

Evaluation of the Design Procedures of the Linked Column Frame System and improving its Seismic Behavior using Double Linked Column Pattern

Elham Maroofi¹, Mohammad Reza Mansoori^{2*}, Abdolreza S. Moghadam³, Armin Aziminejad⁴

1- Ph.D. Student in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2- Assistant professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University Tehran, Iran

3- Associate Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

4- Assistant professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

ABSTRACT

The linked column frame (LCF) as a seismic resistant system with the ductile behavior using shear fuse will reduce the damage to other members of the structure at different hazard levels. In this paper, the seismic behavior of the LCF systems designed by Shoeibi and Malakoutian procedures has been evaluated. In order to improve the seismic performance of the designed samples, a new and optimal system with the pattern of the double linked columns has been proposed. For this purpose, a 3-story model of SAC buildings with two linked beam bays and four- moment frame bays has been designed by the procedures. The studied models include: 1-The model designed by Malakoutian procedure (MaM), 2- The model designed by Shoeibi procedure (ShM) and 3- The LCF with double-linked column pattern (DLCF). Models have been evaluated using incremental dynamic analyses according to FEMAP695 instructions in OPENSEES. The results show that the model designed by Shoeibi procedure (ShM) has "50%" and 14% more capacity than the model designed by Malakoutian procedure and the DLCF model respectively. Also the average link beam capacity in the ShM model is "50%" higher than the MaM model. Finally the results show that compared to the MaM model the new pattern of the linked column in the DLCF model has considerably increased the structure's capacity, the link beam capacity in energy absorption and base shear capacity by an average of 23%.

ARTICLE INFO

Receive Date: 11 March 2020

Revise Date: 27 April 2020

Accept Date: 02 May 2020

Keywords:

Structural fuse

Linked Column Frame

Link Beam

Force based seismic design

Incremental dynamic analysis (IDA)

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2020.223180.2103

*Corresponding author: Mohammad Reza Mansoori

Email address: m.mansoori@srbiau.ac.ir

ارزیابی روش های طراحی سیستم قاب با ستون پیوند شده و بهبود رفتار لرزه ای آن با آرایش ستون پیوند دوتایی

الهام معروفی^۱، محمدرضا منصورى^{۲*}، عبدالرضا سروقد مقدم^۳، آرمین عظیمی نژاد^۴

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۳- دانشیار، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۴- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

چکیده

سیستم قاب با ستون پیوند شده به عنوان یک سیستم باربر لرزه ای مقاوم، با رفتار تیرپیوند شکل پذیر به عنوان فیوز برشی، در سطوح مختلف خطر سبب کاهش و یا عدم آسیب در دیگر اعضاء سازه خواهد شد. در این مقاله به ارزیابی لرزه ای روش های طراحی سیستم قاب با ستون پیوند شده فولادی پرداخته شده است. در ادامه تحقیق به هدف بهبود عملکرد لرزه ای نمونه های طراحی شده، سیستم جدید و بهینه ای با آرایش قرارگیری ستون پیوند شده دوتایی پیشنهاد شده است. به همین منظور مدل ۳ طبقه از مدلهای SAC با ۲ دهانه تیر پیوند و ۴ دهانه قاب خمشی به دو روش پیشنهادی شعیبه و ملکوتیان طراحی شده است. مدل ها به سه شکل مورد مطالعه قرار گرفته است: ۱- مدل طراحی شده به روش طراحی ملکوتیان (MaM) - ۲- مدل طراحی شده به روش طراحی شعیبه (ShM) - ۳- مدل قاب با ستون پیوند شده با آرایش دوتایی (DLCF). مدل ها تحت تحلیل دینامیکی فزاینده طبق دستور العمل FEMAP695 در نرم افزار OPENSEES مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج نشان داد که مدل طراحی شده به روش شعیبه (ShM) به طور متوسط ۵۰ درصد ظرفیت بیشتری نسبت به مدل طراحی شده به روش ملکوتیان (MaM) دارد و به طور متوسط ۱۴ درصد ظرفیت بیشتری نسبت به مدل DLCF دارد. در انتها نتایج نشان می دهد تغییر آرایش قرارگیری ستون پیوند در مدل DLCF به طور متوسط باعث افزایش ۲۳ درصدی ظرفیت سازه، ظرفیت تیرپیوند در جذب انرژی و ظرفیت برش پایه نسبت به مدل MaM شده است.

کلمات کلیدی: فیوز سازه ای، قاب با ستون پیوند شده، تیر پیوند، طراحی لرزه ای مبتنی بر نیرو، تحلیل دینامیکی فزاینده

(IDA)

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2020.223180.2103	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.223180.2103	۱۴۰۰/۰۱/۳۰	۱۳۹۹/۰۲/۱۳	۱۳۹۹/۰۲/۱۳	۱۳۹۹/۰۲/۰۸	۱۳۹۸/۱۲/۲۱
محمدرضا منصورى					*نویسنده مسئول:	
m.mansoori@srbiau.ac.ir					پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

استفاده از اعضاء با عملکرد فیوز در کنار سیستم سازه‌ای باعث رفتار غیرالاستیک فیوز و افزایش استهلاک انرژی لرزه‌ای در سازه می‌شود. امروزه سیستم‌های مختلف سازه‌ای با قابلیت برگشت پذیری سریع ساختمان به خدمت‌رسانی توسط محققان در دست مطالعه و توسعه است. اولین تحقیقات بر روی سیستم قاب با ستون پیوند شده توسط دوسیکا^۱ و همکارانش [۱] در سال ۲۰۰۷ انجام شده است. این سیستم به عنوان یک سیستم باربر لرزه‌ای مقاوم، با رفتار تیرپیوند شکل پذیر به عنوان فیوز برشی، در سطوح مختلف خطر سبب کاهش و یا عدم آسیب در دیگر اعضاء سازه می‌شود. محدود شدن آسیب به اعضاء فیوز برشی قابل تعویض، سبب کاهش زمان و هزینه‌های تعمیر سازه و بازگشت سریع ساختمان به خدمت‌رسانی در این سیستم‌ها می‌شود. دوسیکا در سال ۲۰۰۷ یک قاب سه طبقه از سیستم LCF^۲ با سه شرایط تکیه گاهی مختلف را مورد مطالعه قرار داده است. نتایج نشان داده است وزن فولاد مصرفی در سیستم قاب با ستون پیوند شده کمتر از سیستم قاب خمشی ویژه است. با توجه به پاسخ سیستم LCF در آستانه فروریزش CP^۳ نتایج نشان داد که تغییر شکل پلاستیک تیر در سیستم قاب با ستون پیوند شده کمتر از قاب خمشی است. تقاضای لرزه ای کمتر می‌تواند منجر به کاهش جزئیات دقیق و ساخت اتصالات تیر به ستون و صرفه جویی در ساخت و هزینه های نصب شود. [۱]

دوسیکا و ایوا^۴ در سال ۲۰۱۰ به تحلیل آزمایشگاهی بر روی صفحه اتصال تیرپیوند به ستون در سیستم LCF پرداختند. به منظور بهبود عملکرد تیر پیوند روش جدیدی را برای افزایش سختی تیر پیوند ارائه دادند. آنها از سخت کننده های موازی در جان نزدیک به لبه صفحه اتصال استفاده کردند. این روش باعث شد محل کرنش پلاستیک از بال به صفحه انتهایی جوش شده تیر پیوند در حالت برشی و در حالت خمشی انتقال یابد [۲]. استیفن^۵ در سال ۲۰۱۱ به مطالعات عددی و آزمایشگاهی بر روی سیستم LCF با تیرهای پیوند ساخته شده با جان مضاعف پرداختند. تیر پیوند مورد بررسی دو ورق سرتاسری در جان است که برای اتصال از یک ماده الاستیک نظیر نئوپرن استفاده شده است. طراحی این تیرها بر اساس تسلیم جان انجام شده است. نتایج نشان داده است هر چه نسبت ابعاد تیر پیوند مرکب کمتر باشد رفتار هیستریزیس و توزیع کرنش در جان بهتر است [۳].

تاکنون مطالعات گسترده ای بر روی روش های طراحی این سیستم انجام شده است و محققین روش های طراحی لرزه ای مختلفی برای این سیستم پیشنهاد داده اند. اولین روش طراحی لرزه ای مبتنی بر نیرو^۶ توسط ملکوتیان و همکاران در سال ۲۰۱۲ ارائه شده است. پارامترهای عملکردی برای طراحی این سیستم نظیر ضریب رفتار R ، برابر ۸ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برابر ۵.۵ و ضریب تشدید کننده تغییر مکان C_d برابر ۳.۵ نیز توسط ملکوتیان و همکاران برای روش طراحی مبتنی بر نیرو بدست آمده است. [۴]

در سال ۲۰۱۵ لوپز و همکارانش^۷ به تخمین سختی جانبی سیستم قاب با ستون پیوند شده فولادی پرداختند. مدل تحلیلی بر اساس مکانیک سیستم و ارزیابی سختی جانبی سیستم قاب با ستون پیوند شده ارائه شده است. فرمول ساده ای برای سختی جانبی سیستم قاب با ستون پیوند شده برای تحلیل در نظر گرفته شده است. این فرمول بندی نه تنها خصوصیات هندسی سازه مانند فاصله بین ستونها را در بر می گیرد بلکه با محدودیت تغییر مکان نسبی طبقات در طراحی مرتبط است. [۵]

در سال ۲۰۱۶ رفتار لرزه ای سیستم قاب با ستون پیوند شده به کمک آزمایش های هیبریدی توسط لوپز^۸ و همکارانش مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه تحقیقات الگوریتم طراحی برای این سیستم که از طریق کاهش ضریب اضافه مقاومت و رسیدن به یک سیستم بهینه می باشد، پیشنهاد شده است [۶]. شعبی در سال ۲۰۱۷ با استفاده از روش طراحی مبتنی بر نیرو و روش طراحی پلاستیک روشی دقیقی را برای طراحی سیستم قاب ستون پیوند شده ارائه داده است. این روش طراحی بر اساس جداسازی سیستم قاب ستون پیوند

¹ Dusika

² linked Column Frame

³ Collaps prevention

⁴ Iwai, و Dusika

⁵ Stephens

⁶ Force-Based Seismic Design

⁷ Lopes

⁸ Lopes

شده به دو سازه مجزا و با نظر گرفتن اثر اندر کنش این دو قاب است. در این روش طراحی سه اهداف عملکرد ۱- قابلیت استفاده بی وقفه ۲- تعمیر پذیری سریع ۳- جلوگیری از انهدام سازه در نظر گرفته شده است [۷]. در سال ۲۰۱۸ فروزان به بررسی رفتار سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) تحت حوزه دور و نزدیک گسل پرداخته است. به جهت بررسی رفتار سازه‌ای سیستم LCF تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل، طراحی مجدد مقاطع براساس روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد شعبی انجام شده و رفتار سازه در حوزه‌های نزدیک و دور گسل مورد بررسی قرار گرفته است. [۸]

