

چکیده

در تحقیق حاضر با توجه به اهمیت بررسی سازه‌های آسیب‌دیده از حیث اتخاذ تصمیم مناسب برای تخریب و یا ترمیم سازه‌ها، یک قاب خمشی فولادی تحت اثر زلزله‌های متوالی قرار گرفته است. پس از اعمال رکورد زلزله فاز اول خروجی‌های برنامه اجزای محدود برای اتصال بحرانی استخراج و در مدل با جزئیات، مورد استفاده قرار گرفته است. در این مرحله منحنی‌های هیستریزس استخراج و در فنرهای مدل ساده‌سازی شده مورد استفاده قرار گرفته و قاب با اتصالات آسیب‌دیده تحت پس‌لرزه تحلیل شده است. پس از قرار دادن اتصال آسیب‌دیده در قاب، خروجی‌های مربوط به خستگی کم‌چرخه اتصال با زلزله اصلی مقایسه شده‌اند. نتایج نشان دادند که در پس‌لرزه‌ها جان تیر به‌طور قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر قرار می‌گیرد. ستون نیز دچار کماتش موضعی در بال سمت اتصال شده است. به‌طوری‌که در زلزله اصلی میزان حداکثر کرنش پلاستیک معادل و کرنش گسیختگی به ترتیب $1/35$ و $0/031$ به دست آمد. این مقادیر برای زلزله با شتاب برابر $1/2$ زلزله اصلی به ترتیب $3/31$ و $0/241$ محاسبه شده‌اند که اصولاً با کاهش شتاب حداکثر زلزله ثانویه این مقادیر کاهش یافته و برای زلزله به شدت $1/6$ زلزله اصلی مقادیر به ترتیب به $3/17$ و $0/221$ تنزل یافته است. البته محل رخداد این مقادیر ثابت نبوده و در بعضی موارد در چشمه اتصال و در بعضی موارد در ورق پیوستگی اتفاق افتاده است.

کلمات کلیدی: اتصال آسیب‌دیده، قاب فولادی، زلزله اصلی، پس‌لرزه

بررسی رفتار اتصالات آسیب‌دیده فولادی تحت پس‌لرزه

محسن گرامی (نویسنده مسؤول)

دانشیار گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان
E-mail: mgerami@semnan.ac.ir

محمد بحیرایی

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران،
دانشگاه سمنان

1- مقدمه

بسیاری مشاهده شده است که پس‌لرزه‌ها با تعداد زیاد سبب بروز خسارت‌های غیرقابل تحمل بر سازه‌ها و در نتیجه خرابی آنها شده‌اند. از بین این موارد می‌توان به زلزله‌های 1994 نورتریج ($M_w = 6/7$)، 1952 کرن کانتری ($M_w = 7/3$)، 2011 توکوکو ($M_w = 9$)، 1989 لوماپریتا ($M_w = 6/9$) و 1992 لندرز ($M_w = 7/3$) اشاره کرد. پس از زلزله نورتریج از حدود 66500 ساختمان آسیب‌دیده 23 درصد در محدوده غیرقابل خدمت‌رسانی و پس از زلزله 2006 هاوایی ($M_w = 6/7$) نزدیک به 1700 ساختمان آسیب‌دیده در محدوده عملکرد زرد یا قرمز قرار گرفتند.

راگوناندان و همکاران [1] عملکرد تعدادی ساختمان با اتصالات آسیب‌دیده را تحت زلزله‌های ثانویه بررسی کردند. به این ترتیب که زلزله‌های پس از زلزله نورتریج با احتمال رخداد 2 و 10 درصد به سازه‌های 9 و 20 طبقه اعمال و پایداری آنها را

در زلزله 1994 نورتریج ($M_w = 6/7$) تعدادی از اتصالات جوشی در قاب‌های خمشی فولادی در نتیجه خستگی کم‌چرخه خسارت دیدند و یا شکسته شدند. با توجه به احتمال رخداد زلزله‌های متوالی و تأثیر آنها بر پارامترهای خستگی کم‌چرخه و آسیب دیدن سازه در مرحله‌ی اول بارگذاری برای ترمیم و یا تخریب آن باید تصمیم‌گیری شود. به این منظور، بررسی رفتار این سازه‌ها تحت پس‌لرزه‌های محتمل با در نظر داشتن پارامترهای خستگی کم‌چرخه ضروری است.

1-1- زلزله‌های متوالی و سازه‌های آسیب‌دیده

بزرگای پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌ها کوچک‌تر از زلزله اصلی است که در امتداد یا نزدیکی محل گسیختگی زلزله اصلی رخ می‌دهند. پس‌لرزه‌ها با دوره تناوب بزرگ‌تر، اما با فرکانس کوچک‌تر کاهش یافته به‌صورت نمایی اتفاق می‌افتند. در موارد



بر اساس سازوکارهای خرابی محتمل برآورد کرده‌اند.

گارسیا [2] نگاهت‌های ثبت شده از زلزله‌های نورتریج و زلاندنو را برای تعدادی سازه بتنی بررسی کرده است و تأثیر پارامترهای محتوایی زلزله اصلی و پس‌لرزه را بر پاسخ آنها در نظر گرفته است. گارسیا [3] پایداری دو ساختمان با اسکلت قاب خمشی را با در نظر گیری جابه‌جایی‌های پسماند بررسی کرده است. به این ترتیب که اتصالات با مدل IMK اصلاح شده پس از زلزله مدل شدند و در نتیجه تحلیل دینامیکی، مقادیر نسبت جابه‌جایی درون طبقه‌ای مانند گار و جابه‌جایی درون طبقه‌ای را مقایسه و برای پایداری سازه، مورد استفاده قرار داده‌اند.

1-2- خستگی کم چرخه

نادر و آستانه اصل [4] آزمایش‌هایی روی قاب‌های با اتصالات ساده، صلب و نیمه‌صلب، با استفاده از میز لرزان، تحت اثر سه زلزله الاسترو، تافت و مکزیکوسیتی انجام دادند. از آزمایش‌های انجام شده این نتیجه حاصل شد که برای زلزله‌های سطح بهره‌برداری و خفیف، رفتار اتصالات نیمه‌صلب تقریباً مشابه اتصالات صلب است.

کانویند و دیرلین [5] سازوکارهای جدیدی را بر اساس مدل‌های میکرو مکانیک برای پیش‌بینی آغاز نمودند و رشد ترک تحت بارهای خستگی دامنه کم، که در زلزله‌ها اغلب سازه‌ها و اتصالات فولادی با آن مواجه هستند، را ارائه داده‌اند. در این تحقیق، که از نظریه‌ی شاخص‌های خسارت استفاده شده، مطالعه‌ای وسیع‌تر بر روی مدل‌های میکرو مکانیک برای پیش‌بینی خستگی با دامنه پایین در هنگام زلزله، پیشنهاد شده است.

نستار [6] آثار مدهای بالاتر را بر عمر خستگی اتصالات فولادی بررسی کرده است. در این تحقیق، تعدادی تحلیل خطی و غیرخطی تاریخچه زمانی بر روی دو قاب 2 و 10 طبقه انجام و با مقایسه با برداشت‌های زلزله نورتریج ثابت شده است که مدهای بالاتر در ساختمان بلندمرتبه می‌تواند باعث خستگی بیشتر اتصال شود.

کراوینکلر و لیگنوس [7] روشی برای پیش‌بینی خسارت ناشی از خستگی با دامنه پایین برای اتصالات قاب‌های خمشی

ارائه دادند و دریافتند پیش‌بینی خسارت‌های وارد شده با واقعیت رفتاری انطباق دارد.

