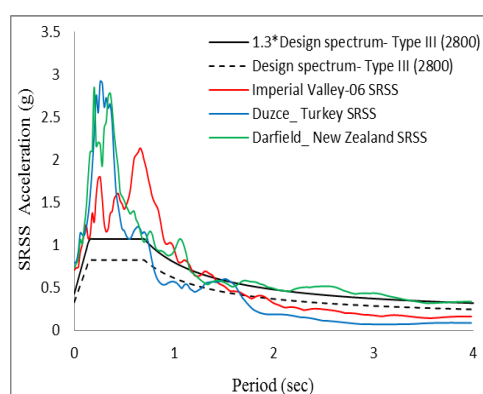
شتاب نگاشت ها با توجه به فاصله ثبت شدنشان از گسل، به دو دسته حوزه نزدیک^{۱۴} و حوزه دور^{۱۵} تقسیم می شوند. شتاب نگاشتهای حوزه نزدیک دارای شتابهای زیاد، محتوای فرکانسی بالا، زمان جنبش کم و مولفه قائم بزرگ هستند در حالیکه شتاب نگاشتهای حوزه دور دارای زمان جنبش بزرگتری بوده و مولفه قائم آن ناچیز است. فاصله از حوزه گسل، از این نظر که می تواند موجب تغییرات عمده ای در پاسخ سازه گردد، موضوع مهمی در انتخاب شتاب نگاشت است. دستورالعمل FEMA p695 [۲۶] رکوردهای ثبت شده در فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر از گسل را به عنوان حوزه نزدیک و رکوردهای ثبت شده در فاصله بیش از ۱۰ کیلومتر از گسل را به عنوان حوزه دور طبقه بندی می نماید.

برای انجام تحلیل غیرخطی دینامیکی در این مطالعه، از ۱۲ زوج شتاب نگاشت استفاده می گردد. از این تعداد ۶ رکورد زلزله حوزه نزدیک گسل و ۶ رکورد زلزله حوزه دور گسل که دارای ویژگی های زمین شناسی و مشخصات لایه های خاک شبیه به استان کرمانشاه هستند، از سایت پایگاه لرزه نگاری پیپر [۲۷] برداشت شده و مورد استفاده قرار گرفته است. از میان ۶ رکورد هر حوزه، سه رکورد مربوط به خاک تیپ ۲ و سه رکورد مربوط به خاک تیپ ۳ مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ می باشد. در جدول ۴ مشخصات لرزه ای رکوردهای انتخاب شده نشان داده شده است.

بر اساس بسیاری از آیین نامه ها و دستورالعمل های معتبر دنیا از جمله دستورالعمل FEMA356، رکوردهای انتخابی برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی می بایست مقیاس شوند. به این معنی که طیف شتاب این رکوردها می بایست با طیف طرح ویژه ساختگاه و یا طیف طرح استاندارد مقایسه و اصلاح گردد. در اغلب آیین نامه های دنیا دو روش مقیاس کردن و منطبق کردن^{۱۶} رکوردها، برای اصلاح رکوردها براساس طیف طرح توصیه شده است اما آیین نامه های داخلی ایران فقط به روش مقیاس نمودن اشاره دارند. مطابق ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود (نشریه ۳۶۰) شتاب نگاشت های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی می بایست به نحوی مقیاس شوند که طیف میانگین حاصل در محدوده زمان تناوبی 0.5T تا 1.5T، کمتر از ۱/۳ برابر طیف طرح سازگار با سطح خطر مدنظر نباشد. از آنجا که روش مقیاس نمودن رکوردها در مقایسه با روش منطبق کردن، محافظه کارانه تر می باشد و همچنین نظر به ضرورت استفاده از دستورالعمل های داخلی کشور در ارزیابی سازه مورد بررسی، در این مطالعه رکوردهای انتخابی بر اساس ضوابط نشریه ۳۶۰ مقیاس شده اند. به منظور تاثیر نامنظمی پلان در مدل سازی، مطابق الزام نشریه ۳۶۰، زوج شتاب نگاشت های مقیاس شده به صورت همزمان به مدل سه بعدی سازه اعمال می گردد. در شکل ۷ مقایسه طیف های ترکیبی پاسخ شتابنگاشت های مقیاس شده در محدوده تناوبی مذکور و ۱/۳ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، با توجه به نوع خاک، نمایش داده شده است.



(a)

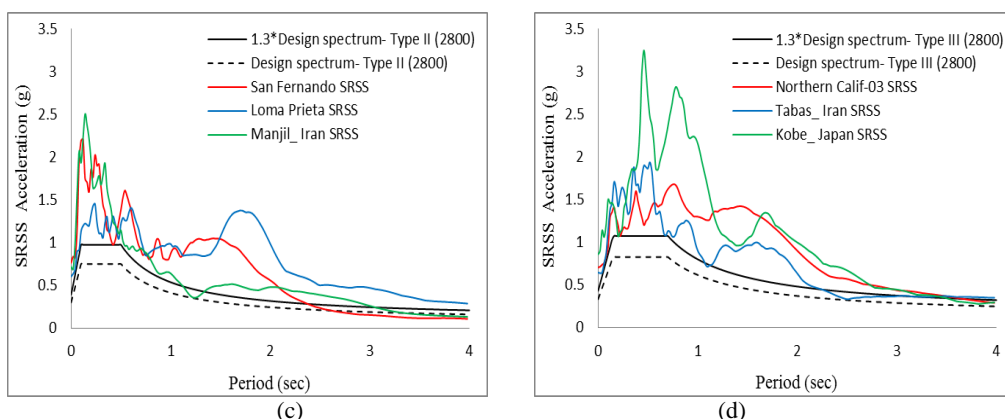


(b)

¹⁴ Near filed

¹⁵ Far filed

¹⁶ Match



شکل ۷: مقایسه طیف های ترکیبی پاسخ شتابنگاشت های مقیاس شده و طیف طرح استاندارد (a) رکوردهای حوزه نزدیک و طیف استاندارد خاک تپ ۲ (b) رکوردهای حوزه نزدیک و طیف استاندارد خاک تپ ۳ (c) رکوردهای حوزه دور و طیف استاندارد خاک تپ ۲ (d) رکوردهای حوزه دور و طیف استاندارد خاک تپ ۳.

۳-۲-۲- تحلیل دینامیکی افزایشی و منحنی های شکنندگی

در ادامه تحلیل دینامیکی افزایشی و بررسی منحنی های شکنندگی برای سطوح مختلفی از PGA انجام می گردد. از آنجا که هنگام طراحی اولیه این ساختمان مطابق آیین نامه ۲۸۰۰، الزامی به انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی نبوده است، با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی به دنبال پاسخ این سوال خواهیم بود که احتمال خرابی سازه طراحی شده مذکور با در نظر گرفتن اثرات نامنظمی آن، چه مقدار می باشد. برای این منظور شتاب نگاشت های مقیاس شده به مقدار PGA خود همپایه می شوند به نحوی که بیشینه مقدار شتاب هر یک از شتاب نگاشت ها برابر ۱g شود سپس بیشینه شتاب ۰/۱g تا ۱/۲g با گام های ثابت ۰/۱g به سازه اعمال می گردد. معیار توقف تحلیل IDA در نرم افزار حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات می باشد. پارامتر تقاضای مهندسی در این تحلیل، تغییر مکان نسبی طبقات^{۱۷} در نظر گرفته می شود که از خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی استخراج می گردد. این پارامتر در آیین نامه های طراحی لرزه ای به عنوان عاملی جهت ارزیابی پاسخ لرزه ای ساختمانها در نظر گرفته می شود.