تاکنون تحقیقات انجام شده بر روی سیستم قاب با ستون پیوند شده به آرایش دو ستون پیوند شده جدا از هم بوده است و تحقیقاتی بر روی این سیستم با آرایش جدید (ستون پیوند شده دو تایی) انجام نشده است. با توجه به روش‌های طراحی متفاوت برای این سیستم، تاکنون از لحاظ عملکرد لرزه ای مقایسه ای بر روی روش‌های طراحی انجام نشده است. به همین منظور در این مقاله به مقایسه روش‌های طراحی LCF پرداخته شده است تا بررسی شود که روش‌های طراحی‌های مختلف چه تاثیری بر روی پاسخ سازه در برابر زلزله دارد. در ادامه تحقیق به هدف بهبود عملکرد لرزه ای سیستم قاب با ستون پیوند شده و افزایش ظرفیت سازه، سیستم نوین و بهینه ای با تغییرالگوی قرار گیری ستون پیوند شده ارائه شده است. در گام اول ابتدا مدل‌ها به دو روش طراحی لرزه ای مبتنی بر نیرو و ملکوتیان و شعبی طراحی شده است و کلیه ضوابط لرزه ای (ستون قوی تیر ضعیف، کنترل چشمه اتصال و ترکیب بار تشدید یافته) طبق آیین نامه AISC341-2010 [۹] بر روی مدل‌ها در نظر گرفته شده است. در گام بعد مدل‌های طراحی شده در نرم افزار OPENSEES [۱۰] مدلسازی شده است. به منظور رسیدن به رفتار درستی از سیستم قاب با ستون پیوند شده نمونه مدلسازی شده در نرم افزار OPENSEES با مدل آزمایشگاهی Dusika [۱۱] صحت سنجی شده است. مدل‌ها تحت تحلیل دینامیکی فزاینده بر اساس ۱۱ رکورد زلزله طبق دستور العمل FEMAP695 [۱۱] قرار گرفته است و منحنی شکنندگی برای پارامترهای ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقه، ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند و ماکزیمم برش پایه ترسیم شده است. در انتها بحث و نتیجه گیری حاصل از نتایج تحلیل و طراحی بیان شده است.

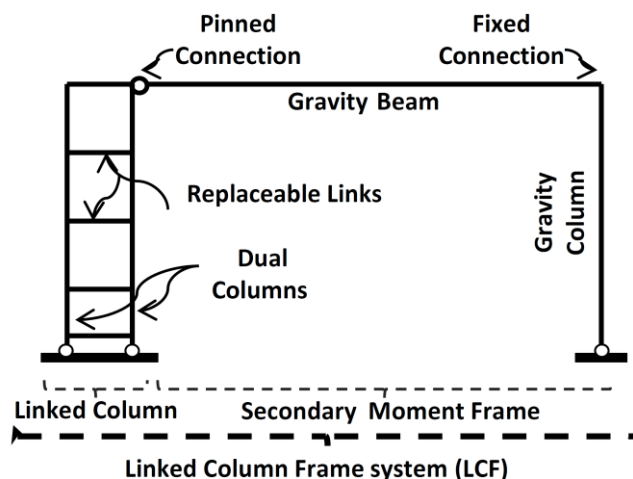
۲- معرفی و مفاهیم پایه سیستم LCF^۹

سیستم قاب با ستون پیوند شده یک سیستم مقاوم در برابر بارهای لرزه ای است که رفتار تیر پیوند^{۱۰} آن مشابه رفتار سیستم قاب‌های مهاربندی و اگر^{۱۱} می باشد. شکل (۱) نمونه ای از سیستم قاب با ستون پیوند شده یک دهانه را نشان می دهد. استهلاک انرژی لرزه ای در این سیستم با رفتار غیر الاستیک تیر پیوند قبل از تسلیم اعضای قاب خمشی انجام می شود. در این سیستم از مفهوم فیوز استفاده شده است تا خرابی فقط در تیر پیوند متمرکز شود (تا به آسانی قابل تعمیر باشد) و به قاب خمشی اجازه دهد تا کمترین تغییر شکل الاستیک تحت مقدار مشخصی از نیروی زلزله داشته باشد. تیر پیوند تعمیر پذیر سختی اولیه ای را در سیستم ایجاد می کند و با داشتن تغییر شکل غیر الاستیک و اتلاف انرژی وابسته به میزان خرابی در سازه قاب خمشی، رفتار نرم شونده غیر خطی و شکل پذیری را برای سیستم فراهم می کند. این سیستم با در بر داشتن دو سیستم مقاوم لرزه ای موازی طراحی می شوند که ممکن است در سطوح مختلف جابه جایی طبقه، تسلیم شوند. این خاصیت به سیستم اجازه می دهد تا به طور مستقیم برای دو سطح عملکرد لرزه ای مختلف طراحی شود: ۱- تعمیر سریع در حالتیکه که خرابی در تیر پیوند رخ داده است که در نتیجه تعمیر و یا تعویض سریع تیر پیوند را ممکن می سازد (RR- Rapid Return) ۲- آستانه فروریزش (CP-Collapse Prevention) در حالتی که قاب خمشی و قاب ستون پیوند شده هر دو آسیب دیده باشند. شکل (۲) منحنی بار افزون ایده آل سیستم LCF را نشان می دهد. [۱۲]

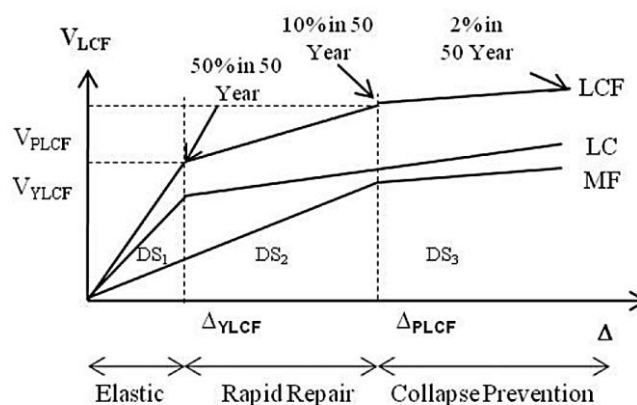
^۹ Linked Column Frame

^{۱۰} Link

^{۱۱} EBF Brace



شکل ۱- سیستم قاب با ستون پیوند شده LCF [۴].



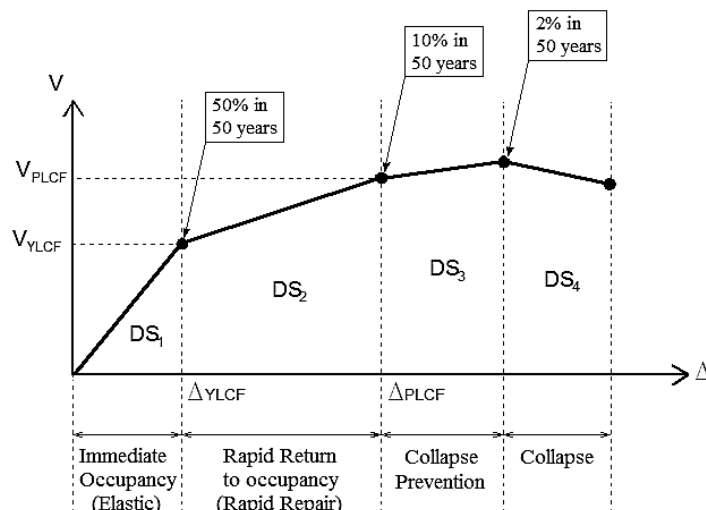
شکل ۲- منحنی بار افزون ایده آل سیستم قاب با ستون پیوند شده و اجزای آن [۴].

۳- روش های طراحی سیستم قاب با ستون پیوند

سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) دارای دو عملکرد اصلی است: ۱- پایداری و مقاومت در برابر بارهای جانبی لرزه‌ای ۲- عملکرد مناسب فیوز سازه‌ای برای کنترل تغییر شکل‌های دیگر اعضاء برای ماندن در محدوده الاستیک. برای طراحی لرزه‌ای سیستم قاب با ستون پیوند شده نیاز به برآورد این دو سطح عملکرد است. به این منظور استفاده از یک روش طراحی لرزه‌ای مبتنی بر نیرو بر اساس آیین‌نامه‌های متداول طرح لرزه‌ای، که توانایی قابل قبولی در دستیابی سازه‌های LCF به اهداف عملکردی خود را دارند، مورد نیاز می‌باشد. روش های طراحی متفاوتی برای سیستم قاب با ستون پیوند شده توسط محققین پیشنهاد شده است، که در بخش بعد دو روش طراحی مبتنی بر نیرو بر اساس پیشنهاد ملکوتیان [۴] و شعیی [۱۳] مورد بررسی قرار گرفته است.

۳-۱- روش طراحی سیستم LCF بر اساس پیشنهاد ملکوتیان [۴]

به منظور دستیابی به اهداف مورد نظر در طراحی سیستم LCF و کارایی حداکثر آن، عملکرد هدف و سطوح خطر این سیستم مطابق شکل (۳) نشان داده شده است. در شکل (۳) مقدار برش پایه و جابجایی بام در اولین مفصل پلاستیک در تیرهای پیوند با V_{YLCF} و Δ_{YLCF} و مقدار برش پایه و جابجایی بام در اولین مفصل پلاستیک در تیرهای خمشی با V_{PLCF} و Δ_{PLCF} مشخص شده است.



شکل ۳-حالات‌های آسیب (DS)، سطوح خطر مرتبط و محدوده بازسازی اعضا آسیب‌دیده [۴].

سطوح عملکرد هدف تعریف‌شده در شکل (۳) برای طراحی به شرح زیر است:

۱- قابلیت استفاده بی‌وقفه 12 (IO) برای یک زلزله با احتمال فرا گذشت ۵۰٪ در پنجاه سال که این مستلزم آن است که هم اعضا ستون پیوند شده و هم اعضا قاب خمشی در محدوده الاستیک باقی بماند (حالت آسیب ۱، $(DS1)$).

۲- بازسازی سریع سازه 13 (RR) برای یک زلزله با احتمال فرا گذشت ۱۰٪ در پنجاه سال که در این حالت کلیه اعضا قاب خمشی در محدوده الاستیک باقی مانده و مفاصل پلاستیک تنها در تیرهای پیوند قابل تعویض رخ می‌دهد (حالت آسیب ۲، $(DS2)$).

