

تحلیل عددی فیوز با تعویض پذیری ساده در قاب‌های واگرا و تعیین ضریب رفتار به روش انرژی

سروش سلطانی^۱، محمدرضا جواهری تفتی^{۲*}، محمد قاسم وتر^۳

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد تفت، دانشگاه آزاد اسلامی، تفت، ایران

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

۳- دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

* یزد، صندوق پستی ۸۵۴۹۵-۸۹۹۱۹، javaheri@iauyazd.ac.ir

چکیده

یکی از روش‌های کاهش خسارات ناشی از زلزله، متمرکز ساختن خرابی‌ها در اعضای از پیش تعیین شده (فیوز) می‌باشد. این اعضا با جذب قسمت عمده‌ای از نیروی زلزله، آسیب‌های وارده به سایر اعضای سازه را به حداقل می‌رسانند. در این مقاله، عملکرد المان فیوز با تعویض پذیری ساده، در قاب‌های مهاربندی واگرا مورد مطالعه قرار گرفته است. عنصر فیوز پیشنهاد شده متشکل از سه ورق فولادی است که از طریق یک اتصال مفصلی، به صورت کام و زبانه و پین، تیر پیوند را به تیر خارج از پیوند متصل می‌نماید. هنگامی که بارها به صورت رفت و برگشتی به قاب واگرا اعمال می‌شود، فیوز با بروز عملکرد برشی، باعث تمرکز نیرو در جان تیر پیوند شده و از این طریق نیروی زلزله را مستهلک می‌نماید. در این مطالعه برای طراحی قاب از نرم‌افزار ایتبس و برای تحلیل المان محدود از آباکوس استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد، خسارات وارده محدود به مقطع فیوز بوده، و به دیگر اجزای سازه هیچگونه آسیبی وارد نشده است. همچنین این سیستم رفتار هیستریزس مشابهی را در کشش و فشار نشان داده و ضریب رفتار این سیستم نسبت به قاب‌های واگرای مرسوم مقدار بیشتری بوده که حاکی از عملکرد و شکل پذیری بهتر این سیستم می‌باشد. از طرفی، از آنجا که آسیب بر روی یک المان نسبتاً کوچک متمرکز است، و اتصال این عضو به قاب از طریق پین است، بنابراین پس از یک زلزله‌ی بزرگ با صرف هزینه‌ای اندک به راحتی می‌توان فیوز آسیب دیده را تعویض کرد و ساختمان مجدد قابل استفاده خواهد شد.

واژگان کلیدی

فیوز، تعویض پذیری، تیر پیوند، مهاربند واگرا، اتصال مفصلی

Numerical analysis of SRF fuse in eccentrically braced frames and determination of behavior coefficient by energy method

S. Soltani, M.R. Javaheri-Tafti, M.G. Vetr

Abstract

One of the ways to reduce damages caused by earthquakes is to concentrate the damage in predetermined members (fuses). By absorbing a major part of the earthquake force, these members minimize the damage to other members of the structure. In this article, the performance of the fuse element with simple replaceability in eccentrically braced frames is studied. The proposed fuse element consists of three steel sheets that connect the link beam to the out-of-link beam through a joint connection, in the form of tongue and pin. When the loads are repeatedly applied to the divergent frame, the fuse causes the concentration of force in the connecting beam with the occurrence of shearing action and thus dissipates the force of the earthquake. In this study, ETABS software was used for frame design and ABAQUS was used for finite element analysis. The results show that the damage was limited to the fuse section, and there was no damage to other components of the structure. Also, this system has shown similar hysteresis behavior in tension and pressure, and the coefficient of behavior of this system is higher than conventional diverging frames, which indicates better performance and malleability of this system. On the other hand, since the damage is concentrated on a relatively small element, and the connection of this member to the frame is through pins, after a large earthquake, it is easy to replace the damaged fuse at a small cost, and the building can be rebuilt. will be used.

Keywords

Fuse, Replaceability, Link Beam, Eccentric Bracing, Joint Connection

آیین‌نامه سازه‌های فولادی آمریکا^۱، برای تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگ در نواحی اتلاف‌کننده انرژی تحت زلزله‌ی طرح بیان می‌کند، تمامیت و یکپارچگی در هر یک از اعضا و در کل سازه در معرض خطر نیست و با پذیرش مقداری خرابی در اعضای تغییرشکل کنترل، پس از پایان یک زلزله، سازه همچنان پایداری و مقاومت خود را حفظ می‌کند. این فلسفه طراحی موجب افزایش نگرانی‌ها در مورد بازسازی ساختمان‌های آسیب دیده در زمین‌لرزه‌های شدید می‌شود. به‌عنوان مثال، تعداد زیاد شکست‌های اتصالات در قاب‌های فولادی در زلزله‌های گذشته، هزینه‌های تعمیرات بسیار بالایی را به مالکین تحمیل کرده بود.

رویکردهای جدید طراحی برای اتصالات قاب‌های فولادی، اجرای راه‌حل‌هاییست که هدفشان قرار دادن مفاصل پلاستیک و تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگ در تیرها (دور از جوش‌های اتصالات تیر به ستون، که به طور بالقوه‌ای شکننده است)، می‌باشد. به طور مثال در قاب‌های خمشی، اتصال مقاطع کاهش یافته^۲، گزینه‌ای برای ارتقاء قابلیت شکل‌پذیری اتصالات تیر به ستون، در مناطق با لرزه خیزی بالا است. این راه‌حل به طور گسترده مورد مطالعه قرار گرفته است و می‌تواند موجب تمرکز شکل‌پذیری و اتلاف انرژی شود [۱]. با این وجود، تعمیر تیرهای آسیب دیده در زلزله‌های شدید، مشکلات اجرایی جدی را به دنبال دارد [۲]. تعویض مجدد و مقرون به صرفه‌ی قطعات آسیب دیده، نشان دهنده یک مسئله مهم و یک موضوع چالش برانگیز تحقیقی است. بنابراین، رویکردهای جدید طراحی، به سوی توسعه سیستم‌هایی پیش می‌رود که اجزاء آن‌ها به طور همزمان از طریق رفتار غیرخطی انرژی را اتلاف کرد و به راحتی نیز قابل تعویض باشند. سیستم‌های تعویض‌پذیر به منظور برگرداندن سریع سازه به یک حالت کاربردی پس از یک زلزله، ایجاد شده است و می‌تواند به طور قابل توجهی حجم کار تعمیر و نگهداری ساختمان پس از زلزله و در نتیجه اتلاف وقت و هزینه را کاهش دهد.

در اکثر مطالعات آزمایشگاهی و عددی، در مورد فیوزهای اتلاف‌کننده انرژی و قابل تعویض که به طور عمده به قاب‌های مهاربندی فولادی متصل شده‌اند، پیشرفت‌های قابل ملاحظه‌ای به دست آمده است. **دوبینا و همکاران** [۳]، قاب‌های مهاربندی واگرا را که با استفاده از تیرهای پیوند قابل جایگزین و با اتصالات پیچ و مهره با ورق انتهایی به تیر خارج پیوند متصل شده بود را مورد بررسی قرار دادند. منصور و همکاران یک برنامه تحقیقاتی

آزمایشگاهی برای توسعه و ارزیابی طراحی تیرهای پیوند قابل جایگزینی برای قاب‌های مهاربندی واگرا ارائه دادند. برنامه آزمایش شامل تست‌های چرخه‌ای در هر دو نمونه تیر پیوند تنها و مجموعه‌ی قاب‌های مهاربند واگرا در مقیاس کامل بود [۴-۵]. **رمضان و قبارا** [۶] اتصالات فولادی قابل تعویض را برای قاب‌های مهاربند واگرا توسعه دادند، که برای دستیابی به شکل‌پذیری بالا مزایای اتصالات قابل تعویض را با مزایای ریخته‌گری فولاد ترکیب کردند. در این مطالعه دو نوع پیکربندی برای تیر پیوند قابل تعویض با اتصال به تیر خارج از پیوند مورد آزمایش قرار گرفت. اما در این دست مطالعات صرفاً از تعویض پذیری به‌عنوان یک مزیت نام برده شد، و از جزئیات آن صحبتی نمی‌شود. به‌عنوان نمونه در تحقیقات مراجع [۳-۵]، اتصال تیر پیوند به تیر خارج از پیوند به دو صورت ورق انتهایی و یا پیچ و مهره شدن جان مقاطع ناودانی بوده است. پس از وقوع زلزله و در زمان تعویض فیوز به علت اعوجاج‌های پیش آمده در این ورق‌ها، منطبق کردن همه پیچ‌ها با یکدیگر کار بسیار دشوار است، و بعضاً می‌بایست برای نصب فیوز، تعدادی از سوراخ‌ها را گشادتر از حالت طراحی شده، می‌کردند.

اما در مطالعه حاضر برای اتصال تیر پیوند به تیر خارج از پیوند از اتصال مفصلی استفاده شده است. این اتصال شامل سه ورق فولادی می‌باشد که به صورت کام و زبانه و پین، تیر پیوند را با اتصال مفصلی کامل به تیر خارج از پیوند مرتبط می‌نماید. به علت مفصلی بودن ناحیه اتصال، المان فیوز صرفاً یک رفتار برشی از خود بروز داده و همچنین در زمان تعویض نیازی به منطبق کردن چندین سوراخ با یکدیگر و یا گشادتر کردن سوراخ‌ها نیست. به راحتی با خارج کردن و یا جازدن یک جفت پین، فیوز جدا یا نصب می‌گردد. نکته دوم در عملی بودن این تعویض پذیری است. در نمونه‌های گذشته به طور مثال شکل (۱)، برای خارج کردن فیوز آسیب دیده پس از زلزله چگونه می‌توان فیوز را که داخل سقف مدفون شده و بار سقف روی آن قرار دارد تعویض کرد؟

اما در مطالعه‌ی حاضر با در نظر گرفتن تیرریزی‌ها در جهت متعامد با سیستم قاب واگرا، عملاً بار ثقلی روی فیوز اعمال نمی‌گردد. همچنین اتصال مهاربندها به فیوز به صورت پیچ و مهره‌ای و در داخل دیوار تعبیه گردیده است (نه در کنج سقف). بنابراین با برداشتن لایه نازک کاری روی دیوار و باز کردن مهاربندها به صورت موقت و خارج کردن پین‌های ناحیه اتصال،

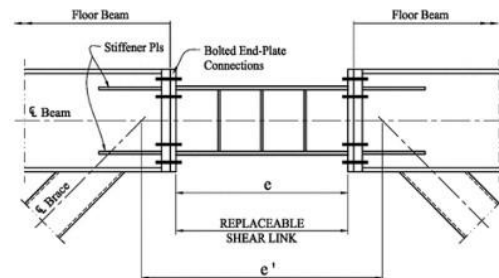
³ Ramadan and Ghoobarah

¹ American Institute of Steel Construction

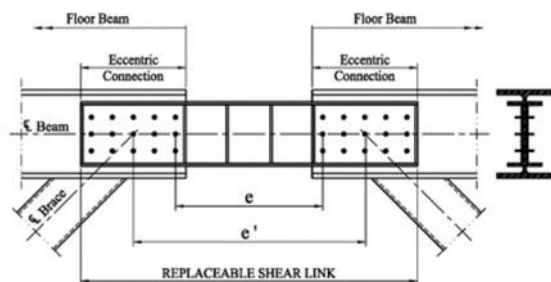
² Reduced Beam Section (RBS)



به صورت کاملاً عملی و اجرایی فیوز به سمت پایین حرکت داده شده و به سادگی از جای خود خارج می‌گردد. برای نصب نیز به همین ترتیب عمل می‌گردد. لازم به ذکر است، تمام مراحل نصب و تعویض فیوز به طور عملی در آزمایشگاه توسط محققین انجام گردیده است.