بر اساس دستورالعمل FEMA356 برای هر یک از سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه^{۱۸} (IO) ایمنی جانی (LS) آستانه فروریزش (CP)، یک مقدار حداکثر برای تغییر مکان نسبی طبقات مشخص گردیده است. همچنین استاندارد ۲۸۰۰ ایران نیز یک مقدار حداکثر برای تغییر مکان نسبی طبقات تعریف نموده است این مقادیر حداکثر به تفکیک در جدول ۵ نشان داده شده اند. در این مطالعه از این مقادیر حداکثر به عنوان معیار شکست استفاده می گردد. بر این اساس جابجایی نسبی جانبی طبقات با انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی محاسبه و با مقادیر حداکثر مجاز مقایسه می شوند.

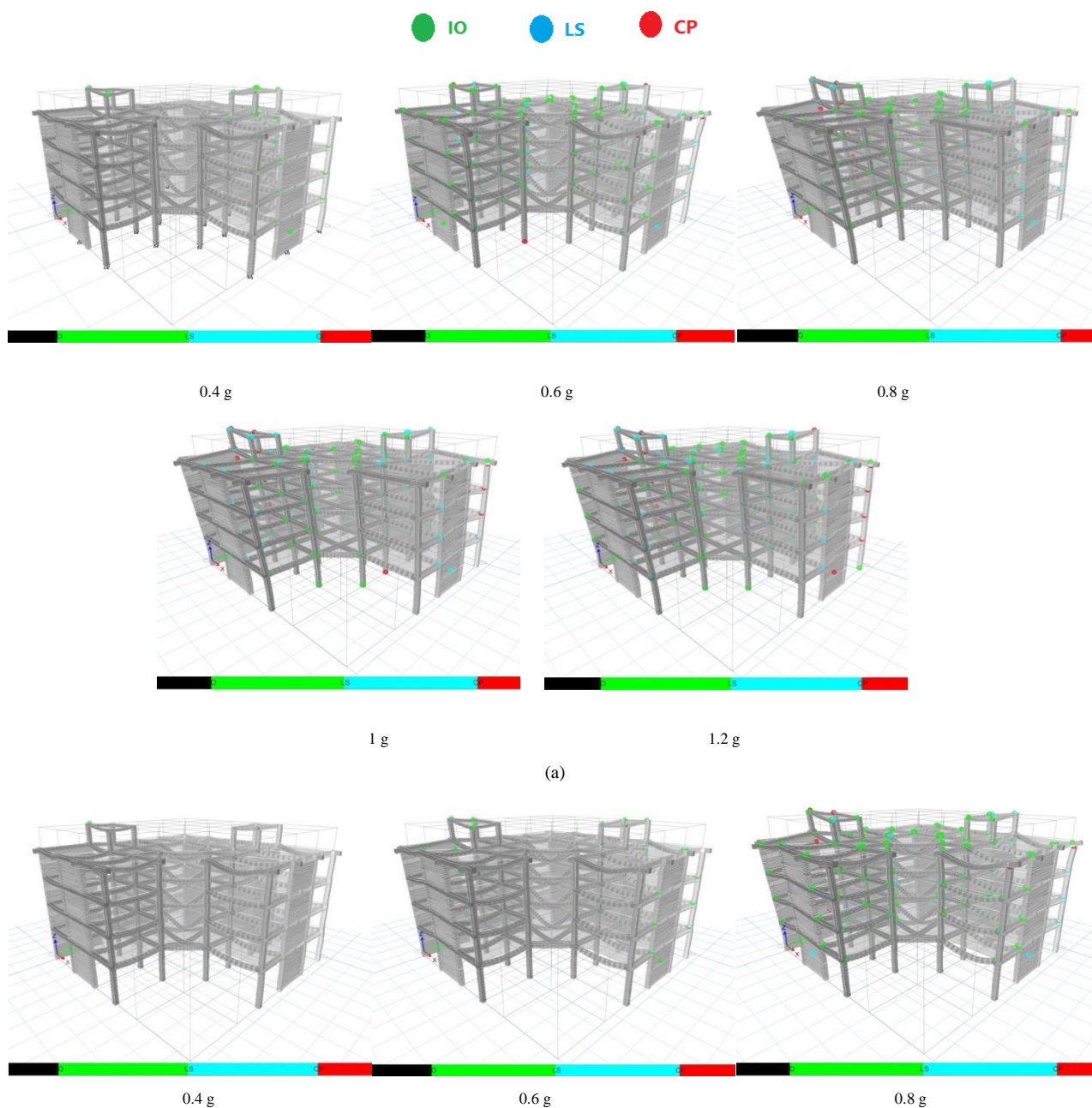
جدول ۵. مقادیر حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

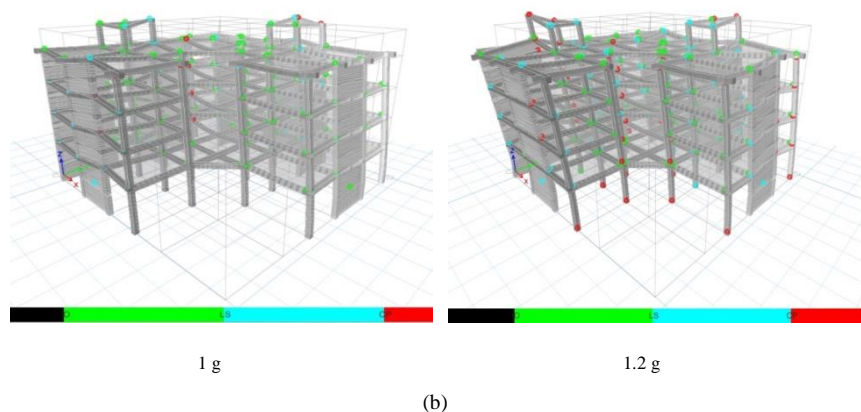
ردیف	سطوح عملکرد	دستورالعمل یا استاندارد	قاب خمشی بتن مسلح	قاب بتنی با دیوار برشی بتن مسلح	حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات (%)
۱	قابلیت استفاده بی وقفه (IO)	FEMA 356	۱	۰/۵	۱
۲	ایمنی جانی (LS)	FEMA 356	۲	۱	۲
۳	آستانه فروریزش (CP)	FEMA 356	۴	۲	۳
۴	استاندارد ۲۸۰۰	استاندارد ۲۸۰۰	۲/۵	۲/۵	۴

¹⁷ Drift

¹⁸ Immediate Occupancy Performance

در شکل ۸ وضعیت تغییر شکل یافته سازه پس از اتمام اعمال دو رکورد زلزله با گام های پیشینه شتاب مختلف، تشکیل مفاصل پلاستیک و تغییر شکل ماندگار سازه به عنوان نمونه نشان داده شده است. بررسی مدل ها نشان می دهد رفتار سازه تحت اثر رکورد زلزله های مختلف و بر اساس نوع زمین ساختگاه و نیز فاصله ساختگاه از گسل عامل زلزله متفاوت است. تشکیل مفاصل پلاستیک به معنای عبور سطح عملکرد هر یک از اعضا از مقادیر حدی تعیین شده می باشد. برای سطوح مختلف عملکردی سازه، سه مشخصه اصلی سازه یعنی سختی، مقاومت و شکل پذیری تعیین کننده عملکرد سازه هستند. با توجه به سختی و مقاومت قابل توجه سازه مورد بررسی، در شتابهای کم، سازه در محدوده الاستیک بوده و مفصل پلاستیک در هیچ یک از اعضای قاب تشکیل نمی شود. با افزایش شتاب، افزایش دررفت اعمال شده به سازه و عبور از سطوح مختلف عملکردی IO، LS، CP و استاندارد ۲۸۰۰، مفاصل پلاستیک مطابق مراحل نشان داده شده در شکل ۸، در سازه تشکیل می شود.

