

بررسی شاخص خسارت پارک - آنگ در برخورد دو قاب مجاور تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل

مهشید ملائیان^۱، محسن گرامی^{۲*}، رضا وهدانی^۳، مصطفی خاتمی^۴

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۴- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

چکیده

ضربه ساختمان‌های مجاور در هنگام وقوع زلزله باعث ایجاد خسارت‌های موضعی و کلی در ساختمان‌ها می‌شود. ایجاد درزناقطاع میان دو ساختمان مجاور، از روش‌های کاهش خسارت ناشی از ضربه است. با استفاده از شاخص‌های خسارت می‌توان آسیب وارد به ساختمان‌ها را بصورت موضعی و کلی ارزیابی کرد. شاخص خسارت پارک-آنگ، با در نظر گرفتن میزان تغییر شکل و انرژی جذب شده در نیروهای رفت و برگشتی زلزله توسط اعضا، خرابی وارد شده به سازه را محاسبه می‌کند. در این تحقیق برای بررسی اثر نوع زلزله، بر روی شاخص خسارت پارک-آنگ در اثر برخورد دو قاب به یکدیگر، فاصله بین دو قاب برابر مقدار پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ ایران در نظر گرفته شده است. قاب‌ها در سه گروه منظم، نامنظم دارای طبقه نرم و خیلی نرم در طبقه اول، تحت ۵ رکورد زلزله حوزه دور و ۵ رکورد زلزله حوزه نزدیک گسل در نرم‌افزار OpenSees مورد تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته‌اند و المان ویسکوالاستیک غیرخطی به عنوان المان پیوند در نظر گرفته شده است. نتایج نشان می‌دهد که در قاب منظم، میانگین مقادیر خسارت طبقات، در زلزله حوزه نزدیک حدود ۱۲٪ بیشتر از زلزله حوزه دور است. در قاب نامنظم دارای طبقه نرم و نامنظم دارای طبقه خیلی نرم در طبقه اول، میانگین مقادیر شاخص خسارت طبقات، در زلزله‌های حوزه نزدیک به ترتیب حدود ۵٪ و ۳٪ بیشتر از زلزله‌های حوزه دور از گسل است.

کلمات کلیدی: شاخص خسارت، ضربه، زلزله حوزه دور و نزدیک گسل، قاب‌های مجاور هم، المان ویسکوالاستیک غیرخطی.

*نویسنده مسئول: محسن گرامی

پست الکترونیکی: mgerami@semnan.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰

۱- مقدمه

پدیده ضربه که به علت برخورد دو سازه به یکدیگر در هنگام وارد آمدن نیروهای جانبی بوجود می‌آید، موجب تخریب کل سازه و یا قسمتی از آن می‌گردد. برای کاهش خسارت ناشی از برخورد دو سازه روش‌های متفاوتی وجود دارد؛ ایجاد فاصله مناسب بین دو سازه از روش‌های پیشگیری از این پدیده می‌باشد. در شهرهای پرجمعیت، به علت گرانی زمین، توسعه ارتفاعی در آنها صورت گرفته است و یا به علت رعایت نکردن فاصله مناسب بین سازه‌های مجاور، در هنگام رخداد زلزله‌های بزرگ، خرابی‌های بیشتری ناشی از پدیده برخورد در آنها مشاهده می‌شود. سازه‌های مجاور هم بدلیل اختلاف خواص دینامیکی در یک جهت معین دارای زمان تناوب‌های مساوی نمی‌باشند. تفاوت زمان تناوب در سازه‌ها باعث اختلاف در واکنش‌های آنها نسبت به شتاب زمین خواهد شد و در نتیجه با توجه به تغییر مکان‌های آنها در لحظات مختلف، در طول زلزله دو سازه گاهی به هم نزدیک و گاهی از هم دور خواهند شد؛ اگر فاصله دو سازه به اندازه کافی بزرگ نباشد، در هنگام زلزله ممکن است با یکدیگر برخورد کرده و ضربه‌ای به همدیگر وارد نمایند. در واقع برخورد دو سازه به یکدیگر باعث ایجاد خسارت سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌شود. محاسبه شاخص خسارت به صورت عددی دید دقیق‌تری نسبت به خرابی ایجاد شده را ارائه می‌دهد. با بررسی میزان خسارت می‌توان راهکارهای مناسبی برای بهسازی سازه‌ها و کاهش خسارت سازه ارائه داد [۴-۱].

این پدیده در اکثر زلزله‌های بزرگ دنیا مشاهده شده است. بصورتی که اغلب خرابی‌ها در مکانی که انبوهی از ساختمان‌ها با ارتفاع، سیستم‌های سازه‌ای و پیکربندی متفاوتی وجود داشتند؛ ایجاد شده است. شکل ۱ برخورد دو ساختمان مجاور در زلزله نیوزلند در سال ۲۰۱۱، را نشان می‌دهد [۵]. در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل، اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده و ایجاد نگاشت‌های پالسی شکل پیوند بلند با مدت زمان موثر کوتاه باعث افزایش نیاز شکل‌پذیری در سازه‌ها می‌شود [۶].



شکل ۱: برخورد دو ساختمان مجاور در زلزله نیوزلند در سال ۲۰۱۱ [۵]

تحقیقات در مورد شاخص خسارت از سال‌ها پیش آغاز شده است و روابط زیادی توسط محققان برای تعیین شاخص‌های خسارت موضعی و کلی ارائه شده است. در این خصوص می‌توان به موارد ذیل اشاره کرد:

یانکوفسکی^۱ [۷]، برای مدل‌سازی ضربه بین دو سازه، مدل ویسکوالاستیک غیرخطی را به عنوان المان تماس استفاده کرد و این المان را با مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی به جای مدل الاستیک خطی پیشنهاد داد.

پارک و آنگ^۲ [۸]، با ارائه رابطه شاخص خسارت جدید، ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها را دستخوش تحولی بزرگ قرار دادند. آنان با در نظر گرفتن مدل‌های جامع‌تری از رفتار غیرخطی اعضای بتن مسلح تحت بارهای نوسانی، شکل‌پذیری و انرژی تلف شده توسط اعضای سازه‌ای را در خسارت متحمل شده توسط اعضا، دخالت داده و عملاً جایگاه آسیب‌پذیری را کمی تحکیم بخشیده‌اند.

¹ Jankowski

² Park & Ang

گرامی و همکاران [۹] در تحقیقات خود در مقایسه زلزله‌های دور و نزدیک گسل، نشان دادند که ضریب رفتار تحت زلزله‌های نزدیک گسل با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد. میانگین اختلاف ضریب رفتار حاصل از زلزله‌های دور و نزدیک گسل مقدار ۶/۵ درصد و به دلیل بیشتر بودن ضریب رفتار حاصل از زلزله‌های دور از گسل است.

گرامی و همکاران [۱۰] در تحقیقات خود در مورد خرابی سازه‌ها نشان دادند که در سازه‌های اصلی و بهسازی شده مورد استفاده در این مطالعه تحت منبع لرزه‌ای زیرپوسته‌ای، متغیرهای تصادفی در مدل احتمالاتی بزرگ، خطای مدل شدت جنبش زمین و خطای مدل بزرگ، تاثیرگذارترین متغیرها در کاهش احتمال خرابی سازه‌ها بودند.

