

مطالعه ی رفتار سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) طراحی شده مبتنی بر عملکرد، تحت زلزله‌های حوزه ی دور و نزدیک

مجید قلهکی^{۱*}، فرنام فروزان^۲، امید رضایی فر^۳

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

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

در این مقاله، نوع جدیدی از سیستم باربر لرزه ای به نام سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) به منظور مستهلک نمودن انرژی زلزله و بازگشت سریع سازه به خدمت رسانی، مورد مطالعه ی عددی قرار گرفته است. این سیستم با رفتار تیر پیوند شکل پذیر به عنوان فیوز برشی، در سطوح مختلف زلزله، سبب کاهش و یا عدم آسیب در دیگر اعضاء سازه می‌شود. جهت بررسی رفتار سازه‌ای این سیستم تحت زلزله‌های حوزه ی نزدیک و دور از گسل، پس از صحت سنجی مدل‌های آزمایشگاهی، سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه بر اساس روش مبتنی بر عملکرد، طراحی شده و رفتار آن‌ها تحت نگاشت‌های اصلاح شده ی ۷ زلزله ی نزدیک و ۷ زلزله ی دور از گسل مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، بیشینه درصد دررفت میان طبقه ای در حوزه ی نزدیک در سازه‌های فوق به ترتیب برابر ۳/۹۱، ۱/۰۸ و ۱/۶۵ درصد و نیز بیشینه درصد دررفت میان طبقه ای در حوزه ی دور به ترتیب برابر ۱/۷۴، ۳/۹۱ و ۴/۰۶ درصد به دست آمده که در نیمه ی پایینی سازه‌های طراحی شده رخ داده و با توجه به مقایسه تغییر مکان ماکزیمم و درصد دررفت‌های میان طبقه ای به دست آمده با سازه‌های طراحی شده به روش پیشنهادی شعیبه و همکاران و همچنین ملکوتیان و همکاران، سازه دارای تغییر مکان ماکزیمم و درصد دررفت میان طبقه ای کنترل شده است.

کلمات کلیدی: سیستم قاب با ستون پیوند شده، طراحی مبتنی بر عملکرد، زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک.

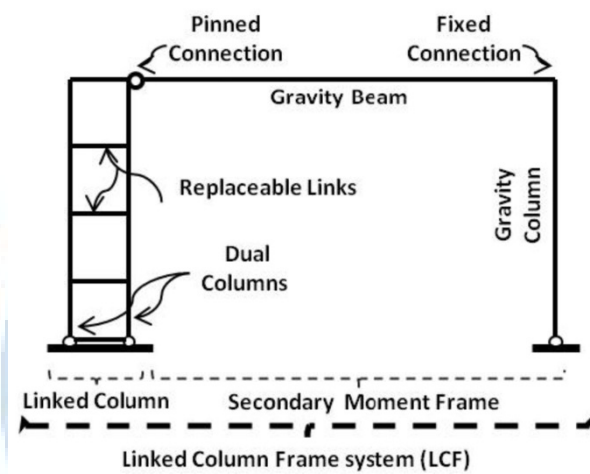
*نویسنده مسئول: مجید قلهکی

پست الکترونیکی: mgholhaki@semnan.ac.ir

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

۱- مقدمه

امروزه با توجه به زلزله خیز بودن کشور ایران و اهمیت این موضوع، استفاده از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای که قابلیت بازگشت‌پذیر بودن در مدت زمان کوتاه و با هزینه‌ی کم را داشته باشند؛ حائز اهمیت می‌باشد که سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) جزء جدیدترین سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای می‌باشد که توسط دوسیکا و همکاران [۱] ارائه گردیده است. به‌طور کلی این سیستم شامل دو سیستم قاب خمشی (MF) به همراه ستون‌های با فاصله‌ی کوتاه متصل شده با تیر پیوند (LC) است (شکل ۱). تیرهای پیوند قابل تعویض بکار گرفته شده در این سیستم، در ابتدا تأمین‌کننده‌ی سختی اولیه‌ی سیستم بوده و سپس با استهلاک انرژی ناشی از تسلیم رفتار غیرخطی، شکل‌پذیری را از خود به نمایش می‌گذارند. رفتار تیرهای پیوند در سیستم LCF براساس طول تیر پیوند همانند مهاربندهای برون محور (واگرا) دارای تسلیم برشی یا خمشی می‌باشند که به علت بکارگیری از اعضاء معمولی سازه به عنوان فیوز تسلیم شونده از نظر تعویض، ساخت و نصب قطعات بسیار ساده و اقتصادی و مناسب کشور ما است.



شکل ۱: نمای شماتیک قاب با ستون پیوند شده

یون و همکاران [۲] و لی و فونج [۳] براساس آنالیزهای دینامیکی غیرخطی و تئوری اعتمادپذیری، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج آنان نشان داد که ساختمان‌های طراحی شده بر اساس دستورالعمل SAC و با اتصالات پیش تائید شده، دارای سطح اطمینان بیشتری نسبت به ساختمان‌های پیش از نورتریج برای آستانه‌ی فروریزش^۱ در سطح خطر کمتر از دو درصد در پنجاه سال و برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه^۲ در سطح خطر کمتر از پنجاه درصد در پنجاه سال هستند. همچنین، مطالعات آنان نشان داد که قاب‌های مقاوم طرح شده براساس NEHRP-1997 و اتصالات پیش تائید شده نیز دارای عملکرد بهتری نسبت به سازه‌های پیش از نورتریج است.

عسگریان و همکاران [۴]، در مطالعات خود با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی و با ضوابط FEAM-350، میزان خرابی و آسیب در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری زیاد^۳ در مقایسه با قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط^۴ و معمولی^۵ را مورد بررسی قرار دادند، نتیجه‌ی این تحقیق برای یک زلزله‌ی مشخص نشان داد، تمامی قاب‌ها برای سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه فراتر نرفته است، سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش برای قاب‌های خمشی معمولی حاصل نشد و نیز اتصالات آن‌ها قادر به تحمل تغییرشکل‌های غیرالاستیک نبودند. با توجه به توضیحات فوق می‌توان نتیجه‌گیری کرد که قاب‌های خمشی برای تحمل بارهای ناشی از زلزله باید وارد

¹ Collapse Prevention

² Immediate Occupancy

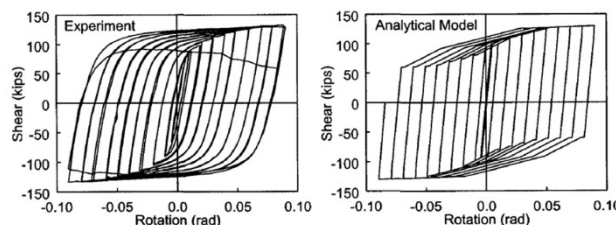
³ Special Moment Frame (SMF)

⁴ Intermediate Moment Frame (IMF)

⁵ Ordinary Moment Frame (OMF)

رفتار غیرالاستیک شده که این به مفهوم آسیب سازه‌ای و در نتیجه سبب از دست رفتن استفاده از سازه و اعمال هزینه‌های سنگین بازسازی خواهد بود. این مسئله انگیزه‌ای قوی جهت ابداع و یا استفاده از سیستم‌های باربر سازه‌ای با قابلیت بازسازی آسان و بدون خرابی در اعضاء باربر ثقلی ایجاد می‌نماید.

سیستم قاب‌های مهاربندی شده ی واگرا^۱، ابتدا از سال ۱۹۷۰ میلادی در ژاپن بکار گرفته شد. از حدود سال ۱۹۸۰ میلادی در امریکا، مطالعات گسترده ی تحلیلی و آزمایشگاهی در دانشگاه برکلی بر روی این سیستم و اجزاء آن صورت پذیرفت. ریچاردز و یوانگ [۵] و [۶]، به جهت بررسی و تحقیق بر روی قاب‌های EBF و تیرهای پیوند از نظر نسبت پهنا به ضخامت بال، نیاز دوران غیرالاستیک در اعضاء پیوند و همچنین فاصله ی سخت کننده‌ها، به بررسی نه سازه ی مهاربندی شده واگرا که براساس اجزاء محدود مدل‌سازی شده و تحت بیست رکورد مقیاس شده ی مختلف زلزله قرار گرفتند پرداخته و نتایج بدست آمده از این تحقیق جهت سنجش دوران تیر پیوند به صورت تابعی از طول پیوند و هندسه ی سیستم و جهت تصحیح بارگذاری آزمایشگاهی بکار رفته است. همچنین برای بررسی شرایط لازم جهت جلوگیری از کمانش موضعی در بال و جان از نتایج تحلیل‌های غیرخطی مانند (شکل ۲) استفاده شده است.



شکل ۲. مقایسه بین نتایج آزمایش تجربی و تحلیلی (ریچاردز [۵] و [۶])

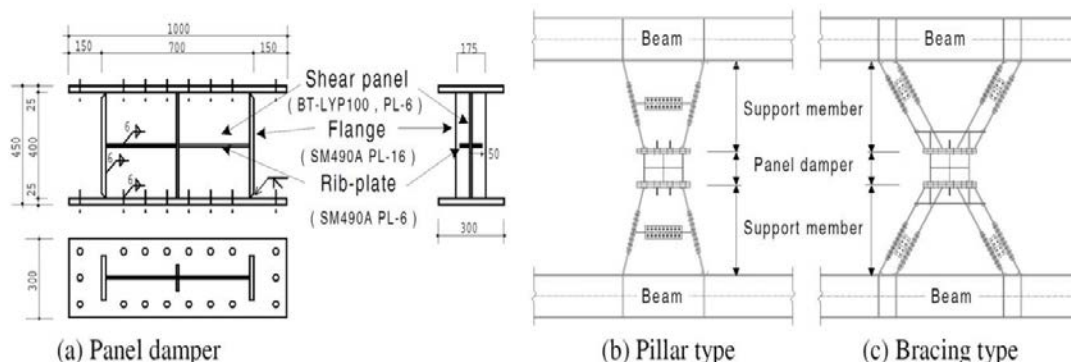
تا پیش از روادری و پوپوف [۷]، که ایده ی قاب مهاربند واگرا را معرفی نمودند، مفهوم دقیقی برای فیوز شکل‌پذیر وجود نداشت. در واقع، تیر پیوند بکار رفته در سیستم (EBF)، به علت آنکه جهت استهلاک انرژی توسط تغییر شکل غیرالاستیک طراحی شده بود، عضو فیوز شکل‌پذیر نامیده شد. فینتل و قاش، [۸] نیز مفهوم فیوز سازه ای را برای تیرهای قاب خمشی طرح شده با ستون قوی و تیر ضعیف استفاده کردند. اگرچه هر دو سیستم سازه‌ای بیان شده به جهت تسلیم شدن رفتار لرزه‌ای، سازه را کنترل می‌نمایند، اما غیر قابل تعویض بوده و زمان بازگشت سازه به حالت پیش از زلزله نیز برای آن‌ها زمان‌بر می‌باشد. یکی از انواع سیستم‌های فدا شونده به جهت استهلاک انرژی در سازه اصلی، مهاربندهای کمانش ناپذیر BRB بوده که نخستین بار در ژاپن مورد استفاده قرار گرفته است. سااکی و همکاران [۹]، ایواتا و همکاران [۱۰]، سابلی و همکاران [۱۱]، عملکرد سیستم‌های BRB را مورد بررسی قرار داده و نشان دادند که رفتار مورد انتظار در سازه ی اصلی در حد الاستیک باقیمانده و کلیه ی خرابی‌ها در داخل مهاربندها رخ می‌دهند.