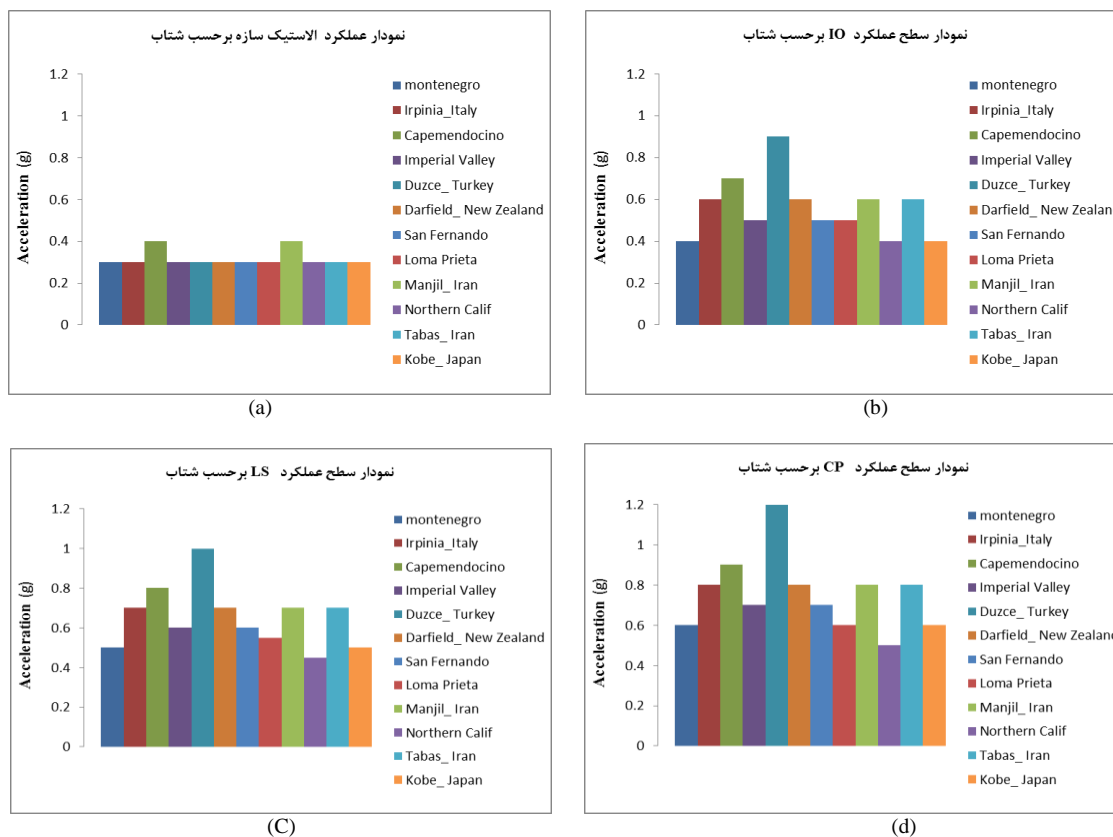




(b)

شکل ۸: تغییر شکل سازه مدل مورد بررسی پس از اعمال رکورد زلزله با گام های پیشینه شتاب مختلف و نمایش تشکیل مفاصل پلاستیک و تغییر شکل های ماندگار سازه (a) زلزله montenegro (b) زلزله Irpinia_Italy

در شکل ۹ نمودار سطوح مختلف عملکرد سازه بر حسب شتاب و به تفکیک رکوردهای مختلف اعمال شده به سازه نشان داده شده است. بررسی این نمودار، که بر اساس مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه استخراج گردیده است، نشان می دهد سازه در کلیه رکوردها تا شتاب $0.3g$ دارای رفتار الاستیک است و با توجه به اینکه این مقدار شتاب معادل شتاب نسبی طرح در مناطق با خطر زیاد زلزله مطابق آیین نامه 2800 می باشد، می توان نتیجه گرفت که سازه در محدوده زلزله طرح از مقاومت جانبی زیاد و شکل پذیری کمی برخوردار است. حتی در برخی از موارد مربوط به رکوردهای متناسب با زمین های نوع ۲، در هر دو حالت حوزه دور و نزدیک، تا شتاب $0.4g$ نیز سازه دارای رفتار الاستیک می باشد.



شکل ۹: نمودار سطوح مختلف عملکرد سازه مورد بررسی بر حسب پیشینه شتاب (a) سطح عملکرد الاستیک (b) سطح عملکرد IO (c) سطح عملکرد LS (d) سطح عملکرد CP.

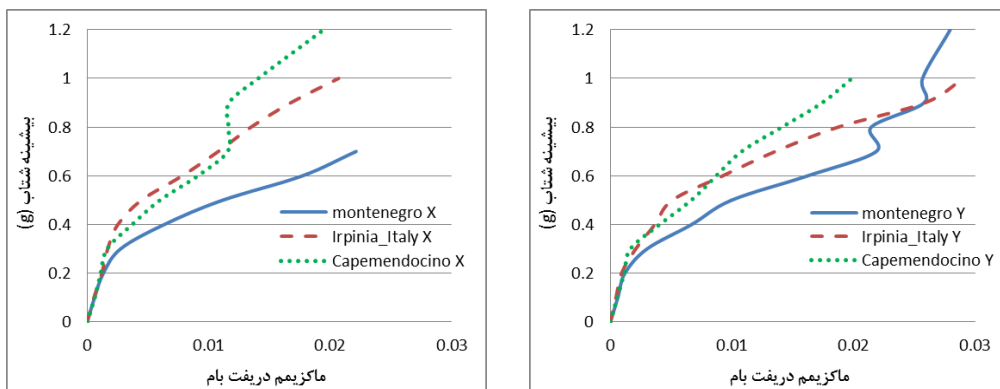
نمودار مذکور نشان می دهد سازه تحت اثر رکورد زلزله های مختلف سطوح عملکرد مختلفی دارد که این اختلاف ناشی از شدت و ضعف رکوردها در کل مدت دوام زلزله، محتوای فرکانسی رکوردها و ... می باشد. با میانگین گیری از مقادیر شتاب متناظر با سطح عملکرد هر یک از رکوردهای زلزله به طور کلی می توان گفت سازه به صورت میانگین تا شتاب 0.155 g دارای سطح عملکرد IO، تا شتاب 0.165 g دارای سطح عملکرد LS و از شتاب 0.175 g به بعد وارد محدوده CP خواهد شد. در جدول ۶ شتاب متناظر با سطوح عملکرد سازه بر اساس نوع زمین ساختگاه و حوزه دور و نزدیک زلزله نشان داده شده است.