۳- آستانه فروریزش 14 (CP) برای یک زلزله با احتمال فرا گذشت ۲٪ در پنجاه سال که در این حالت مفاصل پلاستیک و تسلیم‌شدگی در تیرهای پیوند و اعضا قاب خمشی به منظور جلوگیری از فروریختگی رخ می‌دهد (حالت آسیب ۳، $(DS3)$).

روش طراحی ملکو تیان بر اساس نسبت جابه جایی در اولین نقطه تسلیم سیستم ستون پیوند شده به سیستم قاب خمشی است. این روش طراحی، راهنما و پایه‌ای است که می‌تواند در آینده برای هر روش طراحی سیستم LCF استفاده گردد. در این روش طراحی، تیر های پیوند بر اساس تیر پیوند مهاربند واگرا طراحی می‌شود و نوع تسلیم تیر پیوند بر اساس مقطع و طول تیر پیوند است. طراحی ستون ها بر اساس ظرفیت با فرض تشکیل مفصل پلاستیک در تیر پیوند و تیر خمشی اصلی است. دو شرط اساسی در این روش طراحی پیشنهاد شده است: ۱- کنترل تغییر مکان نسبی طبقه ناشی از تحلیل الاستیک مطابق با آیین نامه ۲-نسبت تغییر مکان بام در مرحله ای که اولین مفاصل پلاستیک در تیر های اصلی تشکیل می‌شود (Δ_{PLCF}) به جابه جایی بام در مرحله ای که اولین مفاصل در تیر پیوند تشکیل می‌شود (Δ_{YLCF}) بین ۱.۲ و ۳ باشد [۴].

$$1.2 < \frac{\Delta_{PLCF}}{\Delta_{YLCF}} < 3 \quad (1)$$

۳-۲- روش طراحی لرزه‌ای مبتنی بر نیرو بر اساس پیشنهاد شعبی برای سیستم LCF

بر اساس روابط ارائه شده برای سیستم‌های تفکیک شده 15 LC و 16 MF و با در نظر گرفتن رفتار اندرکنشی این دو سیستم، روش طراحی ساده شده‌ای مبتنی بر نیرو برای سیستم‌های قاب با ستون پیوند شده توسط شعبی پیشنهاد شده است. این روش طراحی تقریباً

¹² Immediate Occupancy

¹³ Rapid Repair

¹⁴ Collapse Prevention

¹⁵ Linked Column

¹⁶ Moment Frame

مشابه روش طراحی سازه های با سیستم دوگانه در آیین نامه های طرح لرزه ای است با این تفاوت که در این روش از ابتدا دو سیستم سازه-ای بر اساس سهم برشی خود جداگانه طراحی شده و سپس با یکدیگر ترکیب می گردند. در این روش طراحی ابتدا نیروی استاتیکی معادل بر اساس آیین نامه طرح لرزه ای محاسبه شده است. مقدار C_i به عنوان ضریب تاثیر عمل مرکب^{۱۷} که در رابطه (۲) تعریف شده است. این ضریب در واقع بیان کننده میزان تاثیر اندرکنش دو سیستم خواهد بود. در صورتی که C_i برابر یک باشد اندرکنشی بین دو سیستم وجود نداشته و سیستم به صورت موازی عمل می کند که این مسئله در سازه های یک طبقه بیان شده است. ضریب سختی معادل سیستم قاب خمشی و سیستم قاب پیوند شده به طور جداگانه (R_{lc}, R_{mf}) طبق رابطه (۳) و (۴) محاسبه می شود.

$$C_i = \frac{1}{(1.095 - 0.093N_{st} + 0.0053N_{st}^2)} \quad (2)$$

N_{st} برابر تعداد طبقات سازه است.

$$R_{lc} = -1.8R_{mf} + 0.95 \quad (3)$$

$$C_i = \frac{1}{(R_{lc} + R_{mf})} \quad (4)$$

C_i به عنوان ضریب تاثیر عمل مرکب، R_{lc}, R_{mf} نسبت سختی معادل سیستم LC و MF است.

در گام بعد برش پایه سیستم LC و MF بر اساس حاصل ضرب ضریب سختی معادل در برش پایه کل سازه بدست می آید و سیستم LC و MF بر اساس این برش پایه طراحی می شود. در این گام کنترل چشمه اتصال، ستون قوی تیر ضعیف، ترکیب بار تشدید یافته، ضوابط طرح لرزه ای، رفتار برشی تیر پیوند و ظرفیت دورانی تیر خمشی باید در طراحی ها نظر گرفته شود. روند طراحی تا مرحله ای ادامه می یابد که تغییر مکان طبقه بام در سیستم LC و MF باهم برابر شود. مقاطع بدست آمده از طراحی این دو سیستم در سیستم LCF مجددا بررسی می شود و کنترل های لازم طبق آیین نامه لرزه ای انجام می شود. [۱۲] و [۷]

۴- صحت سنجی سیستم قاب با ستون پیوند با نمونه آزمایشگاهی

۴-۱- مدلسازی نمونه آزمایشگاهی دوسیکا و لويس^{۱۸}

برای اطمینان از تعویض آسان تیرهای پیوند، قاب های سیستم LCF باید در محل های قابل دسترسی نظیر پیرامون سازه قرار گیرد. برای تأمین رفتار شکل پذیر مناسب در تیرهای پیوند و سهولت در تعویض آن ها دوسیکا و لويس تحقیقات گسترده ای برای اتصال تیر پیوند به ستون ارائه نموده اند. [۱]

تحقیقات دوسیکا و لويس بر روی نمونه های آزمایشگاهی با جزئیات اتصال مختلف تیر پیوند به ستون LC^{۱۹} با مقیاس واقعی انجام شده است. مقایسه نمونه آزمایشگاهی با مدل سازی های اجزاء محدود در نرم افزار آباکوس انجام شده است. برای تعویض سریع و راحت، ورق انتهایی با پیچ به ستون متصل شده است. نمونه آزمایشگاهی و جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون با ورق انتهایی در شکل (۵) نشان داده شده است. بر اساس مطالعات دوسیکا و لويس [۱] در آزمایش های با مقیاس واقعی، تیر پیوند به کاررفته با این جزئیات اتصال قادر به تحمل دوران بالایی بوده بطوریکه تیر پیوند با عملکرد خمشی توانایی دستیابی به دوران ۰/۰۷ رادیان و تیر پیوند با عملکرد برشی توانایی دستیابی به دوران ۰/۱۰ رادیان را داشته است. مدل آزمایشگاهی یک قاب یک دهانه دو طبقه با طول دهانه و ارتفاع ۶ فوت (۱.۸۳ متر) است. طول تیر پیوند ۵۳ اینچ (۱.۳۵ متر) است. شکل. مقطع ستون W14x145 و مقاطع تیر پیوند برشی W12x96 است، که خصوصیات تیر پیوند در جدول شماره (۱) نشان داده شده است. با توجه به اینکه تیر پیوند مورد بررسی دارای رفتار برشی است، به منظور اینکه به

¹⁷ Efficacy coefficient of the combined interaction

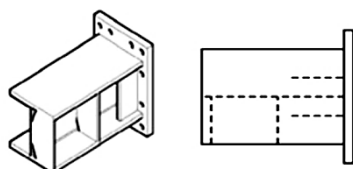
¹⁸ Dusika, Lewis

¹⁹ Linked Column

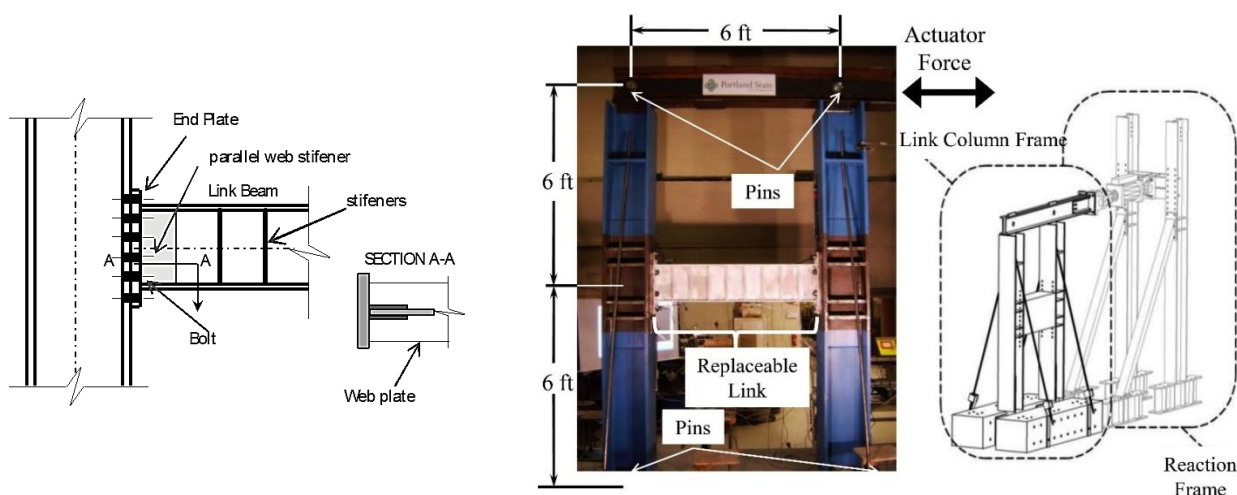
رفتار صحیحی از سیستم قاب با ستون پیوند شده دست یافته شود، رفتار برشی تیر پیوند مورد بررسی بر اساس مدل آزمایشگاهی S2 دوسیکا و لویس (شکل ۴) تنظیم شده است.

جدول شماره ۱- خصوصیات تیر پیوند در نمونه آزمایشگاهی

End Plate Thickness (in)	Stiffener Thickness (in)	Stiffener Spacing (in)	e (in)
W12x96	1.5	13.3	53



شکل ۴- جزئیات اتصال تیر پیوند در مدل S2 آزمایشگاهی لویس [۱].



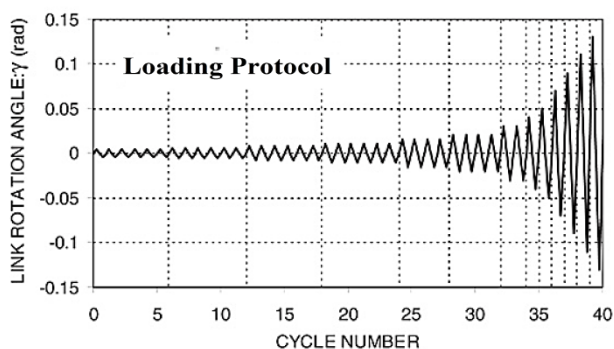
شکل ۵- نمونه آزمایشگاهی و جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون با ورق انتهایی و پیچ و سخت کننده جان در آزمایش دوسیکا و لویس [۱].