از دیگر انواع اجزاء فولادی مستهلک کننده انرژی، صفحات برشی می‌باشند (شکل ۳). ناکاشیما^۲ [۱۲]، دو مدل تحلیلی برای این صفحات ارائه نمود، که علاوه بر سازگار بودن با نتایج آزمایشگاهی توانایی پیش بینی زوال مقاومت و کرنش‌های سخت شدگی را دارا بودند. نتایج تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی تسای و همکاران (۲۰۰۱) که بر روی اجزاء صفحات برشی برای فولادهای پر مقاومت و کم مقاومت انجام شد، نشان داد، که این صفحات توانایی بسیار خوبی جهت استهلاک انرژی داشته و تغییر شکل‌های غیرالاستیک در اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی را کاهش می‌دهند. چن^۳ و همکاران [۱۳] نیز با مطالعه بر روی انواع صفحات برشی فولادی تقویت شده، نتیجه گرفتند، که عملکرد این سیستم بسیار به کمانش جان وابسته است.

¹ Eccentric Braced Frame (EBF)

² Nakashima

³ Chen



شکل ۳. صفحه ی برشی مستهلک کننده و نحوه اتصال به قاب [۱۲]

اساس ایده ی سیستم قاب با ستون پیوند شده در سال ۲۰۰۰ و بر مبنای کارها و تحقیقات صورت گرفته توسط نادر^۱ و همکاران [۱۴]، در طراحی پل‌های دهانه ی بلند شکل گرفت. نادر و همکاران [۱۴]، هنگام طراحی پل جدید سن فرانسیسکو- اوکلندبی از تیرپیوند قابل تعویض بین ستون‌های پایه ی پل که دارای مکانیزم تسلیم خوب در برابر بارهای جانبی است استفاده کردند.

ملکوتیان و همکاران [۱۵] نیز با تحقیقات عددی بر روی قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه ساختمان‌های پروژه ی تحقیقاتی SAC (FEMA-353)، روشی جهت طراحی سیستم LCF ارائه نمودند. که این روش طراحی دارای سه عملکرد مجزا الاستیک خطی، خدمت‌رسانی بی‌وقفه و آستانه ی فروریزش بود. نتایج تحلیل آنان نشان داد که این سیستم توانایی خوبی برای محدود نمودن خرابی دارد. همچنین برای محاسبه ی ضرایب مربوط به عملکرد لرزه‌ای نظیر ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگنمایی جابجایی (C_d)، ملکوتیان [۱۶] مطالعات گسترده‌ای با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی و استاتیکی بر پایه ی دستورالعمل FEMA-P695 [۱۷] انجام داد.

با توجه به پیشرفت‌های صورت گرفته در روش‌های طراحی سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله و نیز وجود ضعف‌هایی در روش طراحی مبتنی بر نیرو از جمله قادر نبودن به تعیین پاسخ غیرالاستیک سازه و نیز ارائه ندادن ارزیابی دقیقی از نحوه و میزان خرابی در سازه، امروزه روش‌های طراحی سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله، در حال تغییر از روش‌های مبتنی بر نیرویی^۲ به روش‌های مبتنی بر اساس عملکرد^۳ که مبتنی بر جابجایی بوده و با تعیین پاسخ‌های غیرالاستیک سازه نظیر تغییر شکل‌های غیرالاستیک، شکل پذیری و انرژی پسماند قادر به ارزیابی و تعیین خرابی سازه می‌باشند است. در تمام طراحی‌های پیشنهاد شده، نظیر روش طیف نقطه ی تسلیم^۴ [۱۸]، روش نیروی جانبی اصلاح شده^۵ [۱۹] و روش طرح مستقیم مبتنی بر جابجایی^۶ [۲۰] جهت ارزیابی طراحی در این روش‌ها استفاده از تحلیل‌های غیرالاستیک استاتیکی یا دینامیکی ضروری است.

شیباتا و سوزن [۲۱]، در سال ۱۹۷۶ اولین کسانی بودند که برای محاسبه و تعیین عملکرد غیرالاستیک در سازه ی بتنی، مفهوم سازه ی معادل را ارائه نمودند. بر پایه ی این روش، پریستلی و همکاران [۲۰]، روش طراحی مستقیم مبتنی بر جابجایی را در سال ۲۰۰۳ ارائه نمودند که امروزه یکی از متداول‌ترین روش‌های طراحی در این زمینه است. اصول اولیه ی این روش، بر پایه ی ایده‌آل سازی یک سازه غیرالاستیک با یک نوسانگر الاستیک یک درجه ی آزادی با سختی و استهلاک معادل استوار است و بر خلاف روش نیرویی از جابجایی یا رانش هدف برای طراحی استفاده می‌شود که بر اساس این رانش هدف، سختی و میزان استهلاک سازه در طی مراحل تکراری مشخص خواهد شد.

¹ Marwan Nader

^۲ Force-based seismic design (FBSD)

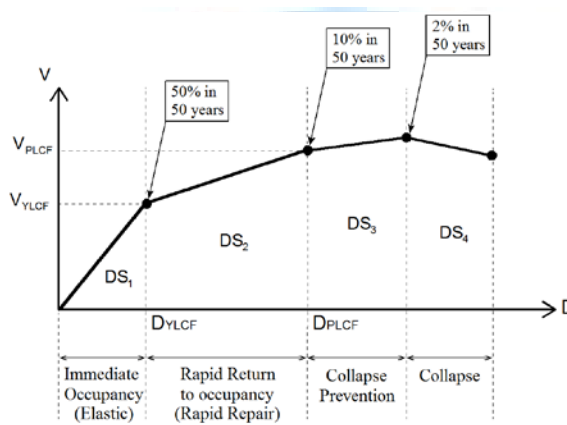
^۳ Performance-based seismic design (PBSD)

^۴ Yield point spectra method (YPSM)

^۵ Modified lateral force procedure (MLFP)

^۶ Direct displacement-based design (DDBD)

یکی از جدیدترین و قدرتمندترین روش‌های طراحی ارائه شده جهت توسعه ی طرح مستقیم مبتنی بر جابجایی، روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد^۱ بوده که توسط گوئل [۲۲] و [۲۳] در سال ۲۰۰۴ ارائه شده است. این روش، براساس تعادل انرژی بین تغییرشکل غیرالاستیک یک سازه و مکانیزم فروریختگی فرضی در آن می‌باشد که از جمله ویژگی آن، همگرایی سریع و دقت قابل قبول در دستیابی به عملکرد مورد نظر در طراحی سازه است. در واقع ایده ی اصلی روش طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد برای سیستم سازه‌ای قاب با ستون پیوند شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] نیز بر پایه ی این روش بیان شده است. به جهت استفاده از حداکثر کارایی و رسیدن به اهداف در نظر گرفته شده برای سیستم LCF، جهت طراحی این سیستم؛ عملکرد هدف و سطوح خطر مربوط به این سیستم در منحنی رفتاری نیروی برش پایه، V برحسب جابجایی بام، Δ مطابق (شکل ۴) آورده شده است که در آن مقدار برش پایه و جابجایی بام در اولین مفصل پلاستیک در تیرهای پیوند LCF با V_{YLCF} و Δ_{YLCF} و مقدار برش پایه و جابجایی بام در اولین مفصل پلاستیک در تیرهای مربوط به سیستم MF با V_{PLCF} و Δ_{PLCF} مشخص شده است.



شکل ۴. حالت‌های آسیب (DS)، سطوح خطر مرتبط و محدوده ی بازسازی اعضا آسیب دیده [۱۵]

نخستین بار، ملکوتیان و همکاران [۱۵] جهت طراحی سیستم‌های LCF و ارزیابی عملکرد دو روش طراحی زیر را پیشنهاد نمود.

- ✓ روش اول: که براساس نیاز نسبت بین رانش اولین نقطه ی تسلیم در سیستم ستون پیوند شده و سیستم قاب خمشی بود.
- ✓ روش دوم: روش طراحی بر مبنای پارامترهای طیفی بود.

همچنین لویز و دوسیکا [۲۵]، مشابه روش اول ملکوتیان برای سیستم LCF روش طراحی ارائه نمودند، که در آن سیستم LCF برای مقاومت و شکل‌پذیری طرح می‌شود. شعیبه و همکاران [۲۴]، نیز براساس مبنای عملکرد، روش طراحی را برای سیستم LCF ارائه کردند که به دلیل ارزیابی واقعی تر و دقیق تر پاسخ های غیرالاستیک سازه، نظیر شکل‌پذیری، انرژی پسماند و تغییر شکل‌های غیرالاستیک و همچنین تعیین خوب خرابی های بوجود آمده در سازه، می‌توان به عنوان مناسب ترین روش، برای طراحی سازه‌های مقاوم LCF و دیگر سازه‌های مقاوم در برابر زلزله مورد استفاده قرار داد.

در مطالعات علوی و راونکلر [۲۶] بر روی سازه‌های مختلف، مشخص شد که در اثر تحریک زلزله در حوزه نزدیک، در سازه‌های مقاوم با دوره تناوب بالا، طبقات بالاتر سریع تر تسلیم می‌شوند در حالی که در سازه های ضعیف، شکل پذیری‌های بیشتر، در طبقات پایین تر رخ می دهد. همچنین دیده شد که افزایش استحکام سازه به تنهایی نمی تواند در همه موارد سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه در

¹ Performance-based plastic design (PBDP)

حوزه نزدیک شود. افزایش مقاومت طبقات پایین تر، شکل پذیری یکنواخت تری را در سازه ایجاد می کند و تقاضای شکل پذیری زیاد را در سازه های بلند کنترل می کند.

