

ارزیابی عددی قاب‌های خمشی فولادی با عملکرد بهبود یافته برشی با ایجاد شیارهایی در میانه تیر

کیارش محنتشم دولتشاهی^{۱*}، علی غروی^۲، سید رسول میرقادر^۳، محمدتقی نیکوکلام^۴

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۴- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه بولدر کلرادو، آمریکا

* تهران، صندوق پستی ۱۱۱۵۵-۱۳۳۵، dolatshahi@sharif.edu

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۷/۲۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۹/۲۱)

چکیده

هدف این مقاله، بررسی عددی یک سیستم نوین جذب‌کننده انرژی در قاب‌های خمشی فولادی است. قاب‌های خمشی به‌عنوان یکی از مطلوب‌ترین سیستم‌های باربر جانبی شناخته می‌شوند. با این حال، شرایط حداقلی اندازه دهانه به عمق تیر که به‌منظور تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای آن در آیین‌نامه‌ها الزام شده، به‌عنوان یکی از محدودیت‌های این سیستم شناخته می‌شود. با قرارداد یک فیوز برشی در میانه تیر، مفاصل پلاستیک خمشی از دو انتهای تیر به مفصل پلاستیک برشی در میانه آن انتقال می‌یابد. بنابراین تسلیم فیوز دربرش، پیش از تسلیم خمشی در دو انتهای تیر اصلی اتفاق می‌افتد و در نتیجه، سیستم پیشنهادی محدودیت آیین‌نامه‌ای را مرتفع می‌نماید. فیوز بخشی از تیر است که با ورود به تغییر مکان‌های غیرخطی مانع ورود باقی اعضا به این محدوده می‌شود. به‌منظور ایجاد فیوز برشی، با ایجاد شیارهایی با الگوی مشخص در جان میانه تیر، تضعیف مقاومت برشی حاصل می‌گردد. مدل‌های عددی این قاب در نرم‌افزار آباکوس ساخته و با نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است.

واژگان کلیدی

قاب خمشی فولادی، مفصل پلاستیک، فیوز برشی، بهسازی، تحلیل غیرخطی

Numerical Evaluation of Steel Moment Resisting Frames with Improved Shear Performance by Slitting Middle of the Beam

K.M. Dolatshahi, A. Gharavi, S.R. Mirghaderi, M.T. Nikoukalam

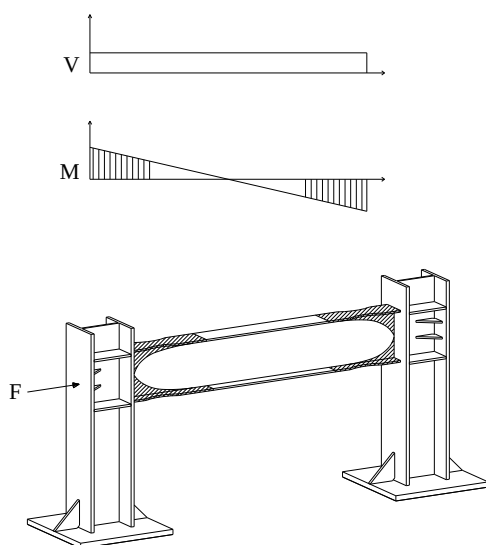
Abstract

The aim of this paper is to investigate a new energy dissipating system in steel moment resisting frames using finite element method, namely, slitted moment resisting frame system. Moment resisting frames are considered as one of the most favorable novel lateral force resisting system. However, the minimum requirement of the beam span to depth ratio, to form the plastic hinges at the two ends of the beam to satisfy. By placing a shear fuse in the middle of the beam, the flexural plastic hinges are transferred to the middle of the beam through nonlinear shear behavior. Therefore, shear fuse yielding precedes flexural yielding at the two ends of the beam and consequently the proposed system satisfies the code limitations. The fuse is a part of the beam, which, by entering into the nonlinear behavior, prevents other part of the beam from entering into the nonlinear behavior. Numerical models of the proposed system are developed in ABAQUS and are compared against the experimental results.

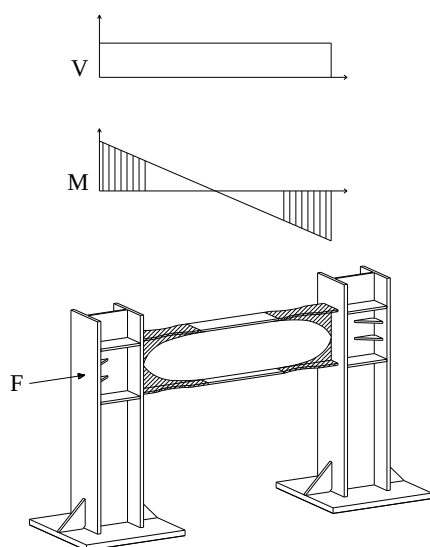
Keywords

Steel moment resisting frame, Plastic hinge, Shear fuse, Non-linear analysis

انتهای تیر، $M = ZF_y$ ، تشکیل می‌شود [۴]. که در آن، Z اساس مقطع پلاستیک تیر و F_y تنش تسلیم تیر است. همان‌طور که مشاهده می‌شود طول مفصل پلاستیک در قاب (الف) کوچک‌تر از قاب (ب) می‌باشد. مهم‌ترین دلیل این موضوع شیب تندتر نمودار لنگر خمشی قاب (الف) نسبت به قاب (ب) می‌باشد. از آنجایی که سطح رنگ‌شده در قاب (ب) کوچک‌تر از قاب (الف) می‌باشد، قاب (ب) مقدار کمتری از نیروی لرزه‌ای را نسبت به قاب (الف) مستهلک می‌کند. فقدان آزمایش‌های کافی نیز برای تیرهای با دهانه کوچک به عدم قطعیت در مورد رفتار آن‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای افزوده است.