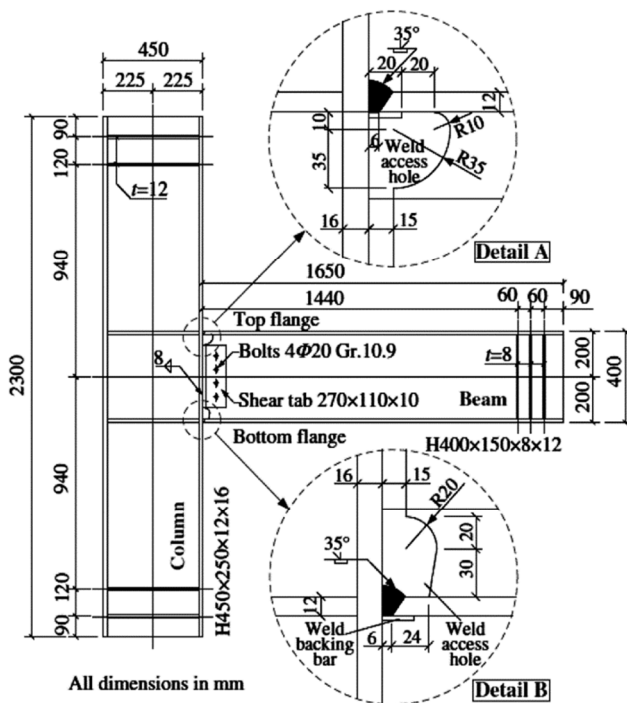
با توجه به اهمیت اتصالات در ساختمان‌ها در تحقیقاتی، رفتار اتصالات تحت بارهای زلزله بررسی شده است. از بین پارامترهای تأثیرگذار بر عمر خستگی کم چرخه، پارامترهای زلزله ورودی کمتر مورد بررسی قرار گرفته است. در تحقیق حاضر، این مورد پس از راستی‌آزمایی مدل اجزای محدود، مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

با مطالعه تحقیقات قبلی در حوزه خستگی اتصالات فولادی و آسیب‌های سازه‌ای پس‌لرزه‌ها مواردی وجود دارند که باید مد نظر قرار گیرند. این موارد عبارتند از:

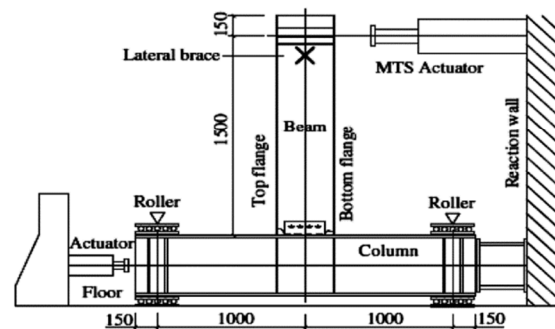
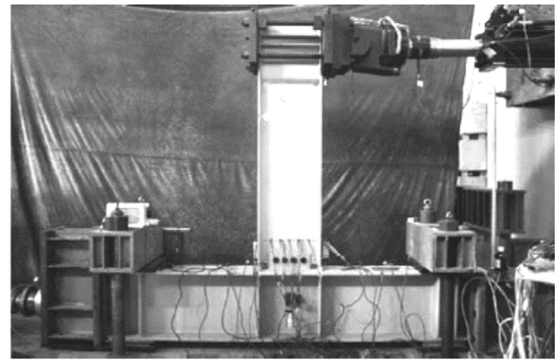
- بررسی و مکانیزه کردن اتصالات فولادی به منظور مدل‌سازی عملی و کارآمد در دو مرحله بارگذاری اصلی و پس‌لرزه؛
 - بررسی انواع خسارت‌های محتمل بر یک نوع خاص اتصال فولادی در زلزله‌های متوالی در نتیجه خستگی کم چرخه؛
 - بررسی تأثیر تداوم زلزله‌ها با توجه به تنش‌ها و جابه‌جایی‌های پسماند از مرحله‌ی اول بر عمر خستگی اتصالات فولادی؛
 - تأثیر آسیب‌دیدگی اتصال به اندازه‌ای خاص بر پایداری قاب در زلزله‌های بعدی؛
 - تصمیم‌گیری در صورت آسیب به ساختمان از ناحیه اتصالات، برای ترمیم و یا تخریب ساختمان.
- لازم به ذکر است که در تحقیق حاضر خسارت وارد بر اتصال، مقدم بر خسارات دیگر در نظر گرفته شده است.

2- راستی‌آزمایی مدل اجزای محدود

با توجه به آزمایش‌های انجام شده توسط ژو و همکاران [8] راستی‌آزمایی مدل عددی به روش اجزای محدود انجام می‌شود. به این ترتیب که یکی از مدل‌های آزمایشگاهی انتخاب و پارامترهای خستگی کم چرخه موجود در SAC [9] مورد استفاده قرار می‌گیرد. نحوه قرارگیری تیر و ستون در برنامه آزمایشگاهی و نحوه اتصال تیر به ستون توسط ورق‌ها، پیچ‌های متصل‌کننده و دیگر جزئیات در شکل (1) نشان داده شده است.



(ب) جزئیات اتصال



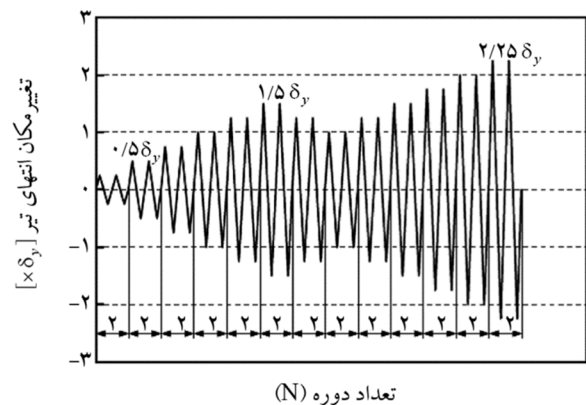
(الف) موقعیت تیر، ستون و اعمالگرها

شکل (1): اتصال مورد آزمایش ژو و همکاران [8]

جدول (1): مشخصات مصالح بکار رفته در تحلیل اجزای محدود مطابق با تحقیق ژو و همکاران [8]

تنش (MPa)	کرنش	مدول یانگ (GPa)	مصالح
228/9	0/0011	208/1	ورق 8 میلی متر
354/5	0/0017		
481/3	0/153		
226/7	0/0011	206/1	ورق 12 میلی متر
359/9	0/00174		
524/7	0/153		
224/5	0/0011	204/1	ورق 16 میلی متر
393	0/00193		
547/3	0/153		
794	0/000386	1035	پیچ
1035	0/0135		
1035	0/0309		
1048	0/2		
228/9	0/0011	208/1	جوش
391/4	0/00188		
481/3	0/153		

در مدلسازی اجزای محدود برای اعضای تیر و ستون از المان solid164 و برای ورقها از المان shell163 استفاده شده است. مشخصات فلز و جوش مطابق با نمودار مناسب تنش - کرنش مطابق جدول (1) تعریف شده است. اعمال بارگذاری چرخه‌ای مطابق شکل (2) انجام گرفته است. ژو و همکاران نمونه آزمایشگاهی را در انتهای تیر تحت بارگذاری وابسته به تغییر مکان تسلیم ($\delta_y = 15mm$) قرار دادند.