لیو^۱ و همکاران [۲۷]، در سال ۲۰۰۱ مطالعاتی را جهت بررسی ویژگی های پاسخ های غیرخطی قاب های تحت زمین لرزه های حوزه نزدیک به گسل انجام دادند. آن ها قاب های خمشی ۵ و ۱۲ طبقه را که بر طبق آیین نامه ساختمان تایوان طراحی شده بود، تحت چهار نگاشت نزدیک به گسل مربوط به زلزله چی چی تایوان و تعدادی نگاشت از مناطق دیگر جهان قرار دادند، که همگی این نگاشت ها با شتاب اوج $3\frac{m}{s^2}$ همپایه شده بود. این مطالعه مشخص کرد که تغییر مکان نسبی در هر دو سازه ۵ و ۱۲ طبقه تحت زلزله های نزدیک به گسل بیشتر از زمین لرزه های دور از گسل بود.

ال شیخ^۲ و همکاران [۲۷] در سال ۲۰۰۳ نیز قاب های بتنی ۳، ۶، ۱۲ و ۲۰ طبقه را تحت زلزله های نزدیک گسل مورد مطالعه قرار دادند. نتایج حاصل از تحلیل بار استاتیکی افزایشده ۳ و تحلیل دینامیکی نشان داد، که برای یک برش پایه ثابت، تغییر مکان بدست آمده از روش بار افزایشده محافظه کارانه تر از روش تحلیل دینامیکی است و مشخص شد که روش استاتیکی بار افزایشده جهت طراحی براساس تغییر مکان، برای سازه های تحت زلزله های نزدیک گسل مناسب تر است.

با توجه به مطالعات انجام شده بر روی سیستم قاب با ستون پیوند شده، مشاهده می شود که نیاز است رفتار این سیستم براساس طراحی های پیشنهادی توسط محققان قبلی تحت زلزله های حوزه ی دور و نزدیک مطالعه گردیده و اولاً کفایت مبانی طراحی و عملکردی برای هر دو زلزله بررسی و ثانیاً مقاومت رفتار سیستم تحت دو نوع زلزله با یکدیگر مقایسه شود.

۲- صحت سنجی و مدل سازی نمونه آزمایشگاهی

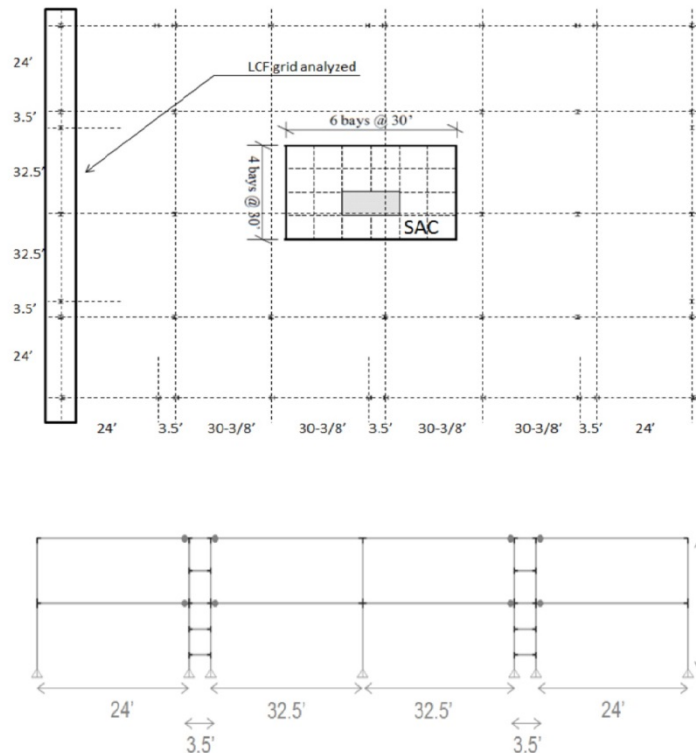
به منظور صحت سنجی رفتار سازه های دارای سیستم LCF طراحی شده بر مبنای روش عملکردی، از مدل آزمایشگاهی در مطالعات دوسیکا و لویس [۲۸] استفاده شده است. در واقع، ساختمان مورد استفاده دقیقاً مشابه ساختمان مورد استفاده در مطالعات دوسیکا و لویس [۲۸] بوده، که در آن ها بارگذاری های ثقلی و جرم سازه ای همانند ساختمان های SAC در نظر گرفته شده است. (شکل ۵). همچنین سیستم باربر جانبی، به جهت سهولت تعویض تیرهای پیوند (فیوزها)، بر روی قاب های بیرونی سازه قرار گرفته اند و ستون ها و تیرهای داخلی فقط بارهای ثقلی را تحمل می کنند. کلیه ی ساختمان ها در شهر لس آنجلس و بر روی رده ی محلی خاک D واقع شده است.

در سیستم سازه ای اصلی MF، به جهت بالا بردن ظرفیت دورانی تیرهای خمشی اتصال آن ها به سیستم فیوز سازه ای مفصلی در نظر گرفته شده و اتصال ستون به پی نیز به صورت مفصلی می باشد. به منظور باربری بیشتر سیستم فیوز سازه ای در تراز روی پی و میان طبقه نیز از تیر پیوند استفاده شده است.

¹ Liao

² El Sheikh

³ Push Over analysis



شکل ۵. پلان سازه ی ساختمان SAC و نمای قاب ۲ طبقه مدل آزمایشگاهی دوسیکا و لويس [۲۸]

۲-۱- مشخصات مصالح نمونه های آزمایشگاهی

نوع فولادهای مصرفی، تنش تسلیم، جرم مخصوص، مدول یانگ و نیز ضریب پواسون مورد استفاده در نمونه های آزمایشگاهی، در جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱: پارامترهای طراحی استفاده شده برای طرح سازه LCF در سه سطح عملکرد هدف

مشخصات مصالح فولادی	
A992 (ST52)	نوع فولاد مصرفی
$F_y = 350 MPa$	تنش تسلیم
$\rho = 7850 \text{ Kg}/m^3$	جرم مخصوص
$E = 210 \text{ GPa}$	مدول یانگ
$\nu = 0/3$	ضریب پواسون

به عنوان فرض اولیه برای شروع طراحی سختی های ستون ها و تیرها به صورت یکسان فرض شده و سپس با آن مراحل تکرار طراحی انجام شده است. مقادیر رانش هدف جهت عملکرد بازسازی سریع در برابر زلزله ی DBE، برابر ۲٪ و سطح عملکرد آستانه فروریزش در برابر زلزله ی MCE، برابر ۳٪ در نظر گرفته شده است و همچنین با تحلیل بار افزون مشخص می شود که فرض مقدار رانش تسلیم برابر ۱٪ مناسب بوده است. پیروید سازه و نیروهای برش طبقات نیز از مدل سازی و تحلیل الاستیک بوسیله نرم افزار بدست آمده است.

پارامتر های مربوط به نیروهای زلزله مورد آزمایش سازه ی ۲ طبقه با سه سطح عملکرد در جدول ۲ آورده شده است. با توجه به مقدار شاخص پایداری در طبقه اول، بدلیل آن که مقدار مربوطه برای سازه کمتر از ۱۰ درصد بوده، مقدار برش پایه ی ناشی از اثرات ثانویه ی P-Delta، به برش پایه ی طراحی اضافه نشده است. همچنین جدول ۳ نیز مقادیر مربوط به طراحی تیرهای پیوند و تیرهای قاب خمشی و همچنین دریفت های مربوط به آن ها برای سازه های ۲ طبقه مورد آزمایش آورده شده است، جهت کنترل همگرایی، میزان درصد خطای مربوط به پارامتر پیروید و برش پایه ی تسلیم حداکثر ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

جدول ۲. نام و ایستگاه های مربوط به زلزله های مورد بررسی در آزمایش دوسیکا و لويس [۲۸]

Name	Code	Record	Magnitude	Scale Factor
SE-05	RR1	Olympia, 1949	6.5	1.86
SE-20	RR2	Vina del Mar, 1949	8.0	1.69
SE-25	CP1	Olympia, 1949	6.5	4.35
SE-29	CP2	Valparaiso, 1985	8.0	2.9

جدول ۳. مقادیر مربوط به پارامترهای طراحی و دریفت های تیرهای پیوند و تیرهای قاب خمشی قاب های ۲ طبقه مدل آزمایشگاهی دوسیکا و لويس [۲۸]

LCF Type	α	β	Γ	First LC	First MF
				plasticity drift	plasticity drift
2-story, 4-bay	5.55	0.79	0.14	0.30	2.40
2-story, 1-bay	10.54	1.43	0.14	0.31	2.46

۲-۲- مشخصات مقاطع نمونه های آزمایشگاهی

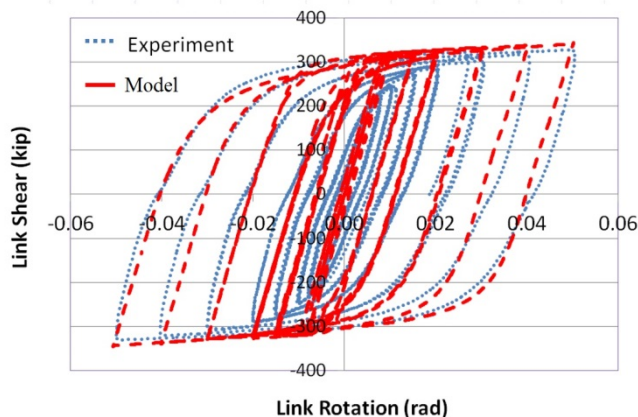
در جدول ۴، مشخصات مقاطع به کار برده شده در مطالعه آزمایشگاهی نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود، مقاطع مورد استفاده برای تیرهای پیوند و مقاطع مورد استفاده برای ستون ها و تیرهای خمشی همگی از نوع W هستند.

جدول ۴. مشخصات مقاطع در مدل آزمایشگاهی دوسیکا و لويس [۲۸].