الف) نسبت طول دهانه به عمق تیر برابر هفت



ب) نسبت طول دهانه به عمق تیر برابر چهار

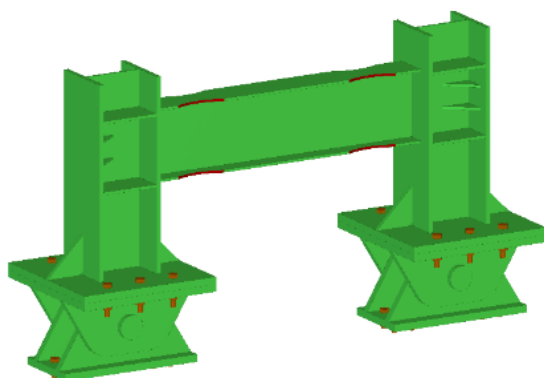
شکل ۱- تغییر نمودار خمش با کاهش طول تیر در قاب

پیش از دهه ۹۰ میلادی، قاب‌های خمشی به‌عنوان یکی از ایمن‌ترین و مطلوب‌ترین سیستم‌های باربر لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شد [۱]. این امر به آن علت بود که اعضای فولادی به‌عنوان اجزایی در نظر گرفته می‌شوند که در مقابل خمش و برش، دارای قابلیت تحمل تغییر شکل‌های پلاستیک زیادی هستند. اما این اعتماد پس از زلزله سال ۱۹۹۴ نورتریج^۱ به‌طور جدی مورد تردید واقع شد. در این زمین‌لرزه، بیش از ۱۵۰ قاب خمشی متداول به‌صورت جدی مورد آسیب قرار گرفتند [۱]. به‌طوری‌که در محل جوش اتصال بین تیر به ستون، گسیختگی‌های زیادی ایجاد شده بود. آسیب‌های سازه‌ای و فروریزش قاب‌های خمشی طی زلزله ۱۹۹۵ کوه^۲، اهمیت این مشکل را بیش‌ازپیش روشن ساخت [۱]. در سال‌های بعد، نظریات متعددی پیرامون نحوه اتصال ستون به تیر مطرح شد. تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر معمول‌ترین مکانیزم جذب انرژی در قاب‌های خمشی است [۲]. اگرچه تحقیقات زیادی برای بهبود طراحی و رفتار قاب‌های خمشی ارائه شده، اما دو محدودیت نسبت حداقلی طول دهانه به عمق تیر و بهسازی این قاب‌ها پس از تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای آن از اهداف این پژوهش می‌باشد. دلیل اصلی تأکید آیین‌نامه‌ها بر رعایت اندازه حداقلی دهانه تیر به عمق آن، تشکیل مفاصل پلاستیک به طول کافی در دو انتهای تیر است [۳]. مطابق آیین‌نامه ANSI/AISC 358-10 [۳] و قسمت اتصالات از پیش تأیید شده مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، نسبت طول دهانه به عمق تیر برای قاب‌های خمشی ویژه نمی‌بایست کمتر از هفت و برای قاب‌های خمشی متوسط می‌بایست کمتر از پنج باشد. این نسبت‌ها اعدادی هستند که دست‌یابی به آن‌ها برای تمامی تیرهای ساختمان با توجه به بارهای وارده بسیار دشوار است و در عمل نسبت‌هایی کمتر از این اعداد به دست می‌آید. شکل (۱) منطق محدودیت اول را با مقایسه دو قاب با مقاطع و بار جانبی یکسان را نشان می‌دهد. در این دو قاب تنها نسبت طول دهانه به عمق تیر متفاوت است. شکل (۱-الف) قابی را با نسبت طول دهانه به عمق تیر هفت، $L_1/D = 7$ ، که ارضاکنده شرایط آیین‌نامه است را نشان می‌دهد. شکل (۱-ب) قابی با نسبت طول دهانه به عمق تیر چهار، $L_2/D = 4$ ، که ناقض شرایط آیین‌نامه است را نشان می‌دهد. این دو قاب دو ناحیه تشکیل مفاصل پلاستیک L_{p1} و L_{p2} را نشان می‌دهند. در شکل (۱) این دو ناحیه بارنگ متفاوت نمایش داده شده‌اند. این مفاصل پلاستیک بین دو ناحیه $M = SF_y$ و

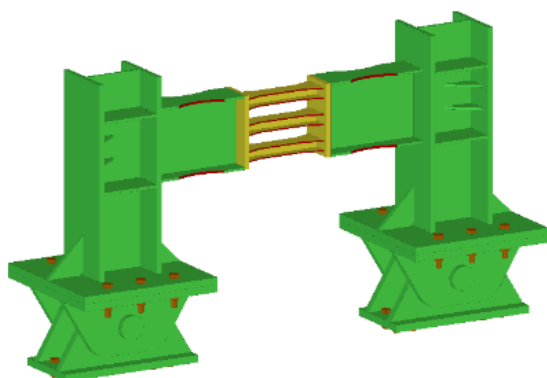
که در آن V_{pb} برابر است با نیروی برشی که در اثر تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر ایجاد می‌شود. شایان‌ذکر است با توجه به استفاده از مقطع کاهش‌یافته در دو سمت دهانه، برش تیر نیز باید متناظر با این مقاطع محاسبه گردد. چراکه طبق محاسبات اولین مقطعی که در آن تسلیم خمشی اتفاق خواهد افتاد، مقاطع کاهش‌یافته خواهند بود. در معادله فوق ϕ ضریبی برای افزایش تنش به واسطه سختی کرنشی لینک در هنگام تسلیم برشی است. مطالعات گذشته این ضریب سختی کرنشی لینک را برابر با ۱/۵ توصیه کرده‌اند [۱۲].