برای مدل رفتاری ستون‌های سازه از مدل Steel02 موجود در نرم افزار OPENSEES استفاده شده است. مقاطع کلیه اعضاء به صورت فایبر^{۲۰} مدل شده و رفتار برشی تیر پیوند با Section Aggregator به المان های فایبر اضافه شده است. مصالح تیر پیوند از ترکیب مصالح هیسترتیک^{۲۱} و خستگی است و برای رفتار برشی مقطع از ترکیب مصالح هیسترتیک و Min Max استفاده شده است. المانها به صورت نیرویی^{۲۲} مدلسازی شده است. نحوه مدلسازی در نرم افزار با استفاده از مدلسازی ملکوتیان [۴] انجام شده است. نوع الگوی بار چرخه ای در مدل آزمایشگاهی براساس آیین نامه AISC(2005b) [۱۴] می باشد که مطابق شکل (۶) نشان داده شده است. [۱]

²⁰ fiber

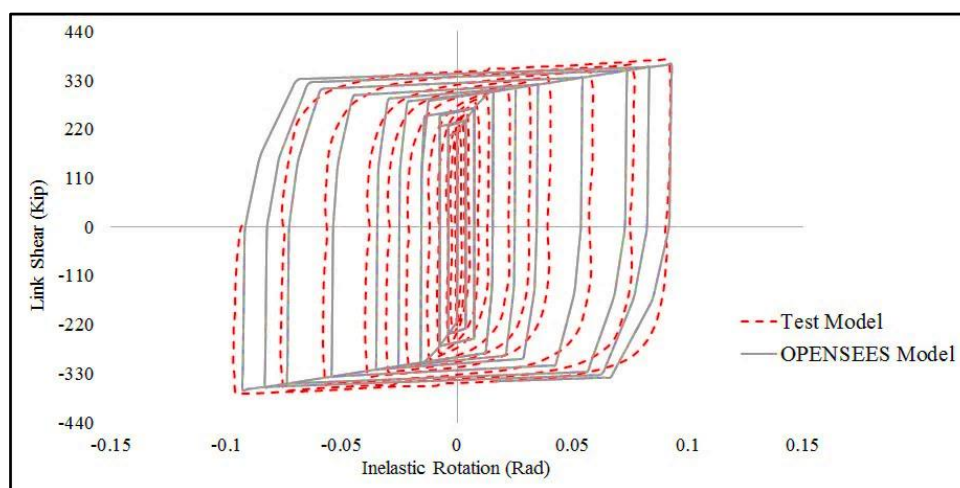
²¹ Hysteretic

²² element force Beam Column



Step	Cycles	Total Link Rotation Angle, γ_{total} (rad)
1	6	0.00375
2	6	0.005
3	6	0.0075
4	6	0.01
5	4	0.015
6	4	0.02
7	2	0.03
8	1	0.04
9	1	0.05
10	1	0.07
11	1	0.09
12	1	0.11

شکل ۶- بارگذاری چرخه ای مورد استفاده در تحلیل آزمایشگاهی [۱]



شکل ۷- مقایسه نتایج آزمایشگاهی دوسیکا مدل تیرپیوند برشی S2 با مدل تنظیم شده OPENSEES [۱].

شکل (۷) منحنی چرخه‌ای نیروی برشی بر حسب چرخش تیرپیوند حاصل از نتایج آزمایشگاهی دوسیکا و نتایج حاصل از تحلیل در نرم افزار OPENSEES را نشان می‌دهد [۱]. به علت رفتار هیسترتیک مصالح تیر پیوند و نداشتن اطلاعات کافی در ارتباط با پارامترهای این مصالح اختلاف در تحلیل نرم افزاری^{۲۳} با میانگین خطای ۶ درصدی مشاهده می‌شود.

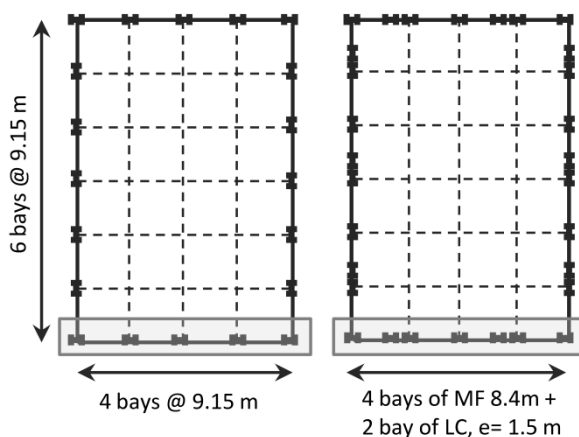
۴- طراحی بر اساس روش طراحی نیرویی ملکوتیان و شعبی و ارائه مدل جدید

به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و بررسی و ارزیابی آسیب پذیری سازه‌های مورد مطالعه، از نرم‌افزار OPENSEES استفاده شده است با توجه به این مساله که نرم افزار قادر به طراحی سازه‌ها نیست، لذا طراحی سازه‌ها در نرم افزار ETABS 2015 انجام شده است. برای طراحی سیستم قاب باستون پیوند شده با دو روش طراحی ارائه شده از پلان‌های تغییر یافته ساختمان SAC استفاده شده است [۲]. سازه طرح شده برای پلان ۳ طبقه به ارتفاع هر طبقه ۳.۹۶ متر مطابق شکل (۸) است.

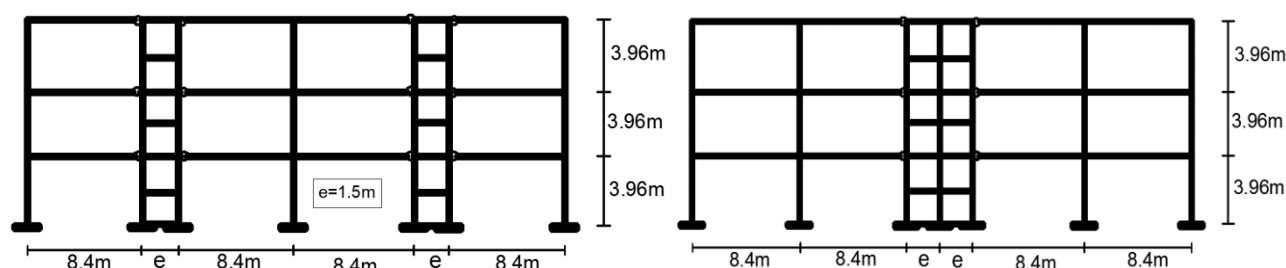
نمونه‌های مورد مطالعه بر اساس موارد زیر است: ۱- مدل طراحی شده به روش طراحی ملکوتیان (MaM)^{۲۴} ۲- مدل طراحی شده به روش طراحی شعبی (ShM)^{۲۵} ۳- مدل ارائه شده جدید از قاب با ستون پیوند شده به صورت آرایش دوتایی (DLCF)^{۲۶}. سیستم

²³ damage

باربر جانبی ساختمان بر روی قاب‌های پیرامونی قرار داشته است و ستون‌ها و تیرهای داخلی تنها بار قائم را تحمل می‌نمایند. در قاب‌های باربر پیرامونی با تغییر ستون‌گذاری قاب SAC [۱۶] از دو دهانه تیرپیوند به عنوان فیوز سازه‌ای استفاده شده است که فاصله ستون‌های پیوند شده e برای سازه با ۳ طبقه برابر ۱.۵ متر در نظر گرفته شده است.



(a)



(b)

شکل ۸- مدل سازه ۳ طبقه از نمونه مدل های SAC [۱۶] (a) مدل طراحی شده به روش شعبی و ملکوتیان MaM، (b) ShM مدل طراحی شده با آرایش جدید DLCF

ساختمان در شهر سیاتل و بر روی رده محلی خاک D واقع شده است. نوع فولادهای استفاده شده از نوع A992 با تنش تسلیم 345 MPa است. مشخصات اعضاء و اتصالات در این مدلها با نمونه‌های آزمایشگاهی تنظیم شده‌اند تا رفتار غیرالاستیک سازه تا حد امکان به مدل واقعی نزدیک باشد. بار مرده و زنده طبقات سازه مطابق با مدل SAC [۱۶] به ترتیب 4.5 kN/m^2 و 0.9 kN/m^2 و بار مرده و زنده طبقه بام به ترتیب برابر 3.5 kN/m^2 و 0.9 kN/m^2 و جرم لرزه ای طبقات 483.9 Ton جرم لرزه ای بام 422.45 Ton نظر گرفته شده است [۱۲]. پارامترهای طیف طراحی مطابق آیین نامه طراحی لرزه ای ASCE7-10 [۱۵] در نظر گرفته شده است. پارامتر ماکزیمم طیف پاسخ برای زمان تناوب 0.2 و 1 ثانیه به ترتیب برابر $1.09g$ و $1.61g$ و پارامتر شتاب طیفی طراحی برای زمان تناوب 0.2 و 1 ثانیه به ترتیب برابر $1.07g$ و $0.7g$ در نظر گرفته شده است. پارامترهای عملکردی برای طراحی این سیستم نظیر ضریب رفتار R برابر 8 ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برابر 5.5 و ضریب تشدید کننده تغییر مکان C_d برابر 3.5 براساس تحقیقات ملکوتیان در نظر گرفته شده است.

مقاطع طراحی شده برای مدل‌های طراحی شده در جدول (۲) و (۳) نشان داده شده است. وزن فولاد مصرفی تیرها و ستوها در سازه طراحی شده به روش شعبی به علت اینکه اثر اندرکنش دو قاب LC و MF در آن لحاظ شده است بیشتر از سازه طراحی شده به روش ملکوتیان است. وزن کل سازه در مدل طراحی شده به روش شعبی (ShM) حدود 10% درصد بیشتر از مدل طراحی شده به روش

²⁴ Malakoutain Model

²⁵ Shoaibi Model

²⁶ Double Liked Column Frame

ملکوتیان (MaM) است. به علت اینکه اثر تغییر الگوی قرارگیری ستون پیوند به صورت دوتایی در پاسخ سازه بررسی شود، وزن فولاد مصرفی مدل DLCF و MaM یکسان در نظر گرفته شده است. وزن فولاد مصرفی در دو روش طراحی و مقدار فولاد مصرفی نسبت به وزن کل سازه به ترتیب در جدول (۴) و (۵) نشان داده شده است.

جدول ۲- مقاطع سازه طراحی شده به روش ملکوتیان.