(الف)



(ب)

شکل ۱- پیکربندی پیوندهای برشی EBF^۱. (الف) مقطع I شکل با ورق انتهایی، (ب) ناودانی‌ها با جان پشت به پشت [۴]

۲- فیوز

ناحیه اتلاف کننده در قاب‌های مهاربندی واگرا، در محل تیر پیوند می‌باشد؛ که عمدتاً تحت نیروی برشی قرار دارد. تا قبل از زلزله نورتریج^۲ (۱۹۹۴)، اتصال تیر پیوند به ستون در قاب‌های واگرا به صورت جوشی توصیه می‌شد. این اتصالات بسیار شبیه به اتصالات تیر به ستون جوشی متداول در قاب‌های خمشی بود که در طول زلزله نورتریج به شکلی ترد شکست خورد. از این رو، به جای اتصالات جوشی، عملکرد اتصالات پیچی به ستون در قاب‌های مهاربندی واگرا، مورد مطالعه قرار گرفت؛ که امکان تعمیر آسان را نیز فراهم می‌کرد [۶]. مطالعات استراتان و دوبینا^۳ [۷] نشان داد، عملکرد پیوند پیچی قابل تعویض، با پیوند جوشی قابل مقایسه است؛ و از آنجا که تمام تغییرشکل غیرالاستیک در پانل برشی (تیر پیوند افقی) رخ می‌دهد، اعضای اصلی قاب آسیب

نمی‌بینند. اما با وجود اتلاف انرژی لرزه‌ای بالا، ضعف اصلی سیستم قاب‌های مهاربندی واگرا با تیر پیوند افقی^۴ تعمیر و یا تعویض دشوار و زمان بر تیر پیوند پس از زلزله می‌باشد [۸]. بر اساس این بررسی‌ها، مشخص شد، پیوندهای کوتاه، با سخت‌کننده‌های نزدیک به هم، رفتار خوبی از خود نشان می‌دهند و پیوند برشی پیچی با طراحی مناسب می‌تواند به عنوان یک پیوند قابل تعویض در قاب‌های مهاربندی واگرا، عمل کند. از این رو مطابق با شکل (۱)، دو نوع تیر پیوند پیچ شده‌ی قابل تعویض (الف- مقطع I شکل با اتصالات ورق انتهایی، و ب- ناودانی‌ها با جان پشت به پشت)، طراحی شدند و تحقیقات آزمایشگاهی گسترده‌ای روی این سیستم‌ها انجام گرفت [۳-۴ و ۹].

۲-۱- SRF

این مطالعه بخشی از پروژه "SRF"^۵ می‌باشد که با هدف توسعه نوع جدیدی از المان‌های تعویض‌پذیر و اتلاف کننده‌ی انرژی در قاب‌های مهاربندی واگرا انجام شده است. این سیستم با معرفی یک فیوز تعویض‌پذیر متشکل از مجموعه‌ی تیر پیوند و تعدادی ورق فولادی که با یک جفت پین به قاب متصل می‌شوند، معرفی می‌شود. ورق‌ها با توجه به نیروهایی که در آن‌ها به وجود می‌آید می‌بایست در تمام طول زلزله رفتار کاملاً الاستیکی از خود بروز دهند و به هیچ وجه وارد ناحیه پلاستیک نشوند؛ و تنها تیر پیوند می‌تواند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی را تجربه کند. به عبارت دیگر استفاده از این المان سبب می‌گردد، تا قبل از این که مهاربندها، تیرهای خارج از پیوند و ستون‌ها به حالت تسلیم برسند، فیوز با جذب و تمرکز سهم عمده‌ای از نیروی زلزله در خود، با ورود به ناحیه‌ی غیرخطی نیروی زلزله را مستهلک کرده و هیچ‌گونه آسیبی به سایر عناصر اصلی قاب مهاربندی واگرا وارد نشود. در بخش دیگری از پروژه "SRF"، که شامل مدل‌سازی آزمایشگاهی در مقیاس کامل است، تست‌های آزمایشگاهی ادعای محققین مبنی بر ورود فیوز به ناحیه غیرخطی و مصون ماندن بقیه اعضای قاب در طول زلزله را اثبات نموده است. همچنین استفاده از تیرهای پیوند تعویض‌پذیر برای بازسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، با تغییراتی در ساختار اصلی قاب‌های موجود امکان‌پذیر است. ضعف اصلی سیستم‌های تعویض‌پذیری که تاکنون معرفی شده‌اند، تعمیر و یا تعویض دشوار و زمان بر فیوز پس از زلزله می‌باشد. برای حل این مشکل، این سیستم جدید با تیر پیوند تعویض‌پذیر

⁴ EBF with horizontal link (H-EBF)

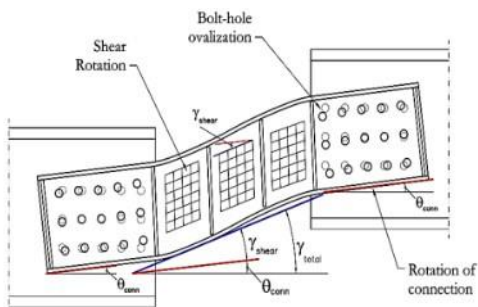
⁵ Simple Replaceable Fuse (SRF)

¹ Eccentrically Braced Frame

² Northridge

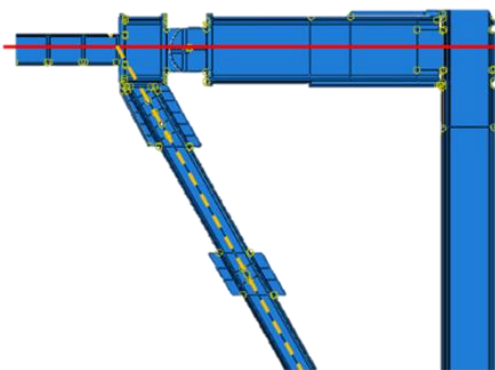
³ Stratan and Dubina

پین شده پیشنهاد شده است. مطابق شکل (۲)، در این سیستم تیر پیوند با یک اتصال مفصلی کامل، به تیر خارج از ناحیه پیوند متصل می‌گردد.



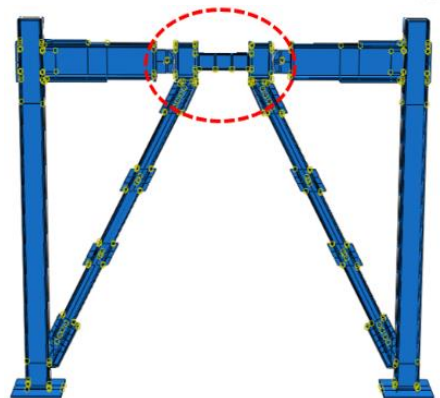
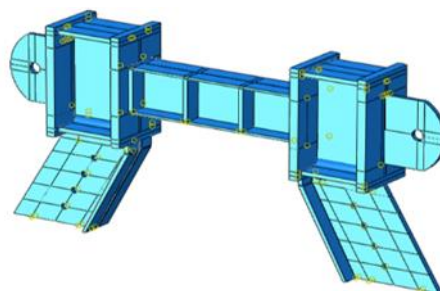
شکل ۳- تغییر موقعیت و لهیدگی سوراخ‌های فیوز پس از زلزله [۴]

محورهای طولی مهاربندها و فیوز در نقطه ابتدای تیر پیوند با یکدیگر تلاقی می‌کنند. تعیین و انتخاب محل این برخورد یکی از نکات اصلی در تعیین رفتار سیستم بوده است. به‌عنوان مثال تلاقی محورهای طولی مهاربند و بین ناحیه اتصال، باعث ایجاد ناپایداری در سازه می‌گردد که برای رفع این موضوع ناحیه اتصال به خارج از محل برخورد مهاربند و تیر پیوند انتقال پیدا کرد، شکل (۴).



شکل ۴- محل تلاقی محورهای طولی مهاربند تیر

با توجه به عدم وجود بار ثقلی روی فیوز (که به علت متعامد بودن جهت تیر ریزی سقف‌ها با سیستم قاب مهاربندی واگرا می‌باشد)، پس از وقوع یک زلزله، برای تعویض فیوز آسیب دیده ابتدا می‌بایست مهاربندها که (با استفاده از ۲۴ عدد پیچ $M14$ از نوع ۸٫۸ با تنش کششی نهایی ۸۰۰ مگاپاسکال) از طریق ورق‌های اتصال به قاب متصل شده‌اند، به‌صورت موقت باز شوند و سپس تیر پیوند به راحتی با خارج کردن پین‌ها به سمت پایین آمده و از قاب اصلی جدا، و با نمونه سالم جایگزین می‌گردد. به این ترتیب تعویض فیوز آسیب دیده در کوتاه‌ترین زمان ممکن و با صرف مبلغ ناچیزی انجام شده و باعث کاهش زمان اسکان موقت پس از وقوع زلزله نیز می‌گردد.