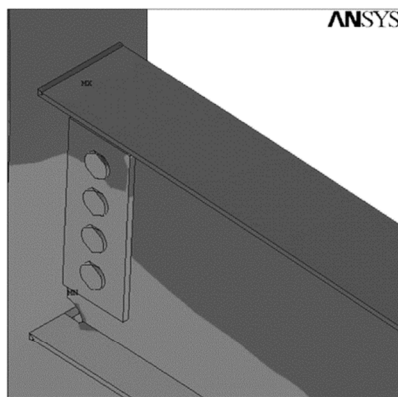
شکل (2): بارگذاری چرخه‌ای مورد استفاده در تحلیل عددی و آزمایشگاهی

خروجی های انواع تنش مطابق شکل (3) قابل ارائه اند. مشخص است که در نواحی جوش و بال، تنش ها از دیگر مناطق اتصال بیشتر شده است. در نواحی سوراخ دسترسی در بال بالا و پایین، تمرکز تنش دیده می شود. تحت این نوع بارگذاری اجزای ستون، جان تیر و پیچ های اتصال تنش های کمتری را متحمل شده اند، که مبنی آن است نواحی نام برده در چرخه های بالاتر و

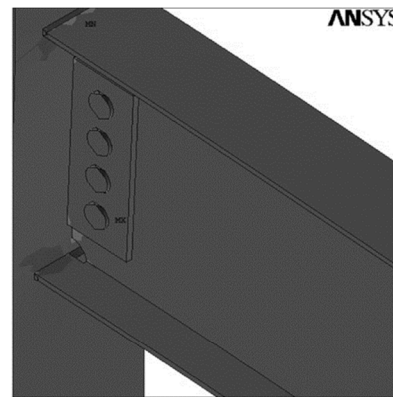
با توجه به طول تیر (1500 میلی متر تا محل اعمال بارگذاری) و حداکثر مقدار تغییر مکان اعمال شده می توان حداکثر چرخش اتصال را 0/022 رادیان در نظر گرفت و از این رو، اتصال مورد مطالعه را در زمره اتصالات موجود در قاب های خمشی متوسط پنداشت.

1-2- نتایج مدل سازی

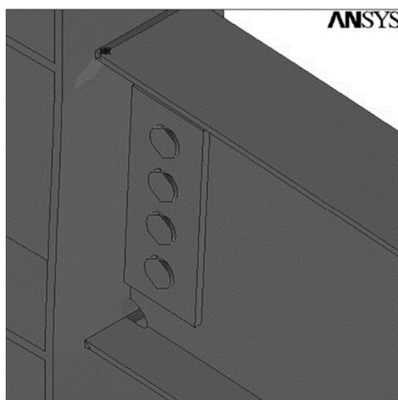
پس از تحلیل دینامیکی اتصال در نتیجه اعمال بارگذاری،



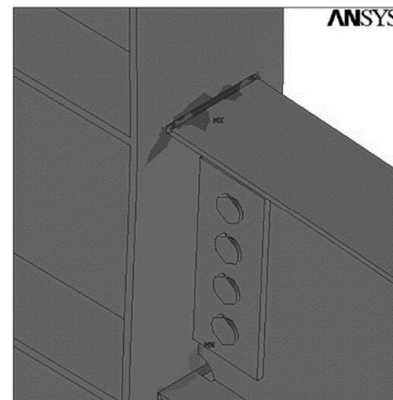
(ب) تنش اصلی اول



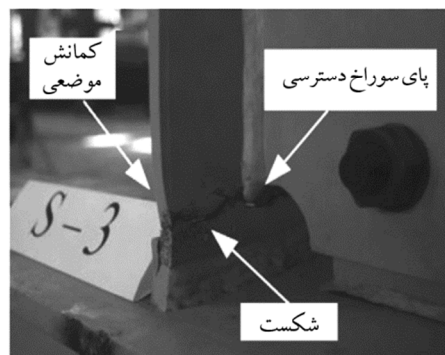
(الف) تنش برشی xy



(ت) تنش در صفحه ey



(پ) تنش اصلی دوم



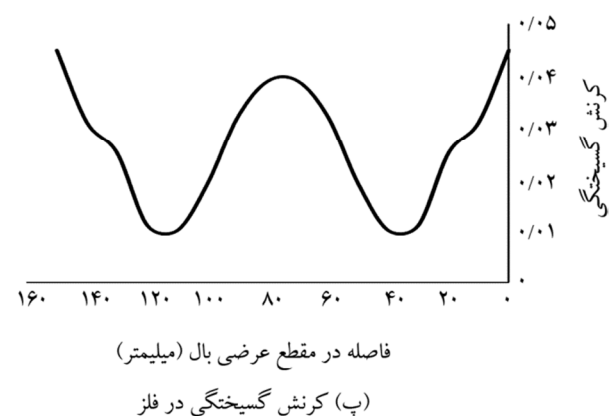
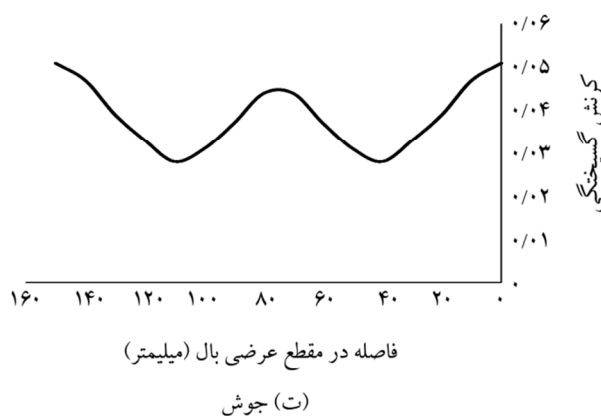
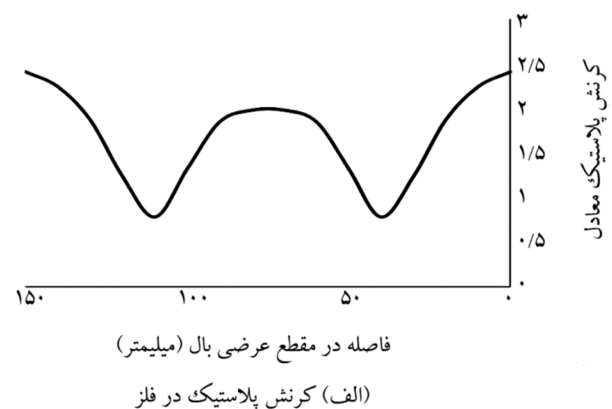
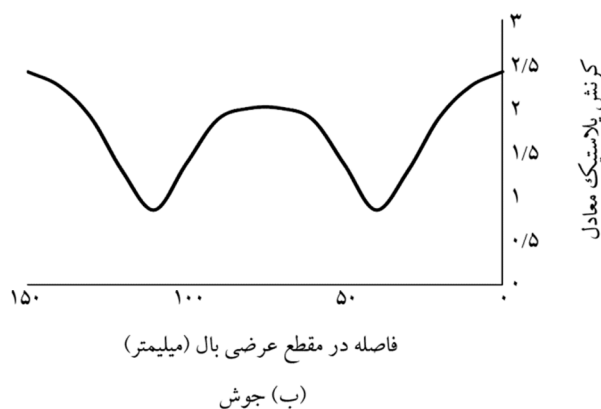
(ث) نمونه تست آزمایشگاهی

شکل (3): خروجی های برنامه در چرخه های انتهایی برای پارامترهای مختلف گرهی و مقایسه با نتیجه آزمایش بر روی نمونه S3