طراحی به روش ملکوتیان	Linked Column		Moment Frame	
	Link	Column	Beam	Column
story				
1	W24x62	W14x257	W16x40	W14x257
2	W24x103	W14x257	W16x40	W14x257
3	W16x100	W14x257	W16x40	W14x257

جدول ۳- نمونه سازه طراحی شده به روش شعبی.

طراحی به روش شعبی	Linked Column		Moment Frame	
	Link	Column	Beam	Column
story				
1	W24x103	W14x398	W10x68	W14x145
2	W18x97	W14x342	W10x68	W14x132
3	W16x100	W14x342	W10x45	W14x132

جدول ۴- وزن فولاد مصرفی در هر مدل طراحی.

مدل	Weight Link (kg)	Weight Column (kg)	Weight Beam (kg)	W _{Total} (kg)
MaM	2502	31836	5724	40062
ShM	2741	32836	8593	44171

جدول ۵- درصد فولاد مصرفی در هر مدل طراحی

	W _{Link} / W _{Total}	W _{Column} / W _{Total}	W _{Beam} / W _{Total}	W _{Total} (kg)
MaM	% 6.20	% 79.50	% 14.30	40062
ShM	% 6.20	% 74.30	% 19.50	44171

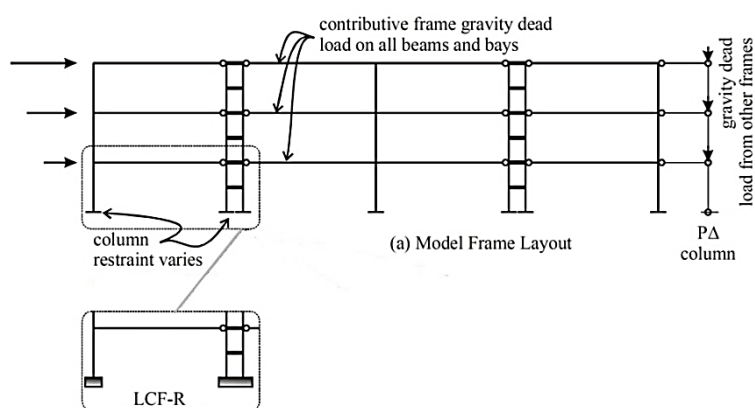
۵- نحوه مدلسازی سیستم قاب با ستون پیوند شده در نرم افزار OPENSEES

به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده (IDA) مدلسازی نمونه های طراحی شده در نرم افزار OPENSEES انجام شده است. برای مدل رفتاری ستون های سازه از مدل Steel02 موجود در این نرم افزار استفاده شده است. مقاطع کلیه اعضا به صورت فایبر^{۲۷} مدل شده و رفتار مصالح تیر پیوند و تیر شکل پذیر بر اساس منحنی های چرخه ای نیرو تغییر مکان تنظیم شده بر اساس آزمایش های مختلف در مدلسازی بکار رفته است. مصالح تیر پیوند از ترکیب مصالح هیسترتیک^{۲۸} و خستگی و Min Max است و مصالح تیر های خمشی از ترکیب مصالح هیسترتیک و خستگی است. منحنی رفتاری مصالح هیسترتیک در شکل (۱۰-a) نشان داده شده است. اثر محوری و خمشی

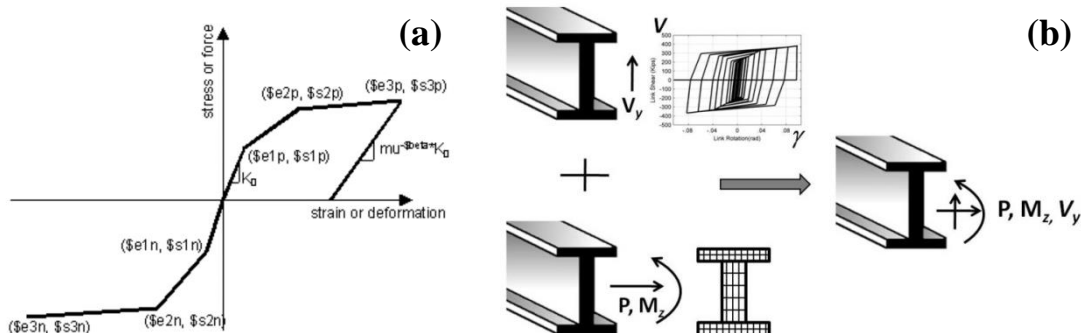
²⁷ fiber²⁸ Hysteretic

در مقطع با استفاده از مقاطع فایبر و رفتار برشی مقطع با Section Aggregator مدل‌سازی شده است. در مدل‌سازی کلیه اعضا در OPENSEES [۱۰] مدل رفتار برشی با مدل رفتار خمشی ترکیب می‌شود تا اثرات تغییر شکل برشی در تحلیل‌ها به خوبی در نظر گرفته شود.

نمونه ای از ترکیب مصالح محوری و خمشی با مصالح برشی در شکل (b-۱۰) نشان داده شده است. با توجه به اینکه در طراحی سازه ضوابط طرح لرزه‌ای و ظرفیت چشمه اتصال در طرح در نظر گرفته شده است، بنابراین تغییر شکل برشی چشمه اتصال اثر آن در تحلیل‌ها ناچیز و بوده و به همین دلیل در مدل‌سازی، چشمه اتصال در نظر گرفته نشده است. اثرات P-Delta به طور کامل در مدل‌سازی در نظر گرفته شده است. برای این منظور بارهای قائم روی قاب در محل واقعی خود و بارهای قائم بقیه نصف سازه بر روی یک ستون P-Delta^{۲۹} اعمال شده است. ستون P-Delta توسط اتصال مفصلی و با اعضاء میله‌ای خرابایی به قاب سازه متصل شده است. نمای کلی از شکل مدل‌سازی شده در نرم افزار در شکل (۹) نشان داده شده است.



شکل ۹- نمای کلی از نمونه مدل سازه سه طبقه در نرم افزار OPENSEES



شکل ۱۰- (a) منحنی رفتاری مصالح هیستریتیک [۱۰] - (b) ترکیب اثر محوری و خمشی با اثر برشی در مقاطع مدل‌سازی شده در OPENSEES [۴]

۶- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)^{۳۰} با شاخص ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقه

تحلیل دینامیکی فزاینده، یک تحلیل مؤلفه ای مؤثر لرزه ای به منظور بررسی عملکرد سازه ها است. این تحلیل یک مجموعه از تحلیل های دینامیکی غیرخطی بوده که به ازای زلزله های مختلف با شدت های متفاوت انجام می شود. مساله که در تحلیل IDA اهمیت دارد انتخاب رکورد های زلزله است که طبق توصیه کرنل^{۳۱} [۱۷] تعداد ۱۰ تا ۲۰ رکورد زلزله دقت قابل قبولی برای برآورد تقاضای آسیب پذیری سازه ها دارد. دستورالعمل FEMA P695 [۱۱] نیز ۲۲ رکورد زلزله را در مجموعه رکوردهای پیشنهادی خود قرار داده است. هر چه

²⁹ Leaning Column

³⁰ Incremental Dynamic Analysis

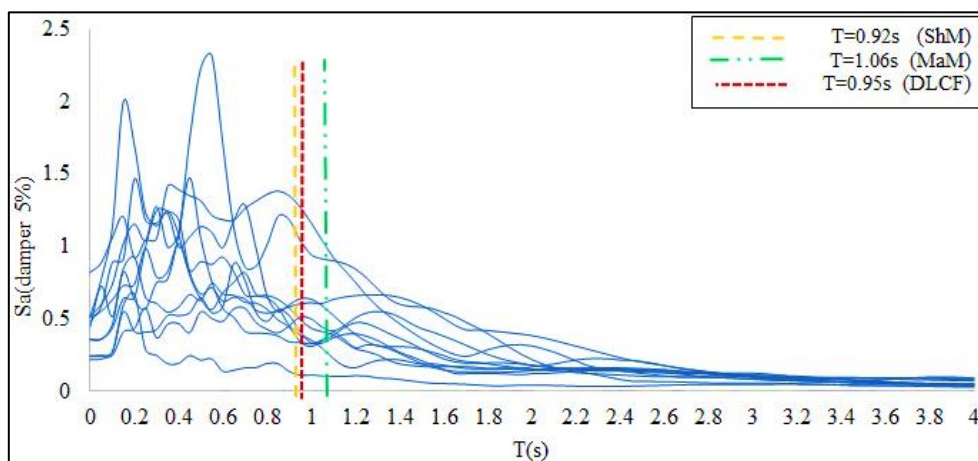
³¹ Shome and Cornell

تعداد رکوردهای انتخاب شده در تحلیل بیشتر باشد، نتایج حاصل از آن تحلیل عمومیت بیشتری به خود خواهد گرفت اما از طرفی اضافه نمودن تعداد رکوردها سبب افزایش حجم خروجی ها و زمان تحلیل می گردد. در این مطالعه از ۱۱ رکورد دور از گسل پیشنهادی FEMA P695 [۱۱] استفاده شده است. جدول (۶) یازده شتابنگاشت زلزله حوزه دور و شکل (۱۱) طیف شتاب این شتابنگاشت ها نشان داده می دهد.

جدول ۶- یازده رکورد زلزله تحت زلزله حوزه دور [۱۱].