۳- نمونه‌ها و برپایی آزمایش

به منظور بررسی قاب خمشی به همراه لینک برشی دو نمونه در نظر گرفته شد. در نمونه اول، قاب شاهد، محدودیت آیین نامه ای نسبت حداکثری طول دهانه به عمق نقض شد و برابر چهار در نظر گرفته شد. در قاب دوم لینک برشی در میانه تیر جانمایی شده و مقاطع و ابعاد آن کاملاً مشابه قاب شاهد می‌باشد. در شکل (۳) نمونه‌های مدل‌سازی و آزمایشگاهی نمایش داده شده‌اند.



الف) قاب شاهد



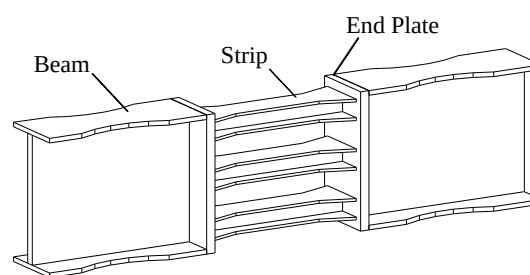
ب) قاب برشی

شکل ۳- نمونه‌های مدل‌سازی و آزمایش

تلاش‌های زیادی جهت توسعه مکانیزم سازه‌ای جدیدی برای قاب‌های خمشی صورت گرفته است که تأکید آن‌ها بر عملکرد فوری پس از زلزله است. به عنوان مثال می‌توان از اتصالات تیرهای پس کشیده به ستون^۳ [۵] اتصالات تیر به ستون بر اساس مقاومت اصطکاکی^۴ [۶ و ۷] و قاب‌های ستون پیوند^۵ [۸] نام برد. در این مقاله نیز به منظور مرتفع نمودن مشکلات فوق‌الذکر، ایده استفاده از یک تیر پیوند برشی به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر برای قاب‌های خمشی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. برای نیل به این هدف، فیوز با ظرفیت برشی کمتر نسبت به سایر اعضای تیر در میانه آن طراحی می‌گردد تا همانند مکانیزم جذب انرژی مهاربندهای واگرا باعث اتلاف انرژی گردد. مهاربندهای واگرا به واسطه وجود تیر پیوند در برابر تغییر شکل‌های غیرخطی عملکرد مطلوبی را از خود نشان می‌دهند [۹].

۲- مبانی طراحی لینک برشی

همانطور که در شکل (۱) نشان داده شد، نیاز خمشی میانه تیر به صورت ایده آل برابر صفر و در اطراف آن حداقل است؛ بنابراین انتظار می‌رود به کارگیری فیوز برشی با مقطع کاهش‌یافته در وسط تیر موجب تأثیر چندانی در سختی جانبی تیر نشود. از این جهت بهترین منطقه برای نصب فیوز میانه‌ی تیر می‌باشد [۳]. مطابق شکل (۲)، لینک از طریق اتصال جوشی به تیر اصلی متصل شده است. این اتصال در قاب‌های خمشی به عنوان مفصل خمشی قابل تعویض توسط Shen و همکارانش [۱۰] و همچنین در مهاربندهای واگرا به عنوان لینک برشی توسط Mansour و همکارانش [۱۱] به کار گرفته شده است.



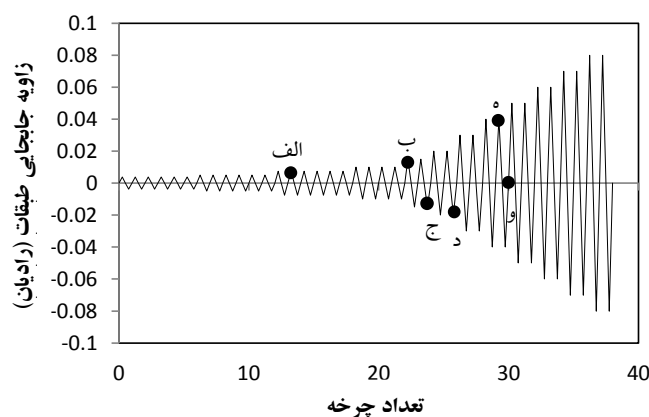
شکل ۲- نحوه اتصال فیوز به تیر قاب خمشی

مقاومت طراحی لینک برشی، V_L ، با استفاده از معادله زیر مشخص می‌شود، بر این اساس که تمام تغییرشکل‌های غیرخطی به جای دو طرف تیر در لینک میانه تیر متمرکز می‌شود:

$$V_L \leq \phi V_{pb} \quad (۱)$$

۴- پروتکل بارگذاری

در آیین نامه ANSI/AISC 341-10 [۳] پروتکل بارگذاری برای اتصال تیر به ستون پیشنهاد شده است که از همان پروتکل در این آزمایش نیز استفاده می گردد. این پروتکل بارگذاری در شکل (۴) نشان داده شده است. در این نمودار زاویه ی جابجایی طبقات در مقابل تعداد چرخه ها کشیده شده است. شش چرخه ابتدایی این پروتکل دامنه 0.00375 رادیان را شامل می شود و در