واثقی امیری و جلالی [۱۱]، به بررسی شاخص خسارت کلی پارک و آنگ برای قاب خمشی فولادی در هنگام ضربه قاب‌های مجاور یکدیگر در هنگام زلزله پرداختند. ضربه دو قاب فولادی مجاور سه دهانه، پنج طبقه و پنج دهانه و پنج طبقه با المان‌های تماسی مختلفی بررسی شد. در این مطالعه با ایجاد فاصله مناسب بین دو قاب فولادی و همچنین با استفاده از هشت رکورد زلزله برای ثبت حرکت زمین از تجزیه و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی دینامیکی استفاده شد. در نهایت، شاخص آسیب پارک-آنگ با توجه به المان‌های تاثیر گذار از قاب مورد ارزیابی قرار گرفت.

گرامی و همکاران [۱۲] به منظور جلوگیری از برخورد دو قاب، به تخمین نیاز زاویه درزناقص در بالاترین تراز برخورد، در ترکیب دوتایی قاب‌های خمشی فولادی تحت اثر رکوردهای دور و نزدیک گسل پرداختند و مقادیر بدست آمده با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه شد. نتایج نشان داد که در برخی از حالات همجواری، ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ منجر به تخمین دست پایین درزناقص می‌شود.

با توجه به این که در زمینه برآورد خسارت ناشی از برخورد دو سازه در سازه‌های نامنظم دارای طبقه نرم و خیلی نرم تحقیقات زیادی انجام نشده است، در این مقاله به بررسی اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل بر روی میزان شاخص خسارت موضعی و کلی در برخورد دو قاب خمشی فولادی مجاور پرداخته شده است.

۲- معرفی قاب‌های مورد بررسی

مدل‌های مورد استفاده در این مطالعه به شکل قاب خمشی فولادی دو بعدی با شکل پذیری زیاد از ساختمان‌هایی با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ انتخاب شده‌اند. تمامی قاب‌ها، یک قاب میانی از یک پلان با دهانه‌های مساوی ۵/۵ متر در جهت بارگیر و طول ۵/۵ متر در جهت قاب می‌باشند و ارتفاع طبقات برابر ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. برای قاب‌های نامنظم در ارتفاع از نوع سختی جانبی، با تغییر دادن ارتفاع طبقه اول نامنظمی ایجاد شده است. از نظر نوع نامنظمی قاب‌ها به سه گروه منظم، نامنظم نوع ۱ (دارای طبقه نرم در طبقه اول) و نامنظم نوع ۲ (دارای طبقه خیلی نرم در طبقه اول) طبقه بندی شده‌اند. ارتفاع طبقه اول در قاب‌های منظم برابر ۳/۵ متر، ارتفاع طبقه اول در قاب نامنظم نوع ۱ برابر ۴ متر و ارتفاع طبقه اول در قاب‌های نامنظم نوع ۲ برابر ۴/۵ متر است. از جهت نقشه ساختمان، تمام قاب‌ها منظم و متقارن فرض شده‌اند بدین جهت که از اثرات نامنظمی در پلان صرف نظر شده و طراحی به صورت متقارن انجام شده است. تمامی قاب‌ها مطابق مبحث ۶ بارگذاری ثقیل [۱۳] و براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) [۱۴] بارگذاری لرزه‌ای شده‌اند. در طراحی قاب‌ها، مقدار بار مرده و زنده به ترتیب برابر ۶۵۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. کلیه قاب‌ها بصورت قاب خمشی فولادی ویژه با $R=7.5$ و همچنین جرم کلیه طبقات یکسان فرض گردیده است. در این مطالعه، از جهت خطر نسبی لرزه‌خیزی، سازه در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد و نوع خاک از نوع III فرض شده است و سازه‌ها از جهت اهمیت در گروه متوسط قرار داده شده است. برای تعیین نیروی زلزله در روش آنالیز استاتیکی معادل برحسب ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، حداقل نیروی برش پایه در هریک از امتدادهای سازه اعمال گردیده است.

قاب‌های مورد مطالعه با استفاده از نرم افزار ETABS2015، تحلیل و مطابق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان به روش ضریب بار و مقاومت طراحی لرزه‌ای شده‌اند [۱۴-۱۵]. در تمامی طراحی‌ها از اثرات اندرکنش خاک و سازه، اثرات میان قاب و مدلسازی چشمه اتصال

صرف نظر شده و کلیه سقف‌ها به صورت صلب در نظر گرفته شده‌اند. مقاطع مورد استفاده برای تیرها و ستون‌ها در جدول ۱ نشان داده شده است؛ بطوری که تیرها به صورت تیر ورق (W: ارتفاع جان، F: عرض بال و T: ضخامت بال و جان بر حسب mm) و ستون‌ها به شکل مقطع جعبه‌ای مربعی (ابعاد بر حسب mm) استفاده گردیده است.

جدول ۱: مقاطع مورد استفاده در تیرها و ستون‌ها

ستون‌ها	تیرها
BOX 200x15	TW300F150TH15
BOX 250x15	TW350F150TH15
BOX 300x30	TW400F200TH15
BOX 350x30	TW450F200TH15
BOX 400x30	TW500F250TH20
BOX 450x40	TW550F250TH20

در کلیه مقاطع تیرها و ستون‌ها ضوابط فشرده لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. جهت انجام آنالیزهای دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است، که یکی از مهمترین مزایای این نرم افزار کد باز، امکان افزودن کد المان‌ها، مصالح و... به کتابخانه نرم افزار برای انجام تحلیل‌های دینامیکی جدید است [۱۶]. مدل المان ویسکوالاستیک غیر خطی به عنوان المان پیوند بین دو قاب، در برنامه ++C کدنویسی و به کتابخانه برنامه OpenSees اضافه شده است. در تحلیل‌های غیرخطی، برای تمامی رکوردها گام زمانی ۰/۰۵ ثانیه در نظر گرفته شده است. برای مدل کردن مقاطع، از مصالح Steel01 در مدل‌سازی استفاده شده که در کشش و فشار دارای رفتار مشابهی است. مدل رفتاری مورد استفاده به صورت دو خطی با شیب ناحیه سخت شوندگی ۰/۰۳ است. در این نوع مصالح به طور کامل اثرات غیرخطی در نظر گرفته شده و نیز برای مدل کردن تمامی مقطع‌ها از دستور W Section، و مقطع Fiber استفاده شده است.