جدول ۶. شتاب متناظر با سطوح عملکرد سازه

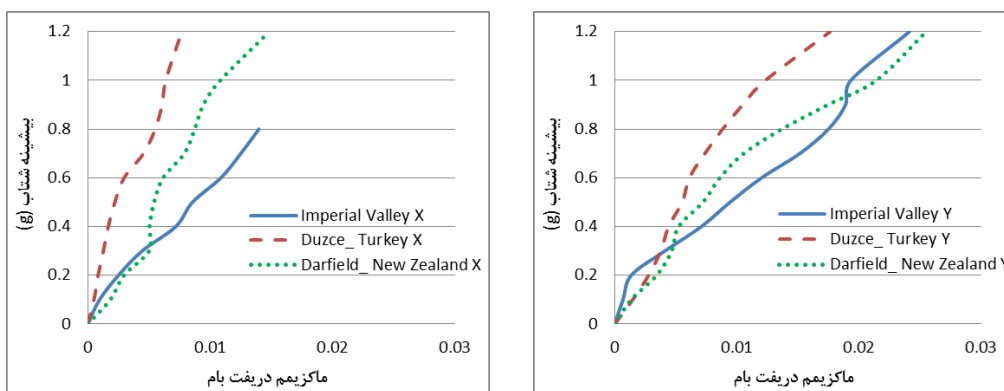
ردیف	حوزه زلزله	نوع زمین	شتاب متناظر با سطوح عملکرد سازه (g)		
			الاستیک	IO	LS
۱	حوزه نزدیک	۲	۰/۳۳	۰/۵۷	۰/۷۷
		۳	۰/۱۳	۰/۶۷	۰/۹
۳	حوزه دور	۲	۰/۳۳	۰/۵۳	۰/۷
		۳	۰/۱۳	۰/۴۷	۰/۶۳

مقایسه شتاب های متناظر با سطوح عملکرد سازه نشان می دهد آسیب پذیری سازه در ساختگاه زمین نوع ۳ و برای زلزله های حوزه دور بیشتر از سایر حالات است بنابراین در این حالت سازه در شتاب های کمتری از زلزله دچار آسیب خواهد شد. همچنین سازه در ساختگاه زمین نوع ۳ و برای زلزله های حوزه نزدیک آسیب پذیری کمتری دارد به این معنی که در این حالت قابلیت تحمل شتاب های بزرگتری از زلزله قبل از ایجاد سطوح مختلف آسیب را خواهد داشت. بر اساس نتایج نشان داده شده در جدول ۶، سطح عملکرد CP سازه در ساختگاه زمین نوع ۳ و برای زلزله های حوزه دور، در شتابی به مقدار $0.42/8$ کمتر از ساختگاه زمین نوع ۳ و برای زلزله های حوزه نزدیک رخ می دهد. همچنین بررسی سازه مدرسه مورد مطالعه در ساختگاه زمین نوع ۲ نشان می دهد، این سازه در زلزله حوزه نزدیک، قابلیت تحمل شتاب بیشتری از زلزله، قبل از رسیدن به سطوح مختلف خرابی را دارد و در زلزله حوزه دور دارای آسیب پذیری بیشتری می باشد. در ساختگاه زمین نوع ۲، سطح عملکرد CP سازه برای زلزله های حوزه دور، در شتابی به مقدار 0.1 کمتر نسبت به زلزله های حوزه نزدیک اتفاق می افتد.

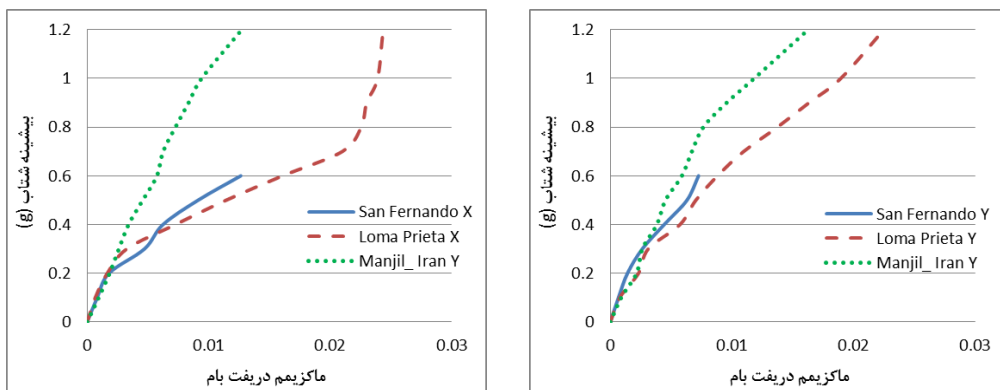
در شکل ۱۰ نمودار حداکثر تغییر مکان نسبی بام به ازاء بیشینه شتاب اعمالی به سازه نشان داده شده است. بر اساس این نمودارها، سازه مدرسه مورد مطالعه به ترتیب در زمین نوع ۳ تحت اثر زلزله حوزه دور، زمین نوع ۲ تحت اثر زلزله حوزه نزدیک، زمین نوع ۲ تحت اثر زلزله حوزه دور و زمین نوع ۳ تحت اثر زلزله حوزه نزدیک دارای بیشترین مقدار تغییر مکان نسبی در شتابهای مختلف اعمالی به سازه است. این موضوع نشان دهنده آسیب پذیری بیشتر این سازه در زمین نوع ۳ و تحت اثر زلزله حوزه دور و آسیب پذیری کمتر سازه در زمین نوع ۳ و تحت اثر رکورد زلزله حوزه نزدیک می باشد. همچنین بررسی این نمودارها نشان می دهد در زمین نوع ۲ حداکثر تغییر مکان نسبی سازه تحت اثر رکوردهای زلزله حوزه نزدیک بیشتر از زلزله حوزه دور است.



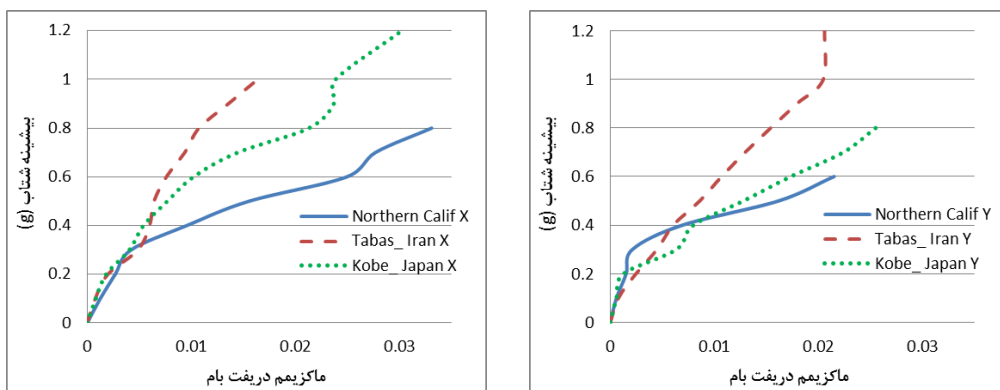
(a)