سیستم ستون پیوند شده			سیستم قاب خمشی		
تیر پیوند طبقه	تیر پیوند میان طبقه	ستون	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر
W10x45	W10x45	W14x132	W14x132	W14x132	W16x57

۳-۲- آنالیز مش بندی و نمودار مقایسه شده صحت سنجی

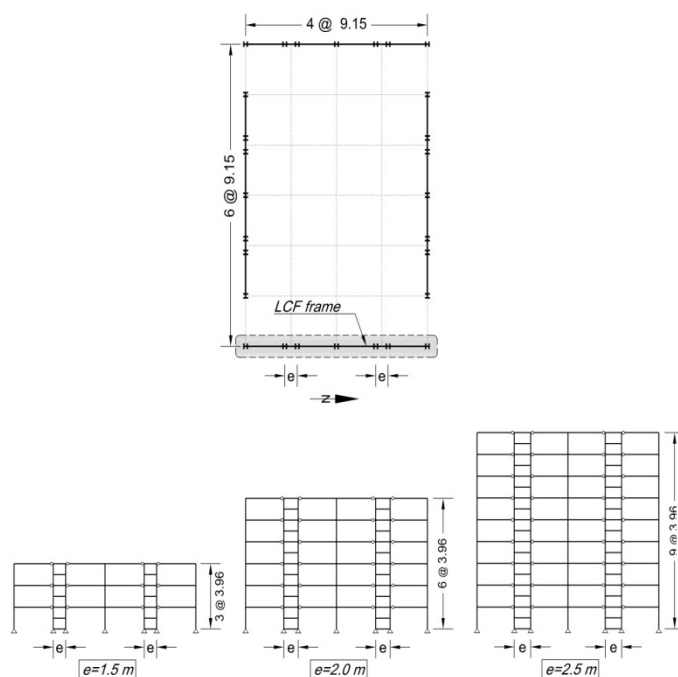
پایه روش طراحی ارائه شده برای سیستم LCF، طرح پلاستیک بر اساس عملکرد است. روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد (PBPD) در این آنالیز، با توجه به مطالب گفته شده، ابتدا اندازه ی اولیه مش بندی برای کل المان های سازه ۴۰ سانتی متر در نظر گرفته شده که بعد از انجام تحلیل، پی به بهینه نبودن آن برده و مجدداً مش بندی و تحلیل را برای مش بندی با فاصله ۱۰ سانتی متر در نظر گرفته که در این حالت زمان آنالیز بالا رفته و در نهایت نتایج با اینکه نزدیک به مدل آزمایشگاهی بوده اما منطقی نبوده که در مرحله بعد مجدداً با مش بندی ۲۰ سانتی متر به نتایج مطلوبی برای صحت سنجی رسیده و نتایج بدست آمده و مقایسه شده با مدل آزمایشگاهی دوسیکا و لويس [۲۸] در (شکل ۶) آورده شده است.



شکل ۶. مقایسه بین مدل Abaquse و آزمایش دوسیکا ولویس [۲۸]. برای تیرپیوند.

۳- روند طراحی با روش ارائه شده برای سیستم LCF

پلان سازه‌های طراحی شده مطابق با پلان‌های تغییر یافته ی ساختمان SAC می‌باشد که دارای تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ طبقه به ارتفاع هر طبقه ۳/۹۶ متر مطابق (شکل ۷) است و دقیقاً مشابه با سازه‌های استفاده شده در تحقیقات شعبی و همکاران [۲۴] و نیز ملکوتیان و همکاران [۱۵] به جهت مقایسه می‌باشد، در سازه‌های طراحی شده بارگذاری قائم و جرم لرزه‌ای مطابق با ساختمان‌های SAC در نظر گرفته شده و جهت تیرچه‌ها در راستای شمالی جنوبی است. همچنین محل قرارگیری سیستم‌های باربر جانبی بر روی قاب‌های پیرامونی سازه به جهت سهولت در تعویض فیوزها (تیرهای پیوند) پس از وقوع زلزله و رسیدن سریع سازه به خدمت رسانی قرار داشته و ستون‌ها و تیرهای داخلی تنها بار قائم را تحمل می‌نمایند. در قاب‌های باربر پیرامونی با تغییر ستون‌گذاری قاب SAC از دو دهانه ی تیرپیوند به عنوان فیوز سازه‌ای استفاده شده که فاصله ستون‌های پیوند شده (e) برای هر یک از سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب برابر ۱/۵، ۲ و ۲/۵ متر در نظر گرفته شده است. محل احداث سازه‌ها در شهر لس‌آنجلس و بر روی رده ی محلی خاک تپ سه واقع شده است. تیرهای پیوند مورد استفاده شده در سازه‌های مورد نظر همگی دارای رفتار برشی بوده و به عنوان فیوز باید کنترل کننده ی سازه ی اصلی باشد. بطور کلی اتصال ستون به پی به صورت مفصلی در نظر گرفته شده و در سیستم سازه ی اصلی نیز به علت بالا بردن ظرفیت دورانی تیرهای خمشی، اتصال این تیرها به سیستم فیوز سازه‌ای به صورت مفصل در نظر گرفته شده است. همچنین به علت افزایش باربری سیستم فیوز سازه‌ای در تراز روی پی و میان طبقه از تیرپیوند استفاده شده است.



شکل ۷. پلان سازه ی ساختمان SAC و نمای قاب های ۲، ۳ و ۹ طبقه در تحقیقات شعبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]

۳-۱- مشخصات مصالح سازه های طراحی شده و رانش هدف

نوع فولاد مصرفی برای طراحی سازه های ۲، ۳ و ۹ طبقه از نوع ST52 است که در جدول ۵ مشخصات مربوط به تنش و کرنش پلاستیک آورده شده است. جهت محاسبه ی پیوند سازه و نیروهای برش طبقات از مدلسازی و تحلیل الاستیک توسط نرم افزار ETABS استفاده شده است. همچنین در طراحی سازه ها مقادیر رانش هدف مطابق با روش طراحی ارائه شده توسط شعبی و همکاران [۲۴] برای سطح عملکرد RR در برابر زلزله ی DBE مقدار رانش هدف برابر ۰.۲٪ و برای سطح عملکرد CP در برابر زلزله ی MCE مقدار رانش هدف معادل ۰.۳٪ در نظر گرفته شده، همچنین مقدار رانش تسلیم نیز برابر ۰.۱٪ فرض شده است.

جدول ۵. مشخصات مقاطع در مدل سازی

ST52	
تنش پلاستیک (Mpa)	کرنش پلاستیک
۲۴۰	۰
۳۵۰	۰/۰۰۵
۴۶۰	۰/۰۱
۵۷۰	۰/۰۱۵
۶۸۰	۰/۰۲

۳-۲- مقاطع مورد استفاده جهت طراحی سازه های طراحی شده

مقاطع استفاده شده برای تیرهای پیوند و تیرهای خمشی همگی از نوع مقاطع ساخته شده با ورق و مقاطع استفاده شده برای ستون ها، از نوع BOX هستند. همچنین طراحی ستون ها با این فرض که مقاطع ستون های پایین تر، از مقاطع ستون های طبقه ی بالاتر کمتر نشود صورت گرفته است. در جدول (۶)، مقاطع اعضاء سازه های طرح شده با روش پیشنهادی ارائه شده است. در این جدول اعداد مربوط به مقاطع ساخته شده ی تیرهای پیوند و تیرهای خمشی و نیز ستون های BOX همگی بر حسب سانتی متر بوده و به ترتیب معرف ابعاد جان و بال تیرها و طول و عرض مقاطع ستون ها هستند.

جدول ۶. مقاطع اعضاء سازه ی طرح شده مطابق روش پیشنهادی

سازه	طبقه	سیستم ستون پیوند شده			سیستم قاب خمشی		
		تیر پیوند طبقه	تیر پیوند میان طبقه	ستون	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر
3-Story	۳	I۴۵x۱۲۰x۱۱۵	I۵۲/۵x۱۲۰x۱۱۵x۲	Box۵۷/۲x۵۷/۲x۳/۶	Box۵۷/۴x۵۷/۴x۳/۷	Box۵۸x۵۸x۴	I۵۲/۴x۲/۱-۳۰/۶x۴
	۲	I۸۰x۱۱۵-۲۰x۱۱۵	I۶۷/۵x۲/۵-۲۲/۵x۲/۵	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	Box۶۰/۶x۶۰/۶x۳/۸	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۵۲/۴x۲/۱-۳۰/۶x۴
	۱	I۷۲/۵x۲/۵-۲۲/۵x۲	I۷۲/۵x۲/۵-۲۵x۲/۵	Box۶۴x۶۴x۴	Box۶۰/۶x۶۰/۶x۳/۸	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۵۲/۴x۲/۱-۳۰/۶x۴
6-Story	۶	I۴۰x۱۲۵x۲	I۴۰x۱۲۵x۲	Box۵۷/۲x۵۷/۲x۳/۶	Box۵۴/۸x۵۴/۸x۳/۴	Box۵۱/۶x۵۱/۶x۳/۳	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴
	۵	I۴۰x۱۲۵x۲	I۵۵x۱۲۵x۲	Box۵۷/۲x۵۷/۲x۳/۶	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴
	۴	I۵۵x۱۲۰x۲/۵x۲	I۶۲/۵x۱/۵-۲۷/۵x۲/۵	Box۶۰/۸x۶۰/۸x۳/۹	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴
	۳	I۷۰x۱۱۵-۲۵x۲/۵	I۷۵x۲-۳۰x۲/۵	Box۶۳x۶۳x۴	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴
	۲	I۶۵x۲-۳۲/۵x۲/۵	I۷۲/۵x۲/۵-۳۲/۵x۲	Box۶۴x۶۴x۴	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴
	۱	I۷۵x۲-۲۷/۵x۲	I۷۰x۲-۳۵x۲/۵	Box۶۴x۶۴x۴	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴
9-Story	۹	I۴۰x۱۲۷/۵x۲/۵	I۴۰x۱۲۷/۵x۲/۵	Box۵۷/۲x۵۷/۲x۳/۶	Box۵۱/۶x۵۱/۶x۳/۳	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۷۱/۶x۲/۱-۳۰/۴x۴
	۸	I۴۰x۱۲۷/۵x۲/۵	I۴۰x۱۲۷/۵x۲/۵	Box۵۷/۲x۵۷/۲x۳/۶	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۷۱/۶x۲/۱-۳۰/۴x۴
	۷	I۴۰x۱۲۷/۵x۲/۵	I۴۰x۱۲۷/۵x۲/۵	Box۵۷/۴x۵۷/۴x۳/۷	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۷۱/۶x۲/۱-۳۰/۴x۴
	۶	I۴۵x۱۲۷/۵x۲/۵	I۵۰x۱۲۰x۲/۵x۲/۵	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۷۱/۶x۲/۱-۳۰/۴x۴
	۵	I۵۲/۵x۱/۲-۲۰x۲/۵	I۵۷/۵x۱/۵-۲۰x۲	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۷۱/۶x۲/۱-۳۰/۴x۴
	۴	I۶۷/۵x۱/۲-۲۷/۵x۲/۵	I۷۵x۱/۵-۳۵x۲/۵	Box۵۷/۲x۵۷/۲x۳/۶	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴
	۳	I۶۵x۱/۵-۳۵x۲/۵	I۷۰x۲-۳۷/۵x۲	Box۶۴/۰۴x۶۴/۰۴x۴/۰۲	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴
	۲	I۷۲/۵x۱/۵-۳۲/۵x۲/۵	I۷۵x۲-۳۵x۲	Box۶۴x۶۴x۴	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴
	۱	I۸۰x۱۱۵-۲۷/۵x۲/۵	I۶۷/۵x۲/۵-۴۰x۲	Box۶۴x۶۴x۴	Box۵۸x۵۸x۴	Box۶۲/۸x۶۲/۸x۳/۹	I۶۲x۲/۱-۳۰/۵x۴

همچنین به علت بالا بودن مقادیر نیرو از ستون‌های باکس با طول و عرض برابر به جهت بالا بردن ممان اینرسی استفاده شده است. همانطور که در این جدول مشاهده می‌گردد به دلیل اندرکنش دو سیستم در ارتفاع سازه، مقاطع تیرپیوند در طبقات پایین سازه بزرگتر از طبقات فوقانی و برعکس مقاطع تیرهای خمشی در طبقات فوقانی بزرگتر از مقاطع پایین سازه است. پس از بارگذاری، سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه براساس آیین‌نامه AISC [۲۹]، طراحی و با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳۰]، (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) کنترل شدند.