ID.No	PGA	M	Year	Name Earthquake	Recording Station	
					Name	Owner
1	0.52	6.7	1994	Northridge	BeverlyHills-Mulhol	USC
2	0.48	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC
3	0.51	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	BHRC
4	0.24	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	CDMG
5	0.36	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD
6	0.22	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI
7	0.24	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE
8	0.45	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	USGS
9	0.36	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	CDMG
10	0.82	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	ERD
11	0.51	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	CWB

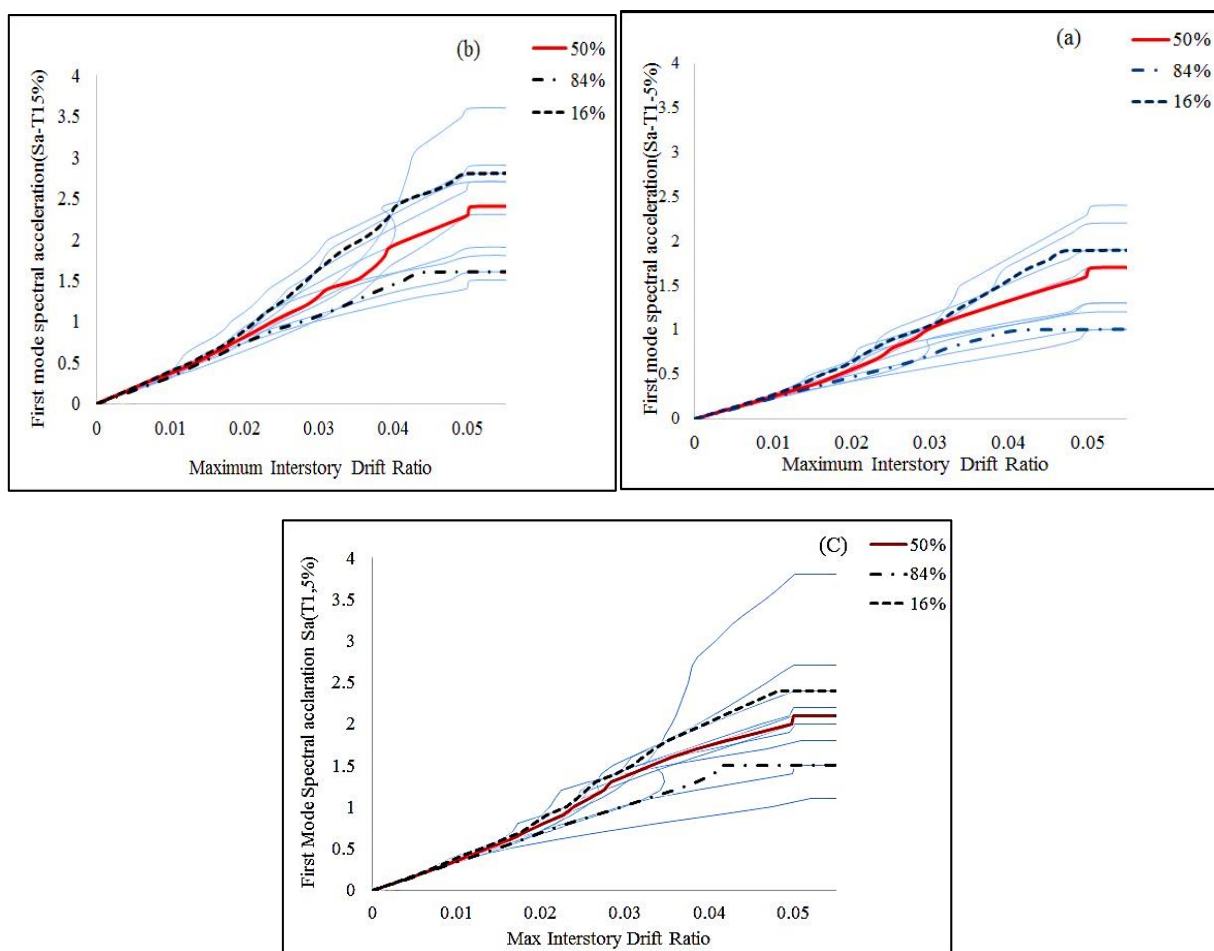
بهترین نقطه ای که در طول منحنی IDA می تواند معرف تقاضا در سطح عملکرد آستانه فروریزش باشد، نقطه ای است که در آن، منحنی شروع به نرم شدگی می کند تا ناپایداری دینامیکی کل سازه حاصل شود. اولین نقطه ای که ۲۰٪ شیب ناحیه الاستیک را در طول منحنی IDA داشته باشد به عنوان تقاضای زلزله در این سطح عملکرد شناخته می شود. مشکلی که این روش دارد این است که شیب هر منحنی IDA لزوماً قبل از رسیدن به ناپایداری کلی سازه، تا ۲۰٪ شیب ناحیه خطی اولیه افت نمی کند و یا سازه دچار ناپایداری دینامیکی می شود که این تغییر شیب آستانه فروریزش نمی باشد لذا در برخی موارد اصولاً استفاده از این روش امکان پذیر نیست. یکی دیگر از معیارهای مبتنی بر خرابی در این آیین نامه ها، حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی بین طبقه ای می باشد. سازه از هر یک از این دو معیار خرابی ارائه شده زودتر عبور کند آن نقطه سطح خرابی کامل سازه محسوب می شود. در این مقاله سطح خرابی فروریزش با فرض ماکزیمم تغییر مکان نسبی ۵ درصد طبق نتایج حاصل از تحلیل ملکوتیان [۴] انجام شده است



شکل ۱۱- طیف یازده شتابنگاشت زلزله تحت حوزه دور

۱-۶- منحنی های تحلیل IDA برای سازه های مورد مطالعه

مدل های طراحی شده بعد از تحلیل استاتیکی خطی و تحلیل مودال، تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی بارفزاینده قرار گرفته است. ۱۱ زلزله بر اساس طیف شتاب در دوره تناوب مود اول مقیاس شده اند و طی گام های تحلیل $0.1g$ به سازه اعمال می شود. دوره تناوب سازه تحت آنالیز مودال در نرم افزار برای نمونه ها در مدل طراحی شده به روش شعیبی (ShM) 0.92 ثانیه و برای مدل طراحی شده به روش ملکوتیان (MaM) برابر 1.06 ثانیه و برای مدل قاب با ستون پیوند شده دوتایی (DLCF) برابر 0.95 است. با مقایسه دوره تناوب مدل DLCF و MaM به وضوح دیده می شود که با توجه به ثابت بودن جرم دو مدل، سختی سازه با تغییر آرایش قرار گیری ستون پیوند افزایش یافته است. رفتار مدل ها در مقابل زلزله های مختلف به طیف پاسخ شتاب زلزله در زمان تناوب هر سازه، بستگی دارد. منحنی های IDA برای سه مورد مطالعه مطابق شکل (۱۲-a-c) ترسیم گردیده است و سپس با استفاده از توزیع احتمالاتی لوگ-نرمال احتمال شکست در سطح عملکرد آستانه فروریزش محاسبه می شود. منحنی های شکنندگی برای حداکثر تغییر مکان نسبی در سطوح مختلف PGA مطابق شکل (۱۳) نشان داده شده است.

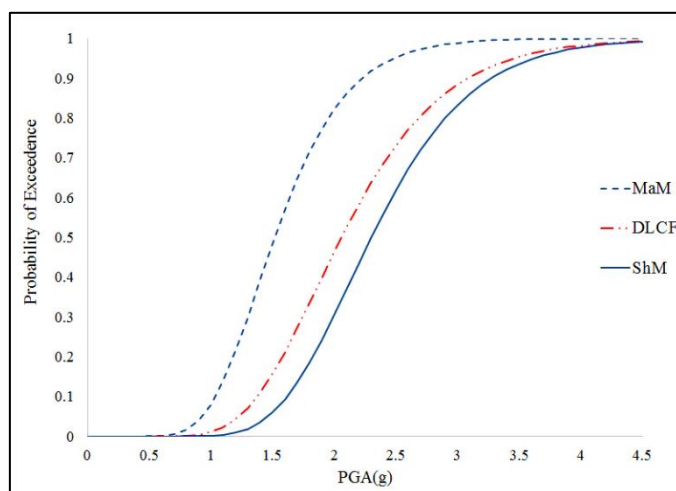


شکل ۱۲- تحلیل IDA مدل های مورد بررسی (a) MaM (b) ShM (c) DLCF بر اساس ماکزیمم تغییر مکان نسبی برای سطح عملکرد CP

با توجه به نتایج حاصل از منحنی IDA ماکزیمم تغییر مکان نسبی در صدک ۵۰ درصد در مدل ShM در بیشینه شتاب $2.4g$ و در مدل DLCF در بیشینه شتاب $2.1g$ در مدل MaM در بیشینه شتاب $1.7g$ است. نتیجه نشان می دهد ظرفیت مدل ShM به طور متوسط ۵۰ درصد بیشتر از مدل MaM و به طور متوسط ۱۴ درصد بیشتر از ظرفیت مدل DLCF است که این مساله نشان می دهد که روش طراحی شعیبی به علت در نظر گرفتن اندر کنش دو سیستم قاب ستون پیوند و قاب خمشی، عملکرد بهتری نسبت به روش طراحی

ملکوتیان داشته است. وزن فولاد مصرفی در مدل DLCF با مدل طراحی شده به روش ملکوتیان (MaM) یکسان است. مدل DLCF ظرفیت بیشتری نسبت به مدل MaM دارد و بنابر این تغییر آرایش قرار گیری ستون پیوند بر اساس روش ارائه شده در این مقاله به طور متوسط باعث افزایش ۲۳ درصد ظرفیت مدل MaM شده است.

برای مدل ShM و DLCF ماکزیمم تغییر مکان نسبی در صدک ۸۴ درصد در بیشینه شتاب ۱,۸g و برای مدل MaM در بیشینه شتاب ۱,۲g بدست آمده است. این مساله نشان می دهد که مدل DLCF و مدل ShM در صدک ۸۴ درصد به اندازه ۵۰ درصد ظرفیت بیشتری نسبت به مدل MaM دارد.



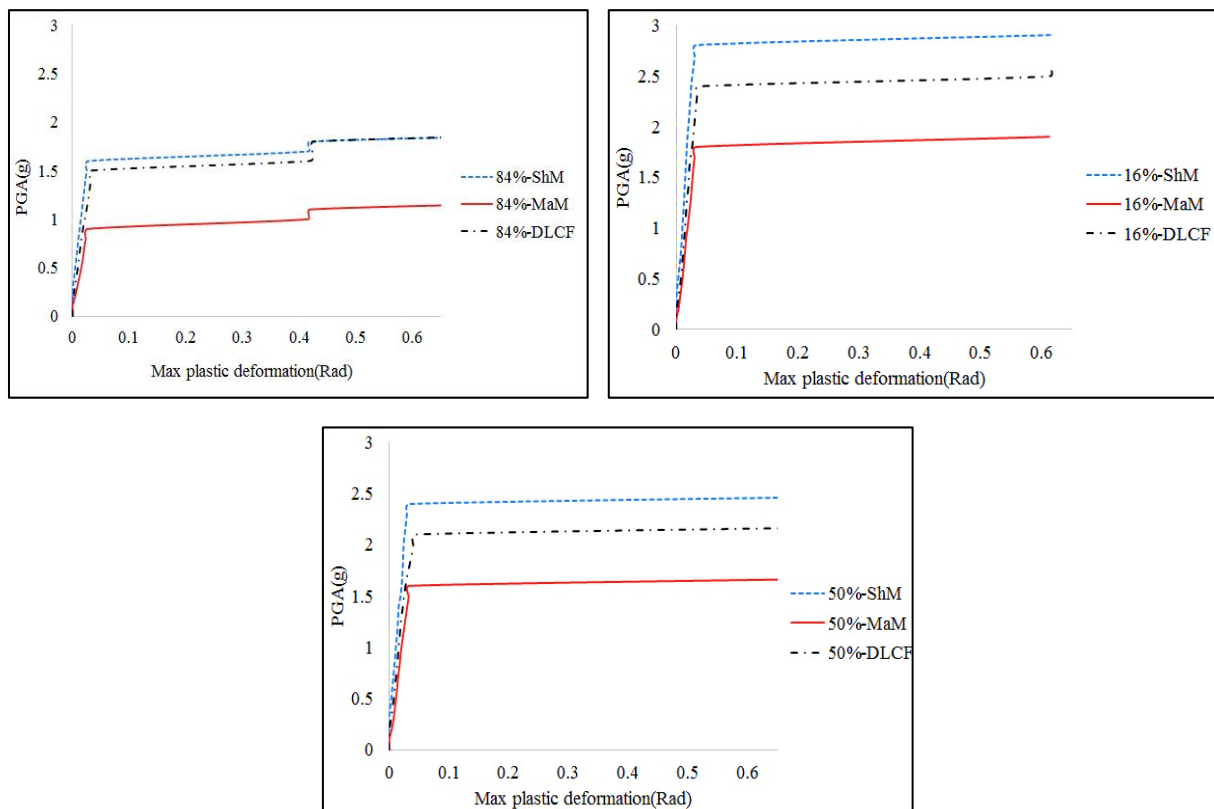
شکل ۱۳- منحنی شکنندگی مدل های DLCF, MaM, ShM بر اساس ماکزیمم تغییر مکان نسبی برای سطح عملکرد CP