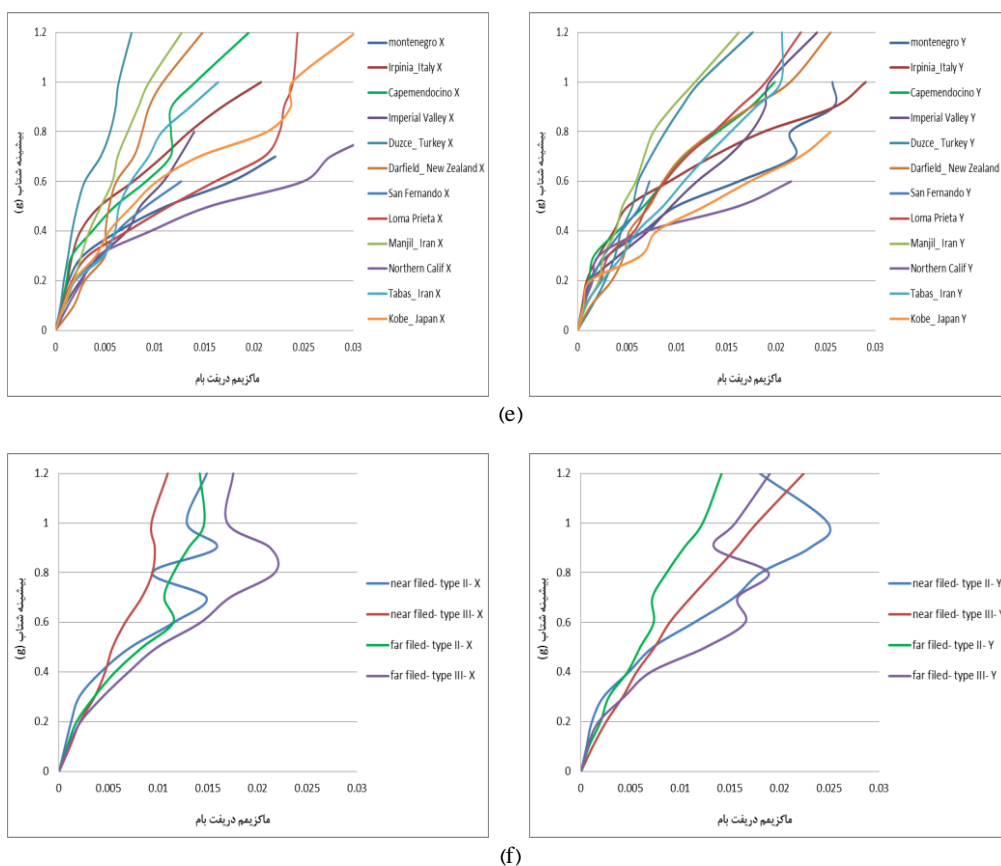
(b)



(c)



(d)



شکل ۱۰: نمودار بیشینه دررفت بام به ازاء بیشینه شتاب در سازه مدرسه مورد بررسی (a) رکورد زلزله حوزه نزدیک در زمین نوع ۲ (b) رکورد زلزله حوزه نزدیک در زمین نوع ۳ (c) رکورد زلزله حوزه دور در زمین نوع ۲ (d) رکورد زلزله حوزه دور در زمین نوع ۳ (e) کلیه رکوردهای اعمالی به سازه (f) نمودار میانگین بیشینه دررفت بام بر حسب شتاب با توجه به حوزه زلزله و نوع زمین

در نشریه ۳۶۰، برای مدارس و فضاهای آموزشی سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) توصیه شده و از طرفی بر اساس نشریه FEMA356 نیز حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز برای این سطح عملکرد ۰/۰۱ تعیین گردیده است. مقایسه بیشینه شتاب متناظر با این میزان تغییر مکان نسبی بام در نمودارهای شکل ۱۰ نشان می دهد سازه در زمین نوع ۲ و تحت اثر رکورد زلزله حوزه نزدیک در شتاب میانگین حدود ۰/۶g به این میزان تغییر مکان نسبی می رسد در حالیکه شتاب میانگین متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی سازه برای زمین نوع ۳ و تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک ۰/۷۵g می باشد. بررسی نمودارهای بیشینه تغییر مکان نسبی سازه تحت اثر رکورد زلزله های حوزه دور نشان می دهد این سازه در زمین نوع ۲ و تحت اثر رکورد زلزله حوزه دور در شتاب میانگین حدود ۰/۷g به تغییر مکان نسبی متناظر ایمنی جانی می رسد در حالی که شتاب میانگین متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی سازه برای زمین نوع ۳ و تحت اثر رکورد های حوزه دور ۰/۵۵g می باشد.

در ادامه به منظور بیان کمی آسیب پذیری اجزای مختلف سازه بر حسب میزان خطر زلزله، احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص بر حسب یک ویژگی معرف زلزله نظیر بیشینه شتاب بیان می گردد. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف بیشینه شتاب، منجر به تولید منحنی های نرمال شده ای موسوم به منحنی شکنندگی^{۱۹} می گردد. منحنی های شکنندگی یکی از ابزارهای مهم در ارزیابی خطر لرزه ای سازه ها هستند که احتمال خرابی و یا تجاوز پاسخ لرزه ای سازه از حالات حدی عملکردی معین، در مقابل شدت

¹⁹ Fragility curve

زلزله را نشان می دهند. این منحنی ها که معمولاً به صورت نمودار نشان داده می شوند، خرابی را بین حالات ناچیز، متوسط، سنگین و کامل توزیع می کنند. در حالت کلی منحنی شکنندگی به صورت زیر تعریف می شود [۲۸]:

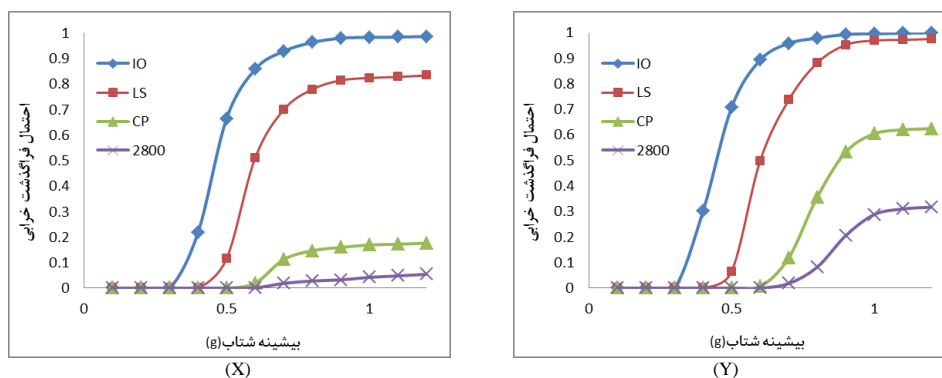
$$Fragility = P[EDP > AC | IM] \quad (3)$$

در این رابطه IM شدت زلزله است که معمولاً برابر شتاب حداکثر زمین (PGA) فرض می شود. EDP^{۲۰} پارامتر تقاضای مهندسی است که از خروجی تحلیل بدست می آید و AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است. برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت زلزله (IM) یک توزیع آماری در نظر گرفته می شود. برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC) میانگین و انحراف معیار هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی تحت اثر مجموع نگاشت های زلزله محاسبه می شود سپس با استفاده از تابع توزیع تابع توزیع نرمال، که یکی از مهمترین توزیع های آماری در علوم مهندسی و تحلیل های قابلیت اعتماد است، احتمال تجاوز پارامترهای تقاضای مهندسی از حالت حدی داده شده محاسبه می شود.

$$P[EDP > AC | IM] = 1 - P[EDP < AC | IM] = 1 - \Phi(Z) = 1 - \Phi\left(\frac{AC - \mu}{\sigma}\right) \quad (4)$$