در مدل‌سازی برخورد دو قاب به یکدیگر، فاصله بین دو قاب با توجه به روابط ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و برای ساختمان‌های تا ۸ طبقه، از ضابطه بند ۱-۴-۱ و برای ساختمان‌های بیشتر از ۸ طبقه عرض درز انقطاع با توجه به ضابطه بند ۳-۵-۶ در نظر گرفته شده است. در این مدل‌سازی برای سهولت معرفی قاب‌ها از ترکیب کلی Ai استفاده می‌شود که A نشان دهنده تعداد طبقات قاب و i نشان دهنده نوع منظم یا نامنظمی قاب است که بصورت منظم (R)، نامنظم نوع ۱ (IR.1) و نامنظم نوع ۲ (IR.2) است. به عنوان نمونه در جدول ۲، انواع نام گذاری در ترکیب دو به دو قاب‌های ۴ طبقه ارائه شده است.

جدول ۲: معرفی نمونه قاب‌های مورد مطالعه

علامت اختصاری	ترکیب قاب
4R-4R	۴ طبقه منظم - ۴ طبقه منظم
4R-4IR.1	۴ طبقه منظم - ۴ طبقه نامنظم نوع ۱
4R-4IR.2	۴ طبقه منظم - ۴ طبقه نامنظم نوع ۲

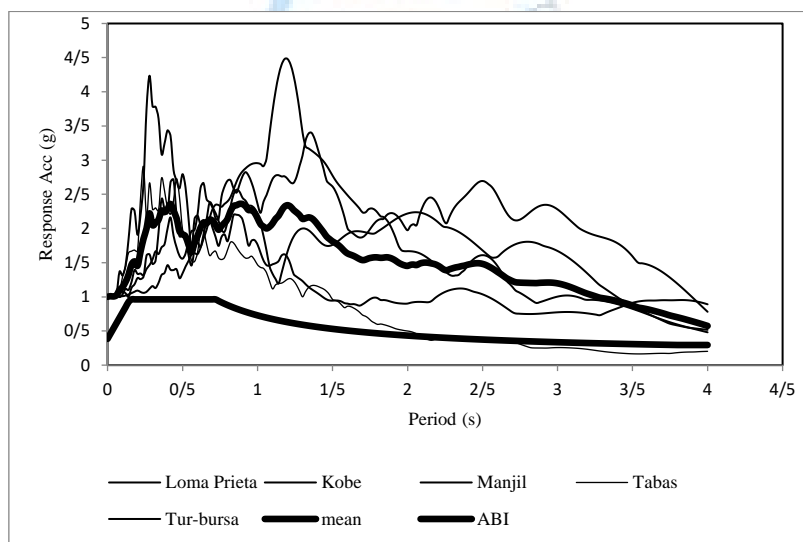
۳- معرفی رکوردهای زلزله

به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، از ۵ رکورد عمود بر گسل در حوزه نزدیک و ۵ رکورد زلزله عمود بر گسل در حوزه دور، بر روی خاک نوع III استفاده شده است. این رکوردها از PEER برداشت شده و توسط بیکر [۱۷]، طبقه بندی گردیده است. یکی از معیارهای اساسی در انتخاب شتاب نگاشت‌ها، این موضوع است که دوره تناوب پالس غالب سرعت آنها در محدوده دوره تناوب اصلی قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق باشد. مشخصات کلیه رکوردهای مورد استفاده در جدول ۳ ارائه شده است. برای آنالیز دینامیکی مرحله به مرحله تاریخچه زمانی، بارگذاری لرزه‌ای توسط رکوردهای درج شده اعمال می‌شود. مقیاس سازی رکوردهای مورد بررسی در این مطالعه، براساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و فرآیند هم پایه سازی شتاب نگاشت‌ها با نرم افزار SeisSignal انجام شده است [۱۸]. شتاب نگاشت‌هایی

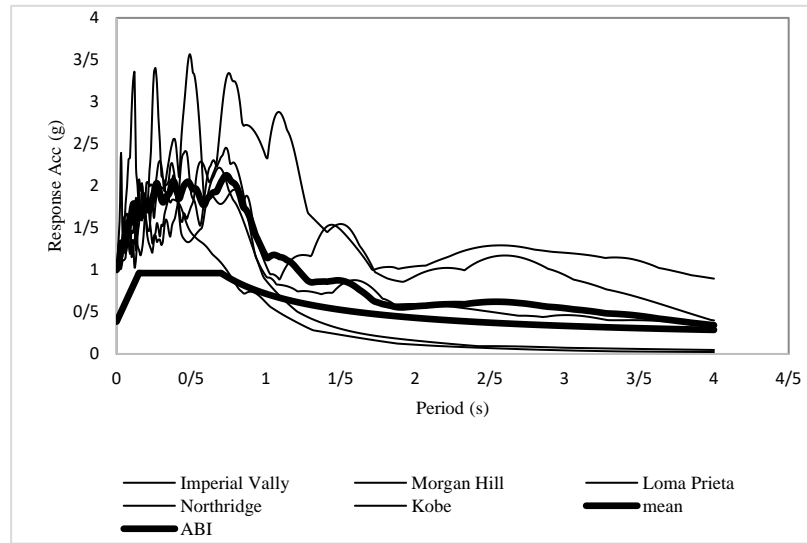
که برای تحلیل دینامیکی تعیین می‌شوند، باید از جهت محتوای فرکانسی، پاسخ طیفی و دوام جنبش شدید زمین و نوع خاک مشابه زلزله‌هایی باشند که امکان رخداد آن‌ها در منطقه در نظر گرفته شده وجود دارد و در تعیین و گسترش تاریخچه‌های زمانی الزامی است که ویژگی‌های زمین‌ساختی ساختمان مورد توجه قرار می‌گیرد. خاک تمام رکوردهای تعیین شده، از نوع III و طیف میانگین پاسخ شتاب ارتجاعی با میرایی ۵٪ در نظر گرفته شده است. در شکل ۲ و شکل ۳، مقایسه طیف میانگین و طیف پاسخ برای رکوردهای دور و نزدیک گسل را نشان می‌دهد. ضرایب مقیاس برای محدوده زمان تناوب قاب‌های مورد مطالعه، تحت مولفه‌های عمود بر گسل در زلزله‌های حوزه نزدیک ۰/۵۵ تا ۰/۶ و در رکوردهای زلزله‌های دور از گسل ۰/۵۷ تا ۰/۶۷ بدست آمده است.