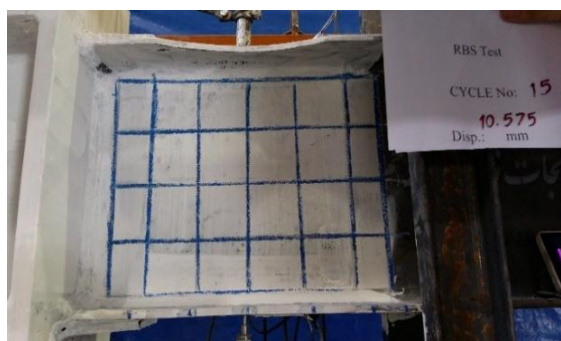
شکل ۴- پروتکل بارگذاری

۵- مشاهدات آزمایشگاهی

رفتار قاب شاهد در چرخه های اولیه مطابق انتظار به صورت خطی است. این روند تا چرخه پانزدهم ادامه می یابد. در این چرخه بال مقطع کاهش یافته وارد ناحیه غیر خطی می شود. این چرخه متناظر با حرف "الف" در شکل (۴) است که نسبت جابجایی آن برابر با 0.0075 می باشد. با افزایش بارگذاری و پس از پایان دور رفت چرخه پانزدهم، تسلیم به جان مقاطع کاهش یافته نیز توسعه می یابد (شکل (۵-الف)). شکل (۵-ب) تغییر مکان سازه را زمانی که 20% افت در حداکثر مقاومت سازه رخ داده است نشان می دهد. این اتفاق در شکل (۴) با حرف "ب" مشخص شده است. همان طور که در تصویر نمایان است تنها در مقاطع کاهش یافته تسلیم رخ می دهد و باقی اعضای سازه سالم می مانند. قابل ذکر است که این اتفاق در جابجایی کمی برابر با دو درصد رخ می دهد که این مقدار کمتر از جابجایی است که در قاب های خمشی متداول پیشنهاد شده است.

مطابق با شکل (۶-الف) در نسبت جابجایی 1% که در شکل (۴) با حرف "ج" نشان داده شده است، آهک های بال تیرهای کوچک لینک دچار پریدگی می شوند. همان طور که در شکل (۶-ب) نشان داده شده در تیرهای کوچک ابتدا مفصل

ادامه شش چرخه با دامنه 0.005 رادیان، شش چرخه با دامنه 0.0075 رادیان، چهار چرخه با دامنه 0.01 رادیان و متعاقباً چرخه های بعدی با 0.015 ، 0.02 ، 0.03 ، 0.04 و 0.05 رادیان ادامه می یابد. نقاطی که با حروف در شکل نشان داده شده اند، زمان اتفاق برخی از حوادث مهم در طول آزمایش را نشان می دهند که در قسمت های آتی به تفصیل بیان می گردند.



الف) چرخه پانزدهم



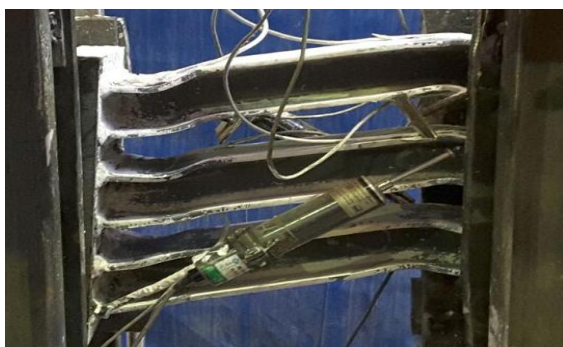
ب) چرخه بیست و ششم

شکل ۵- رفتار قاب شاهد در دو چرخه بارگذاری

جوش‌ها و پیچ‌ها به صورت دقیق مدل نمی‌شود. آنالیز مش^۹ جهت بهبود نتایج و بالابردن دقت به خصوص در مکان‌های اتصال انجام می‌گردد.



الف) چرخه بیست و ششم



ب) چرخه بیست و نهم



ج) چرخه سی و دوم



د) چرخه سی و دوم

شکل ۶- رفتار قاب برشی

خمش در دو انتهای لینک برشی تشکیل شده است. این امر به این دلیل رخ داده است که نسبت طول دهانه به عمق تیر در تیرهای کوچک رعایت شده است. این جابجایی متناظر با چرخه بیست و ششم اتفاق می‌افتد که در شکل (۴) با حرف "د" نشان داده شده است. مطابق شکل که از نمای جلو لینک را نشان می‌دهد، بال‌های تیرهای کوچک در دو انتهای آن دچار تغییر شکل موضعی شده‌اند. از آنجایی که نیروی محوری وارده بر نمونه طی بارهای رفت و برگشتی از طریق جک هیدرولیکی در شرایط آزمایشگاهی موجود و عدم حضور نیروی محوری غیرقابل حذف می‌باشد. نیروی محوری در این مرحله از آزمایش باعث له شدگی لینک می‌گردد. این میزان له شدگی ناشی از نیروی محوری ادامه می‌یابد تا در چرخه سی و دوم بین تیرهای کوچک لینک برخورد ایجاد می‌شود. این برخورد مطابق شکل (۶-ج) باعث پارگی جان تیر کوچک لینک می‌گردد. مضافاً این برخورد باعث تشکیل ناحیه صلبی در لینک می‌گردد و باعث افزایش سطح نیرو می‌گردد. این افزایش سطح نیرو باعث تشکیل مفاصل پلاستیک در مقاطع کاهش یافته بال در چرخه سی و دوم مطابق شکل (۶-د) مفصل پلاستیک می‌گردد.