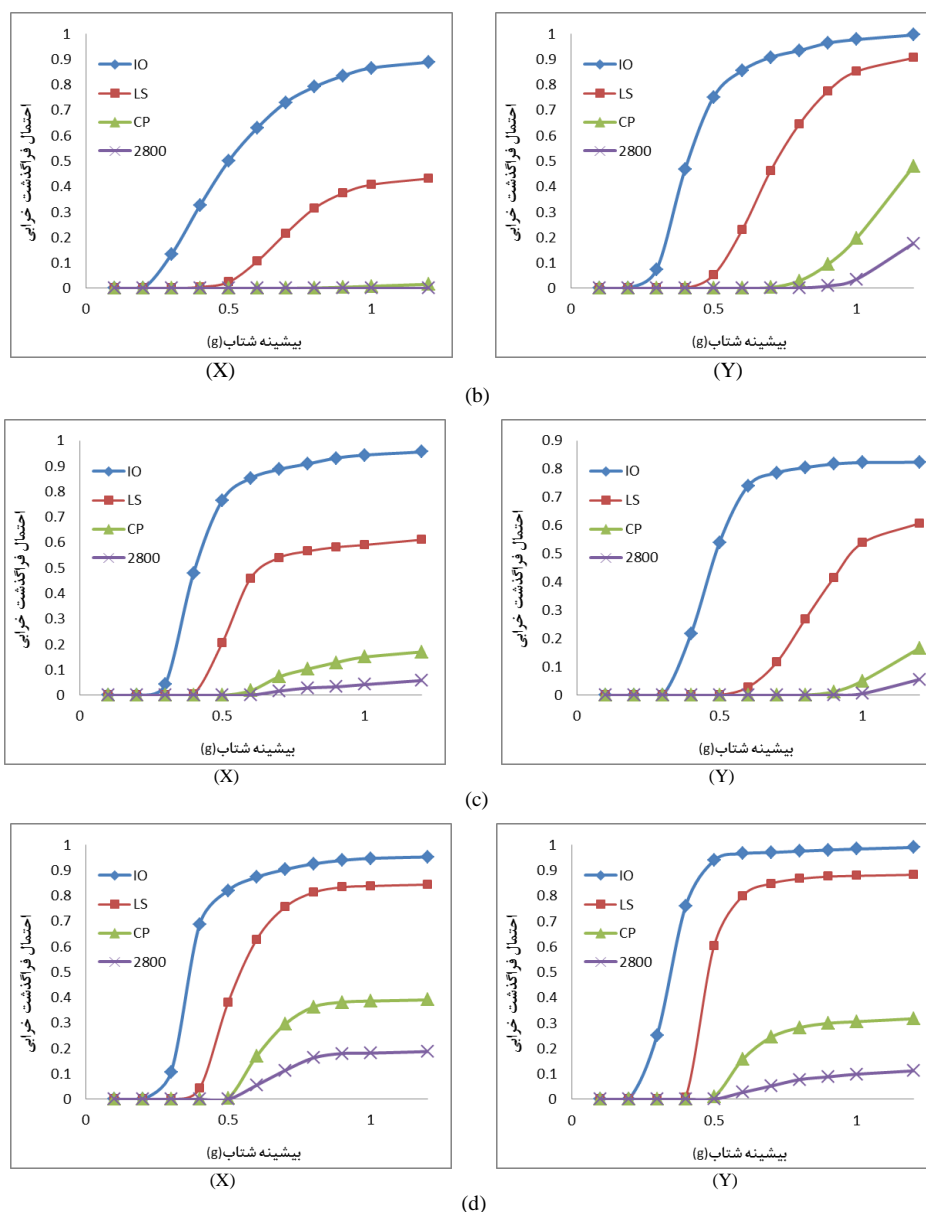
در این بخش، برای بررسی و مقایسه بهتر رفتار سازه در سطوح عملکردی مختلف، منحنی های شکنندگی سازه ارائه شده است. این منحنی ها که بیانگر احتمال فراگذشت خرابی سازه با توجه به معیار تغییر مکان نسبی مجاز در سطوح عملکردی IO، LS، CP و استاندارد ۲۸۰۰ هستند، برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص، با توجه به میانگین و انحراف معیار هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی، تحت اثر مجموع نگاشت های زلزله محاسبه می شود. سپس با استفاده از تابع توزیع نرمال احتمال تجاوز پارامترهای تقاضای مهندسی از حالت حدی داده شده محاسبه می شود.

در شکل ۱۱ منحنی های شکنندگی سازه به تفکیک رکوردهای مربوط به نوع زمین و حوزه زلزله برای هر دو امتداد طولی و عرضی سازه نشان داده شده است. همانگونه که انتظار می رفت، بر اساس معیار شکست انتخابی، شکست به ترتیب در سطوح عملکردی IO، LS، CP و استاندارد ۲۸۰۰ اتفاق افتاده است. مقایسه منحنی های شکنندگی در امتدادهای طولی و عرضی سازه نشان می دهد رفتار سازه در دو امتداد طولی و عرضی با هم متفاوت می باشد به نحوی که احتمال بروز خرابی سازه در هر سطح عملکردی، برای دو امتداد متفاوت است. این موضوع را می توان ناشی از چیدمان اعضای لرزه بر جانبی سازه و تفاوت در مرکز سختی سازه در دو امتداد دانست.



(a)

20 Engineering Demand Parameter

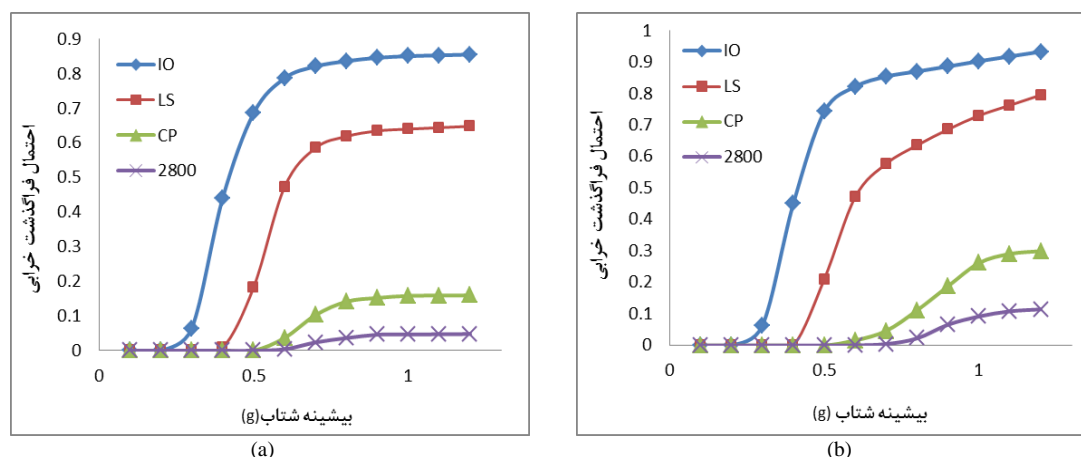


شکل ۱۱: منحنی های شکنندگی سازه به تفکیک نوع خاک و حوزه دور و نزدیک زلزله (a) رکورد زلزله حوزه نزدیک در زمین نوع ۲ (b) رکورد زلزله حوزه نزدیک در زمین نوع ۳ (c) رکورد زلزله حوزه دور در زمین نوع ۲ (d) رکورد زلزله حوزه دور در زمین نوع ۳.