جدول ۳: مشخصات رکوردهای انتخاب شده حوزه دور و نزدیک گسل جهت تحلیل تاریخچه زمانی

شماره	نام زلزله	سال رخداد زلزله	نام ایستگاه	زمان تناوب غالب (Tp)	R (km)	PGA (g)	Types
1	Kobe	1995	Takara Zu	1.42	0.27	0.94	Near Fault
2	Northridge	1994	Sylmar Converter	3.47	5.36	0.65	Near Fault
3	Loma Prieta	1989	LGPC	4.39	3.88	0.84	Near Fault
4	Morgan Hill	1984	Coyote Lake	0.95	0.53	0.23	Near Fault
5	Imperial Vally	1979	EC co Center	4.51	7.31	0.32	Near Fault
6	kobe	1995	Hik	0.6	95.72	0.14	Far Fault
7	Loma Prieta	1989	Aloha Ave	0.3	58.65	0.23	Far Fault
8	Manjil	1990	Qazvin	0.16	49.97	0.13	Far Fault
9	Tabas	1978	Ferdows	0.24	91.14	0.1	Far Fault
10	Tur Bursa	1855	Bursa	0.68	60.43	0.1	Far Fault



شکل ۲: مقایسه طیف میانگین و طیف پاسخ برای رکوردهای دور از گسل



شکل ۳: مقایسه طیف میانگین و طیف پاسخ برای رکوردهای نزدیک گسل

۴- شاخص خسارت پارک- آنگ

در بررسی این تحقیق از شاخص خسارت پارک- آنگ، مطابق رابطه (۱) استفاده شده است [۱۹].

$$DI \text{ story} = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \beta \frac{EH}{M_y \theta_m} \quad (1)$$

در این رابطه θ_m ، چرخش حداکثر مقطع عضو (ظرفیت چرخشی مقطع)، EH انرژی تلف شده توسط عضو، M_y مقاومت حد تسلیم هستند. مقدار عددی β بصورت تجربی ۰/۱۵ می باشد که نشان دهنده سهم میزان انرژی تلف شده در میزان خسارت می باشد. با توجه به رابطه ارائه شده به منظور تعیین شاخص های موضعی و کلی، پارامترهای θ_u ، θ_m و EH محاسبه شده اند. پارامترهای θ_m و EH از تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب های مورد نظر و سایر پارامترهای فوق تابع مشخصات مقطع اعضا می باشند [۲۰].

در مورد المان تیر و ستون چرخش حد تسلیم عضو θ_y ، مطابق FEMA 356، دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود و طبق روابط (۲) و (۳) محاسبه شده است [۲۱].

$$\theta_y = \frac{z F_{ye} L_b}{6 E I_b} \quad (2)$$

$$\theta_y = \frac{z F_{ye} L_c}{6 E I_c} \left[1 - \frac{P}{P_{yc}} \right] \quad (3)$$

I لنگر اینرسی (kg/cm^2) طول تیر (cm^4) L_c ارتفاع ستون (cm)، P نیروی محوری عضو در تغییر مکان هدف در تحلیل استاتیکی غیر خطی (cm) یا در مرحله ی آغاز محاسبات در تحلیل دینامیکی غیر خطی، P_{ye} نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار در عضو، θ_y چرخش حد تسلیم، Z اساس مقطع خمیری (cm^3) است.

به منظور محاسبه شاخص های خسارت در اثر اعمال زلزله های مورد نظر، پارامترهای θ_m و EH بعد از تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه ها قابل محاسبه خواهد بود. بدین منظور قاب های طرح شده، توسط نرم افزار OpenSees و با اعمال زلزله های مورد نظر تحلیل شده اند.

برای بدست آوردن دوران گره‌ای در المان‌ها، بیشینه دوران در دو گره انتهایی عضو محاسبه می‌شود. بیشترین دوران‌های راستگرد و چپگرد، به ترتیب با نمادهای θ_m^+ ، θ_m^- نشان داده شود، بیشترین دوران گره مورد نظر مطابق رابطه (۴) تعریف می‌گردد.

$$\theta_m = \text{Max}\{\theta_m^+ \cdot \theta_m^-\} \quad (4)$$

با استفاده از روابط و پارامترهای ذکر شده شاخص خسارت برای یک گره از عضو محاسبه شده، میانگین شاخص خسارت دو گره انتهایی عضو به عنوان شاخص خسارت کل عضو در نظر گرفته شده است [۲۲].

شاخص‌های خسارت موضعی میزان خسارت وارد بر المان‌های سازه را نشان می‌دهند. با توجه به اینکه این شاخص‌ها، قادر نیستند میزان خسارت کلی وارده را بدون در نظر گرفتن وضعیت المان‌های داخلی آن ارزیابی کنند، برای بیان خسارت در کل سازه معمولاً از میانگین گیری وزنی توابع خسارت موضعی استفاده می‌شود. در رابطه (۵) مقدار پارامتر وزنی، میزان انرژی جذب شده را نشان می‌دهد.

$$DI \text{ story} = \left(\frac{\sum D_i E_i}{\sum E_i} \right) \text{story} \quad (5)$$

شاخص خسارت کل سازه با توجه به شاخص‌های خسارت هر یک از اعضا در طبقات، طبق رابطه (۶) الی (۹) محاسبه شده است.

$$DI \text{ story} = \sum (\lambda_i) \text{component} (DI \text{ i}) \text{ componen} \quad (6)$$

$$(\lambda_i) \text{component} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right) \text{component} \quad (7)$$

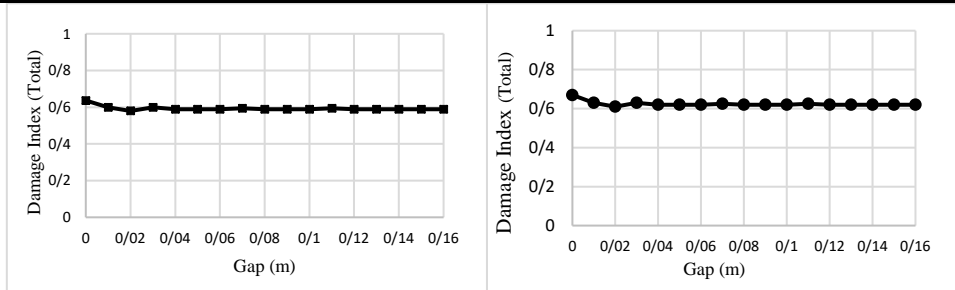
$$DI \text{ overall} = \sum (\lambda_i) \text{story} (DI \text{ i}) \text{story} \quad (8)$$

$$(\lambda_i) \text{story} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right) \text{story} \quad (9)$$

با محاسبه سطح زیر منحنی لنگر- دوران، مقدار پارامتر EH ، مقدار انرژی جذب شده در طول وقوع زلزله) برای انتهای المان‌های به طور تقریبی قابل محاسبه می‌باشد. سطح زیر منحنی لنگر- دوران به صورت تجمعی و با لحاظ کردن رفت و برگشتی بودن زلزله محاسبه می‌گردد. برای به حداقل رسیدن خطای محاسباتی، محاسبه سطح زیر منحنی لنگر دوران از کدنویسی در برنامه Matlab استفاده شده است [۲۳].

۵- صحت سنجی

به منظور بررسی صحت مدل‌سازی، از کار تحقیقاتی واثقی امیری و جلالی استفاده شده است [۱۱]. در این تحقیق از مدل یک قاب سه دهانه و پنج طبقه منظم و مدل قاب پنج دهانه و پنج طبقه منظم مجاور، با درزناقص‌های متفاوت که تحت اثر ۸ رکورد زلزله به یکدیگر برخورد می‌کنند؛ استفاده شده است. شاخص خسارت پارک-آنگ بصورت کلی برای طبقات و کل سازه بررسی شده است. در این تحقیق از المان‌های تماسی متفاوتی برای مدل کردن ضربه، استفاده شده است؛ که مدل المان پیوند ویسکوالاستیک غیرخطی و رکورد زلزله نورث‌ریج برای بررسی در این قسمت در نظر گرفته شده‌اند. شکل (۴-الف) نتایج شاخص خسارت کلی در قاب ۵ طبقه در مدل تحقیقاتی واثقی امیری و جلالی و در قسمت شکل (۴-ب) نتایج شاخص خسارت بدست آمده کل قاب ۵ طبقه مورد مطالعه، ترسیم و با یکدیگر مقایسه شده است. با توجه به میزان خطای میانگین بین مدل اصلی و صحت سنجی شده که حدود ۵٪ است، می‌توان نتیجه گرفت که این درصد خطا کم و قابل اغماض است.