۳-۳- شتاب نگاشت‌های استفاده شده جهت تحلیل غیرخطی

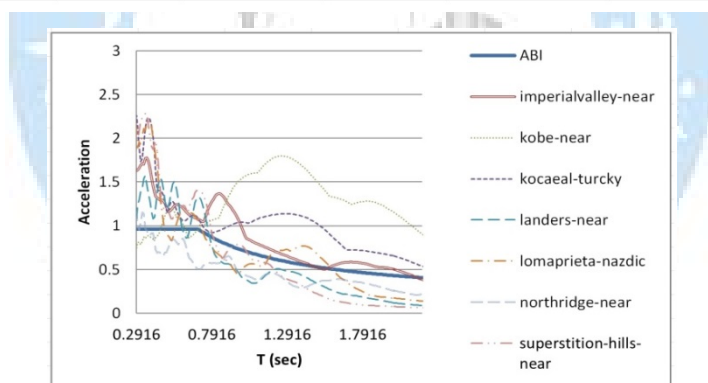
برای انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی از شتاب نگاشت‌های استخراج شده از سایت PEER استفاده شده است. با توجه به نوع تپ خاک که تپ سه می‌باشد، مقدار سرعت متوسط برشی خاک (\bar{v}_s) برطبق طبقه بندی نوع زمین آیین نامه ی ۲۸۰۰، بین ۱۷۵m/s - ۳۷۵m/s و نیز نسبت شتاب مبنای طرح (A) برابر $۰/۳۵$ همچنین مقدار ضریب اهمیت (I) برابر یک در نظر گرفته شده است. همچنین در جدول ۷ و جدول ۸ اسامی و ایستگاه‌های مربوط به نگاشت‌های انتخابی و مقیاس شده مربوط به زلزله‌های نزدیک و دور نشان داده شده است. (شکل ۸) مربوط به نگاشت‌های اصلاح شده نزدیک و (شکل ۹) مربوط به مقایسه نمودار ABI با میانگین نگاشت‌های نزدیک مقیاس شده می‌باشد، همچنین (شکل ۱۰) نیز مربوط به نگاشت‌های اصلاح شده ی دور بوده که نمودار مقایسه‌ای مربوط به میانگین نگاشت‌های مقیاس شده با نمودار ABI در (شکل ۱۱) آورده شده است.

جدول ۷. شتاب نگاشت های نزدیک به گسل انتخاب شده

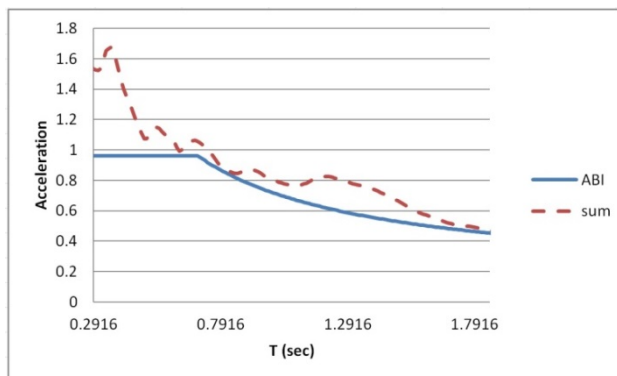
ردیف	نام زلزله	نام ایستگاه ثبت	شدت زلزله	فاصله از گسل (km)	مدت زمان موثر (s)	سرعت برشی (m/sec)
۱	"Imperial Valley"	El Centro Array	۶/۵۳	۷/۰۵	۱۰/۳	۲۰۸/۹۱
۲	"Kobe_ Japan"	Port Island	۶/۹	۳/۳۱	۱۱/۵	۱۹۸
۳	"Kocaeli_ Turkey"	Duzce	۷/۵۱	۱۳/۶	۱۱/۸	۲۸۱/۸۶
۴	"Landers"	Coolwater	۷/۲۸	۱۹/۷۴	۱۰/۶	۳۵۲/۹۸
۵	"Loma Prieta"	Capitola	۶/۹۳	۸/۶۵	۱۳/۲	۲۸۸/۶۲
۶	"Northridge-01"	LA - Century City CC North	۶/۶۹	۱۵/۵۳	۱۳/۶	۲۷۷/۹۸
۷	"Superstition Hills"	Superstition Mtn	۶/۵۴	۵/۶۱	۱۲/۳	۳۶۲/۳۸

جدول ۸. شتاب نگاشت های دوراز گسل انتخاب شده

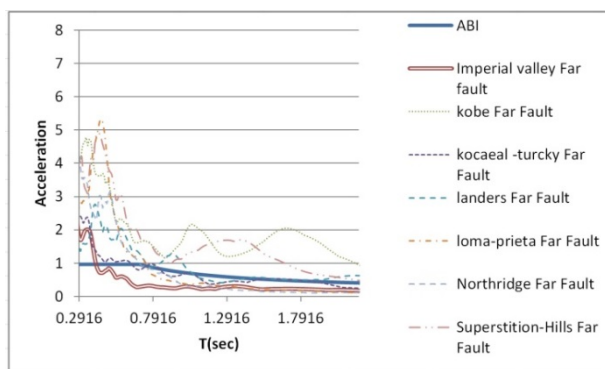
ردیف	نام زلزله	نام ایستگاه ثبت	شدت زلزله	فاصله از گسل (km)	مدت زمان موثر (s)	سرعت برشی (m/sec)
۱	"Imperial Valley"	Superstition Mtn	۶/۵۳	۲۴/۶۱	۱۱/۶	۳۶۲/۳۸
۲	"Kobe_ Japan"	Kakogawa	۶/۹	۲۲/۵	۱۳/۲	۳۱۲
۳	"Kocaeli_ Turkey"	Goynuk	۷/۵۱	۳۱/۷۴	۱۱/۴	۳۴۷/۶۲
۴	"Landers"	Fort Irwin	۷/۲۸	۶۲/۹۸	۱۳/۵	۳۶۷/۴۳
۵	"Loma Prieta"	Gilroy Array	۶/۹۳	۲۳/۳۵	۱۱/۵	۳۳۳/۸۵
۶	"Northridge-01"	Glendale - Las Palmas	۶/۶۹	۲۱/۶۴	۱۱/۵	۳۷۱/۰۷
۷	"Superstition Hills"	Plaster City	۶/۵۴	۲۲/۲۵	۱۳/۳	۳۱۶/۶۴



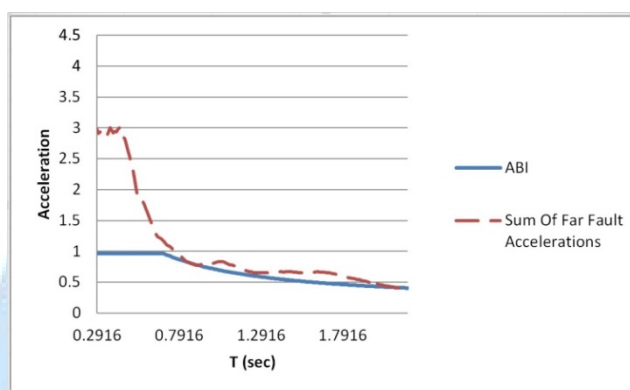
شکل ۸. مقایسه ی نمودارهای نگاشت های مربوط به حوزه ی نزدیک ی ABI با



شکل ۹. مقایسه ی میانگین نمودارهای نگاشت های مقیاس شده مربوط به حوزه ی نزدیک ی ABI با



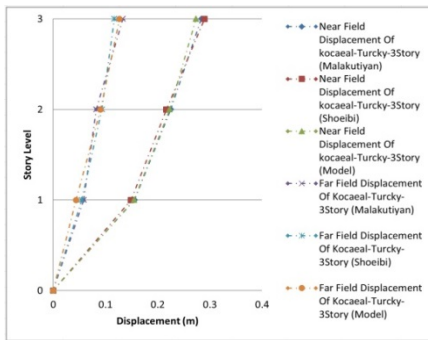
شکل ۱۰. مقایسه ی نمودارهای نگاشت‌های مربوط به حوزه ی دور با ABI



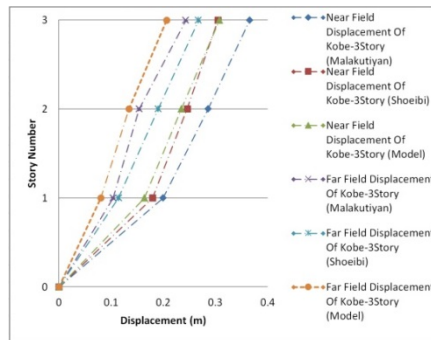
شکل ۱۱. مقایسه ی میانگین نمودارهای نگاشت‌های مقیاس شده مربوط به حوزه ی دور با ABI

۴- مقایسه ی نتایج سازه ی ۳ طبقه ی طراحی شده با سازه‌های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]