۶- مدل‌سازی

مطالعات عددی به جهت تحلیل غیرخطی اجزا محدود، به وسیله نرم‌افزار ABAQUS [۱۳] با مدل‌سازی غیرخطی و سه بعدی قاب انجام شده است. برای این تحلیل از نرم‌افزار ABAQUS نسخه ۶.۱۴.۱ استفاده می‌گردد. فولاد St52 با تنش تسلیم ۳۷۰ مگاپاسکال برای ستون‌ها، صفحات انتهایی، سخت‌کننده‌ها و ورق‌های پیوستگی استفاده می‌شود. همچنین فولاد St52 با تنش تسلیم ۳۷۲ مگاپاسکال و تنش نهایی ۴۹۶ مگاپاسکال برای تیرها و لینک انتخاب می‌گردد.

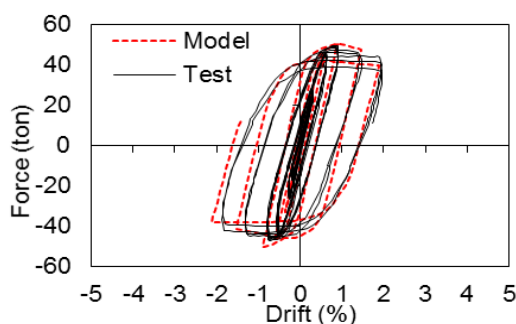
مدل‌ها با تعریف کردن عیوبی برای سازه قادر به پیش‌بینی کاهش مقاومت که نتیجه‌ای از تسلیم بال‌ها، جان‌ها و سخت‌کننده‌ها است، هستند. همچنین کاهش مقاومت همراه با شکست مواد یا پاره شدن آن‌ها تحت مطالعه قرار می‌گیرد. برای کاهش زمان محاسبات، مدل قاب‌ها با المان‌های ایزوتروپیک S4R شل^۶ چهار گره ساخته می‌شوند. همچنین المان‌های شل قادر به در نظر گرفتن تاثیرات کماتش موضعی^۷ هستند. در قاب برشی، صفحات انتهایی، المان‌های هشت گره‌ای جامد پیوسته^۸ (C3D8R) جهت در نظر گرفتن تاثیرات ضخامت این صفحات در نظر گرفته می‌شوند. جزئیات سخت‌کننده‌ها، ورق‌های پیوستگی و صفحات انتهایی در نظر گرفته نمی‌شوند و همچنین



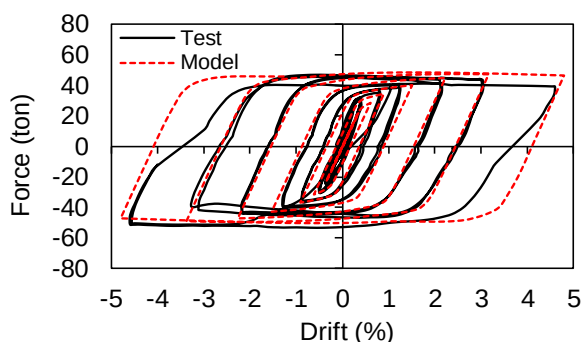
اندازه مش بندی انجام شد، اندازه مش برابر دو سانتی متر انتخاب شد.

۷- فرآیند مدل سازی و صحت سنجی

جهت صحت سنجی روش عددی با کار آزمایشگاهی هر دو قاب شاهد و برشی به روش فوق در نرم افزار ABAQUS مدل می شوند. این دو قاب تحت بارگذاری رفت و برگشتی و مشابه آنچه در آزمایشگاه انجام می شود قرار می گیرند که نتایج حاصله بسیار مشابه با نتایج آزمایشگاهی است. جهت مقایسه دقیق تر نمودار به دست آمده از روش عددی و کار آزمایشگاهی هر دو منحنی آزمایشگاهی و عددی مرتبط با هر قاب در یک نمودار رسم می شوند. بر این اساس که شکل (۷) مربوط به مقایسه نمودارهای مربوط به قاب شاهد و همچنین شکل (۸) مربوط به نمودارهای قاب با عملکرد برشی است.



شکل ۷- مقایسه نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی قاب شاهد



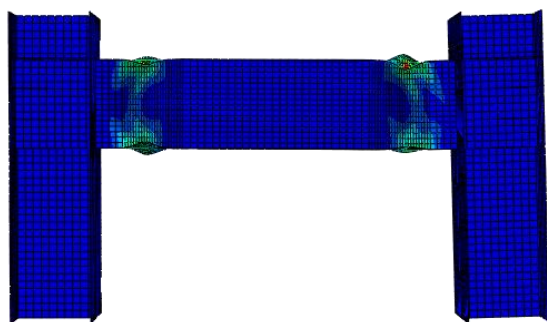
شکل ۸- مقایسه نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی قاب برشی

برای ارزیابی مشابهت رفتار مدل در تحلیل عددی و کار آزمایشگاهی، تصاویر مربوط به جابجایی های متناظر در تحلیل عددی و کار آزمایشگاهی در ادامه رسم می شود. همان طور که در شکل (۹) مشخص است این تصویر قاب شاهد را در هنگام ورود به مرحله غیرخطی نشان می دهد. شکل (۹-الف)