ب) شاخص خسارت کلی قاب ۵ طبقه
مورد مطالعه

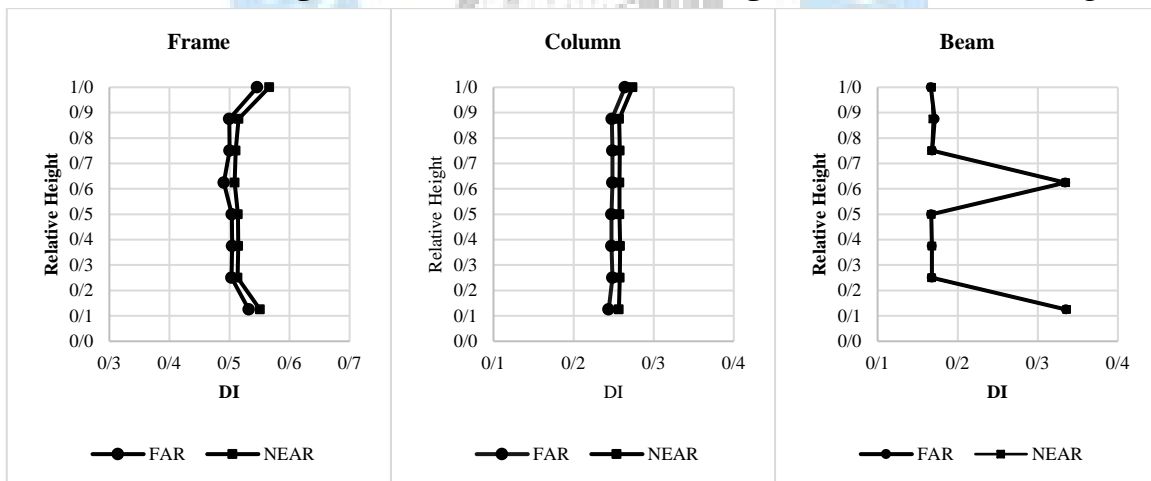
الف) شاخص خسارت کلی قاب ۵ طبقه
در مدل مطالعه واثقی امیری و جلالی

شکل ۴: مقایسه شاخص خسارت کل قاب در هر فاصله در مدل تحقیقاتی واثقی امیری و جلالی و مدل مورد مطالعه

۶- نتایج و تفسیر آن‌ها

۶-۱- شاخص خسارت موضعی

خروجی‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قاب‌ها تحت ۵ رکورد زلزله حوزه دور و ۵ رکورد حوزه نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفته‌اند. به عنوان نمونه نتایج مربوط به شاخص خسارت تیر و ستون در طبقات و شاخص خسارت کل در طبقات قاب در ترکیب همجواری قاب‌های ۴ و ۸ طبقه منظم و قاب‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه منظم که در مجاور یکدیگر و تحت رکورد زلزله دور و نزدیک گسل کوبه قرار داده شده‌اند، به ترتیب در شکل ۵ و شکل ۶ ترسیم شده است. در ترکیب دو به دو قاب‌ها، قاب سمت چپ همواره ثابت و بررسی‌ها برای قاب سمت راست انجام شده است. در نمودارهای ترسیم شده در شکل ۵ و ۶، محور عمودی نمودار ارتفاع بی بعد قاب‌ها، که از تقسیم ارتفاع کل قاب به ارتفاع هر طبقه بدست آمده و محور افقی میزان شاخص خسارت پارک-آنگ را نشان می‌دهد.



ج) مقایسه شاخص خسارت کل طبقه در طبقات قاب ۸ طبقه منظم

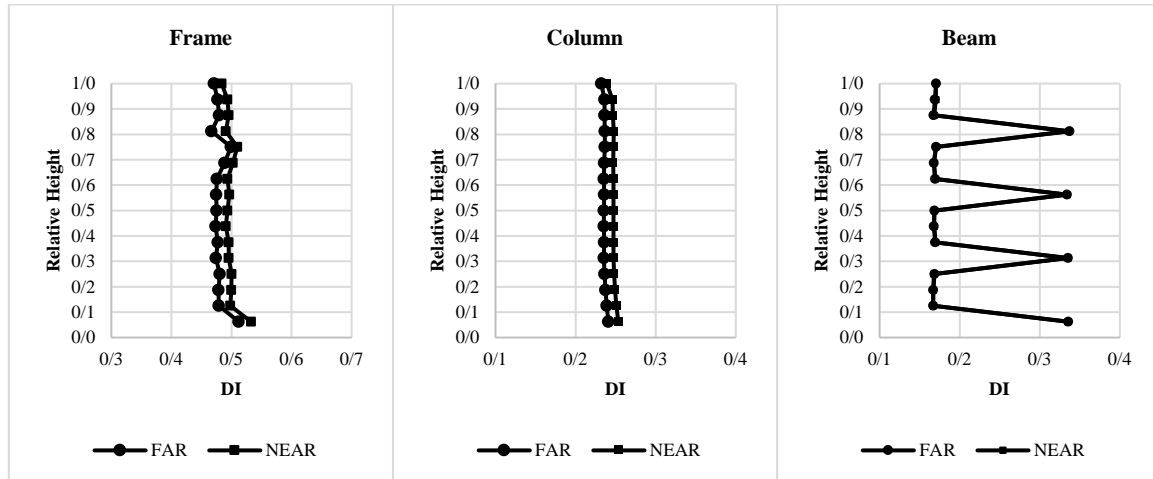
ب) مقایسه شاخص خسارت کل ستون‌ها در طبقات قاب ۸ طبقه منظم

الف) مقایسه شاخص خسارت کل تیرها در طبقات قاب ۸ طبقه منظم

شکل ۵: شاخص خسارت کلی در تیر، ستون و طبقات در ترکیب قاب ۴ طبقه منظم و ۸ طبقه منظم برای رکورد زلزله کوبه حوزه نزدیک و دور از گسل در فاصله درزانتقاطع آیین‌نامه‌ای بین دو قاب

با توجه به نمودارهای الف، ب و ج در شکل ۵ می‌توان نتیجه گرفت که میانگین شاخص خسارت تیرها در حوزه دور و نزدیک با هم

مساوی و مقدار شاخص خسارت برابر $0/210$ است. بیشترین میانگین شاخص خسارت ستون‌ها در طبقات، در قاب ۸ طبقه در حوزه نزدیک و دور از گسل، در ستون‌های طبقه آخر که به ترتیب برابر $0/273$ و $0/264$ و کمترین خسارت در ستون‌های طبقه آخر و به ترتیب برابر $0/256$ و $0/243$ است. میانگین شاخص خسارت کلی طبقات، در قاب ۸ طبقه منظم در حوزه دور و نزدیک گسل به ترتیب برابر $0/51$ و $0/524$ است.