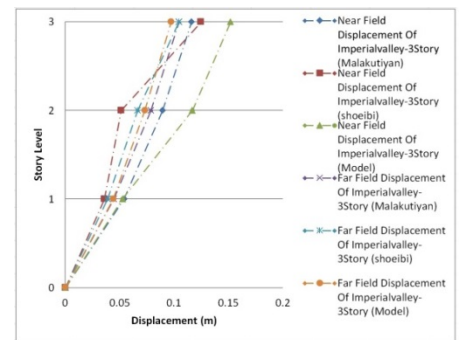
بطور کلی، تغییر مکان ماکزیمم سازه ی ۳ طبقه طراحی شده به همراه تغییر مکان‌های ماکزیمم مربوط به سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت چهارده نگاشت نزدیک و دور از گسل در (شکل ۱۲) آورده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده در تمامی سازه‌های مورد بررسی تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل، بیشترین تغییر مکان ماکزیمم، مربوط به نیمه ی فوقانی سازه‌ها بوده، که بیشترین تغییر مکان در زلزله حوزه ی نزدیک کوبه رخ داده و متعلق به سازه ۳ طبقه ی ملکوتیان و همکاران [۱۵]، به مقدار ۰/۳۶۵۲ متر است. همچنین بیشینه تغییر مکان در زلزله ی حوزه ی دور سوپر استیشن هیلز بوده که متعلق به سازه ی ۳ طبقه ی شعیبه و همکاران [۲۴] به مقدار ۰/۳۲۲۵ متر است. همچنین نمودارهای مربوط به درصد دریفت میان طبقه ای سازه‌های مقایسه شده در (شکل ۱۳) آورده شده است. با توجه به نمودارهای مربوط به درصد دریفت میان طبقه ای مشاهده می شود که در اکثر رکوردهای نزدیک به گسل، بجز نمودار مربوط به زلزله ی امپریال ولی، دریفت میان طبقه ای ایجاد شده در سازه ی ۳ طبقه ی طراحی شده، نسبت به سازه-های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] کمتر بوده و نمودارهای بدست آمده رفتاری شبیه به نمودارهای سازه ی شعیبه و همکاران [۲۴] داشته، که این امر در درجه ی اول نشان دهنده ی بهینه بودن روش طراحی مبتنی بر پلاستیک ارائه شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] نسبت به سازه ی طراحی شده ملکوتیان و همکاران [۲] با روش نیرویی بوده و نیز نشان دهنده عملکرد بهینه سازه ی ۳ طبقه ی طراحی شده با ستون باکس در زلزله ی نزدیک به گسل می‌باشد. همچنین در زلزله‌های مربوط به حوزه ی دور از گسل سازه ی ۳ طبقه طراحی شده دارای رفتاری قابل قبول تر از سازه‌های طراحی شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] است. که نشانه ی رفتار و عملکرد بهینه این سازه تحت زلزله‌های دور از گسل است. همچنین با توجه به بررسی کامل نتایج حاصله از تحلیل سازه‌های ۳ طبقه، مشاهده گردید که در تمام سازه‌های مورد بررسی از ایجاد و تشکیل طبقه ی نرم جلوگیری شده است.



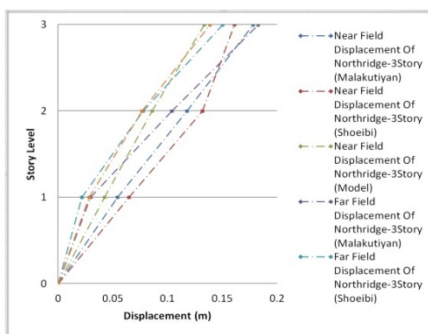
(پ) کواکئیل ترکی



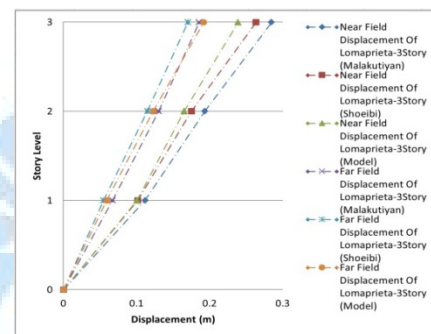
(ب) کوبه



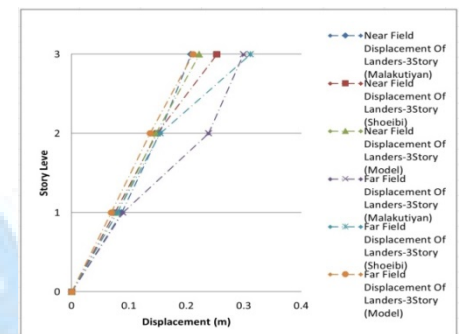
(الف) امپریال ولی



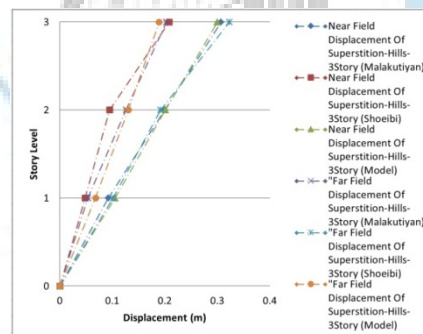
(ج) نورتیج



(ث) لوماپریتا



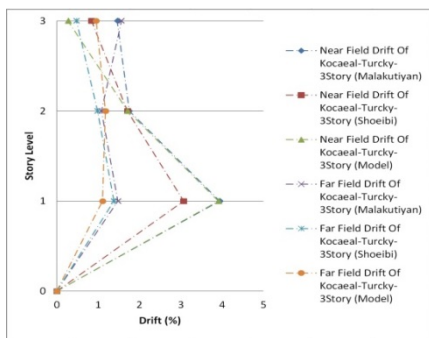
(ت) لندرز



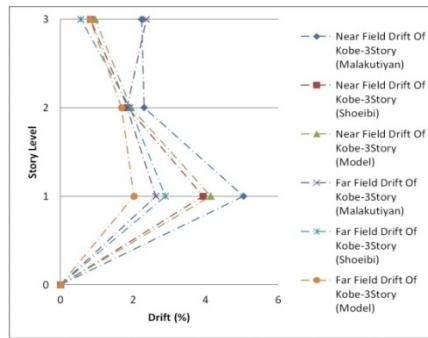
(چ) سوپر استیشن هیلز

شکل ۱۲. نمودار های مقایسه ای مربوط به تغییر مکان ماکزیمم سازه های ۳ طبقه ی طراحی شده با سازه های شعبیی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران

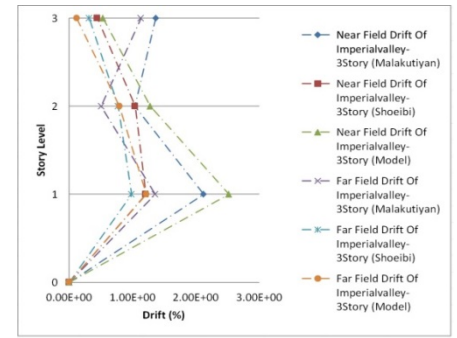
[۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک



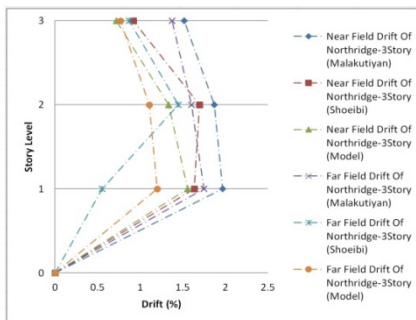
(ب) کواکئیل ترکی



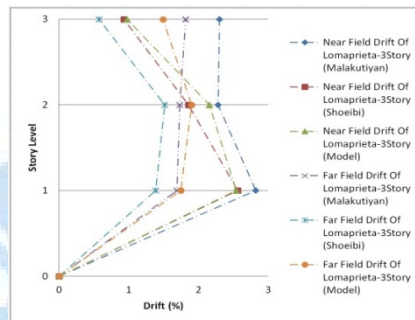
(ب) کوبه



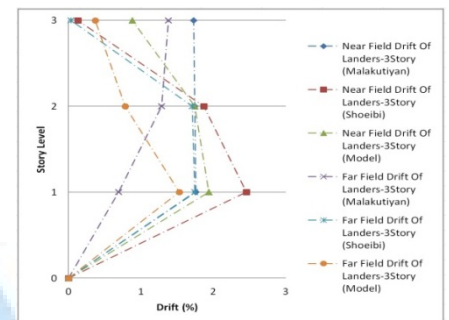
(الف) امپریال ولی



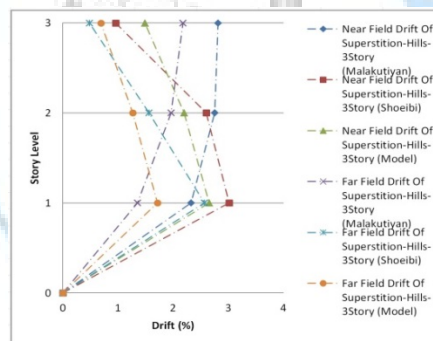
(ج) نوتریج



(ث) لوما پریتا



(ت) لندرز



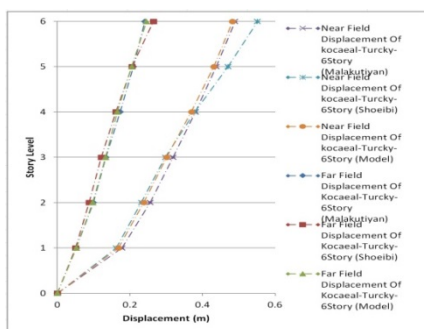
(چ) سوپر استیشن هیلز

شکل ۱۳. نمودارمقایسه ای مربوط به درصد دریفت میان طبقه ای سازه های ۳ طبقه ی طراحی شده با سازه های شعیبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک

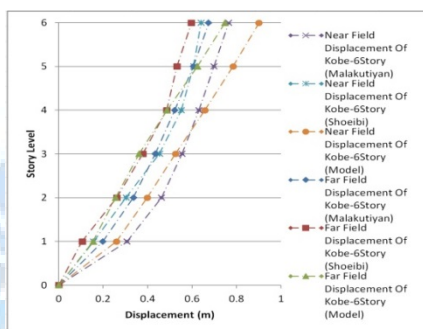
۵- مقایسه ی نتایج سازه ی ۶ طبقه ی طراحی شده سازه های شعیبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]

بطور کلی، تغییر مکان ماکزیمم سازه ی ۶ طبقه طراحی شده به همراه تغییر مکان های ماکزیمم مربوط به سازه های شعیبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت چهارده نگاشت نزدیک و دور از گسل در شکل (۱۴) آورده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده، در تمامی سازه های مورد بررسی تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل، بیشترین تغییر مکان ماکزیمم مربوط به نیمه ی فوقانی سازه ها بوده که بیشترین تغییر مکان در زلزله حوزه ی نزدیک کوبه رخ داده و متعلق به سازه ۶ طبقه ی طراحی شده به مقدار ۰/۹ متر است. همچنین، بیشینه تغییر مکان در زلزله ی حوزه ی دور کوبه بوده که متعلق به سازه ۶ طبقه ی طراحی شده به مقدار ۰/۷۴۷ متر است. همچنین نمودارهای مربوط به درصد دریفت سازه های مقایسه شده در شکل (۱۵) آورده شده است. با توجه به نمودارهای مربوط به