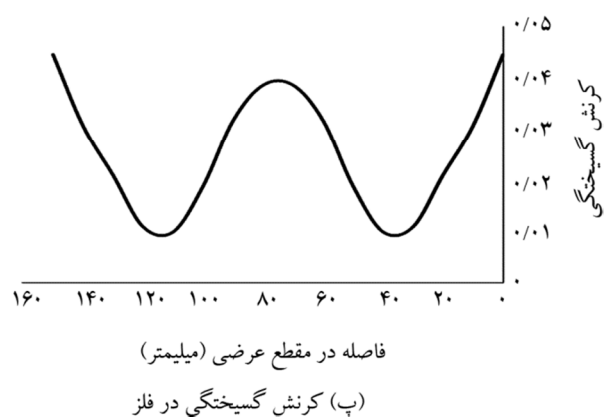
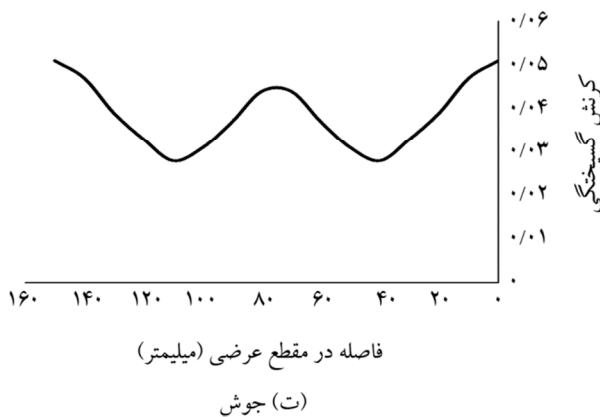
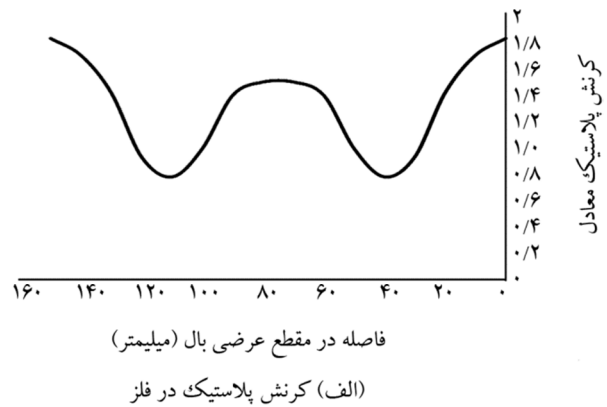
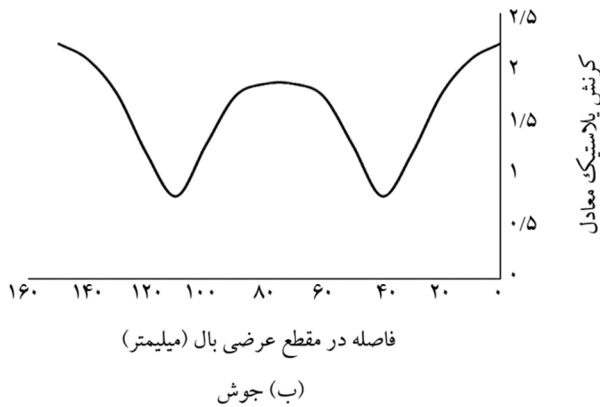
تنش‌ها در اتصال مورد نظر، پارامترهای کرنش گسیختگی و کرنش پلاستیک در شکل‌های (4) و (5) در طول بال بالا و پایین تیر در فلز و جوش نشان داده شده‌اند. این شکل‌ها نشان می‌دهند که بیشترین کرنش گسیختگی به ترتیب 0/045 و 0/051 در بال بالا و برای فلز و جوش است. همچنین مقدار کرنش پلاستیک در بال پایین برای فلز و جوش به ترتیب 1/8 و 2/23 در چرخه‌ی انتهایی به دست آمده‌اند. با مقایسه مقادیر در بال بالا و پایین مشخص می‌شود که مقادیر خروجی‌ها در بال بالا از بال پایین بیشتر است. در طول بال بالا بیشترین مقدار کرنش پلاستیک در دو انتهای بال‌ها برای فلز و جوش به ترتیب 2 و 2/41 است. تغییرات کرنش پلاستیک و کرنش گسیختگی در مقطع عرضی نشان‌دهنده کمانش موضعی در دو سر المان تیر و شکست در پای سوراخ دسترسی است. چنانچه این تغییرات با خروجی آزمایشگاهی (شکل 3) مقایسه شود، میان مدل عددی و آزمایشگاهی تطابق قابل قبولی دیده می‌شود. این نتایج حاکی از ازدیاد کمانش و گسیختگی موضعی در ناحیه انتهایی بال بالاست.

بارگذاری‌های بعدی پس از تسلیم دیگر مناطق و یا همزمان با اعمال تنش با آنها تحت تنش قرار می‌گیرند. همچنین مقادیر حداکثر تنش‌ها در چرخه‌های بارگذاری در سوراخ دسترسی در بال بالا و پایین و یا جوش مشاهده می‌شود. به منظور مقایسه بهتر نتایج عددی و آزمایشگاهی خروجی‌های کرنش پلاستیک و کرنش گسیختگی در طول بال تیر استفاده می‌شود. نتایج آزمایشگاهی بر روی نمونه مورد نظر در شکل (3، ث) نشان داده شده است. کمانش موضعی، شکست پای سوراخ دسترسی و کمانش موضعی بال در این نمونه مشاهده می‌شود، که پس از مقایسه با تغییرات تنش در نمونه عددی، محل و کیفیت وقوع تسلیم‌های مذکور استنتاج می‌شود.

از بین خروجی‌های برنامه با در نظر گرفتن نتایج مدل‌های آزمایشگاهی به نظر می‌رسد کرنش گسیختگی و پلاستیک معادل شاخص مناسبی برای ارزیابی تعداد چرخه‌های خرابی ($N_f = \text{Number of Failure}$) است و از این شاخص برای بررسی تأثیر پارامترهای زلزله ورودی استفاده می‌شود. علاوه بر منحنی‌های



شکل (4): کرنش‌های گسیختگی و پلاستیک در بال بالا



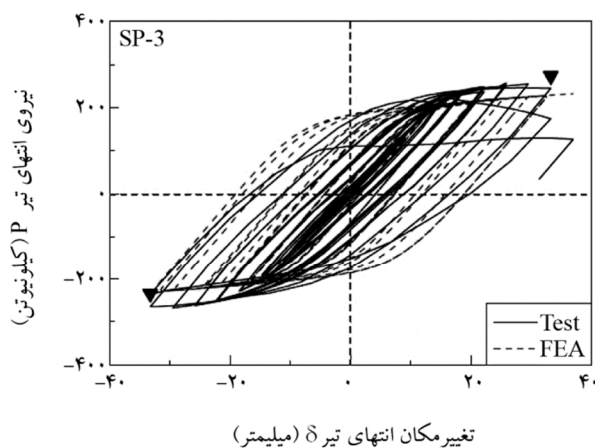
شکل (5): کرنش‌های گسیختگی و پلاستیک در بال پایین

مناسب در مدل ساده‌سازی شده استفاده شده است.

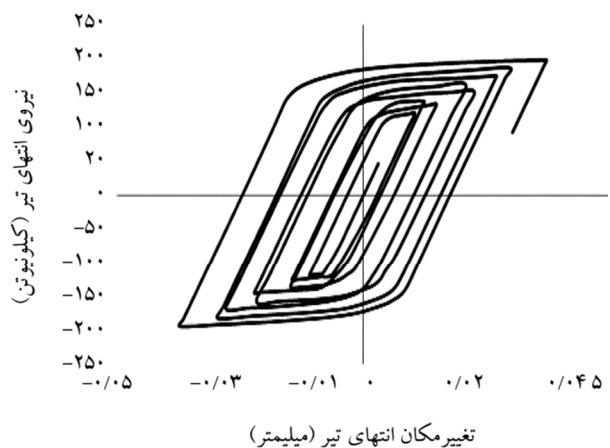
3- بررسی تأثیر زلزله‌های متوالی

با توجه به اهمیت اتصالات در ساختمان‌ها در تحقیقات بی‌شماری رفتار اتصالات تحت بارهای زلزله بررسی شده است.