شکل ۲- فیوز تعویض‌پذیر SRF و موقعیت قرارگیری آن در قاب واگرا

یکی از اهداف این فیوز علاوه بر هدایت و کنترل نیروی زلزله در ناحیه تیر پیوند و مصون ماندن سایر عناصر قاب از آسیب، ساخت و تعویض‌پذیری ساده‌ی آن در عین عملکرد مطلوب بوده است. در اکثر مدل‌های تعویض‌پذیر از اتصالات پیچی استفاده می‌شود که به پس از وقوع یک زلزله با توجه به خسارات وارده زمانی که اقدام به تعویض فیوز می‌شود، آنجا تازه مشخص می‌گردد که تغییر شکل‌های بسیار کوچک رخ داده، باعث اعوجاج در ورق اتصال شده است. این موضوع سبب می‌شود زمانی که فیوز جدید جایگزین می‌گردد، سوراخ‌های قبلی به راحتی با فیوز جدید منطبق نگردد و همین موضوع شروع یک سری مشکلات برای تعویض فیوزهای پیچی می‌باشد، شکل (۳).

از این رو مهمترین وجه تمایز این مطالعه نسبت به سایر مطالعات داری پیوندهای تعویض‌پذیر، در همین نحوه اتصال فیوز به سیستم مهاربندی می‌باشد. در این تحقیق با حفظ عملکرد مطلوب تیر پیوند برای اتصال فیوز به تیر خارج از پیوند از سه ورق فولادی که به‌صورت کام و زبانه داخل هم قرار گرفته‌اند و از طریق یک پین به هم متصل شده‌اند، استفاده شده است.

۳- ضوابط طراحی

مطابق با ضوابط آیین‌نامه سازه‌های فولادی آمریکایا، تیر پیوند بایستی به نحوی طراحی گردد که با تسلیم و اتلاف انرژی، به‌عنوان یک فیوز شکل‌پذیر از وقوع تسلیم و کمانش در سایر اعضا از جمله مهاربندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از پیوند جلوگیری کند [۱۰]. پاسخ غیرالاستیک یک تیر پیوند، به شدت تحت تاثیر طول، و نسبت M_p/V_p در مقطع تیر پیوند می‌باشد؛ که با استفاده از تحلیل پلاستیک می‌توان، مقاومت برشی پلاستیک V_p و مقاومت لنگر پلاستیک M_p را مطابق آیین‌نامه بدست آورد. از طرفی پوپوف^۱ و همکاران [۱۱-۱۴] طی بیش از یک دهه تحقیقات نشان دادند که تیرهای پیوند افقی برشی، دارای شکل‌پذیری و اتلاف انرژی عالی هستند. در سال ۱۹۸۳، پوپوف و هلمستاد^۲ [۱۵-۱۷] رابطه‌ای بین سختی جانبی قاب EBF و پارامترهایی نظیر، مدول الاستیسیته، مدول برشی، ممان اینرسی و سطح مقطع را در حالت الاستیک بیان کردند. سه سال بعد کازایی^۳ و پوپوف [۱۸ و ۱۹] رفتار لرزه‌ای قاب‌های واگرا را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این مطالعات نشان می‌داد قاب‌های واگرا با پیوند برشی عملکرد مطلوبی را در زمان زلزله بروز می‌دهند. دانشمندان دیگری نظیر رودرز^۴، رایکلز^۵ و انگلهارد^۶ [۲۰-۲۳] نیز در تحقیقات آزمایشگاهی خود در زمینه قاب‌های واگرا به نتایج مشابهی دست یافتند، که تاییدی بر یافته‌های محققین قبلی بود. بر اساس مطالعات انجام شده طول تیر پیوند می‌بایست به نحوی طراحی شود که امکان تسلیم برشی بدون کمانش در جان فراهم شود. به این منظور طول تیر پیوند (e) باید به مقدار $1.6 \frac{M_p}{V_p}$ ، محدود شود. به عبارت دیگر، طبقه‌بندی بر اساس طول تیر پیوند نرمال شده (ρ) انجام می‌گیرد که به‌صورت $\rho = V_p \cdot e / M_p$ تعریف می‌شود. با توجه به قوانین لرزه‌ای آیین‌نامه سازه‌های فولادی آمریکایا، تیر پیوند کوتاه (با $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ یا $\rho \leq 1.6$) تیرهای پیوند برشی هستند که عمدتاً در برش تسلیم می‌شوند و دارای حداکثر چرخش ۰/۰۸ رادیان تحت بار لرزه‌ای در تیر پیوند می‌باشند. علاوه بر این، تحت برش پایه اعمال شده به قاب، هنگامی که تیر پیوند به طور غیرالاستیک تغییر شکل می‌دهد، سایر اعضای قاب به نحوی

طراحی شده‌اند که الاستیک باقی بمانند. اعضای خارج از تیر پیوند برای مقاومت در برابر نیروهای ناشی از تسلیم کامل تیر پیوند و ورود به ناحیه‌ی سخت شوندگی کرنشی آن، طراحی می‌شوند. برای پیوندهای کوتاه ($\rho \leq 1.6$)، نیروهای تولید شده را می‌توان از روابط (۱) الی (۳) محاسبه کرد.

$$(۱) \quad 1.25R_y V_p = \text{برش تیر پیوند}$$

$$(۲) \quad R_y V_p = \text{لنگر انتهایی تیر پیوند}$$

$$(۳) \quad [1.25R_y V_p \cdot e - R_y M_p] \geq 0.75R_y M_p = \text{لنگر انتهای تیر پیوند در مهاربند}$$

که در روابط فوق،

R_y : نسبت مقاومت تسلیم مورد انتظار به حداقل مقاومت تسلیم می‌باشد. با توجه به رابطه (۱)، مقاومت برشی به میزان ۲۵ درصد افزایش یافته که به دلیل سخت شوندگی کرنشی می‌باشد. سایر مطالعات [۸ و ۲۴] به طور کلی ضریب مقاومت تیر پیوند را ۱/۵ توصیه می‌کند. به این منظور، اعضای خارج از تیر پیوند برای مقاومت در برابر نیروهای ناشی از تسلیم کامل تیر پیوند و ورود به ناحیه‌ی سخت شوندگی کرنشی آن، طراحی می‌شوند [۲۴] و [۲۵].

۴- فرضیات نمونه

قاب انتخاب شده یک دهانه از ساختمان ۱۰ طبقه با کاربری آموزشی می‌باشد که در منطقه‌ای با خطر لرزه‌ای زیاد قرار گرفته است. سیستم مقاوم در برابر بار جانبی این سازه در یک جهت قاب مهاربندی واگرای ویژه و در جهت دیگر قاب خمشی ویژه بوده است. جهت تیر ریزی سقف‌ها به نحوی در نظر گرفته شده است که تیرهای اصلی روی قاب خمشی قرار گرفته‌اند و قاب واگرای ویژه صرفاً جهت مقاومت در برابر بار جانبی ایفای نقش می‌کند. این فرض به جهت بررسی دقیق‌تر رفتار سیستم تحت بار جانبی و همچنین تعویض‌پذیری ساده‌تر فیوز در نظر گرفته شده است.

از آنجایی که در مراحل بعدی تحقیق، در مرکز تحقیقات سازه و زلزله، نمونه با مقیاس کامل مورد آزمایش قرار می‌گیرد، ابعاد

⁴ Roeder

⁵ Ricles

⁶ Engelhardt

¹ Popov

² Hjelmstad

³ Kasai

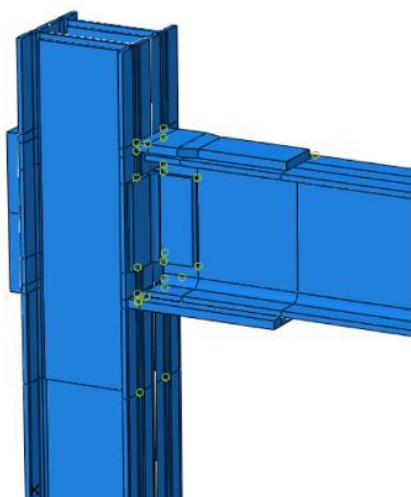


نمونه نرم‌افزاری (با توجه به محدودیت‌های موجود) مطابق با نمونه آزمایشگاهی انتخاب گردید تا در نهایت بتوان مقایسه دقیق‌تری بین نتایج تحلیلی و تجربی نیز انجام شود. ارتفاع قاب از سطح زمین تا محل برخورد محور طولی ستون با محور طولی تیر، ۲۴۰ سانتی‌متر و دهانه قاب (فاصله محورهای طولی دو ستون از یک‌دیگر) ۳۰۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است.

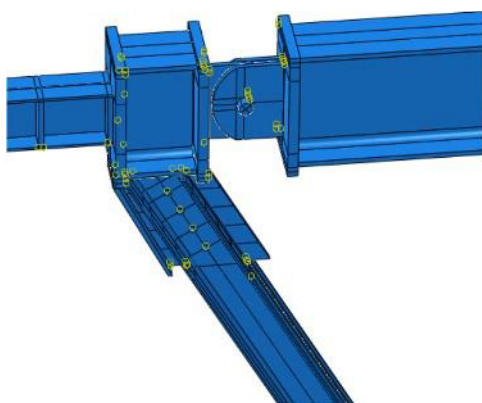
همان‌طور که پیش‌تر نیز اشاره شد، تیرهای پیوند کوتاه شکل‌پذیری و اتلاف انرژی مطلوب‌تری را بروز می‌دهند. از این رو، ابعاد تیر پیوند کوتاه انتخاب شده است؛ تا علاوه بر داشتن یک رفتار برشی مطلوب، تعویض‌پذیری آسانی نیز داشته باشد. طول تیر پیوند که حدفاصل بین محل طلاق مهاربندها با تیر می‌باشد، ۴۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. در ابتدا و انتهای تیر پیوند و در هر دو سمت جان از یک جفت سخت‌کننده به ضخامت ۱ سانتی‌متر و ارتفاع جان تیر پیوند استفاده شده است. همچنین با توجه به ارتفاع جان تیر پیوند که کمتر از ۶۰ سانتی‌متر می‌باشد، تعبیه سخت‌کننده میانی فقط در یک سمت جان کفایت می‌کند.