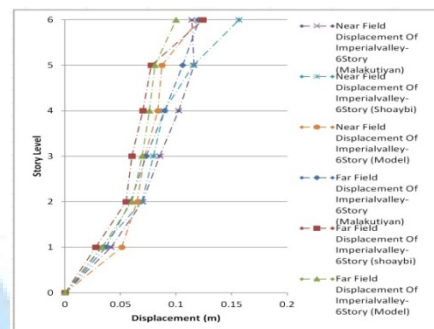
درصد دررفت میان طبقه ای، مشاهده می شود که در اکثر رکوردهای نزدیک، به جز نمودار مربوط به زلزله ی نوتریج، دررفت میان طبقه ای ایجاد شده در سازه ی ۶ طبقه طراحی شده نسبت به سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] کمتر بوده و نمودارهای بدست آمده رفتاری شبیه به نمودارهای سازه ی شعیبه و همکاران [۲۴] داشته، که این امر، در درجه ی اول نشان دهنده ی بهینه بودن روش طراحی مبتنی بر پلاستیک ارائه شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] نسبت به سازه ی طراحی شده ملکوتیان و همکاران [۱۵] با روش نیرویی بوده و نیز نشان دهنده ی عملکرد بهینه سازه ی ۶ طبقه ی طراحی شده با ستون باکس در زلزله ی نزدیک به گسل می-باشد. همچنین در زلزله های مربوط به حوزه ی دور از گسل سازه ۶ طبقه ی طراحی شده دارای رفتاری قابل قبول تر از سازه های طراحی شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] است. که نشانه ی رفتار و عملکرد بهینه این سازه تحت زلزله های دور از گسل است. همچنین با توجه به بررسی کامل نتایج حاصله از تحلیل سازه های ۶ طبقه، مشاهده گردید که در تمام سازه های مورد بررسی از ایجاد و تشکیل طبقه ی نرم جلوگیری شده است.



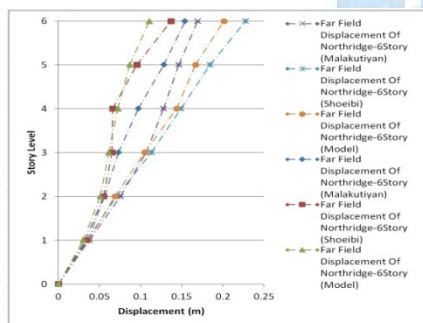
(پ) کوکائیل ترکی



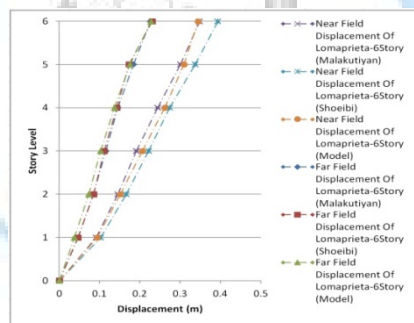
(ب) کوبه



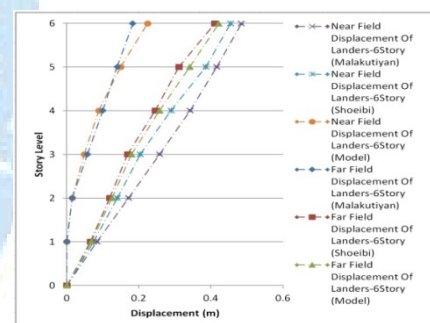
(الف) امپریال ولی



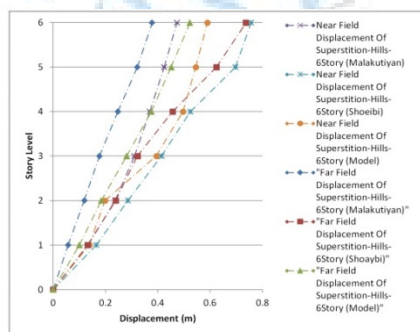
(ج) نوتریج



(ث) لوما پریتا

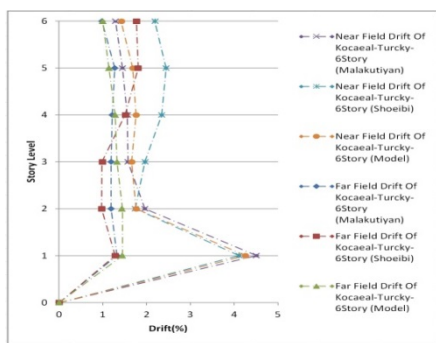


(ت) لندرز

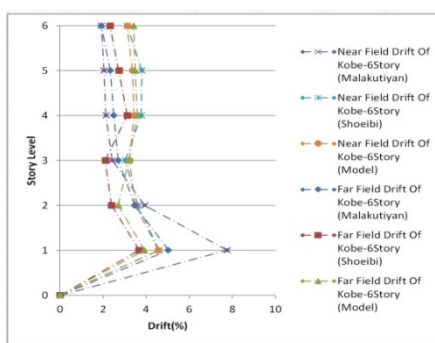


(چ) سوپر استیشن هیلز

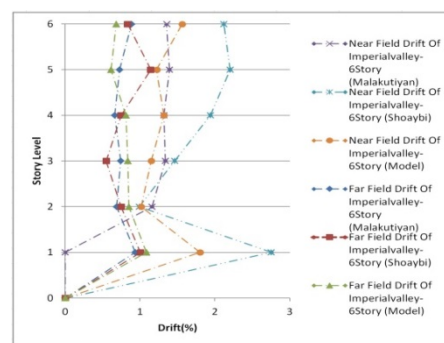
شکل ۱۴. نمودار مقایسه ای مربوط به تغییر مکان ماکزیمم سازه های ۶ طبقه ی طراحی شده با سازه شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک



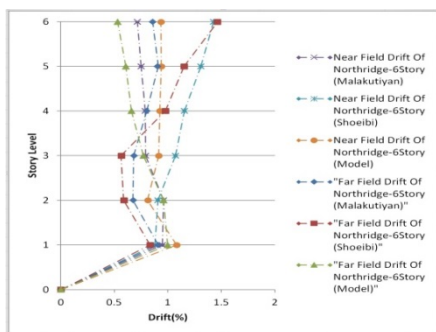
(پ) کواکئیل ترکی



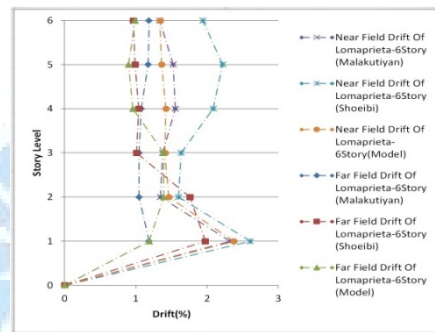
(ب) کوبه



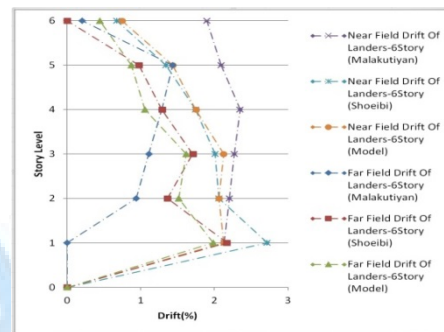
(الف) امپریال ولی



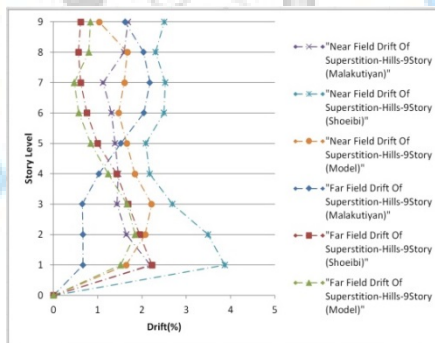
(ج) نوتریج



(ث) لوماپریتا



(ت) لندرز



(ج) سوپر استیشن هیلز

شکل ۱۵. نمودارمقایسه ای مربوط به دریفت میان طبقه ای سازه های ۶ طبقه ی طراحی شده با سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک

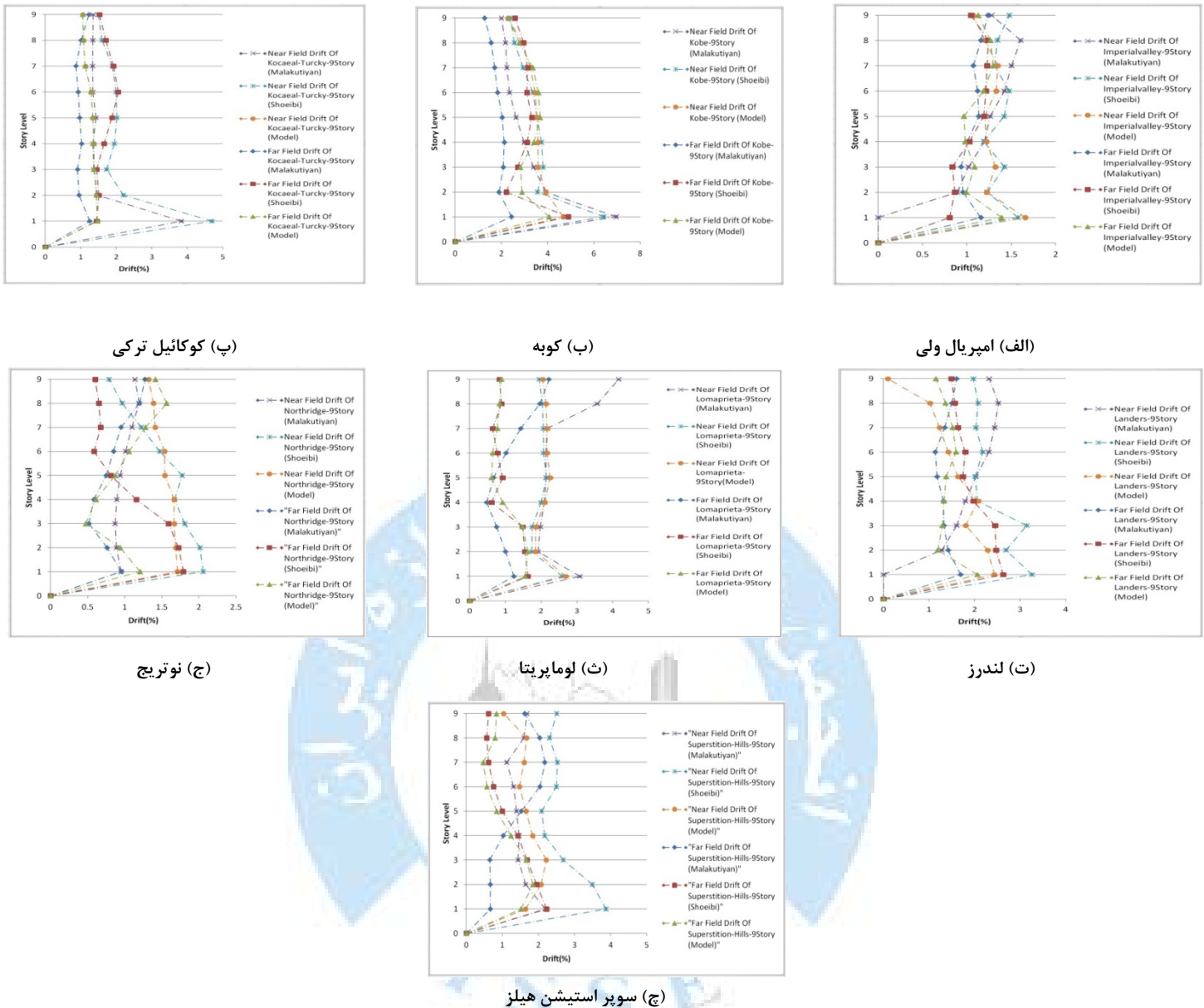
۶- مقایسه ی نتایج سازه ی ۹ طبقه ی طراحی شده سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]