ج) مقایسه شاخص خسارت کل طبقه در طبقات قاب ۱۶ طبقه منظم

ب) مقایسه شاخص خسارت کل ستون‌ها در طبقات قاب ۱۶ طبقه منظم

الف) مقایسه شاخص خسارت کل تیرها در طبقات قاب ۱۶ طبقه منظم

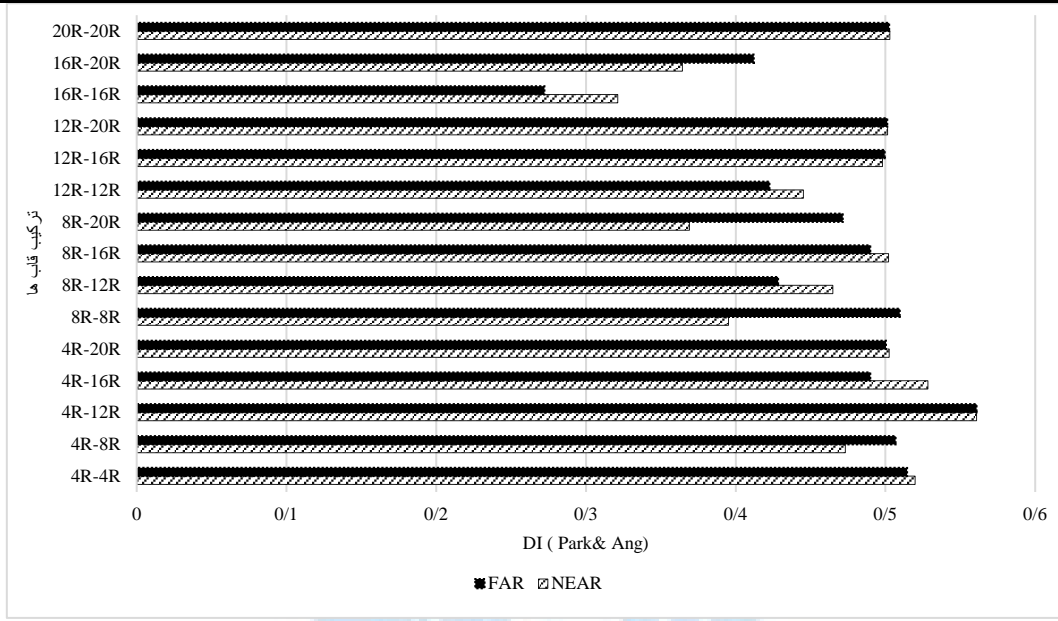
شکل ۶: شاخص خسارت کلی در تیر، ستون و طبقات در ترکیب قاب ۱۲ طبقه منظم و ۱۶ طبقه منظم برای رکورد زلزله کوبه حوزه نزدیک و دور از گسل در فاصله درز انقطاع آیین‌نامه‌ای بین دو قاب

همانطور که در نمودارهای الف، ب و ج در شکل ۶، مشاهده می‌شود که میانگین شاخص خسارت تیرها در حوزه دور و نزدیک با هم مساوی و مقدار شاخص خسارت برابر $0/210$ است. بیشترین میانگین شاخص خسارت ستون‌ها در طبقات، در قاب ۱۶ طبقه در حوزه نزدیک و دور از گسل، در ستون‌های طبقه اول که به ترتیب برابر $0/240$ و $0/253$ و کمترین خسارت در ستون‌های طبقه آخر و به ترتیب برابر $0/232$ و $0/239$ است. میانگین شاخص خسارت کلی طبقات، در قاب ۱۶ طبقه منظم در حوزه دور و نزدیک گسل به ترتیب برابر $0/467$ و $0/484$ است. نتایج شاخص خسارت موضعی در شکل ۵ و شکل ۶ حاکی از آن است که در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل، ستون‌ها و کل طبقات خسارات بیشتری را نسبت به زلزله‌های حوزه دور از گسل متحمل خواهند شد و اثر نوع زلزله بر میزان خسارت وارد شده در تیرها ناچیز است. شاخص خسارت کل قاب از شاخص خسارت تیرها و ستون‌ها در هر طبقه مقادیر بیشتری را به خود اختصاص داده است و شاخص خسارت موضعی در تیرهای هر طبقه دارای نوسانات شدیدتری نسبت به ستون‌ها در هر طبقه است.

به علت بالا بودن حجم نمودارها برای مقایسه و بررسی جامع‌تر، نتایج برای سایر ترکیب قاب‌ها تعمیم داده شده است. در این قسمت از میانگین رکوردهای حوزه نزدیک و دور از گسل استفاده شده، و نتایج برای مقادیر شاخص خسارت کلی قاب، برای تمام ترکیب قاب‌ها آورده و در نمودارهای نهایی مربوط به هر بخش تحلیل و ارائه شده است.

۶-۲- شاخص خسارت کلی در قاب‌های منظم

در نمودار شکل ۷، میانگین شاخص خسارت طبقات در میانگین رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل در فاصله درز انقطاع پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰، در ترکیب دو به دو قاب‌های منظم - منظم (۱۵ ترکیب) نشان داده شده است.

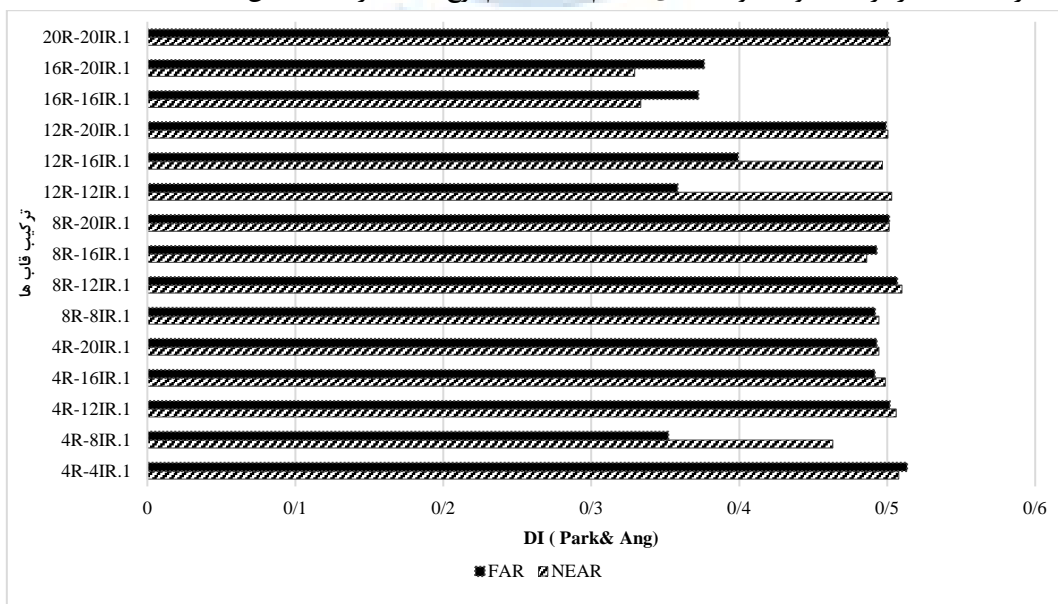


شکل ۷: میانگین شاخص خسارت طبقات در میانگین رکوردهای حوزه نزدیک و دور از گسل در ترکیب قاب‌های منظم - منظم