در قاب مورد نظر تیرهای خارج از پیوند از طریق اتصالات گیردار به ستون‌ها متصل شده‌اند. این اتصال گیردار از طریق تعبیه ورق‌های روسری، نشیمن و جان صورت گرفته است. همچنین یک فاصله دو سانتی‌متری در ناحیه اتصال به ستون در نظر گرفته شده است. در ناحیه اتصال ستون با توجه به نیروهای موجود در این ناحیه برای جلوگیری از لهیدگی بال و جان ستون از ورق‌های پیوستگی و مضاعف استفاده گردیده است، شکل (۵-الف). برای اتصال ورق‌های پیوستگی به بال ستون از جوش شیباری با نفوذ کامل و جوش به جان ستون از همین نوع یا جوش گوشه دوطرفه می‌توان استفاده نمود. همچنین به جهت حفظ امکان تعویض‌پذیری، اتصال تیر پیوند به تیر خارج از پیوند به صورت کام و زبانه با پین، و اتصال مهاربندها به صورت پیچی در نظر گرفته شده است، شکل (۵-ب).

در کل، تمام اعضای قاب به جز تیر پیوند (فیوز)، می‌بایست به گونه‌ای طراحی شوند که در طول زلزله در ناحیه الاستیک باقی بمانند و وارد ناحیه غیرخطی نشوند. برای این منظور این اعضاء برای نیرویی بیشتر از آنچه در آنها به وجود می‌آید طراحی می‌گردند. نیروی داخلی این اعضاء (که از آنها به‌عنوان اعضای نیرو کنترل‌یاد می‌شود) باید در یک ضریب اضافه مقاومت (R_o) ضرب شوند. بنابراین اعضاء نیرو کنترل برای این نیروی افزایش یافته طراحی می‌شوند. تنها تیر پیوند (اعضای تغییرشکل کنترل)



(الف)



(ب)

شکل ۵- الف: اتصال گیردار تیر خارج از پیوند به ستون

ب: اتصال مفصلی تیر پیوند به تیر خارج از پیوند

است که برای نیروی واقعی خودش طراحی می‌گردد. این نحوه طراحی سبب می‌گردد زمانی که قاب تحت اعمال بار جانبی ناشی از زلزله قرار می‌گیرد، نیروها به عضو ضعیف‌تر که همان تیر پیوند است منتقل شود. تیر پیوند نیز نیروی متحمل شده را از طریق پذیرش تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی مستهلک می‌نماید. این درحالی است که نیروی موجود در سایر اعضاء، از حد الاستیک آن اعضاء فراتر نرفته و در ناحیه الاستیک باقی می‌مانند. در نتیجه بعد از وقوع یک زلزله بزرگ تنها عضوی که تغییرشکل‌های بزرگ را تجربه کرده و احتمالاً دچار تغییرشکل‌های دائمی نیز شده باشد، همان عضوی است که از قبل انتظار آن می‌رود؛ یعنی تیر پیوند (فیوز). پس از وقوع چنین زلزله‌ای، در مدت زمان کوتاهی فیوز سازه‌ای تعویض شده و بلافاصله بعد از آن سازه قابل استفاده مجدد خواهد بود.

۵- طراحی نرم‌افزاری ایتبس^۱

به منظور بررسی عددی فیوز، ابتدا نمونه در نرم‌افزار ایتبس مدل‌سازی گردید. در این مدل‌سازی پای ستون‌ها به صورت مفصل و اتصال تیر خارج از پیوند به ستون مطابق فرضیات گیردار در نظر گرفته شد. همچنین در محل قرارگیری پین‌های فیوز یک مفصل در تیر تعریف گردید. سایر اعضا از قبیل پین‌ها، پیچ‌ها، اتصالات، ورق‌های اتصال و سخت‌کننده‌ها به صورت دستی طراحی گردیده است. نتایج طراحی نرم‌افزاری در جدول (۱)، نمایش داده شده است.

جدول ۱- خصوصیات مقاطع قاب و اگرآ مجهز به SRF

موقعیت	نوع مقطع	طول (میلی‌متر)
تیر پیوند	$PG100 \times 3 - 80 \times 5$	۴۰۰
تیر خارج از پیوند	IPE240	۳۰۰
تیر خارج از پیوند حد فاصل تیر پیوند و مفصل	IPE240	۲۵۰
ستون	2IPE180	۲۴۰۰
مهاربند	UNP100	۲۷۳۰
پین	M25	۱۰۰
پیچ	M14	۵۰
سخت‌کننده‌های تیر پیوند	$PL100 \times 40 \times 10$	۱۰۰

$$t_f = 5 \text{ mm} \quad b_f = 80 \text{ mm} \quad t_w = 3 \text{ mm} \quad d = 100 \text{ mm} \quad *$$

$$b = 40 \text{ mm} \quad t = 10 \text{ mm} \quad h = 100 \text{ mm} \quad **$$

که t_f : ضخامت بال تیر، b_f : عرض بال تیر، t_w : ضخامت جان تیر، d : ارتفاع مقطع تیر، t : ضخامت سخت‌کننده، b : عرض سخت‌کننده و h : ارتفاع سخت‌کننده می‌باشد.

۶- مدل‌سازی المان محدود آباکوس^۲

بیشتر رفتار غیرالاستیک قاب‌های مهاربند و اگرآ محدود به تیر پیوند برشی می‌باشد. از آنجا که به تیرهای پیوند نیروهای برشی و لنگر خمشی بزرگی اعمال می‌شود، مدل‌سازی باید شامل اثرات لنگر پلاستیک یا برش، با در نظر گرفتن سخت‌شوندگی کرنشی باشد. در این مطالعه یک مدل دقیق از قاب مهاربندی و اگرآ مجهز به SRF، با تمام جزئیات به کمک نرم‌افزار آباکوس مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. در ادامه به جزئیات بیشتر مدل پرداخته می‌شود.

۱-۶- خواص مکانیکی مواد

به منظور دسترسی همگانی، ساخت ارزان قیمت، تولید و استفاده گسترده از فیوز معرفی شده در صنعت ساختمان، می‌بایست علاوه بر سادگی ساخت، متریکال آن نیز ارزان و در دسترس باشد. به همین دلیل کلیه مصالح مصرف شده، از فولاد نرمه ساختمانی^۳، انتخاب شده است. مطابق آیین‌نامه (DIN 17100 St 37-2 steel)، تنش تسلیم این فولاد ۲۳۵ و تنش نهایی ۳۵۰ مگاپاسگال در نظر گرفته شده است. نمودار تنش کرنش این فولاد در شکل (۶)، نشان داده شده است. همچنین پیچ‌های اتصال دهنده‌ی مهاربندها از نوع پرمقاومت (۸/۸) و اندازه M14 به طول ۵ سانت بوده که دارای تنش تسلیم ۶۴۰ و تنش نهایی ۸۰۰ مگاپاسگال می‌باشند.

۲-۶- اثرات متقابل

در این مطالعه رفتار اتصالات مورد نظر نبوده و توجه نویسندگان بر رفتار تیر پیوند معطوف می‌باشد. همچنین اصول طراحی به گونه‌ای بوده است که می‌بایست تمام اتصالات در طول مدت بارگذاری در ناحیه الاستیک و بدون آسیب باقی بمانند. از این رو برای آن دسته از المان‌های قاب که بایستی از طریق اتصالات جوشی به یکدیگر متصل گردد، از گزینه قید^۴ استفاده شده است. در قاب فولادی ورق‌های منحنی ناحیه اتصال فیوز به قاب بایستی آزادانه روی هم لغزش کرده و اجازه دوران داشته باشند. برای تعریف این خصوصیت از قید تماس^۵ و دو نوع تماس عمودی و مماسی استفاده شده است. در تماس عمودی از یک معادله لاگرانژی برای حل معادلات استفاده می‌شود؛ و تماس مماسی،

⁴ tie

⁵ Contact

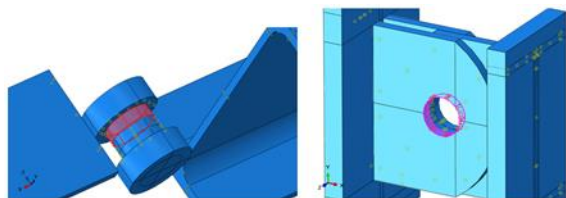
¹ ETABS

² Abaqus

³ ST-37



می‌بایست توسط کاربر به نرم‌افزار معرفی شود. این ضریب بر اساس اصطکاک موجود بین قطعات فلزی به طور تقریبی $0/4$ در نظر گرفته می‌شود. به این ترتیب علاوه بر این که اجسام در هم فرو نمی‌روند، اصطکاک ناشی از چرخش صفحات روی یکدیگر نیز در نظر گرفته شده است که به دقت محاسبات می‌افزاید.



شکل ۷- تعریف تماس بین پین و سوراخ ناحیه اتصال

۳-۶- پروتکل بارگذاری

پروتکل بارگذاری اعمال شده در این تحقیق، بر اساس روش "ب"، آیین‌نامه آزمایش و مواد آمریکا^۴ می‌باشد [۲۶]. در این روش، دامنه حرکت درصدی از تغییر مکان هدف است. این چرخه‌ها تا وقوع گسیختگی و یا مشاهده افت قابل توجه در مقاومت ادامه خواهد داشت. دامنه حرکت این پروتکل در جدول (۲)، گنجانده و در شکل (۸)، نشان داده شده است.

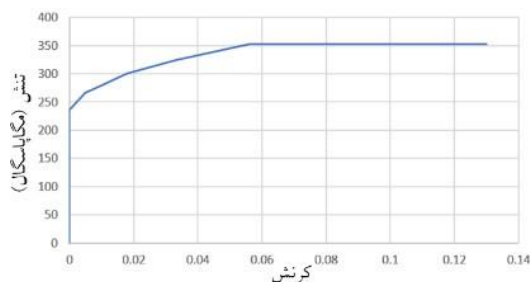
از آنجایی که هدف این تحقیق بررسی رفتار قاب مهاربندی واگرا با تیر پیوند تعویض‌پذیر می‌باشد، در این تحقیق به جای تغییر مکان هدف، از حداکثر جابه‌جایی نسبی واقعی (Δ_m) یا Drift، استفاده شده است. مقدار Δ_m ، که با منظور کردن اثرات $P-\Delta$ در محاسبه Δ_m ، بدست می‌آید، نباید از مقدار مجاز Δ_g تجاوز نماید. با توجه به این که قاب مورد نظر در یک ساختمان ده طبقه قرار دارد، مطابق با رابطه (۴) حداکثر جابه‌جایی نسبی واقعی به $0.020h$ ، محدود می‌گردد؛ که h ، ارتفاع طبقه می‌باشد.

$$\Delta_m \leq \Delta_g = 0.020h = 0.02 \times 2400 = 48 \text{ mm} \quad (4)$$

بنابراین مطابق با آیین‌نامه آزمایش و مواد آمریکا، بارگذاری با جابه‌جایی $\pm 0/6$ میلی‌متر در مرحله اول آغاز، و پنج مرحله اول بارگذاری، هر کدام یک‌بار و مراحل بعدی هر کدام سه بار تکرار می‌گردد.