بطور کلی، تغییر مکان ماکزیمم سازه ی ۹ طبقه طراحی شده به همراه تغییر مکان های ماکزیمم مربوط به سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت چهارده نگاشت نزدیک و دور از گسل در (شکل ۱۶) آورده شده است. با توجه به شکل های نشان داده شده، در تمامی سازه های مورد بررسی تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل، بیشترین تغییر مکان ماکزیمم مربوط به نیمه ی فوقانی سازه ها بوده که بیشترین تغییر مکان در زلزله حوزه ی نزدیک کوبه رخ داده و متعلق به سازه ۹ طبقه طراحی شده به مقدار ۱/۲۵ متر است. همچنین، بیشینه تغییر مکان، در زلزله ی حوزه ی دور کوبه بوده که متعلق به سازه ی ۹ طبقه ی طراحی شده به مقدار ۱/۰۲ متر است. همچنین نمودارهای مربوط به درصد دریفت میان طبقه ای سازه های مقایسه شده در (شکل ۱۷) آورده شده است. با توجه به نمودارهای مربوط به درصد دریفت میان طبقه ای، مشاهده می شود که در اکثر رکوردهای نزدیک، بجز نمودار مربوط به زلزله ی

امپریال ولی دریفتم میان طبقه ای ایجاد شده در سازه ی ۹ طبقه ی طراحی شده نسبت به سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، کمتر بوده و نمودارهای بدست آمده رفتاری شبیه به نمودارهای سازه ی شعیبه و همکاران [۲۴] داشته که این امر در درجه ی اول نشان دهنده ی بهینه بودن روش طراحی مبتنی بر پلاستیک ارائه شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴]، نسبت به سازه ی طراحی شده ملکوتیان و همکاران [۱۵] با روش نیرویی بوده و نیز نشان دهنده عملکرد بهینه سازه ی ۹ طبقه ی طراحی شده با ستون باکس در زلزله ی نزدیک به گسل می باشد. همچنین در زلزله های مربوط به حوزه ی دور از گسل سازه ۹ طبقه ی طراحی شده دارای رفتاری قابل قبول تر از سازه های طراحی شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] است. که نشانه ی رفتار و عملکرد بهینه این سازه تحت زلزله های دور از گسل است. همچنین با توجه به بررسی کامل نتایج حاصله از تحلیل سازه های ۹ طبقه، مشاهده گردید که در تمام سازه های مورد بررسی از ایجاد و تشکیل طبقه ی نرم جلوگیری شده است.



شکل ۱۶. نمودار مقایسه ای مربوط به تغییر مکان ماکزیمم سازه های ۹ طبقه ی طراحی شده سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک



شکل ۱۷. نمودار مقایسه ای مربوط به دررفت میان طبقه ای سازه های ۹ طبقه ی طراحی شده با سازه های شیعی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک

۷- نتیجه گیری

در نوشتار حاضر، به بررسی رفتار سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) تحت حوزه ی دور و نزدیک گسل پرداخته شد. پس از انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی تحت ۷ شتابنگاشت نزدیک به گسل و ۷ شتابنگاشت دور از گسل با به دست آمدن پاسخهای سازه ها و مقایسه ی آنها با یکدیگر نتایج زیر به دست آمد:

- سیستم قاب با ستون پیوند شده پیشنهاد شده به طور موثر از مکانیسم طبقه نرم در سیستم های قاب مقاوم خمشی جلوگیری کرده است.
- اندرکنش بین سیستم های قاب خمشی (MF) و ستون پیوند شده (LC) در سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) زیاد بوده که با توجه به آن سیستم LC در طبقات پایین سازه و سیستم MF در طبقات بالای سازه در باربری جانبی شرکت می کنند. همچنین با بالا رفتن تعداد طبقات سازه اندکنش بین سیستم LC و MF بیشتر نمایان خواهد شد.

- با توجه به مقایسه ی تغییر مکان‌های ماکزیمم سازه های ۳، ۶ و ۹ طبقه با یکدیگر، در کلیه ی سازه‌های طراحی شده تغییرمکان بیشینه در طبقات فوقانی سازه بوده که با افزایش ارتفاع سازه مقادیر آن برای طبقه ی بام سازه‌ها بیشتر خواهد شد. با توجه به این امر در سازه‌های بلندتر از ۱۰ طبقه به علت عدم کارایی مناسب سیستم فیوز تیرپیوند در طبقات بالایی سازه، سیستم LCF به سمت قاب خمشی میل کرده و عملاً توانایی و عملکرد مناسب خود را از دست می‌دهد.
- با توجه به درصد دررفت‌های میان طبقه ای بدست آمده از تحلیل سازه‌های طراحی شده با ستون باکس، رفتار آنها در زلزله‌های نزدیک گسل، دارای عملکرد مناسب و کنترل شده می‌باشد. همچنین توالی تسلیم در فیوزهای استفاده شده نشان دهنده ی عملکرد بهینه این سیستم سازه‌ای از نظر محدود نمودن خرابی‌های سازه‌ای به فیوزهای فدا شونده و عدم خرابی در اعضای باربر اصلی سازه است.

مراجع

- [1] Dusicka P, Iwai R. Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads. Struct. Eng. Res. Front., American Society of Civil Engineers; 2007, p. 1–13.
- [2] Yun S, Hamburger R, Cornell C. Seismic performance evaluation for steel moment frames. J Struct 2002
- [3] Lee K, Foutch D. Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic loads. Earthq Eng Struct 2002.
- [4] Asgarian B, Sadrinezhad A, Alanjari P. Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis. J Constr Steel 2010.
- [5] Richards P, Uang C. Development of Testing Protocol for Links in Eccentrically Braced Frame. 13th World Conf Earthq Eng 2004.
- [6] Richards P, Uang C. Evaluation of rotation capacity and overstrength of links in eccentrically braced frames. San Diego, CA Dep Struct Eng ... 2002.
- [7] Roeder CWC, Popov EEP. Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames under cyclic loadings. NASA STI/Recon Tech Rep N 1977;78:20375.
- [8] Fintel M, Ghosh SK. The Structural Fuse: An Inelastic Approach to Earthquake-Resistant Design of Buildings. Civ Eng 1981;51:48–51.
- [9] Saeki E, Iwamatu K, Wada A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. J Struct Constr Eng 1996;484:111–20.
- [10] Iwata M, Kato T, Wada A. Buckling-restrained braces as hysteretic dampers. Proc. 3rd Int. Conf. Behav. Steel Struct. Seism. Areas (STESSA 2000), Montr. Canada, 2000, p. 33–8.
- [11] Sabelli R, Mahin S, Chang C. Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces. Eng Struct 2003;25:655–66.
- [12] Nakashima M. Strain-hardening behavior of shear panels made of low-yield steel. I: test. J Struct Eng 1995;121:1742–9.
- [13] Chen Z, Ge H, Kasai A, Usami T. Simplified seismic design approach for steel portal frame piers with hysteretic dampers. Earthq Eng Struct Dyn 2007;36:541–62. doi:10.1002/eqe.643.
- [14] Lopes AP, Dusicka P, DUSICKA P. Seismic Behavior and Design of the Linked Column Steel Frame System for Rapid Return to Occupancy. Portland, OR, OR: 2014.
- [15] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P. Seismic response evaluation of the linked column frame system. Earthq Eng Struct Dyn 2013;42:795–814.
- [16] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P, Lopes A. Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design. J Earthq Eng 2016;20:535–58. doi:10.1080/13632469.2015.1104750.
- [17] FEMA P695. Quantification of building seismic performance factors. Washington, D.C.: Technical Report P695, Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency; 2009.
- [18] Aschheim M, Black E. Yield point spectra for seismic design and rehabilitation. Earthq Spectra 2000.
- [19] Panagiotou M, Restrepo J. A modification of the equivalent lateral force performance based seismic design of high rise buildings. Hawaii: 2007.
- [20] Priestley M, Calvi G, Kowalsky M. Direct displacement-based seismic design. 2005 NZSEE Conf 2007.
- [21] Shibata A, Sozen M. Substitute-structure method for seismic design in R/C. J Struct Div 1976.
- [22] Lee SS-S, Goel SSC, Chao SH. Performance-based seismic design of steel moment frames using target drift and yield mechanism. 13th World Conf Earthq 2004.
- [23] Goel SC, Chao S, Leelataviwat S, Lee S. Performance-Based Plastic Desig (PBPD) Method for Earthquake-Resistant Structures. 14 World Conf. Earthq. Eng., Beijing, China: 2008.

- [24] Shoeibi SH, Gholhaki M, Kafi MA. New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system. *Engineering Structures* 132 (2017).
- [27] Lopes AP, Dusicka P, Berman J. Linked column frame steel system performance validation using hybrid simulation. *Proc. Tenth US Natl. Conf. Earthq. Eng. Anchorage, Alaska, 2014.*
- [26] Alavi .B.; Krawinkler .H. (2001). "Consideration of Near Fault Ground Motion Effects in Seismic Design";
- [27] K. Galal, A. Ghobarah. (2006). "Effect of near-fault earthquakes on North American nuclear design spectra", *Nuclear Engineering and Design, Elsevier*
- [28] Dusicka P, Lewis G. Investigation of replaceable sacrificial steel links. *Proc. 9th US Natl. 10th Can. Conf. Earthq. Eng.*, vol. 1659, 2010
- [29] AISC (American Institute of Steel Construction). (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago.
- [30] Topic10; Design and Implementation Of Steel Structures (1397); office building design in persian