در شکل (6) منحنی‌های هیستریزس اتصال در حالت آزمایشگاهی و عددی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. محدوده تغییرات نیرو و جابه‌جایی در نتیجه آزمایش و مدلسازی عددی دقت مدل اجزای محدود بکار رفته در تحقیق حاضر را در حد قابل قبولی نمایان می‌سازد. لازم به ذکر است که از منحنی هیستریزس به‌دست آمده برای اختصاص فنر



(ب) مدل آزمایشگاهی به همراه مدل عددی در مقاله مورد مطالعه ژو و همکاران [8]

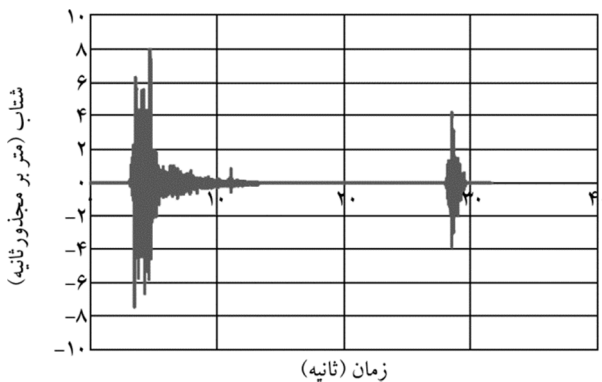


(الف) مدل عددی تحلیل شده در برنامه ANSYS

شکل (6): منحنی‌های هیستریزس اتصال P

بازه به‌عنوان پس‌لرزه محتمل، بیشینه شتاب کمتر و رخداد آن با فاصله زمانی 13 ثانیه پس از زلزله اولیه است. در اعمال نگاشت‌های مختلف با بیشینه شتاب‌های متفاوت، شکل نگاشت پس‌لرزه حفظ شده است و تنها بیشینه آن متغیر در نظر گرفته شده است. در اعمال این نگاشت‌ها هیچ‌گونه مقیاس‌سازی انجام نشده است. البته عدم مقیاس‌سازی نگاشت‌ها با هدف مقاله، که بررسی رفتار اتصال صرف‌نظر از محل جغرافیایی قاب است، منافاتی ندارد و نتایج تحلیل، قابل ارائه است.

پس از اعمال نگاشت زلزله اصلی و تحلیل قاب مورد نظر، خروجی تغییر مکان مطابق شکل (9) است. این شکل نشان می‌دهد که اتصال A1 متحمل بیشترین جابه‌جایی در انتهای بارگذاری



شکل (7): زلزله و پس‌لرزه مورد استفاده در تحلیل سازه اصلی و آسیب‌دیده

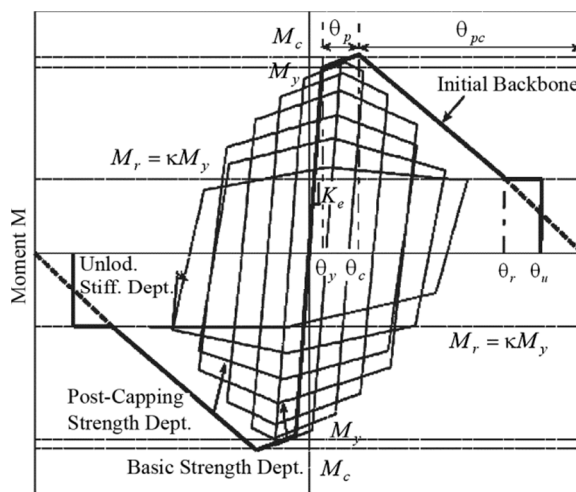
از بین پارامترهای تأثیرگذار بر عمر خستگی کم‌چرخه به پارامترهای زلزله ورودی کمتر توجه شده است، که در تحقیق حاضر این مورد پس از راستی‌آزمایی مدل اجزای محدود مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

3-1- بررسی اثر زلزله اصلی بر رفتار اتصال

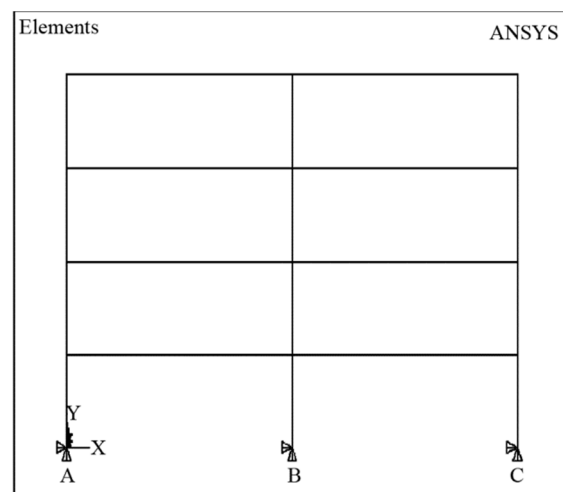
در مرحله نخست تأثیر زلزله‌های اصلی بر قابی دارای اتصالات مورد بحث، ارزیابی شده است. در این مرحله، زلزله‌ای با بزرگای قابل ملاحظه به سازه اعمال شده است. زلزله اصلی می‌تواند باعث ایجاد خرابی‌هایی در سازه شود و چنانچه در مرحله پس‌لرزه نیز خرابی‌ها باعث تشدید خرابی‌های مرحله اول شوند، خدمت‌رسانی ساختمان به مخاطره خواهد افتاد.

3-1-1- نگاشت‌های مورد استفاده

نگاشت مورد استفاده در این تحقیق از یک بخش اصلی و یک بخش پس‌لرزه تشکیل شده است (شکل 7). در مدل‌سازی اتصال تیر به ستون از فنرهای غیرخطی معادل مطابق با شکل (8) استفاده شده است. زلزله اولیه شامل نگاشت زلزله بم است. پس‌لرزه‌ها با شتاب $1/2$ تا $1/6$ بیشینه شتاب زلزله اولیه در نظر گرفته شده‌اند. نگاشت پس‌لرزه بخشی از زلزله اصلی است که در بازه زمانی 12 تا 14 ثانیه اتفاق افتاده است. دلیل انتخاب این



(ب) مدل IMK برای مدل‌سازی اتصال [۲]



(الف) قاب دو دهانه و چهار طبقه در برنامه

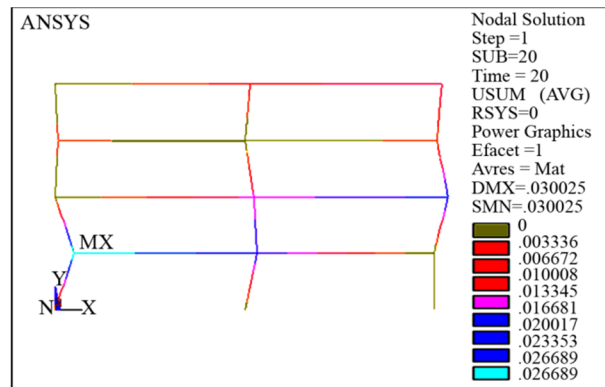
شکل (8): مدل‌های مورد استفاده در تحلیل اجزای محدود

- منحنی هیستریزیس گشتاور در مقابل دوران برای اتصال ترسیم شده است و با استفاده از مدل پیشنهادی IMK برای اتصال آسیب دیده، فتر مناسب با رفتار غیر خطی لحاظ شده است؛

- منحنی هیستریزیس گشتاور در مقابل دوران برای اتصال ترسیم شده است و با استفاده از مدل پیشنهادی IMK برای اتصال آسیب دیده، فتر مناسب با رفتار غیر خطی لحاظ شده است؛

- مجدداً قاب مورد نظر با اتصال آسیب دیده مدل شده، مراحل فوق برای آن تکرار و پارامترهای خستگی کم چرخه اتصال بحرانی با حالت قبلی مقایسه و مورد بحث قرار گرفته است.

خروجی های مرحله اول مطابق شکل (10) است. این شکل خروجی های تنش در جهت y و تنش اصلی در جهت x در چرخه های مختلف را نشان می دهد. خروجی های برنامه برای حالت زلزله اصلی به تفکیک برای تیر و ستون مقادیر پیشینه کرنش پلاستیک معادل و کرنش گسیختگی در جدول (2) آمده است.