اصطکاک بین دو سطح را با استفاده از یک ضریب اصطکاک مدل می‌نماید.

همان‌طور که پیشتر اشاره شد، صفحات ناحیه اتصال در زمان اعمال بار جانبی به قاب تمایل به حرکت و سر خوردن روی یکدیگر، در راستای نیروی جانبی اعمال شده به قاب (محور X) را دارند. از این رو عدم تعریف سطح تماس برای مساله باعث می‌شود، نرم‌افزار اباکس برخورد صفحات با پین را تشخیص نداده، و باعث فرو رفتن صفحات در پین شود.



شکل ۶- نمودار تنش کرنش فولاد مصرفی بر اساس آیین‌نامه (DIN 17100 St 37-2 steel)

با توجه به شکل (۷)، آن قسمت از سطح خارجی پین، که در تماس با جداری داخلی سوراخ ورق اول قرار دارد را به‌عنوان سطح اصلی^۱ (ناحیه قرمز) و سطح داخلی سوراخ متناظر با آن، به‌عنوان سطح تحت امر^۲ (ناحیه صورتی) و از نوع تماس اجسام سخت^۳ به نرم‌افزار معرفی می‌گردد. این تعریف برای هر قسمت از پین که در تماس با صفحه متناظرش قرار دارد انجام می‌گیرد. به این ترتیب در زمان اعمال بار جانبی، به محض برخورد جداری داخلی سوراخ با بدنه پین، نرم‌افزار تماس اجسام سخت را تشخیص داده و مانع از فرو رفتن اجسام داخل یکدیگر می‌شود؛ و از این طریق نیرو بین دو جسم منتقل می‌گردد.

از طرف دیگر با توجه به نوع طراحی فیوز، صفحات ناحیه اتصال می‌بایست به راحتی امکان دوران حول محور پین، روی یکدیگر را داشته باشند. این دوران باعث کشیده شدن صفحات فلزی روی یکدیگر و حول پین می‌گردد. در مدل‌سازی نرم‌افزاری به‌منظور در نظر گرفتن اصطکاک ناشی از چرخش صفحات فلزی روی هم و همچنین دوران صفحات حول پین، یک ضریب اصطکاک بین این قطعات تعریف شده است. ضریب اصطکاک این تماس

³ Hard Contact

⁴ American Society for Testing and Materials (ASTM)

1 master

2 Slave

جدول ۲- رژیم بارگذاری بر اساس روش "ب" آیین نامه آزمایش و مواد امریکا [۲۶]

تغییر مکان (میلی متر)	دامنه حرکت، % A_m	حداقل تعداد چرخه
۰/۶	۱/۲۵	۱
۱/۲	۲/۵	۱
۲/۴	۵	۱
۳/۶	۷/۵	۱
۴/۸	۱۰	۱
۹/۶	۲۰	۳
۱۹/۲	۴۰	۳
۲۸/۸	۶۰	۳
۳۸/۴	۸۰	۳
۴۸	۱۰۰	۳
۵۷/۶	۱۲۰	۳
۶۷/۲	۱۴۰	۳
۷۶/۸	۱۶۰	۳
۸۶/۴	۱۸۰	۳

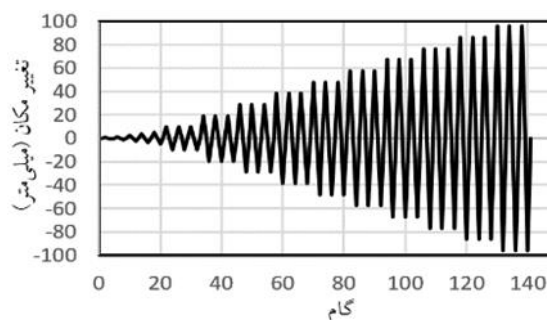
۵-۶- مش بندی

برای مش بندی، از تکنیک ساختار یافته^۲ و المان جامد^۳ به نام "C3D8R" استفاده شده است؛ که یک المان هشت گره ای مکعبی یا آجری شکلی سه بعدی، از نوع خطی و دارای فرمول بندی کاهش یافته می باشد. فرمول بندی کاهش یافته، به منظور کاهش زمان محاسبات انتخاب شده است (زیرا در مورد المان های مرتبه ی بالاتر، زمان محاسبات بسیار زیاد می شود). همچنین وجود سطوح تماس در مدل باعث غیرخطی شدن مساله می گردد که انتخاب المان های خطی، همگرایی پاسخ را آسان تر می کند. حداقل سه عضو در ضخامت بال های فولادی، ورق ها و سخت کننده ها به منظور باز توزیع صحیح رفتار خمشی به کار گرفته شده است. برای رسیدن به سایز مش مناسب، تحلیل با کاهش ابعاد مش در هر مرحله تا جایی که نتایج تحلیل ها همگرا شوند، ادامه یافت. در بخش هایی از مدل که تمرکز تنش بالاتری مورد انتظار بود، مش بندی ظریف تری در نظر گرفته شده است.

۷- نتایج عددی

به منظور بررسی فیوز مورد نظر، ابتدا قاب در نرم افزار ایتبس مدل سازی گردید. سپس با مشخص شدن نوع و ابعاد مقاطع مورد نیاز، مطالعه المان محدود روی قاب یک دهانه با فیوز تعویض پذیر به کمک نرم افزار آباکوس انجام شده است. نتایج بدست آمده از مدل سازی المان محدود، ناشی از اعمال هم زمان جابه جایی چرخه ای افقی به وجوه بیرونی هر دو ستون (در فاصله حدود ۱۵۱۰ میلی متر از مرکز تیر پیوند، در تراز سقف طبقه)، می باشد، شکل (۹). شکل های (۱۰) تا (۱۳)، تغییر شکل قاب، تنش های ون میسز^۴، تنش های برشی و تنش های اصلی به وجود آمده در قاب و به طور دقیق تر در ناحیه ی فیوز را نشان می دهند.

مطابق نتایج بدست آمده از تحلیل قاب تحت جابه جایی چرخه ای، تمرکز اصلی تنش ها در جان تیر پیوند رخ داده است و در حالی که سایر قسمت های سازه در ناحیه الاستیک باقی مانده اند، جان تیر پیوند با ورود به ناحیه غیر خطی، تغییر شکل های زیادی را



شکل ۸- رژیم بارگذاری بر اساس روش "ب" آیین نامه آزمایش و مواد امریکا [۲۶]

۴-۶- کمناش خارج از صفحه

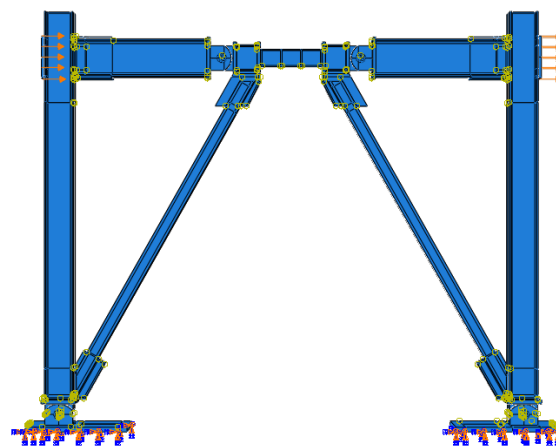
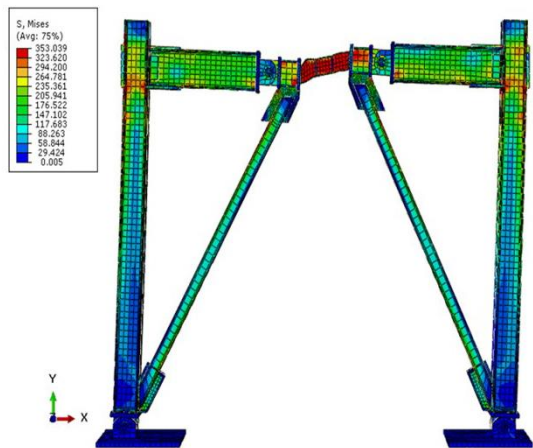
اساساً، سختی جانبی خارج از صفحه در بال پایین تیر پیوند برشی، بر موقعیت قرارگیری مهاربندهای و رفتار فیوز تاثیر می گذارد. بر اساس مطالعات تحلیلی در مورد شرایط پایداری جانبی، برای کنترل کمناش پیچشی جانبی از مهارهای جانبی در طول تیر پیوند استفاده می گردد تا از حرکت خارج از صفحه در قسمت پایین تیرهای پیوند برشی جلوگیری کند. در نمونه های آزمایشگاهی نیز

⁴ Von Mises

¹ Mesh
² Structure
³ Solid



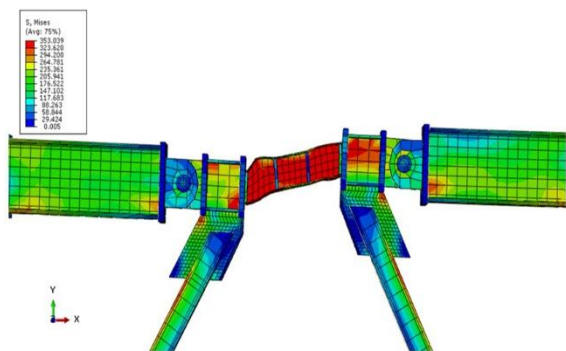
تنش‌های محوری در تیر پیوند و سایر اعضای قاب مقدار ناچیزی می‌باشد. در شکل (۱۳)، برای راستای X، Y و Z نقاط بحرانی‌تر این تنش‌ها نشان داده شده است.