از آنجا که طراحی اولیه ساختمان بتنی مورد مطالعه، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ انجام گردیده است، مطابق ضوابط این آیین نامه عملکرد مورد انتظار سازه، ایمنی جانی با حداقل تلفات است. در چنین حالتی به عنوان مثال انتظار توانایی عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (IO) از سازه بعید می باشد. این موضوع در شکل ۱۱ و ۱۲ به درستی از نتایج حاصل از تحلیل ها بدست آمده است به این معنی که در ساختمانهای طراحی شده مبتنی بر آیین نامه ۲۸۰۰، احتمال فراگذشت خرابی با انتظار عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه بسیار بالاتر می باشد. لذا منحنی های بدست آمده بیان کننده احتمال خرابی در شتابهای مختلف و مبتنی بر سطوح عملکرد مختلف، برای سازه ای که مطابق با انتظار آیین نامه ۲۸۰۰ طراحی شده است، می باشند.

بر اساس منحنی های شکنندگی نیز سازه در زمین نوع ۳ و تحت اثر رکورد زلزله حوزه دور، دارای بیشترین مقدار آسیب پذیری و در زمین نوع ۲ تحت اثر رکوردهای زلزله حوزه نزدیک آسیب پذیری کمتری دارد. در زمین های نوع ۲ نیز آسیب پذیری سازه تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک، به مراتب بیشتر از حوزه دور می باشد. با بررسی منحنی های شکنندگی می توان احتمال فراگذشت خرابی سازه، با

توجه به بیشینه شتاب زلزله، را برای سطوح مختلف عملکرد سازه محاسبه نمود. علاوه بر ترسیم منحنی های شکنندگی سازه به تفکیک نوع زمین و حوزه زلزله، منحنی های کلی شکنندگی سازه تحت اثر کلیه رکوردهای انتخابی در شکل ۱۲ ارائه شده است.



شکل ۱۲: منحنی شکنندگی سازه (a) امتداد طولی سازه (b) امتداد عرضی سازه.

بررسی منحنی شکنندگی سازه نشان می دهد در شتاب $g/3$ که شتاب مبنای طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای مناطق با خطر نسبی زیاد است، احتمال فراگذشت خرابی برای سطح عملکرد IO، $6/4\%$ می باشد و برای سایر سطوح عملکردی صفر است. در شتاب $g/3.5$ که شتاب مبنای طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد است، برای سطح عملکرد IO احتمال فراگذشت خرابی $25/5\%$ و برای سطح عملکرد LS احتمال فراگذشت خرابی $43/0\%$ است. در این شتاب احتمال فراگذشت خرابی در سطوح عملکردی CP و استاندارد ۲۸۰۰ صفر است. این نتایج نشان می دهد سازه از مقاومت بسیار بالایی نسبت به آیین نامه های طراحی برخوردار بوده و در حد شتاب مبنای طرح مطابق استاندارد ۲۸۰۰ عملاً هیچگونه آسیبی در سازه ایجاد نخواهد شد.

همچنین منحنی شکنندگی سازه نشان می دهد که این سازه برای شتابهای بیشتر از شتاب مبنای طرح که در برخی زلزله های بزرگ ایران از جمله زلزله بم، سریل دهب و ... رخ داده است نیز از آسیب پذیری کمی برخوردار است. بر این اساس در بیشینه شتاب $g/7$ که تقریباً مشابه PGA زلزله های یاد شده است، مشاهده می گردد احتمال فراگذشت خرابی برای سطح عملکرد IO برابر $85/5\%$ ، برای سطح عملکرد LS برابر $58/4\%$ ، برای سطح عملکرد CP برابر $10/2\%$ و برای استاندارد ۲۸۰۰ برابر $2/4\%$ می باشد که این نتایج حاکی از مقاومت بالای سازه در برابر زلزله های شدید نیز می باشد.

بررسی سازه تحت اثر زلزله های نادر با بیشینه شتاب $g/8$ نشان می دهد احتمال بروز خرابی تحت اثر این شتاب برای سطح عملکرد IO برابر $90/3\%$ ، برای سطح عملکرد LS برابر $73/7\%$ ، برای سطح عملکرد CP برابر $26/2\%$ و برای استاندارد ۲۸۰۰ برابر $9/2\%$ می باشد که نشان دهنده مقاومت بسیار بالاتر از حد مورد انتظار آیین نامه های طراحی می باشد.

مشاهدات پس از زلزله ۲۱ آبانماه ۱۳۹۶ استان کرمانشاه نیز نشان دهنده عملکرد لرزه ای مناسب این تیپ از مدارس می باشد [۲۲]. بررسی یک نمونه از این تیپ مدرسه اجرا شده در شهرستان جوانرود و با فاصله مستقیم نزدیک به ۵۰ کیلومتر از کانون اصلی زلزله نشان می دهد، علیرغم شدت قابل توجه زلزله و بیشینه شتاب ثبت شده این شهرستان به مقدار $g/2.07$ [۲۹]، هیچگونه آسیبی در اجزای سازه ای این مدرسه رخ نداده و فقط آسیب های جزئی در اجزای غیر سازه ای و دیوارهای میانقاب رخ داده است. در شکل ۱۳ مشاهدات پس از زلزله و نمونه هایی از آسیب های اجزای غیر سازه ای مدرسه مذکور نشان داده شده است. مقایسه رفتار واقعی این سازه در زلزله با منحنی های شکنندگی حاصل از تحلیل در شکل ۱۲ نشان می دهد همانگونه که بر اساس منحنی های شکنندگی، در شتاب $g/2$ احتمال فراگذشت خرابی سازه از حد عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه صفر می باشد در عمل نیز فقط آسیب های بسیار جزئی در نازک کاری ساختمان مدرسه ایجاد گردیده و ساختمان همچنان دارای قابلیت استفاده می باشد.



شکل ۱۳: مشاهدات پس از زلزله آبانماه ۱۳۹۶ کرمانشاه و آسیب های اجزای غیر سازه ای در نمونه ای از تیپ مدرسه مورد مطالعه

۴- نتیجه گیری

در این مقاله عملکرد لرزه ای یک تیپ خاص و پر تکرار از مدارس اسکلت بتنی کرمانشاه تحت اثر زلزله های محتمل بررسی و آسیب پذیری آنها با روشهای تحلیل غیرخطی ارزیابی گردید. با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، منحنی پوش سازه استخراج و پارامترهایی مانند مقاومت، سختی، شکل پذیری و ضریب رفتار محاسبه شدند. همچنین با انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، نمودارهای حداکثر تغییر مکان نسبی بام و منحنی های شکنندگی سازه تحت اثر رکوردهای مختلف و مقیاس شده، با شتاب افزایشی استخراج و بررسی گردید. برخی از مهم ترین نتایج این مطالعه به شرح زیر هستند.