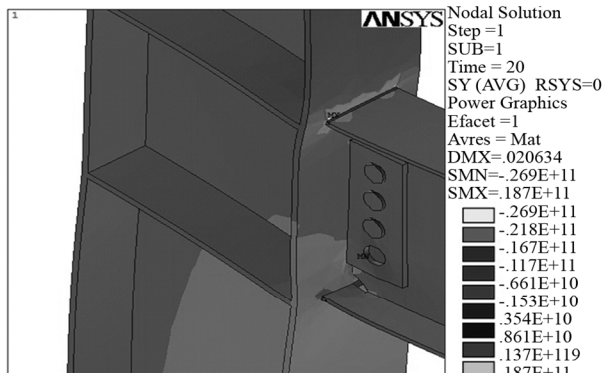


شکل (9): خروجی تغییر مکان در جهت x در برنامه

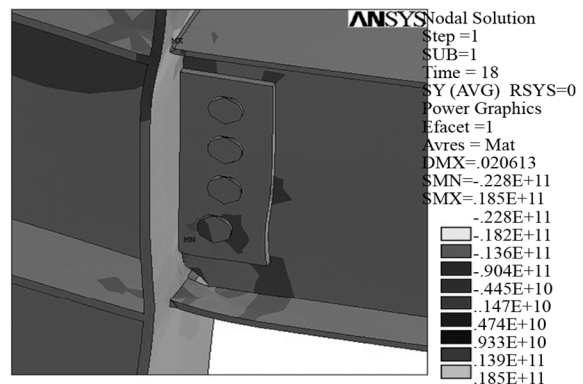
اصلی شده است و به این ترتیب پس از مرحله اول باید ویژگی های فتر اتصال را تغییر داد؛ بنابراین:

- اتصال مورد نظر از قاب ساده سازی شده استخراج شده و با همان شرایط نیرویی (در وسط تیر و ستون) در نظر گرفته شده است؛

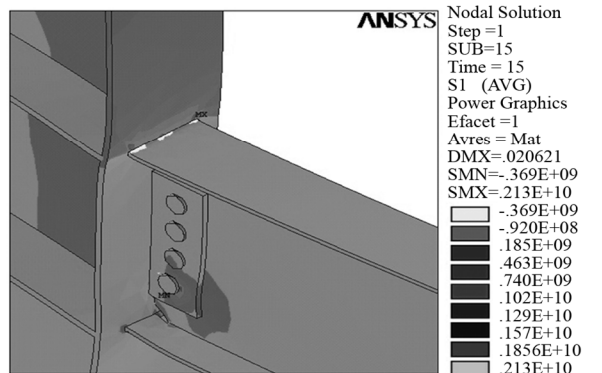
- اتصال به همراه جزئیات برای بررسی پارامترهای خستگی، به ویژه کرنش پلاستیک و گسیختگی مجدداً مدل شده است؛



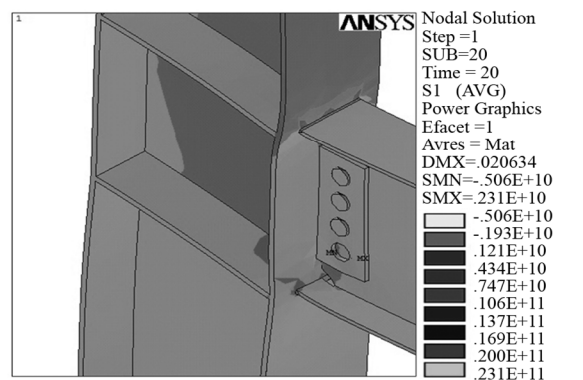
(ب) تنش در راستای y در زمان ۲۰ ثانیه



(الف) تنش در راستای y در زمان ۱۸ ثانیه



(ث) تنش اصلی اول در زمان ۱۵ ثانیه



(پ) تنش اصلی اول در زمان ۲۰ ثانیه

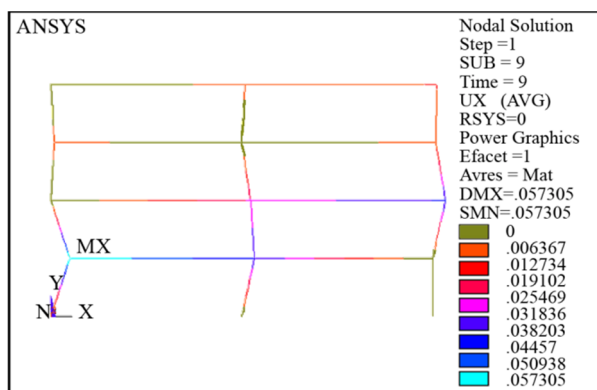
شکل (10): خروجی های گرافیکی برنامه برای مرحله اول بارگذاری

جدول (2): خروجی‌های برنامه برای بارگذاری زلزله اصلی

تیر				ستون				پارامترهای مربوط به خستگی کم چرخه
بال بالا	بال پایین	پیچ	جان	بال چپ	بال راست	ورق پیوستگی بالا	ورق پیوستگی پایین	
3/45	3/32	1/89	1/7	0/35	1/35	1/08	/86	/64
0/146	0/127	0/033	0/024	0/015	0/018	0/026	0/029	0/031

3-2- تأثیر پس‌لرزه بر رفتار اتصال

پس از تکمیل و اصلاح اتصال در مدل اصلاح شده، خروجی‌های تغییر مکانی، تنش و... (شکل 12) برای قاب مورد نظر به دست آمده است. در این شکل بیشترین مقدار جابه‌جایی در حدود 5/7 سانتیمتر در اتصال A1 اتفاق افتاده است. چنانچه خروجی دوران نیز در نظر گرفته شود، مجدداً این اتصال به‌عنوان اتصال بحرانی مشخص می‌شود. با مقایسه این عدد با بیشینه جابه‌جایی برای حالت زلزله اصلی (2 سانتیمتر) مشخص می‌شود که جابه‌جایی قاب تحت زلزله ثانویه به بیش از دو برابر افزایش یافته است؛ بنابراین، واضح است که در زلزله اولیه با توجه به خرابی اتصالات قاب و جابه‌جایی ماندگار، قاب مورد نظر مستعد جابه‌جایی‌های فرا ارتجاعی است. این جابه‌جایی‌ها چنانچه در محدوده ظرفیت سازه باشند، عملکرد و خدمت‌رسانی قاب به مخاطره خواهد افتاد.



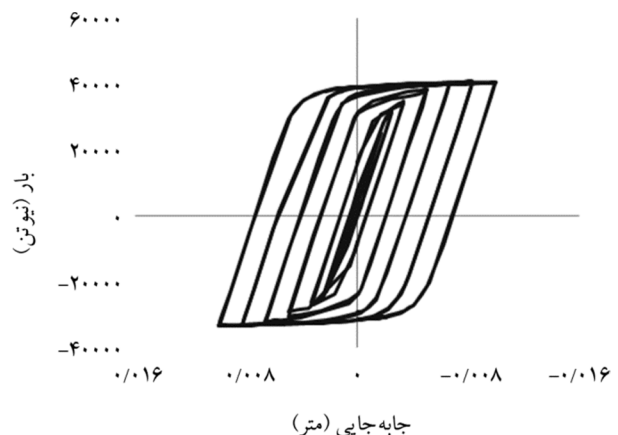
شکل (12): قاب با اتصال آسیب‌دیده

این اتصال با جزئیات مورد نیاز مجدداً در برنامه شبیه‌سازی و پارامترهای خستگی کم چرخه در آن کنترل شده است. خروجی‌های گرافیکی نرم‌افزار برای اتصال آسیب‌دیده که تحت

لازم به توضیح است که در این نواحی میزان حداکثر مورد نظر صرف‌نظر از هندسه و مصالح متفاوت مبنای مقایسه قرار گرفته است. به‌عنوان مثال، در بال بالا میزان حداکثر پارامتر در فلز یا در جوش و یا در پای سوراخ دسترسی در بال ممکن است اتفاق افتاده باشد.