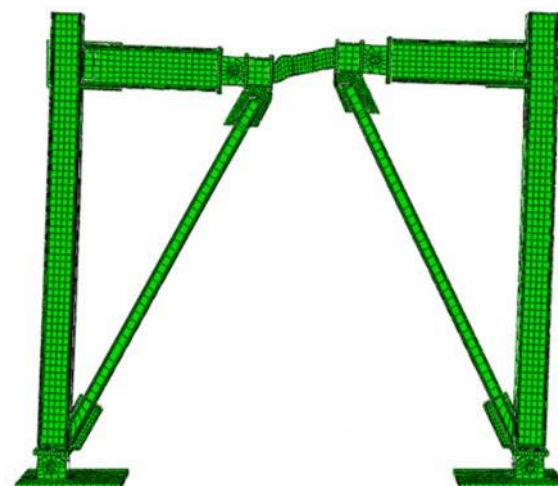
شکل ۹- محل اعمال بار جانبی در تراز سقف طبقه

(الف)

(الف)

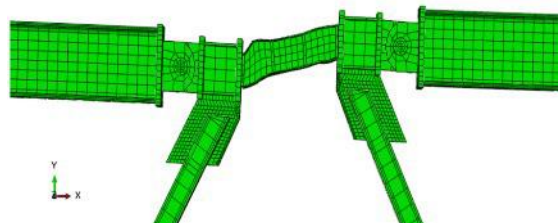


(ب)



(ب)

شکل ۱۱- نمودار رنگی تنش ون میسز، الف: در قاب، ب: در تیر پیوند

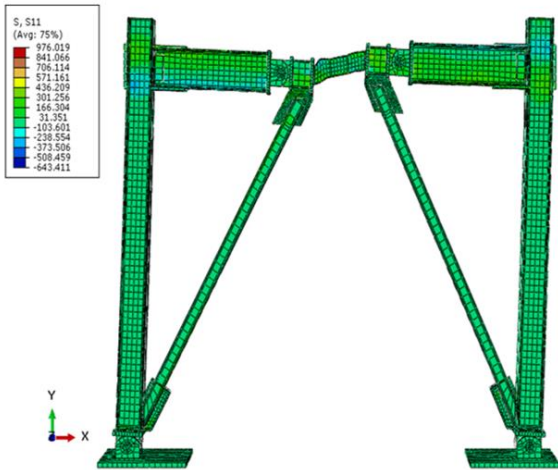


شکل ۱۰- الف: تغییر شکل قاب، ب: تغییر شکل تیر پیوند

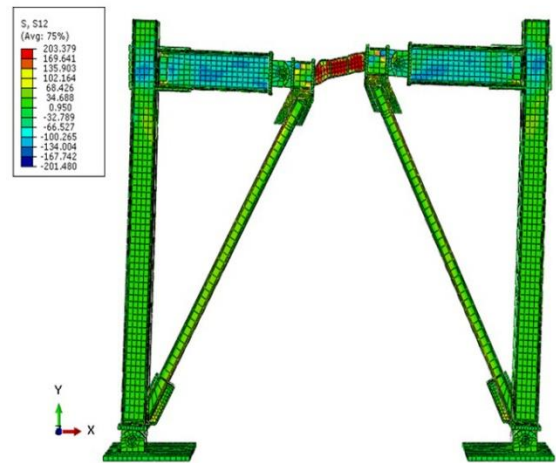
۸- تحلیل نتایج

با توجه به این که در این مدل‌سازی جابه‌جایی به ستون‌های قاب وارد شده است، برای رسیدن به نیروهای نظیر جابه‌جایی می‌بایست، نیروهای وارد شده به هر دو ستون در هر مرحله از جابه‌جایی با توجه به جهت نیروها با هم جمع گردد. مطابق با نتایج بدست آمده از نرم‌افزار آباکوس، مجموع نیروها و جابه‌جایی‌های اعمال شده در راستای X، منجر به رسم نمودار هیستریزیسی مطابق با شکل (۱۴)، می‌گردد. از طرفی همان‌طور که در شکل (۱۲)، نیز مشخص است، در

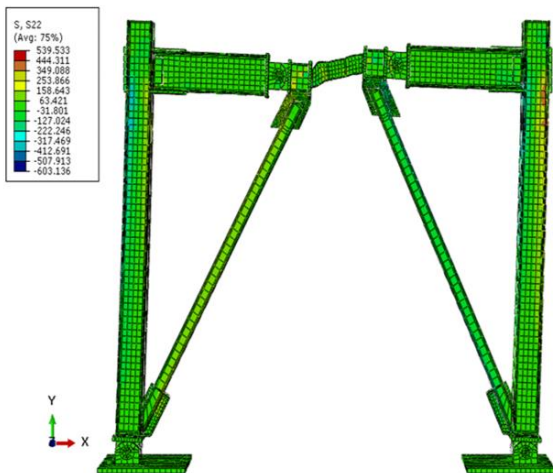
متحمل شده و باعث استهلاک چشمگیر انرژی گردیده است. نمودارهای رنگی تنش ون میسز، ناشی از جابه‌جایی چرخه‌ای افقی در شکل (۱۱)، ارائه شده است. در شکل (۱۲)، نمودارهای رنگی تنش برشی (S, S12) ارائه گردیده است.



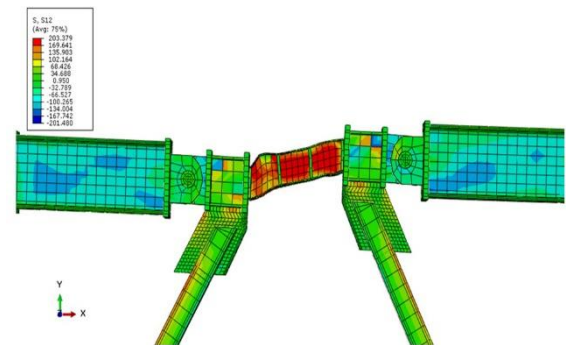
(الف)



(الف)

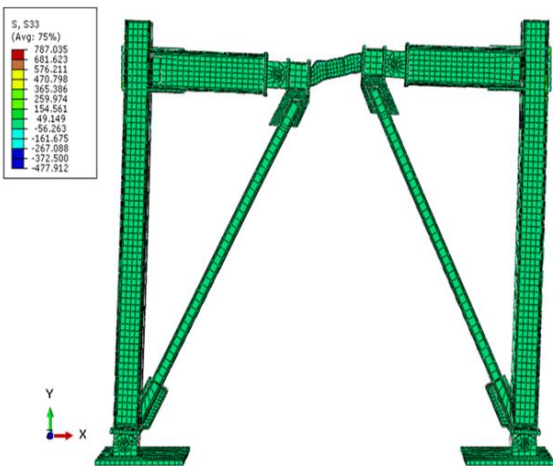


(ب)



(ب)

شکل ۱۲- نمودار رنگی تنش برشی (الف) در قاب، (ب) در تیر پیوند



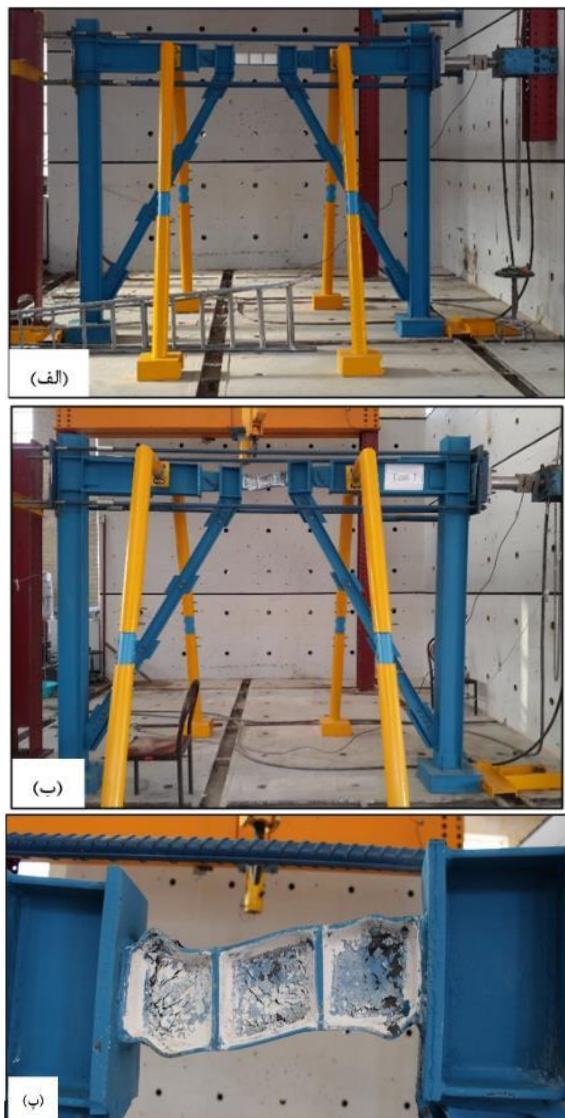
(ج)

شکل ۱۳- نمودار رنگی تنش‌های محوری قاب، الف: محور X، ب: محور Y، پ: محور Z

صورت رعایت نکات ارائه شده در بخش طراحی، و انجام طراحی صحیح، تمرکز نیروی برشی در جان تیر پیوند اتفاق می‌افتد؛ که معنای وقوع تسلیم برشی در تیر پیوند می‌باشد. با توجه به ایده‌ی اصلی طرح که برای تعویض پذیری آسان، در ابتدا دو مفصل خمشی در دو سمت تیر پیوند وجود داشت، نبایستی هرگز مفصل خمشی سوم در تیر پیوند تشکیل شود. زیرا با تشکیل مفصل خمشی سوم، مکانیزم خرابی در تیر شکل می‌گرفت و قاب بدون تحمل مقدار قابل قبولی از نیروی برشی دچار فروپاشی می‌گردید. بنابراین به درستی تسلیم در جان تیر پیوند و از نوع برشی اتفاق افتاده است. در شکل (۱۵)، نمودارهای رنگی کرنش پلاستیک معادل^۱، در تغییر مکان حداکثر نمایش داده شده است.

^۱ PEEQ

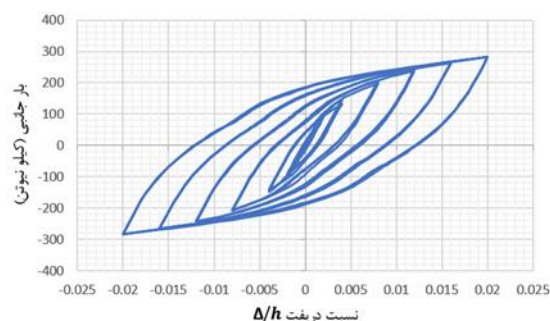
استفاده شده است. در شکل (۱۸)، پاسخ عمومی سازه با در نظر گرفتن شیب مثبت و منفی بعد از تسلیم، و روش به کار گرفته شده برای دوخطی سازی پوش منحنی نیرو- تغییر مکان نشان داده شده است [۲۹].