با توجه به نمودار شکل ۷ نتایج حاکی از آن است که، بیشترین خسارت ایجاد شده در گروه قاب‌های منظم - منظم تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل، در ترکیب قاب 4R-12R و در هر دو نوع زلزله برابر ۰/۵۶۰ است، و کمترین شاخص خسارت تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل، در ترکیب قاب 16R-16R به ترتیب برابر ۰/۲۷۲ و ۰/۳۲ است. بیشترین تغییرات شاخص خسارت در اثر نوع زلزله در رکورد حوزه نزدیک و دور از گسل، در ترکیب قاب 8R-8R و مقادیر شاخص خسارت کلی قاب در حوزه دور و نزدیک به ترتیب برابر ۰/۵۰۹ و ۰/۳۹۵ است، که در این ترکیب با تغییر نوع زلزله از حوزه دور به حوزه نزدیک گسل خسارت در قاب حدود ۲۵٪ کاهش می‌یابد.

۳-۶- شاخص خسارت کلی در قاب‌های نامنظم نوع ۱

در نمودار شکل ۸، میانگین شاخص خسارت طبقات در میانگین رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل در فاصله درز انقطاع پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰، در ترکیب دو به دو قاب‌های منظم - نامنظم نوع ۱ (۱۵ ترکیب) نشان داده شده است.

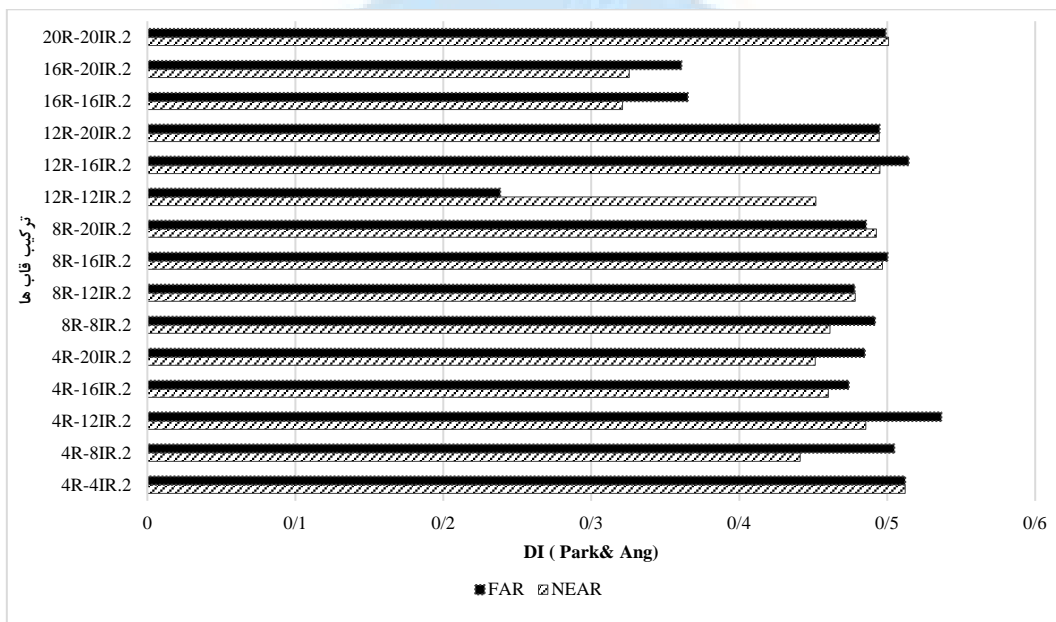


شکل ۸: میانگین شاخص خسارت طبقات در میانگین رکوردهای حوزه نزدیک و دور از گسل در ترکیب قاب‌های منظم - نامنظم نوع ۱

با توجه به نمودار شکل ۸، نتایج نشان می‌دهد که، بیشترین شاخص خسارت در میان تمام ترکیب گروه قاب‌های منظم - نامنظم نوع ۱، بیشترین خسارت ایجاد شده در میانگین رکوردهای حوزه دور در ترکیب قاب 4R-4IR.1 و برابر ۰/۵۱۳ و کمترین شاخص خسارت در ترکیب قاب 4R-8IR.1 و برابر ۰/۳۵۲ است. بیشترین خسارت ایجاد شده در رکورد حوزه نزدیک گسل، در ترکیب قاب 8R-12IR.1 و برابر ۰/۵۱ و کمترین شاخص خسارت در ترکیب قاب 16R-20IR.1 برابر ۰/۳۲۹ است. بیشترین تغییرات شاخص خسارت در اثر نوع زلزله در رکورد حوزه نزدیک و دور از گسل، در ترکیب قاب 12R-12IR.1 و مقادیر شاخص خسارت کلی قاب در حوزه دور و نزدیک به ترتیب برابر ۰/۳۵۸ و ۰/۵۰۲ است که با تغییر نوع زلزله از حوزه دور به حوزه نزدیک گسل خسارت در قاب حدود ۳۰٪ افزایش می‌یابد.

۴-۶- شاخص خسارت کلی در قاب‌های نامنظم نوع ۲

در نمودار شکل ۹، میانگین شاخص خسارت طبقات در میانگین رکوردهای حوزه دور و نزدیک گسل در فاصله درزانتقاطع پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰، در ترکیب دو به دو قاب‌های منظم - نامنظم نوع ۲ (۱۵ ترکیب) نشان داده شده است.



شکل ۹: میانگین شاخص خسارت طبقات در میانگین رکوردهای حوزه نزدیک و دور از گسل در ترکیب قاب‌های منظم - نامنظم نوع ۲

همانطور که در نمودار شکل ۹ مشاهده می‌شود، بیشترین شاخص خسارت در میان تمام ترکیب گروه قاب‌های منظم - نامنظم نوع ۲، در رکورد حوزه دور در ترکیب قاب 4R-12IR.2 و برابر ۰/۵۳۶ و کمترین شاخص خسارت در ترکیب قاب 12R-12IR.2 ایجاد شده و برابر ۰/۲۳۸ است. بیشترین خسارت ایجاد شده در رکورد حوزه نزدیک گسل، در ترکیب قاب 4R-4IR.1 و برابر ۰/۵۱۳ و کمترین شاخص خسارت در ترکیب قاب 16R-16IR.1 برابر ۰/۳۲۱ است. بیشترین تغییرات شاخص خسارت در اثر نوع زلزله در رکورد حوزه نزدیک و دور از گسل، در ترکیب قاب 12R-12IR.2 مقادیر شاخص خسارت کلی قاب در حوزه دور و نزدیک به ترتیب برابر ۰/۲۳۸ و ۰/۴۵۱ است که با تغییر نوع زلزله از حوزه دور به حوزه نزدیک از گسل خسارت در قاب حدود ۵۰٪ افزایش می‌یابد.