در بارگذاری زلزله اصلی مطابق با نگاشت مورد نظر چشمه اتصال و بال‌های چپ و راست ستون و ورق‌های پیوستگی متحمل خرابی‌های کمتر شده‌اند. به این ترتیب می‌توان انتظار داشت که در این حالت خرابی‌های تیر مقدم بر ستون بوده و عملکرد اتصال طبق فلسفه طراحی تیر ضعیف - ستون قوی بوده است.

موضوع حائز اهمیت، عملکرد قاب با اتصالات آسیب‌دیده آن تحت بارگذاری‌های بعدی است. به‌منظور ارزیابی رفتار آن، با استفاده از منحنی هیستریزیس و مدل IMK ویژگی‌های فنر اختصاص داده شده به اتصال اصلاح شده و قاب مجدداً تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار گرفته است. منحنی هیستریزیس به‌دست آمده برای اتصال بحرانی در شکل (11) نشان داده شده است.



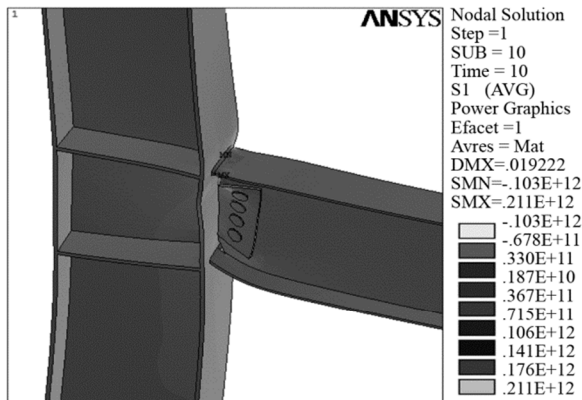
شکل (11): منحنی لنگر دوران برای اتصال بحرانی تحت بارگذاری لرزه‌ای اصلی

اتصال بدون تغییر در زمان تناوب نگاهت‌ها، در چند حالت نسبت بیشینه شتاب زلزله ثانویه به زلزله اصلی در نظر گرفته شده و خروجی‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌اند. لازم به توضیح است که پارامترهای دیگری مربوط به پس‌لرزه‌ها می‌توانند بر نتایج تأثیر گذار باشند.

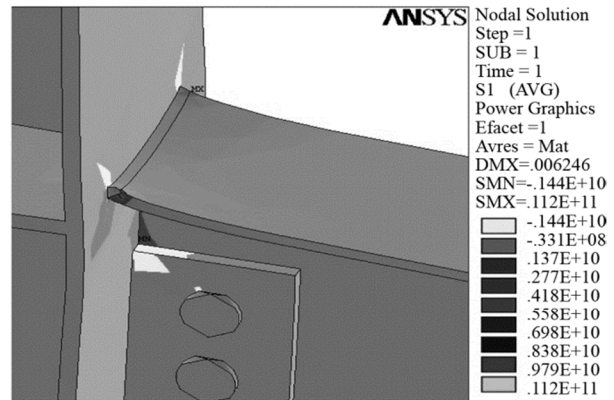
به‌عنوان مثال، دوره تناوب و زمان رخداد بیشینه شتاب نیز بر نتایج می‌توانند تأثیر داشته باشند که در تحقیق حاضر تنها بیشینه شتاب پس‌لرزه‌ها به‌عنوان پارامتر تأثیر گذار بررسی شده است. در جداول (4-7) خروجی‌ها برای چهار حالت مطرح شده است.

بارگذاری پس‌لرزه قرار گرفته، در شکل (13) نشان داده شده است. مشهود است علاوه بر آنکه بال‌های بالا و پایین تحت کرنش‌های پلاستیک قرار گرفته، جان تیر و بال ستون نیز دچار گسیختگی‌های موضعی شده‌اند. بیشینه‌ی خروجی‌ها برای حالت پس‌لرزه و اتصال آسیب‌دیده در جدول (3) آورده شده است.

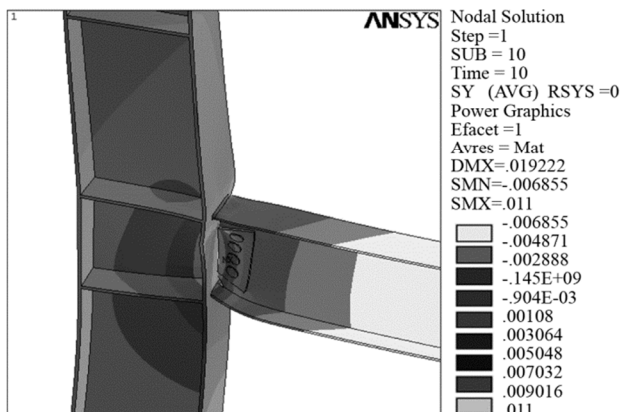
مقایسه جدول‌های (2 و 3) مبین آن است که جان تیر در اتصال آسیب‌دیده متحمل تنش‌ها و کرنش‌های گسیختگی شده است. همچنین در بال ستون نیز گسیختگی‌های موضعی مشاهده می‌شود. به منظور بررسی بهتر تأثیر پارامترهای زلزله ورودی بر خستگی



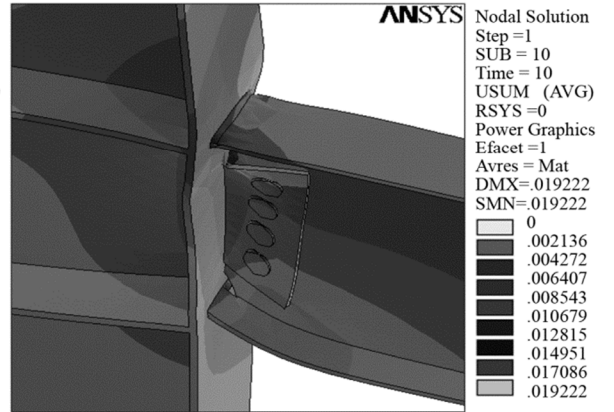
(ب) تنش اصلی اول در زمان ۱۰ ثانیه



(الف) تنش اصلی اول در زمان ۱ ثانیه



(ث) تغییر شکل جهت y



(پ) تغییر مکان بر آید

شکل (13): خروجی‌های گرافیکی مربوط به اتصال آسیب‌دیده تحت بارگذاری مجدد (پس‌لرزه)

جدول (3): خروجی‌های مربوط به اتصال آسیب‌دیده برای پس‌لرزه به شتاب 1/2 زلزله اصلی

تیر				ستون				پارامتر مرتبط
بال بالا	بال پایین	پیچ	جان	بال چپ	بال راست	ورق پیوستگی بالا	ورق پیوستگی پایین	با خستگی کم چرخه
4/26	4/36	3/51	3/88	0/87	3/65	1/32	1/24	0/93
0/357	0/531	0/25	0/689	0/019	0/251	0/13	0/18	0/203

جدول (4): خروجی‌های مربوط به اتصال آسیب‌دیده برای پس‌لرزه به شتاب 1/3 زلزله اصلی

تیر			ستون					پارامتر مرتبط	
بال بالا	بال پایین	پیچ	جان	بال چپ	بال راست	ورق پیوستگی بالا	ورق پیوستگی پایین	چشمه اتصال	با خستگی کم چرخه
4/02	4/21	3/29	3/54	7/4	3/31	1/26	1/12	0/76	کرنش پلاستیک
0/328	0/522	0/21	0/648	0/016	0/241	0/11	0/156	0/187	کرنش گسیختگی

جدول (5): خروجی‌های مربوط به اتصال آسیب‌دیده برای پس‌لرزه به شتاب 1/4 زلزله اصلی

تیر			ستون					پارامتر مرتبط	
بال بالا	بال پایین	پیچ	جان	بال چپ	بال راست	ورق پیوستگی بالا	ورق پیوستگی پایین	چشمه اتصال	با خستگی کم چرخه
3/94	4/16	3/22	3/46	0/71	3/24	1/22	1/11	0/74	کرنش پلاستیک
0/323	0/521	0/203	0/645	0/015	0/237	0/102	0/153	0/185	کرنش گسیختگی