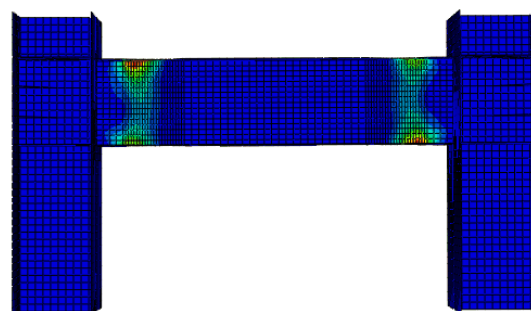
از معیار گسیختگی ون میسر^{۱۱} و قوانین آن برای مدل کردن پلاستیسته مدل استفاده می گردد. همچنین از ترکیب کرنش سختی ایزوتروپیک و کینماتیک^{۱۱} برای مدل کردن سخت شدگی استفاده می گردد. برای لینک و تیر به طور مجزا نمودار تنش-کرنش با توجه به تست کششی که بر روی آن ها صورت گرفته است و همچنین با استفاده از مقاله ای که توسط Kaufmann و همکارانش [۱۴] نگارش شده است پیش بینی می گردد. در این مقاله کافمن و همکاران فرمولی را برای نمودار تنش و کرنش فولادهایی با تنش تسلیم مشخص ارائه داده اند. بنابراین برای پیش بینی رفتار پلاستیک اجزا سازه در این آزمایش، از مصالحی با خصوصیات مشابه آنچه در مقاله مذکور است، استفاده می گردد. مصالح این آزمایش مانند فولاد C مقاله Kaufmann و همکارانش در نظر گرفته می شود که خصوصیات مشابهی با فولاد مورد استفاده در این آزمایش دارد. فولاد C دارای تنش تسلیم ۳۷۲ مگاپاسکال و تنش گسیختگی ۴۹۶ مگاپاسکال است. مدول الاستیسته^{۱۲} برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون^{۱۳} نیز برابر با ۰/۳ در نظر گرفته می شوند.

جهت ساده نمودن تحلیل عددی، بار و شرایط مرزی با اندکی تغییرات نسبت به آزمایش اعمال می شوند. به عنوان مثال تیر فرعی که در آزمایشگاه، مفصل و ستون بر روی آن واقع می شوند حذف می گردند و انتهای ستون مفصل شده است. همچنین مفصل مدل سازی نمی شوند بلکه به اندازه ارتفاع آن ها ستون با مشخصات ستون اصلی در نظر گرفته می شود. مهارهای جانبی نیز که احتمالاً تاثیر ناچیزی بر نحوه عملکرد مدل داشتند، مدل سازی نمی گردند. از طرفی برای اعمال تاثیر نیروی محوری زیاد موجود در تیرها برای بارگذاری بار به این ترتیب عمل می شود که در هر چرخه بارگذاری محل اعمال نیرو تغییر می کند و متناسب با شرایط آزمایش نیرو به ترتیب در هر چرخه از سمت چپ و سپس از سمت راست به قاب وارد می شود. شایان ذکر است با توجه به آنالیز حساسیت نیازی به تحلیل کمانشی^{۱۴} نیست. علاوه بر این، انتخاب هندسه غیرخطی^{۱۵} در نرم افزار ABAQUS به منظور اعمال تاثیرات جابجایی های بزرگ فعال شده است که به این ترتیب تسلیم موضعی در نظر گرفته خواهد شد و رفتار پساکمانشی^{۱۶} اجزا شبیه سازی می شوند. پروتکل بارگذاری که در قسمت K2 آیین نامه ANSI/AISC 341-10 [۳]، برای اتصالات تیر به ستون در قاب های خمشی تعیین شده است برای تحلیل ها استفاده می گردد. شایان ذکر است براساس آنالیز حساسیتی که برای

تغییر شکل قاب شاهد در نرم افزار و شکل (۹-ب) تغییر شکل متناظر با غیرخطی شدن مقاطع کاهش یافته را در مدل آزمایشگاهی نشان می دهد که می توان نتیجه گرفت این دو مشابهت قابل قبولی با یکدیگر دارند.



الف) نرم افزار



الف) نرم افزار



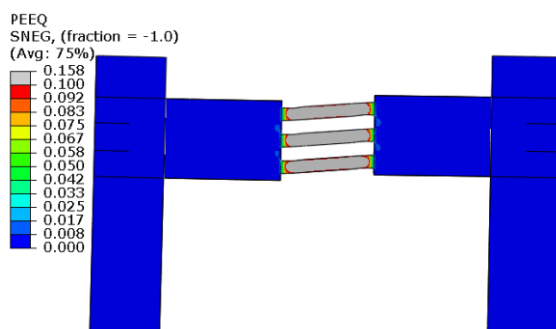
ب) آزمایشگاه



ب) آزمایشگاه

شکل ۹- تغییر شکل قاب شاهد در جابجایی متناظر با ۲٪

شکل ۹- تغییر شکل قاب شاهد در جابجایی متناظر با ۰/۷۵٪



الف) نرم افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۱- تغییر شکل قاب برشی در جابجایی متناظر با ۲٪

شکل (۱۰-الف) تغییر شکل نهایی مدل را در نرم افزار و شکل (۱۰-ب) تغییر شکل قاب را در آزمایشگاه در جابجایی متناظر با ۲٪ مشخص می کند. همانگونه که مشخص است رفتار قاب در هر دو حالت یکسان است و تسلیم خمشی تنها در مقاطع کاهش یافته رخ می دهد.