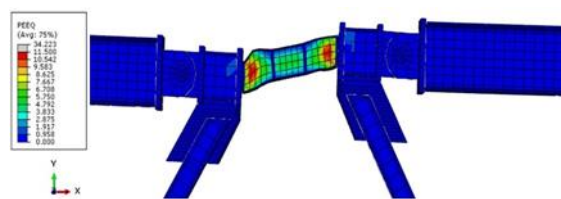
شکل ۱۶- قاب مهاربندی مجهز شده به فیوز SRF، الف: قبل از انجام تست، ب: بعد از انجام تست، پ: نمای نزدیک فیوز بعد از انجام تست [۲۷]

منحنی دو خطی ایده‌آل با استفاده از یک روش تکراری گرافیکی و با متعادل ساختن مساحت بالا و پایین منحنی ترسیم می‌شود. سختی اولیه (یا شیب قسمت اول منحنی دو خطی) با استفاده از نیروی برش پایه برابر با ۶۰٪ مقاومت تسلیم ایده‌آل

در بخش دیگری از این پروژه که شامل مدل‌سازی آزمایشگاهی در مقیاس کامل می‌باشد، تست‌های آزمایشگاهی ادعای محققین مبنی بر ورود فیوز به ناحیه غیرخطی و مصون ماندن بقیه اعضای قاب در طول زلزله را اثبات می‌نماید. در شکل (۱۶)، تصاویر نهایی تست آزمایشگاهی شماره ۱- سیستم قاب مهاربندی واگرای مجهز شده به SRF، به وضوح نشان می‌دهد که فقط ناحیه فیوز دچار آسیب شده و بقیه اعضای سازه هیچ‌گونه آسیبی ندیده‌اند [۲۷]. همچنین رفتار قاب در تست آزمایشگاهی با مطالعات عددی نیز مطابقت داشته و صحت رفتار فیوز تایید گردیده است، شکل (۱۷).



شکل ۱۴- نمودار هیستریزیس قاب تحت جابه‌جایی رفت و برگشتی



شکل ۱۵- نمودار کرنش پلاستیک معادل در تغییر مکان حداکثر

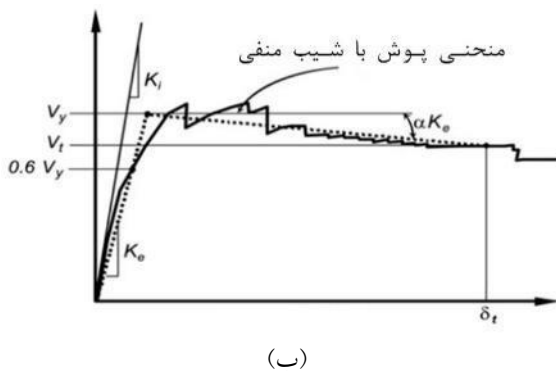
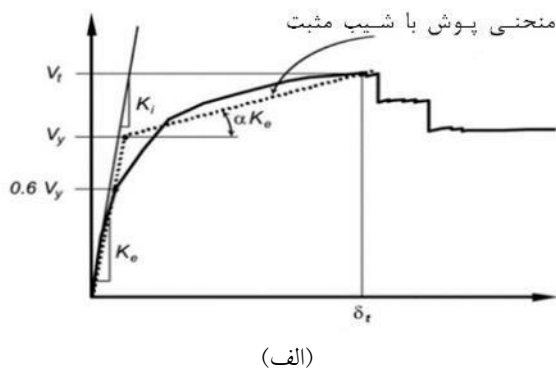
منحنی‌های هیستریزیس مدل عددی و آزمایشگاهی در شکل (۱۷)، کاملاً بدون رتوش و اصلاح ارائه شده است. از آنجایی که در مدل عددی همه چیز در حالت ایده‌آل قرار دارد و در مدل آزمایشگاهی، وجود چند میلی‌متر خروج از مرکزیت یا یک لغزش کوچک در پیچ‌ها اجتناب ناپذیر است، از این رو مقداری عدم تطابق در نمودار فوق مشاهده می‌گردد.

۹- تعیین پارامترهای طراحی

در این مطالعه برای ایده‌آل سازی و تعیین پارامترهای طراحی از روش پیشنهادی آژانس مدیریت اضطراری فدرال^۱ [۲۸ و ۲۹]

^۱ Federal Emergency Management Agency (FEMA)

در روابط فوق، V_e : مقاومت پاسخ الاستیک سازه، V_y : مقاومت تسلیم ایده‌آل و V_s : مقاومت اولین نقطه تسلیم قابل ملاحظه می‌باشد.

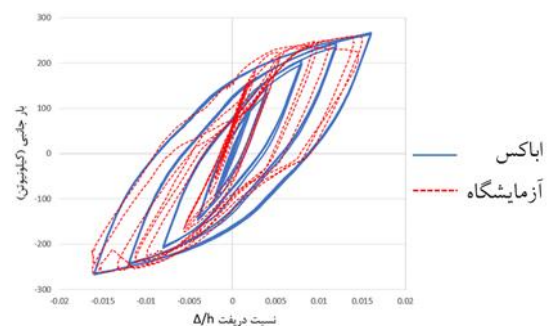


شکل ۱۸- دو خطی سازی منحنی پوش اور به روش آژانس مدیریت اضطراری فدرال- کد ۳۵۶، الف: با شیب مثبت، ب: با شیب منفی [۲۹]

جدول ۳- مقادیر اصلی منحنی دوخطی برای قاب SRF به روش انرژی در جهات مثبت و منفی

مقدار (کیلو نیوتن)	پارامتر	مقدار (میلی متر)	پارامتر
۰/۷۵	V_s^+	۳/۵۲	A_s^+
-۰/۷۷	V_s^-	-۳/۵۹	A_s^-
۲/۳۰	V_y^+	۱۴/۸۳	A_y^+
-۲/۳۱	V_y^-	-۱۴/۷۴	A_y^-
۸/۱۷	V_E^+	۵۲/۶۰	A_E^+
-۸/۲۱	V_E^-	-۵۲/۴۳	A_E^-

سازه تعیین می‌گردد. قسمت دوم منحنی دو خطی ایده‌آل (شیب پس از تسلیم) با استفاده از خطی که از میان منحنی حقیقی و از نقطه تغییر مکان هدف (δ_d) می‌گذرد تعیین می‌شود. بر اساس مراجع [۳۴-۳۰] فرض بر آن است که تغییر مکان هدف، حداکثر دررفت سازه می‌باشد؛ مگر این که پیش از آن افت قابل ملاحظه‌ای (۲۰٪) در مقاومت سازه پدید آید؛ که در این صورت آن نقطه به‌عنوان تغییر مکان هدف خواهد بود. همچنین آیین‌نامه تصریح می‌کند که مقاومت تسلیم موثر نباید از حداکثر نیروی برش پایه در هیچ یک از نقاط منحنی حقیقی بیشتر در نظر گرفته شود. در جدول (۳)، و شکل (۱۹)، نتایج و نمودار دو خطی ایده‌آل ارائه شده است.



شکل ۱۷- صحت سنجی منحنی‌های نیرو و تغییر مکان در آباکوس و تست‌های آزمایشگاهی

۹-۱ محاسبه ضرایب رفتار و شکل پذیری

ضریب رفتار R ، توسط دو مولفه اصلی تشکیل دهنده آن مطابق با رابطه‌ی (۵) بیان می‌شود.

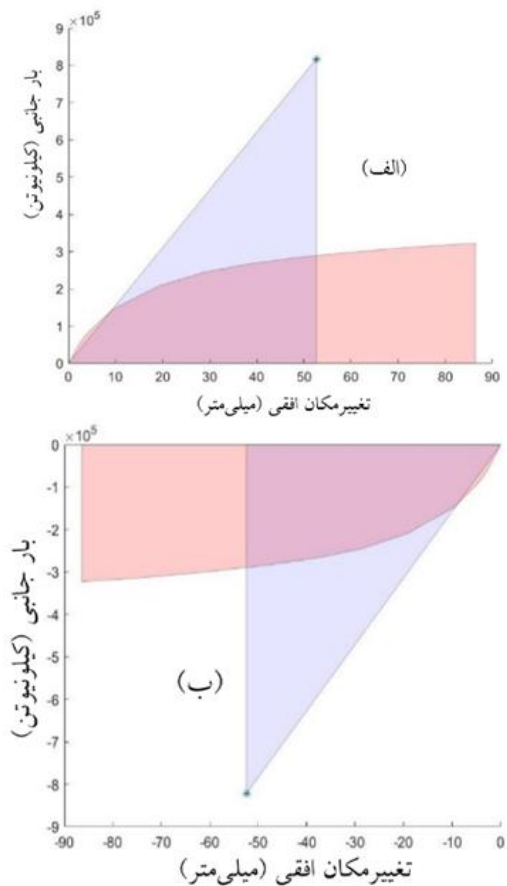
$$R = R_d \times \Omega_0 \quad (5)$$

در رابطه فوق R_d : ضریب شکل‌پذیری و Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه می‌باشند. هر یک از این مولفه‌ها با استفاده از روابط (۶) و (۷)، و شکل (۲۰)، (که در آن عملکرد حقیقی و الاستیک سازه به همراه منحنی ایده‌آل دو خطی نشان داده شده‌است)، تعیین می‌گردد.

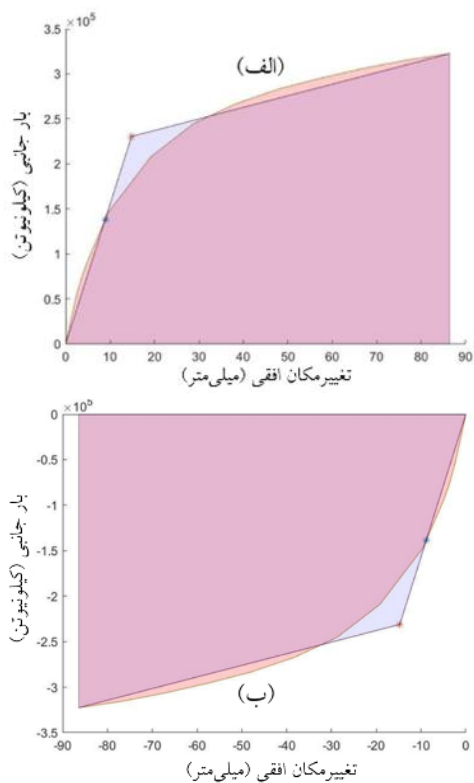
$$R_d = \frac{V_e}{V_y} \quad (6)$$

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (7)$$

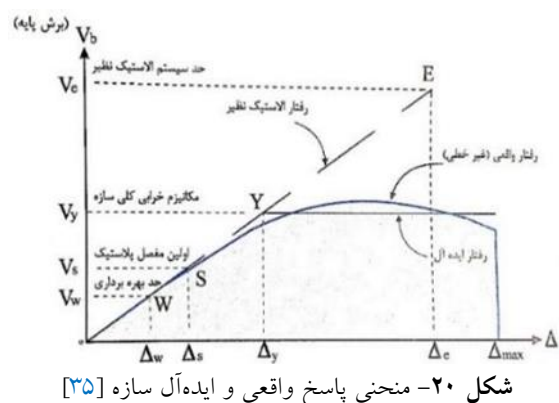
با توجه به رابطه فوق جزئیات محاسبه‌ی ضریب رفتار و ضرایب شکل‌پذیری به ترتیب در جداول (۴) و (۵)، گنجانده شده است
در شکل (۲۱)، رفتار واقعی و پاسخ الاستیک سازه در کنار یکدیگر ارائه شده است.