- ۱) نوع زمین محل احداث ساختمان مدرسه و فاصله ساختگاه از گسل، تاثیر قابل توجهی بر عملکرد لرزه ای و پاسخ سازه مدرسه دارد. نتایج نشان داد آسیب پذیری سازه مدرسه در ساختگاه زمین نوع ۳ و برای زلزله های حوزه دور بیشتر از سایر حالات است همچنین سازه در ساختگاه زمین نوع ۳ و برای زلزله های حوزه نزدیک آسیب پذیری کمتری دارد.
- ۲) سختی موثر امتداد طولی سازه در زمین نوع ۳ معادل $0.52/0$ کمتر از زمین نوع ۲ است. برای امتداد عرضی سازه سختی موثر در زمین نوع ۲ معادل $0.31/0$ کمتر از زمین نوع ۲ است.
- ۳) با تغییر نوع زمین از ۲ به ۳، به دلیل تغییر اثرات اندرکنش خاک و سازه، جابجایی حد تسلیم در امتداد طولی $4/3\%$ و در امتداد عرضی $2/4\%$ افزایش یافته است. همچنین در زمین نوع ۲ شکل پذیری سازه برای امتداد y ، $1/21$ برابر شکل پذیری امتداد x و در زمین نوع ۳، شکل پذیری امتداد y ، $1/24$ برابر شکل پذیری امتداد x است.
- ۴) کنترل تغییر شکل های حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه برای سطح عملکرد ایمنی جانی نشان می دهد، تمامی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در جابجایی هدف، که متناظر زلزله سطح خطر ۱ با دوره بازگشت ۴۷۵ سال است، در محدوده IO قرار دارند. همچنین در $1/5$ برابر جابجایی هدف، که متناظر زلزله سطح خطر ۲ با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است، از مرز CP عبور نکرده اند. بنابر این سازه دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است.

- (۵) نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه نشان می دهد، سازه در کلیه رکوردها تا شتاب $g/3$ دارای رفتار الاستیک است و با توجه به اینکه این مقدار شتاب معادل شتاب نسبی طرح در مناطق با خطر زیاد زلزله مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ می باشد، می توان نتیجه گرفت که سازه از مقاومت بسیار بالایی نسبت به آیین نامه های طراحی برخوردار بوده و در حد شتاب مبنای طرح مطابق استاندارد ۲۸۰۰، عملاً هیچگونه آسیبی در سازه ایجاد نخواهد شد.
- (۶) تحلیل دینامیکی غیر خطی نشان داد، سازه مدرسه به صورت میانگین تا شتاب $g/55$ دارای سطح عملکرد IO، تا شتاب $g/65$ دارای سطح عملکرد LS و از شتاب $g/75$ به بعد وارد محدوده CP خواهد شد.
- (۷) مقایسه منحنی های شکنندگی در امتدادهای طولی و عرضی سازه نشان داد رفتار سازه در دو امتداد طولی و عرضی با هم متفاوت می باشد به نحوی که احتمال بروز خرابی سازه در هر سطح عملکردی، برای دو امتداد متفاوت است این موضوع را می توان ناشی از چیدمان اعضای لرزه بر جانبی سازه و تفاوت در مرکز سختی سازه در دو امتداد دانست.

سپاسگزاری

نویسندگان این مقاله از همکاری اداره کل نوسازی مدارس استان کرمانشاه کمال سپاسگزاری را دارند.

مراجع

- [1] Bazzurro, P., Cornell, C. A. (1994). Seismic hazard analysis for non-linear structures. I:Methodology. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(11): 3320–3344.
- [2] ATC-40 Report. (1995). Performance based seismic engineering of buildings, *Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA*.
- [3] FEMA356. (2000). prestandardand commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*.
- [4] ASCE 41. (2013). Seismic rehabilitation of existing buildings. *American Society of Civil Engineers; Virginia: Reston*.
- [5] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (NO. 360). (2014). *Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision. Islamic Republic of Iran*.
- [6] Bazzurro, P., Cornell, C. A. (1994). Seismic hazard analysis for non-linear structures. II:Applications. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(11): 3345–3365.
- [7] Shome N., Cornell, CA. (1999). probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. *Report No. RMS-35, RMS program, Stanford University*.
- [8] Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of structural engineering*, 128(4), 526-533.
- [9] Vamvatsikos, D., Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31 (3), 491–514.
- [10] Barakati1 S, Daneshjoo F. (2014). Seismic Demand and Capacity of Steel Moment Resisting Frames Under Near-Fault Earthquakes Using Incremental Dynamic Analysis. *IJBQ*, 14 (1) :1-14
- [11] Nazari, Y. R., & Saatcioglu, M. (2017). Seismic vulnerability assessment of concrete shear wall buildings through fragility analysis. *Journal of Building Engineering*, 12, 202-209.
- [12] Xu, C., Deng, J., Peng, S., & Li, C. (2018). Seismic fragility analysis of steel reinforced concrete frame structures based on different engineering demand parameters. *Journal of Building Engineering*, 20, 736-749.
- [13] Dizaj, E. A., Madandoust, R., & Kashani, M. M. (2018). Probabilistic seismic vulnerability analysis of corroded reinforced concrete frames including spatial variability of pitting corrosion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 97-112.
- [14] Choudhury, T., & Kaushik, H. B. (2018). Seismic fragility of open ground storey RC frames with wall openings for vulnerability assessment. *Engineering structures*, 155, 345-357.

- [15] Romano, F., Faggella, M., Gigliotti, R., Zucconi, M., & Ferracuti, B. (2018). Comparative seismic loss analysis of an existing non-ductile RC building based on element fragility functions proposals. *Engineering Structures*, 177, 707-723.
- [16] Pavel, F., & Carale, G. (2019). Seismic assessment for typical soft-storey reinforced concrete structures in Bucharest, Romania. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 41, 101332.
- [17] Choudhury, T., & Kaushik, H. B. (2019). Treatment of uncertainties in seismic fragility assessment of RC frames with masonry infill walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 126, 105771.
- [18] Kalantari, A., & Roohbakhsh, H. (2020). Expected seismic fragility of code-conforming RC moment resisting frames under twin seismic events. *Journal of Building Engineering*, 28, 101098.
- [19] Samadian, D., Ghafory-Ashtiany, M., Naderpour, H., & Eghbali, M. (2019). Seismic resilience evaluation based on vulnerability curves for existing and retrofitted typical RC school buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 127, 105844.
- [20] Perrone, D., O'Reilly, G. J., Monteiro, R., & Filiatrault, A. (2020). Assessing seismic risk in typical Italian school buildings: From in-situ survey to loss estimation. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 44, 101448.
- [21] Motlagh, Z. S., Dehkordi, M. R., Eghbali, M., & Samadian, D. (2020). Evaluation of seismic resilience index for typical RC school buildings considering carbonate corrosion effects. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 46, 101511.
- [22] Kahrizi, M., & TahamouliRoudsari, M. (2020). Seismic performance of school buildings in 2017 Ezgeleh Earthquake, Iran. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 53(2), 70-82.
- [23] Loads on the building (Subject 6). (2014). *Office of National Building Regulations, Tehran, Iran*.
- [24] Applied Technology Council. (1995). Structural response modification factors, ATC-19, Redwood City, California.
- [25] Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). Earthquake spectra and design. *Engineering monographs on earthquake criteria*.
- [26] FEMA P 695. (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.
- [27] Next Generation Attenuation of Ground Motions (Nga) Project (2006). <http://peer.berkeley.edu/nga/> (Accessed 10 October 2006).
- [28] Hosseini, M., & Majd, M. (2011). THE EFFECT OF BRACING PATTERN ON THE FRAGILITY CURVES OF REGULAR STEEL BUILDINGS WITH X-BRACING, USI&zwn. *Sharif Journal of Civil Engineering*, (1), 55-63.
- [29]. Road , Housing & Urban Development Research Center.(BHRC). *Iran strong motion network*. <http://ismn.bhrc.ac.ir>.