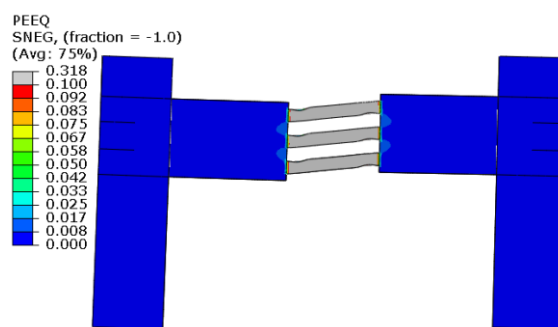
جهت ارزیابی روش عددی در مورد قاب برشی نیز، تصاویر اتفاقات حساس تسلیم لینک و مقاطع کاهش یافته و همچنین حالت نهایی قاب در دو حالت مدل سازی با نرم افزار و همچنین کار آزمایشگاهی آورده شده است. بر این اساس که شکل (۱۱) زمان آغاز غیرخطی شدن لینک را نشان می دهد. همان طور که در شکل (۱۱-الف) نشان داده شده است اتفاقی که در مدل نرم افزاری می افتد مطابقت زیادی با شکل (۱۱-ب) که تسلیم لینک را در آزمایشگاه نشان می دهد دارد. در هر دو تصویر مشخص است که لینک به طور کامل تسلیم می شود.

و مشابه کار آزمایشگاهی است. بر این اساس که لینک در ابتدا تسلیم شده و در این زمان تغییر شکلهای غیرخطی موضعی که در بال تیرهای کوچک لینک تشکیل می‌شود. همچنان این تغییر شکل در حال پیشرفت است تا در انتها دو تیر کوچک لینک به هم برخورد می‌کنند که این باعث تشکیل ناحیه صلب شده و سخت شدگی ایجاد شده موجب انتقال تغییر شکل‌ها و ناحیه غیرخطی به دو انتهای تیر می‌شود. در نهایت شکل (۱۳-الف و ب) به ترتیب نمایشگر تغییر شکل نهایی قاب در نرم‌افزار و آزمایشگاه هستند.

۸- نتیجه گیری

در این مقاله یک سیستم باربر جانبی برای طراحی سازه‌های جدید و همچنین روشی برای بهسازی سازه‌های آسیب‌دیده تحت زلزله ارائه گردیده است. این روش با تضعیف میانه تیر با الگویی که ذکر شد، موجب انتقال اتلاف انرژی از خمش به برش می‌گردد. به عبارت دیگر تسلیم برشی را به خمشی مقدم می‌سازد. درواقع یک سیستم متعارف خمشی که طی بار لرزه‌ای دو انتهای تیر آن به وسیله خمش تسلیم شده است را می‌توان با استفاده از تضعیف ظرفیت برشی بهسازی کرد. همان‌طور که در مقدمه ذکر شد، طراحی تیر با نسبت طول خالص دهانه به عمق تیر کمتر از هفت برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه و کمتر از پنج در قاب‌های خمشی متوسط، غیرمجاز است. این محدودیت به دلیل طول کافی تیر برای شکل‌گیری مفاصل پلاستیک می‌باشد. این خود باعث افزایش چشمگیر کرنش پلاستیک در بال‌های تیر می‌شود و عدم جذب انرژی مطلوب توسط مفاصل خمشی را سبب می‌گردد هم‌اکنون همین بند سخت‌گیرانه آیین‌نامه 358-10 ANSI/AISC [۳] در برخی از سازه‌های موجود نقض گردیده است که با ایده پژوهش حاضر می‌توان این مشکل را برطرف نمود.

همان‌طور که ذکر شد، برای انتقال مفصل پلاستیک از دو انتهای تیر به میانه آن می‌بایست میانه تیر ضعیف شود. برای این هدف روش‌های متعددی در نظر گرفته شد تا جان میانه تیر تضعیف شود که ازجمله این روش‌ها می‌توان به سوراخ‌کاری دایروی جان تیر^{۱۷}، تغییر مقطع میانه تیر، تیر غیرمنشوری، غیرمشابه بودن مشخصات مصالح تیر و لینک و همچنین روش اسلیت اشاره کرد. در این پژوهش روشی برای تضعیف میانه تیر استفاده شد که بیشتر از بقیه روش‌ها ظرفیت برشی تیر را کاهش دهد؛ زیرا این روش علاوه بر طراحی سازه‌های موجود می‌بایست برای سازه‌های آسیب‌دیده نیز استفاده شود.

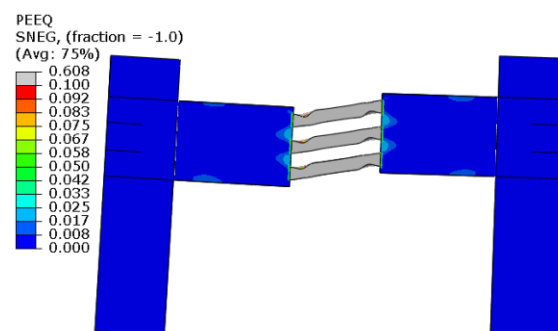


الف) نرم‌افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۲- تغییر شکل قاب برشی در جابجایی متناظر با ۳٪



الف) نرم‌افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۳- تغییر شکل قاب برشی در جابجایی متناظر با ۴٪

با توجه به شکل (۱۲-الف و ب) می‌توان نتیجه گرفت که عملکرد مدل نرم‌افزاری دقیقاً مطابق با مبانی طراحی قاب برشی