شکل ۲۱- پاسخ الاستیک در مقایسه با رفتار واقعی سازه، الف: جهت مثبت، ب: جهت منفی



شکل ۱۹- نمودار دوخطی ایده‌آل قاب مجهز به SRF، الف: در جهت مثبت، ب: در جهت منفی



شکل ۲۰- منحنی پاسخ واقعی و ایده‌آل سازه [۳۵]

جدول ۴- جزئیات محاسبه‌ی ضریب رفتار جهات مثبت و منفی

جهت حرکت	V_s (kN)	V_y (kN)	V_e (kN)	$R_d = \frac{V_e}{V_y}$	$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s}$	$R = R_d \times \Omega_0$	میانگین ^۱
مثبت	۰/۷۵	۲/۳۰	۸/۱۷	۳/۵۵۲۱	۳/۰۶۶۷	۱۰/۸۹	۱۰/۷۷۵
منفی	-۰/۷۷	-۲/۳۱	-۸/۲۱	۳/۵۵۴۱	۳/۰۰۰۰	۱۰/۶۶	

^۱ Average

جدول ۵- حداکثر جابه‌جایی و ضرایب شکل‌پذیری

جهت حرکت	$\mu_s = \frac{A_{max}}{A_y}$	A_y (mm)	A_{max} (mm)
مثبت	۳/۲۳۶۶	۱۴/۸۳	۴۸
منفی	۳/۲۵۶۴	-۱۴/۷۴	-۴۸

هزینه‌ی ناچیز و در کوتاه‌ترین زمان به راحتی جایگزین کرد (و این عامل باعث کاهش زمان اسکان موقت بعد از زلزله شده و به سرعت سازه به حالت قاب سکونت برمی‌گردد)، مزیت قابل توجهی برای این سیستم محسوب می‌گردد.

۱۱- مراجع

- [1] Plumier, A. (1997), "The dogbone: back to the future," *Engineering Journal*, Vol. 34, pp. 61-67.
- [2] Pachoumis, D.T., Galoussis, E.G., Kalfas, C.N. and Efthimiou, I.Z. (2010), "Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam sections-experimental analysis and finite element model simulation". *Engineering Structures*, Vol. 32, No. 9, pp. 2683-2692.
- [3] Dubina, D., Stratan, A. and Dinu, F. (2008), "Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 37, No. 15, pp. 1703-1720.
- [4] Mansour, N. (2010), "Development of the design of eccentrically braced frames with replaceable shear links, Doctoral dissertation.
- [5] Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay, R. (2011), "Experimental validation of replaceable shear links for eccentrically braced steel frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 10, pp. 1141-1152.
- [6] Ramadan, T. and Ghojarah, A. (1995), "Analytical model for shear-link behavior", *Journal of structural engineering*, Vol. 121, No. 11, pp. 1574-1580.
- [7] Stratan, A. and Dubina, D. (2004), "Bolted links for eccentrically braced steel frames", *connections in steel structures*, pp. 223-332.
- [8] Bouwkamp, J., Vetr, M.G. and Ghamari, A. (2016), "An analytical model for inelastic cyclic response of eccentrically braced frame with vertical shear link (V-EBF)", *Case Studies in Structural Engineering*, Vol. 6, pp. 31-44.
- [9] Bălut, N., and Gioncu, V. (2018), "Suggestion for an improved 'dog-bone' solution", *n Stessa 2003* (pp. 129-134). Routledge.
- [10] American Institute of Steel Construction, AISC, (2010), *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-10, Chicago.

۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله به مطالعه‌ی تحلیلی فیوز با تعویض‌پذیری ساده در قاب‌های مهاربندی واگرا، پرداخته شده است. در راستای دستیابی به نتایج مورد نظر، طراحی قاب فولادی توسط نرم‌افزار ایتبس، و مدل‌سازی و تحلیل المان محدود توسط نرم‌افزار آباکوس، انجام گرفته است. به طور کلی قاب مهاربندی واگرا، یک سیستم مطمئن در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله می‌باشد. قاب‌های واگرای مجهز شده به SRF که با دارا بودن سختی و شکل‌پذیری بالا رفتار بسیار خوبی را در زمان زلزله از خود بروز می‌دهد، برای کارکرد صحیح هنگام زلزله مستلزم طراحی و اجرای صحیح و بدون نقص می‌باشند. نتایج زیر از مقاله بدست آمده است:

- ۱- ضرایب رفتار و شکل‌پذیری نشان داد، فیوز معرفی شده، پتانسیل بالایی را به‌عنوان یک وسیله‌ی اتلاف‌کننده انرژی از خود بروز می‌دهد.
- ۲- هرچند فیوز در معرض تغییرشکل‌های غیرالاستیک بزرگ قرار داشت، اما کلیه اعضای دیگر قاب کاملاً در محدوده الاستیک باقی ماندند. به عبارت دیگر فیوز تعویض‌پذیر، با پذیرش تغییرشکل برشی قابل توجه، وارد ناحیه غیرخطی شده و با آسیب دیدگی خود، باعث مصون ماندن سایر قسمت‌های سازه می‌شود.
- ۳- این سیستم رفتار هیستریزس مشابهی را در کشش و فشار نشان داده و ضریب رفتار این سیستم نسبت به قاب‌های واگرای مرسوم مقدار بیشتری بوده که حاکی از عملکرد و شکل‌پذیری بهتر این سیستم می‌باشد.
- ۴- ادعای محققین (مورد ۲ و ۳) در تست‌های آزمایشگاهی در مقیاس کامل نیز اثبات گردید.
- ۵- بزرگترین مزیت این فیوز بعد از استهلاک چشمگیر انرژی، تعویض‌پذیری ساده‌ی آن می‌باشد. این واقعیت که می‌توان پس از زلزله‌های بزرگ این فیوز را از طریق دو پین و با صرف



- [24] Vetr, M.G. and Ghamari, A. (2019), "Experimentally and analytically study on eccentrically braced frame with vertical shear links", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 28, No. 5, pp. e1587.
- [25] Boukamp, J.G. and Vetr, M.G. (1994), "Design of Eccentrically Braced Test Frame with Vertical Shear Link Proceedings of the 2nd Int. Con, On Earthquake Resistant Construction and Design, Berlin.
- [26] ASTM, A. (2011), E2126-11, Standard test methods for cyclic (reversed) load test for shear resistance of vertical elements of the lateral force resisting systems for buildings, West Conshohocken, PA, USA.
- [27] Soltani, S., Javaheri tafti, M.R. and Vetr, M.G. (2024), "Numerical investigation of pinned fuse with simple replacing in steel eccentrically braced frames and design parameters determination", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, V. 12, Issue. 2, Nummer. 34.
- [28] Council, B.S.S. (2003), NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part Provisions. FEMA-P450.
- [29] Council, B.S.S. (2000), Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report FEMA-356, Washington, DC.
- [30] Gad, E.F., Chandler, A.M., Duffield, C.F. and Hutchinson, G.L. (1999), "Earthquake ductility and overstrength in residential structures", *Structural engineering and mechanics*, Vol. 8, No. 4, pp. 361-382.
- [31] Uang, C.M. (1991), "Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions", *Journal of structural Engineering*, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28.
- [32] Park, R. (1989), "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing", *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, Vol. 22, No. 3, pp. 155-166.
- [33] Maheri, M.R., and Akbari, R. (2003), "Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings", *Engineering structures*, Vol. 25, No. 12, pp. 1505-1513.
- [34] Kim, J. and Choi, H. (2005), "Response modification factors of chevron-braced frames", *Engineering structures*, Vol. 27, No. 2, pp. 285-300.
- [35] ازهری، م. و میرقادی، س.ر. (۱۳۹۷)، "طراحی سازه‌های فولادی، جلد هفتم - مباحث طراحی لرزهای"، ارکان دانش، چاپ دوم، ص ۱۱۳.
- [11] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978), "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", *Journal of the Structural Division*, Vol. 104, No. 3, pp. 391-412.
- [12] Popov, E.P. and Bertero, V.V. (1980), "Seismic analysis of some steel building frames", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 106, No. 1, pp. 75-92.
- [13] Malley, J.O. and Popov, E.P. (1983), "Design considerations for shear links in eccentrically braced frames".
- [14] Popov, E.P. and Malley, J.O. (1983), "Design of links and beam-to-column connections for eccentrically braced steel frames", Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [15] Hjelmstad, K.D. and Popov, E.P. (1983), "Cyclic behavior and design of link beams", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 109, No. 10, pp. 2387-2403.
- [16] Hjelmstad, K.D. and Popov, E.P. (1984), "Characteristics of eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 110, No. 2, pp. 340-353.
- [17] Malley, J.O. and Popov, E.P. (1984), "Shear links in eccentrically braced frames", *Journal of structural engineering*, Vol. 110, No. 9, pp. 2275-2295.
- [18] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "General behavior of WF steel shear link beams", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 112, No. 2, pp. 362-382.
- [19] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "A study of seismically resistant eccentrically braced steel frame systems", Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- [20] Roeder, C. W. and Popov, E.P. (1978), "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", *Journal of the Structural Division*, Vol. 104, No. 3, pp.391-412.
- [21] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), "Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically braced frames", University of California, Earthquake Engineering Research Center.
- [22] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), "Experiments on eccentrically braced frames with composite floors", Berkeley, CA, Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [23] Popov, E.P. and Engelhardt, M.D. (1988), "Seismic eccentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 10, No. 8, pp. 321-354.