۷- نتیجه گیری:

این تحقیق به بررسی اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل (۵ رکورد حوزه دور و ۵ رکورد حوزه نزدیک گسل) بر روی شاخص خسارت موضعی و کلی پارک-آنگ در برخورد دو به دو قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از المان ویسکوالاستیک غیرخطی به عنوان المان پیوند، پرداخته است. قاب‌های مورد استفاده به سه شکل منظم، نامنظم دارای طبقه نرم در طبقه اول و نامنظم دارای طبقه خیلی نرم در طبقه اول به صورت ترکیب دو به دو (۴۵ ترکیب قاب)، در فاصله استاندارد درز انقطاع پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ قرار داده شده‌اند. نتایج بدست آمده عبارتند از:

- در شاخص خسارت موضعی در تیرهای طبقات، اثر زلزله دور یا نزدیک گسل قابل اغماض است.
- اثر زلزله نزدیک به گسل در شاخص خسارت موضعی در ستون‌ها در اکثر ترکیب دو به دو قاب‌ها، حدود ۵ تا ۱۰ درصد بیشتر از اثر زلزله حوزه دور است.
- زلزله حوزه نزدیک به گسل در ایجاد خسارت در هر طبقه از قاب، بطور میانگین حدود ۵٪ موثرتر از زلزله دور از گسل عمل می‌کند.
- در ترکیب دو به دو قاب‌های منظم، میانگین مقادیر شاخص خسارت در زلزله حوزه نزدیک حدود ۱۲٪ بیشتر از زلزله حوزه دور است.
- میانگین بیشترین آسیب ایجاد شده در میان تمامی ترکیب‌ها در حوزه دور و نزدیک گسل مربوط به ترکیب قاب 4R-12R است که مقدار میانگین شاخص خسارت طبقات در هر دو زلزله، برابر ۰/۵۶ بوده است.
- در ترکیب دو به دو قاب‌های منظم- نامنظم نوع ۱ و قاب‌های منظم- نامنظم نوع ۲، میانگین مقادیر شاخص خسارت در تمامی ترکیب‌ها در حوزه نزدیک به ترتیب حدود ۵٪ و ۳٪ بیشتر از زلزله‌های حوزه دور است.
- بطور کلی هر چه میزان نامنظمی در قاب افزایش یابد، تاثیر نوع زلزله بر روی شاخص خسارت کم‌رنگ‌تر خواهد شد. بطوری که بیشترین تاثیر اثر نوع زلزله در خسارات ایجاد شده در کل قاب، با تغییر دادن زلزله از حوزه نزدیک به دور از گسل به ترتیب مربوط به قاب منظم، قاب نامنظم نوع ۱ (دارای طبقه نرم در طبقه اول) و قاب نامنظم نوع ۲ (دارای طبقه خیلی نرم در طبقه اول) است.

مراجع

- [1] Naderpour, H. Barros, R. C. Khatami, S. M. Jankowski, R. (2016). Numerical Study on Pounding between Two Adjacent Buildings under Earthquake Excitation. *Hindawi Publishing Corporation. Shock and Vibration*, Vol (2016).
- [2] Jankowski, R. Mahmoud, S. (2016). Linking of adjacent three-storey buildings for mitigation of structural pounding during earthquakes. *Bull Earthquake Eng*, Volume(14), pages (3075–3097). Available at: 25 June 2016.
- [3] Akkose, M. Sunca, F. (2016). Effects of near-fault ground motions on earthquake-induced pounding response of RC buildings with plan irregularity. *Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation*.
- [4] Naserkhak, S. El-Rich, M. Abdul Aziz, F.N.A. Pourmohammad, H. (2014). Pounding between adjacent buildings of varying height coupled through soil. *Structural Engineering and Mechanics*. Vol(52), Page(573-593).
- [5] Khatiwada, S. Chouw, N. Butterworth, J.W. (2011). Development of pounding model for adjacent structures in earthquakes. *Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand, 14-16 April
- [6] Gerami, M. Abdollahzadeh, D. (2015). Seismic Demand Estimation of Steel Moment Resisting Frames in Near Field of Fault. *Journal of Civil and Environmental Engineering*. Volume (45), Issue (2).

- [7] Jankowski, R. (2005). Non-linear viscoelastic modeling of earthquake -induced structural pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, John Wiley (34,595-611).
- [8] Park, Y.J. Ang, A.H-S. (1985). Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Structural Engineering*. ASCE No(4), Page(740-757).
- [9] Gerami, M. Mashayekhi, A. H. Siahpolo, N. (2016). Evaluation of seismic parameters of steel moment resisting frames based on "FEMA P-695" under near-field rotated ground motion. *Iranian Society of Structural Engineering*.
- [10] Rezaei, F. Gerami, M. Naderpour, H. (2017). Evaluation of seismic reliability of steel moment resisting frames. *Iranian Society of Structural Engineering*.
- [11] Vaseghi amiri, J. and Jalali, Gh. (2014). Park-Ang damage index for adjacent steel frames under pounding. *Dostupno online* , Available online: 10.1.
- [12] Khatami, M. Gerami, M. , Kheyroddin. A. (2018). Evaluation Demand of Separation Gap Angle in Adjacent Steel Moment Resisting Frames under Far-Field and Near-Field Earthquakes. *Sharif Journal Civil Engineering*.
- [13] Iranian National Building Code, Housing and Urban Development Research Center. (2014). *Design Loads for Buildings-Division 6*. Tehran, Iran, Publisher toseh iran.
- [14] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Housing and Urban Development Research Center. (2014). *Iranian Standard No.2800.*. Tehran, Iran.
- [15] Computers and Structures, Inc. (2015). *Analysis Reference Manual for ETABS2015* , Berkeley, USA.
- [16] Iranian National Building Code, Housing and Urban Development Research Center. (2014). *Design and Construction of Steel Structures -Division 10*. Tehran, Iran, Publisher toseh iran
- [17] McKenna, F. Fenves, G. (2007). Open System for Earthquake Engineering Simulation, University of California, Berkeley.
- [18] Baker, J.W. (2007). Quantitative Classification of NearFault Ground Motions Using Wavelet Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol (97), Page(1486- 1501).
- [19] www.seismosoft.com. (2015).
- [20] Bozorgnia, Y. Bertero, V. (2005). Improved Shaking And Damage Parameters For Post-Earthquake Applications. *Smip01 Seminar Proceeding, Department Of Civil And Environmental Engineering*. University Of Berkeley. CA (94720).
- [21] Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. (2000). *FEMA Publication 356*.
- [22] Estekanchi, H. Arjomandi, K. Vafai, A. (2008). Estimating structural damage index of steel frames by Endurance Time method. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol (64), Page(145-155).
- [23] www.mathworks.com. (2013).