- [1] Gupta, A. and H. Krawinkler, (1999), "Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures", Doctoral dissertation, Stanford University.
- [2] Bruneau, M., Uang, C.M., Sabeli, R. (2011), "Ductile Design of Steel Structures", Second Edition, McGraw Hill Companies, Inc.
- [3] ANSI/AISC 358-10, (2010), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago.
- [4] Nikoukalam, M. and Dolatshahi, K.M. (2015), "Development of Structural Shear Fuse in Moment Resisting Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 114, No. ,pp. 349-361.
- [5] Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 2, pp. 113-121.
- [6] Butterworth, J.W., and Clifton, C.G. (2000), "Performance of Hierarchical Friction Dissipating Joints in Moment Resisting Steel Frames", In Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- [7] MacRae, G.A., Clifton, G.C., Mackinven, H., Mago, N., Butterworth, J. and Pampanin, S. (2010), "The Sliding Hinge Joint Moment Connection", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 43, No. 3, pp. 202-212.
- [8] Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. (2013), "Seismic Response Evaluation of the Linked Column Frame System", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 201, No. 6, pp. 795-814.
- [9] Popov, E.P., Kasai, K. and Engelhardt, M.D. (1987), "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1, pp. 43-55.
- [10] Shen, Y., Christopoulos, C., Mansour, N. and Tremblay, R. (2010), "Seismic Design and Performance of Steel Moment-Resisting Frames with Nonlinear Replaceable Links", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 10, pp. 1107-1117.
- [11] 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.
- [12] Ölmez, H.D. and Topkaya, C. (2011), "A Numerical Study on Special Truss Moment Frames with Vierendeel Openings", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, No. 4, pp. 667-677.
- [13] ABAQUS, Ver. 6.10-2, (2010), Users' Manual, Providence, RI, USA: HKS Inc.
- [14] Kaufmann, E., Metrovich, B. and Pense, A. (2001), "Characterization of Cyclic Inelastic Strain Behavior on Properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 Rolled Sections", Final Report to American Institute of Steel Construction (AISC), Report Number: 3048, 29 pages.

در سازه‌های آسیب‌دیده دو انتهای تیر تسلیم‌شده‌اند و روش مورد استفاده برای تضعیف ظرفیت برشی میانه تیر باید طوری رفتار کند که هیچ اتفاقی برای دو انتهای آن رخ ندهد؛ بنابراین روش اسلیت برای این پژوهش مورد استفاده قرار گرفت. در این روش تیرهای کوچکی در میانه تیر قرار می‌گیرد که موجب کاهش قابل ملاحظه ظرفیت برشی میانه تیر می‌گردد.

به منظور بررسی قابلیت‌های این قاب خمشی نسبت به قاب‌های خمشی متعارف در آزمایش اول یک قاب شاهد با نقض ضابطه مذکور و ابعاد هندسی مشابه با قاب برشی آزمایش شد. مطابق پیش‌بینی در دو انتهای تیر قاب شاهد مفاصل پلاستیک تشکیل شد و در نسبت جابجایی ۰/۲، بیست درصد افت نیرو مشاهده شد. برای بررسی عملکرد سیستم پیشنهادی، آزمایش استاتیکی چرخه‌ای بر روی هر دو قاب انجام گرفت. در آزمایش دوم قاب برشی با شرایط مشابه قاب شاهد مورد آزمایش قرار گرفت که در این آزمایش به منظور تأمین اهداف پژوهش یک فیوز برشی در میانه تیر قرار داده شد. در این آزمایش با انجام بارگذاری رفت و برگشتی ابتدا لینک برشی تسلیم می‌شود و این تسلیم تا بیش از دو برابر نسبت جابجایی قاب شاهد ادامه می‌یابد. در این حین هیچ اتفاقی برای دو انتهای تیر رخ نمی‌دهد تا اینکه دو تیر کوچک لینک به هم برخورد کردند و ناحیه صلبی در میانه تیر تشکیل شد. این ناحیه صلب با افزایش سطح نیرو سبب شد که در نسبت جابجایی ۰/۵ مفاصل پلاستیک خمشی نیز در دو انتهای تیر تشکیل شود. نتایج حاصله نشان می‌دهد نسبت جابجایی شکست در سیستم پیشنهادی بیش از دو برابر قاب شاهد بوده است. شکست در نقطه‌ی متناظر با افت مقاومت ۲۰٪ تعریف می‌شود. این در حالی است که سختی اولیه و مقاومت حداکثری محاسبه‌شده بر اساس نتایج آزمایش برای دو سیستم شاهد و برشی مقادیر تقریباً یکسانی را نشان می‌دهد و قاب برشی بدون افت نیرو چرخه‌های پایدار خود را تشکیل می‌دهد. این امر برتری قابل توجه سیستم پیشنهادی را نسبت به قاب‌های متداول نشان می‌دهد. اگر همین لینک برشی با استفاده از تعدادی پیچ به صورت اتصال ورق انتهایی در میانه تیر قرار گیرد قابل تعویض بوده و پس از زلزله از سیستم‌های تعمیر پذیر به شمار می‌رود.

پی نوشت

⁵ Linked column frames (LCF)

⁶ Isoparametric S4R shell

⁷ Local buckling

⁸ Eight-node solid continuum elements

⁹ Mesh

¹ Northridge

² Kobe

³ Post tensioned beam to column connections

⁴ Friction based resistance beam to column connections



- ¹⁰ Von Mises
- ¹¹ Kinematic
- ¹² Elastic modulus
- ¹³ Poisson's ratio
- ¹⁴ Buckling analysis
- ¹⁵ Geometric nonlinearity
- ¹⁶ Post-buckling
- ¹⁷ Perforated