طبق روش های طراحی که در بخش قبل بیان شده است سازه طراحی شده به روش شعیه (ShM) اثر اندرکنش قاب خمشی و ستون پیوند شده را در طراحی لحاظ کرده است و سازه طراحی شده به روش ملکوتیان بر اساس محدودیت نسبت تغییر مکان بام در حالتی که اولین مفصل پلاستیک در تیر پیوند تشکیل شده به تغییر مکان بام در حالتی که مفصل پلاستیک در تیر اصلی تشکیل شده است کنترل می شود. منحنی شکنندگی بر اساس ماکزیمم تغییر مکان نسبی مطابق شکل ۱۳ نشان داده است که مدل ShM با توجه به اینکه جرم و سختی بیشتری نسبت به مدل MaM و DLCF داشته است، ظرفیت بیشتری در برابر زلزله تا سطح عملکرد CP دارد اما احتمال خرابی کامل سازه برای مدل DLCF و ShM در شتاب ۴g و برای مدل MaM در شتاب ۳g است. این مساله نشان می دهد اثر اندرکنش دو سیستم مقاوم لرزه ای ستون پیوند شده و قاب خمشی در طراحی سازه، تاثیر به سزایی در ظرفیت سازه دارد.

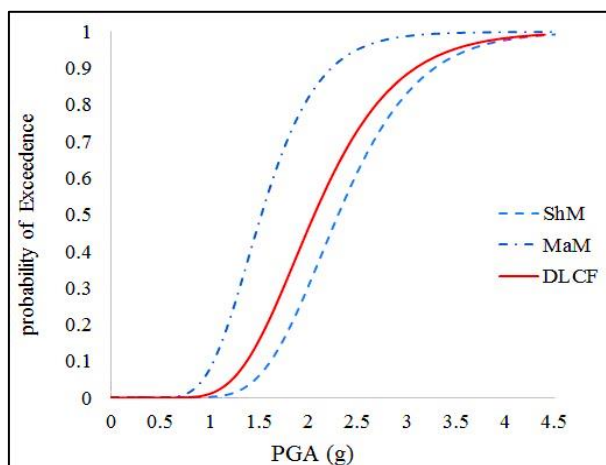
۶-۲- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) با شاخص تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند

در سیستم قاب با ستون پیوند شده رفتار برشی تیر پیوند، تغییر شکل پلاستیک تیرها و همچنین میزان برش پایه سیستم، اهمیت بسیاری در رفتار این سیستم دارد. به همین منظور تحلیل دینامیکی بار افزون بر روی سیستم قاب با ستون پیوند شده بر اساس ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند و ماکزیمم برش پایه انجام شده است.

با توجه به تعداد زیادی از منحنی های بدست آمده حاصل از تحلیل IDA، برای دستیابی به یک حالت کلی از رفتار سازه و کاهش پراکندگی اطلاعات، منحنی های IDA در صدک های ۱۶٪، ۵۰٪، ۸۴٪ برای هر یک از دسته منحنی های IDA استخراج گردیده است. شکل (۱۴) خلاصه منحنی های IDA را نشان می دهد. منحنی شکنندگی بر اساس ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند مطابق شکل (۱۵) نشان داده شده است.



شکل ۱۴- منحنی خلاصه شده ۵۰،۱۶،۸۴ درصد تحلیل IDA بر اساس ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند



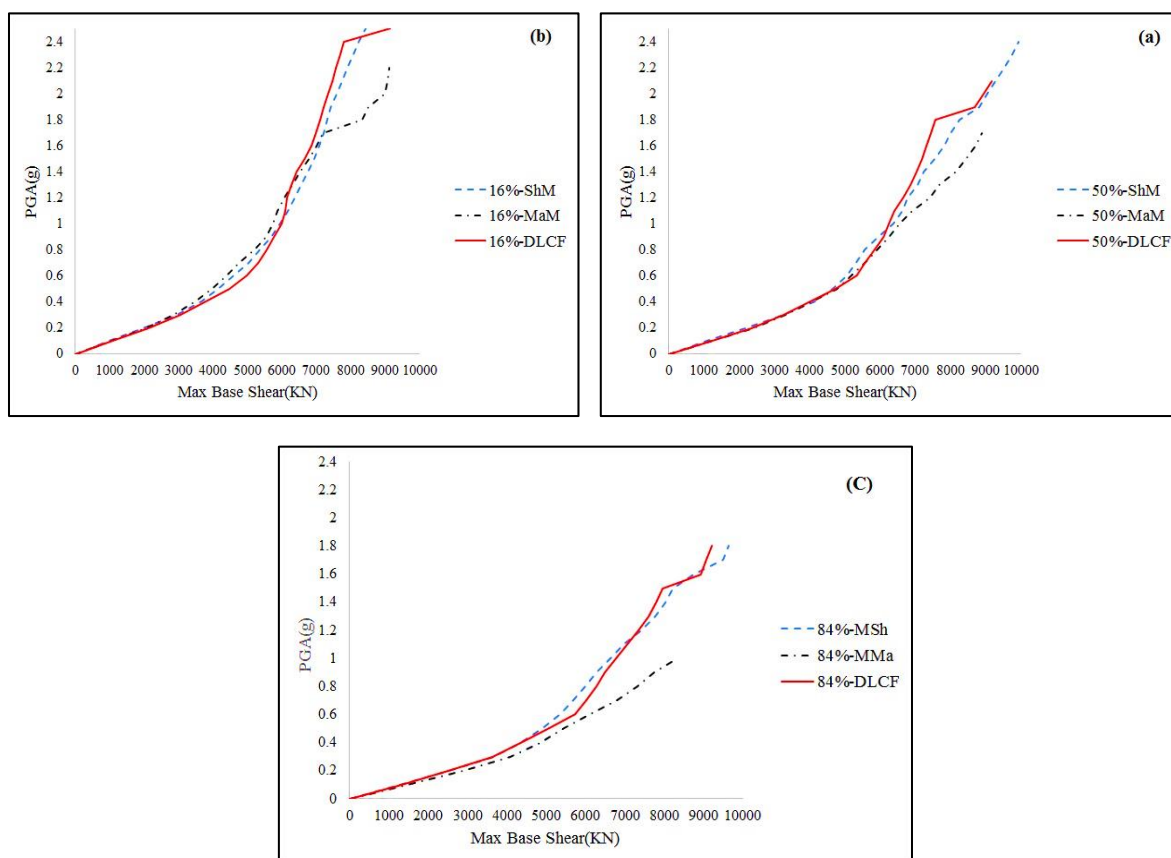
شکل ۱۵- منحنی شکنندگی بر اساس ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند برای مدل های ShM, MaM, DLCF

نتایج نشان داده است که ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند برای صدک ۵۰ درصد که مقداری برابر ۰.۰۳ رادیان دارد برای مدل ShM در شتاب بیشینه برابر ۲.۴ g و برای مدل MaM در شتاب بیشینه برابر ۱.۷ g و برای مدل DLCF در شتاب بیشینه برابر ۲.۱ g بدست آمده است. ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند برای صدک ۸۴ درصد که مقداری برابر ۰.۴ رادیان دارد برای مدل ShM در شتاب بیشینه برابر ۱.۸ g و برای مدل MaM در شتاب بیشینه برابر ۱.۱ g و برای مدل DLCF در شتاب بیشینه برابر ۱.۸ g بدست آمده است. برای صدک ۱۶ درصد که مقداری برابر ۰.۶ رادیان دارد برای مدل ShM در شتاب بیشینه برابر ۲.۹ g و برای مدل MaM در شتاب بیشینه برابر ۲.۱ g و برای مدل DLCF در شتاب بیشینه برابر ۲.۷ g بدست آمده است.

با توجه به نتایج حاصل از نمودارها، ظرفیت تیر پیوند (فیوز های سازه) در جذب انرژی زلزله در مدل DLCF بیشتر از مدل MaM و کمتر از مدل ShM است. البته این مساله قابل توجه است که تیر پیوند در مدل طراحی شده به روش شعاعی مقاطع سنگین تری نسبت به دو مدل دیگر دارد که بیشتر بودن ظرفیت تیر پیوند در این مدل امری طبیعی است. تاثیر آرایش دوتایی ستون پیوند در مدل DLCF بر اساس منحنی ظرفیت ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند باعث افزایش صدک های ۱۶ و ۵۰ و ۸۴ درصد نسبت به مدل MaM شده است که این میزان افزایش به ترتیب ۶۳،۲۳،۲۸ درصد است. این مساله نشان می دهد که ظرفیت تیر پیوند در مدل DLCF به طور متوسط ۲۳ درصد بیشتر از مدل MaM است.

۳-۶- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) با شاخص ماکزیمم برش پایه

توجه به اینکه مقدار برش پایه سازه اهمیت بسیاری در میزان جذب انرژی زلزله دارد به همین منظور تحلیلی دینامیکی فزاینده بر اساس ماکزیمم برش پایه انجام شده است. نتایج بدست آمده از تحلیلی دینامیکی فزاینده بر اساس ماکزیمم برش پایه مطابق شکل (۱۶) نشان داده شده است. نتایج نشان داده است که ماکزیمم برش پایه برای سطح ۵۰ درصد برای مدل ShM در شتاب بیشینه برابر g ۲.۴ و برای مدل MaM در شتاب بیشینه برابر g ۱.۷ و برای مدل DLCF در شتاب بیشینه برابر g ۲.۱ بدست آمده است. ماکزیمم برش پایه برای سطح ۸۴ درصد برای مدل ShM در شتاب بیشینه برابر g ۱.۸ و برای مدل MaM در شتاب بیشینه برابر g ۱ و برای مدل DLCF در شتاب بیشینه برابر g ۱.۸ بدست آمده است. ماکزیمم برش پایه برای مدل ShM در شتاب بیشینه برابر g ۲.۸ و برای مدل MaM در شتاب بیشینه برابر g ۲.۲ و برای مدل DLCF در شتاب بیشینه برابر g ۲.۷ بدست آمده است.



شکل ۱۶- منحنی خلاصه شده ۵۰، ۱۶، ۸۴ درصد تحلیل IDA بر اساس ماکزیمم برش پایه (a- نمودار صدک ۵۰- b) نمودار صدک ۱۶ (c) نمودار صدک ۸۴

با توجه به نتایج بدست آمده از خلاصه منحنی IDA مدل طراحی شده به روش ملکوتیان (MaM) جذب برش بیشتری نسبت به دو مدل دیگر دارد. با توجه به منحنی میانگین در شتابهای کمتر از $0.5g$ ظرفیت برشی مدل ShM و مدل DLCF با یکدیگر برابر است و در شتابهای بزرگتر از $1g$ ظرفیت برشی مدل DLCF بیشتر از مدل ShM و مدل MMA است که این مساله نشان می دهد مدل DLCF مدلی اقتصادی تر نسبت به مدل ShM است و همچنین جاگزین بسیار خوبی برای مدل طراحی شده به روش ملکوتیان است. نتایج حاصل از مقایسه ماکزیمم برش پایه بین مدل DLCF و مدل MaM نشان داده است که تاثیر آرایش دوتایی باعث افزایش ظرفیت برشی مدل MaM در صدک های ۱۶ و ۵۰ و ۸۴ درصد شده است که این میزان افزایش به ترتیب ۲۳، ۲۳، ۸۰ درصد است.

۷- نتیجه گیری

در این مقاله به مقایسه تاثیر روش های طراحی مختلف سیستم قاب با ستون پیوند شده بر روی عملکرد لرزه ای سازه و همچنین تاثیر تغییر آرایش ستون پیوند شده به صورت دوتایی کنار هم در سیستم LCF پرداخته شده است. مدل های مورد بررسی ۱-مدل طراحی شده به روش طراحی ملکوتیان (MaM) ۲-مدل طراحی شده به روش طراحی شعبی (ShM) ۳-مدل سیستم قاب با ستون پیوند شده با ارائه یک آرایش جدید ستون پیوند به صورت دوتایی (DLCF) است. مدل ها تحت تحلیل دینامیکی فزاینده بر اساس ماکزیمم تغییر مکان نسبی برای سطح عملکرد آستانه فروریزش، ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند، ماکزیمم برش پایه در نرم افزار OPENSEES قرار گرفته است. نتایج زیر بر اساس بررسی رفتار لرزه ای مدل های سه طبقه بدست آمده است.

- وزن فولاد مصرفی برای اعضای سازه ای نظیر تیر پیوند، تیر ها و ستونها در روش طراحی شعبی بیشتر از روش طراحی ملکوتیان است و وزن کل سازه در روش طراحی شعبی حدود ۱۰ درصد بیشتر از روش طراحی ملکوتیان است. با توجه به اینکه روش طراحی شعبی اثر اندرکنش بین دوسیستم قاب خمشی و ستون پیوند شده را در طراحی لحاظ کرده است اما برای طراحی سازه سه طبقه غیر اقتصادی است
- با توجه به نتایج نشان داده شده از منحنی تحلیلی دینامیکی فزاینده بر اساس ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقه و منحنی شکنندگی تا سطح عملکرد CP، سازه طراحی شده به روش شعبی (ShM) با توجه به اینکه جرم و سختی بیشتری نسبت به روش ملکوتیان داشته است، ظرفیت بیشتری در برابر زلزله دارد. منحنی شکنندگی نشان داده است که ظرفیت مدل ShM بیشتر از مدل DLCF و ظرفیت مدل DLCF بیشتر از مدل MaM است.
- میزان کاهش ظرفیت مدل DLCF در مقایسه با ShM به طور میانگین برابر است با ۱۴ درصد است و در صدک ۸۴ درصد دو مدل ظرفیت یکسانی دارند. که مساله نشان داده است که ظرفیت سازه در مدل DLCF تفاوت اندکی با مدل ShM دارد.
- تاثیر آرایش دوتایی در سیستم LCF باعث افزایش صدک های ۱۶، ۵۰، ۸۴ درصد ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقه نسبت به مدل MaM شده است که به طور متوسط مدل DLCF ۲۳ درصد ظرفیت بیشتری نسبت به مدل MaM دارد. این مساله نشان می دهد مدل DLCF جایگزین بسیار خوبی برای مدل طراحی شده به روش ملکوتیان (MaM) است.
- با توجه به نتایج حاصل از منحنی شکنندگی برای سطح عملکرد CP احتمال خرابی کامل سازه برای مدل DLCF و ShM در شتابی یکسان (حدود $4g$) اتفاق می افتد و برای مدل MaM در شتاب کمتری (حدود $3g$) حاصل می شود. این مساله نشان می دهد تغییر آرایش قرار گیری LC تاثیر زیادی در بهبود عملکرد لرزه ای مدل MaM داشته است.
- با توجه نتایج منحنی شکنندگی که حاصل از تحلیل IDA بر اساس ماکزیمم تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند است، ظرفیت تیر پیوند (فیوز های سازه) در جذب انرژی زلزله در مدل DLCF بیشتر از مدل MaM و کمتر از مدل ShM است. این مساله نشان می دهد که آرایش دوتایی ستون پیوند شده باعث افزایش ظرفیت تیر های پیوند می شود.

- تاثیر آرایش دوتایی ستون پیوند در مدل DLCF بر روی منحنی IDA با شاخص آسیب تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند، باعث افزایش صدک های ۵۰ و ۸۴ درصد نسبت به مدل MaM شده است. این نتیجه نشان داده است که ظرفیت تیر پیوند در مدل DLCF به طور متوسط ۲۳ درصد بیشتر از مدل MaM است. ظرفیت تیر پیوند در جذب انرژی در مدل ShM به طور متوسط ۱۴ درصد بیشتر از مدل DLCF است.
- با توجه به نتایج بدست آمده از خلاصه منحنی IDA مدل طراحی شده به روش ملکوتیان (MaM) ظرفیت برشی کمتری نسبت به دو مدل دیگر دارد. نتایج حاصل از مقایسه ماکزیمم برش پایه بین مدل شعیی ShM و مدل DLCF نشان داده است که در شتاب های کمتر ظرفیت برشی مدل DLCF با مدل ShM برابر است و در شتابهای بیشتر از ۱g ظرفیت برشی DLCF بیشتر از ظرفیت برشی ShM است. نتایج حاصل از مقایسه ماکزیمم برش پایه بین مدل DLCF و مدل MaM نشان داده است که تاثیر آرایش دوتایی به طور متوسط ۲۳ درصد ماکزیمم برش پایه را افزایش داده است. این مساله نشان می دهد مدل DLCF می تواند جایگزین خوبی برای مدلهایی باشد که به روش ملکوتیان طراحی می شود و اثر اندر کنش بین قاب خمشی و ستون پیوند شده در طراحی آن لحاظ نشده است.
- با توجه به مطالعه انجام شده نتایج نشان داده است تغییر آرایش قرار گیری LC در سیستم قاب با ستون پیوند شده تا حد زیادی باعث افزایش ظرفیت سازه طراحی شده به روش ملکوتیان شده است. مدل DLCF به دلیل کاهش ناچیز ظرفیت سازه و افزایش ظرفیت برشی بیشتر و همچنین وزن فولاد مصرفی کمتر نسبت به مدل ShM، می تواند جایگزین خوبی برای سیستم های قاب با ستون پیوند شده بدون در نظر گرفتن اثر اندر کنش در طراحی آن شود.
- روش طراحی ملکوتیان در مقایسه با شعیی دارای مراحل طراحی کمتری است و این مساله به عنوان یک مزیت در تحلیل و طراحی این سیستم ها با توجه به صرفه جویی در زمان طراحی است.

مراجع

- [1] Dusicka, P. Lewis, G.R. (2010). Replaceable shear and flexural links for the linked column frame system. Master of Science thesis, Civil and environmental engineering, Portland State University.
- [2] Dusicka, P. Iwai, R. (2007). Development of linked column frame system for seismic lateral loads, Structural engineering research frontiers, structures congress, ASCE, 1-13.
- [3] Stephens, M. (2011). Numerical and Experimental Analysis of Composite Sandwich Links for the LCF A thesis Master of Science in Civil and Environmental Engineering, Portland State University
- [4] Malakoutian, M. (2012). Seismic response evaluation of the linked column frame system. Doctoral dissertation, University of Washington.
- [5] Lopes, A. Dusicka, P., Berman, J. (2015). Lateral Stiffness Approximation of Linked Column Steel Frame System. ASCE Structures Congress
- [6] Pires Lopes, A. (2016). Seismic behavior and design of the linked column steel frame system for rapid return to occupancy. Doctoral dissertation, Civil and Environmental Engineering, Portland State University
- [7] Shoeibi, Sh. (2019). Simplified force-based seismic design procedure for linked column frame system, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 87-101.
- [8] Gholhaki, M. Foroozan, F. Rezayfar, O. (2019). A Study on the Performance-Based Seismic Design of Linked Column Frame (LCF) System Subjected to Near and Far-Field Earthquakes. Journal of Structural and Construction Engineering.
- [9] ANSI, A. (2010). AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago (IL):

American Institute of Steel Construction.

[10] Mazzoni, S. McKenna, F. Scott, and MH. Fenves, GL. (2006). Open system for engineering simulation user-command-language manual, version 2.0, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley.

[11] FEMA P695. (2009). Quantification of building seismic performance factors, Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency.

[12] Shoeibi, Sh. Kafi, MA and Gholhaki, M. (2017). New Performance-based seismic design method for structures with structural fuse system. *Engineering Structures*, 745–760.

[13] Shoeibi, Sh. (2017). Seismic design method and performance assessment of linked column frame system (LCF), Doctoral dissertation, University of Semnan.

[14] American Institute of Steel Construction. (2005). Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction.

[15] ASCE 7-10. (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.

[16] FEMA-350C. (2000). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Report No. 350, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[17] Shome, N. Cornell, CA. (1999). Probability seismic demand analysis of nonlinear structures. Ph.D, dissertation. Stanford University