جدول (6): خروجی‌های مربوط به اتصال آسیب‌دیده برای پس‌لرزه به شتاب 1/5 زلزله اصلی

تیر			ستون					پارامتر مرتبط	
بال بالا	بال پایین	پیچ	جان	بال چپ	بال راست	ورق پیوستگی بالا	ورق پیوستگی پایین	چشمه اتصال	با خستگی کم چرخه
3/89	4/1	3/18	3/43	6/1	3/21	1/2	1/03	0/71	کرنش پلاستیک
0/321	0/519	0/201	0/641	0/013	0/231	0/099	0/151	0/184	کرنش گسیختگی

جدول (7): خروجی‌های مربوط به اتصال آسیب‌دیده برای پس‌لرزه به شتاب 1/6 زلزله اصلی

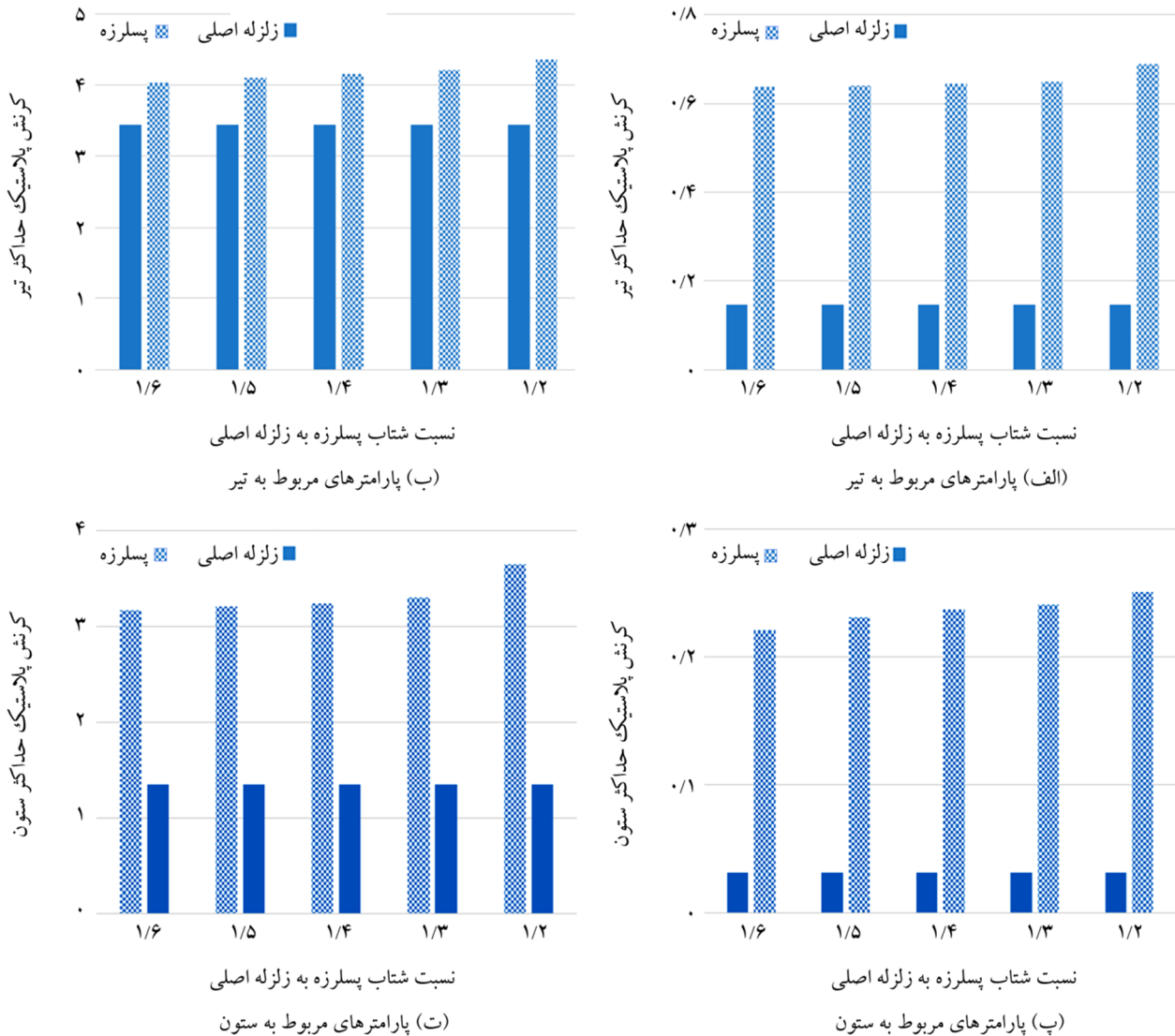
تیر			ستون					پارامتر مرتبط	
بال بالا	بال پایین	پیچ	جان	بال چپ	بال راست	ورق پیوستگی بالا	ورق پیوستگی پایین	چشمه اتصال	با خستگی کم چرخه
3/87	4/02	3/13	3/42	0/54	3/17	1/15	0/98	0/65	کرنش پلاستیک
0/314	0/517	0/194	0/638	0/012	0/221	0/092	0/143	0/18	کرنش گسیختگی

اجزای اتصال در سازه‌ها با اتصالات آسیب‌دیده است. از این نتیجه می‌توان برای ترمیم و یا بهسازی اتصالات یک قاب فولادی برای زلزله‌های محتمل و وارد نشده در طراحی استفاده کرد.

ستون نیز دچار کمناش موضعی در بال سمت اتصال شده است؛ به طوری که در زلزله اصلی میزان حداکثر کرنش پلاستیک معادل و کرنش گسیختگی به ترتیب 1/35 و 0/031 به دست آمده است. این مقادیر برای زلزله با شتاب حداکثر برابر 1/2 زلزله اصلی به ترتیب 3/31 و 0/241 محاسبه شده‌اند و اصولاً با کاهش شتاب زلزله ثانویه این مقادیر کاهش و برای زلزله به شدت 1/6 زلزله اصلی مقادیر به ترتیب 3/17 و 0/221 تنزل یافته است. البته محل رخداد این مقادیر ثابت نیست و در بعضی موارد در چشمه اتصال و در بعضی موارد در ورق پیوستگی اتفاق افتاده است.

لازم به توضیح است که حالت اول در این مقاله به تفصیل همراه با خروجی‌های گرافیکی و حالت‌های بعدی به‌طور خلاصه و به منظور مقایسه آورده شده‌اند. دیده می‌شود که در پس‌لرزه‌ها جان تیر به‌طور قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر قرار گرفته است. به عبارتی، در زلزله اصلی بیشترین کرنش پلاستیک و کرنش گسیختگی در جان تیر به ترتیب برابر 1/89 و 0/033 بوده و در پس‌لرزه به شتاب حدود 1/2 زلزله اصلی مقادیر گفته شده به ترتیب 3/88 و 0/689 است. این مقادیر با کاهش شتاب پس‌لرزه‌ها کاهش می‌یابد و در پس‌لرزه به شدت 1/6 زلزله اصلی این مقادیر به ترتیب 3/42 و 0/638 به دست آمد. لازم به توضیح است که در زلزله اصلی مقدار حداکثر در ورق جان و در پس‌لرزه‌ها مقدار حداکثر خروجی در پیچ‌ها و یا ورق بوده است که این نشان‌دهنده اهمیت





شکل (14): مقایسه شاخص‌های مربوط به خستگی در تیر و ستون برای زلزله اصلی و پس‌لرزه

نظر گرفتن یک نمونه آزمایشگاهی و منحنی‌های S-N به دست آمده، همان مدل به روش اجزای محدود مورد مطالعه قرار گرفت و پارامترهای گسیختگی (کرنش گسیختگی - کرنش پلاستیک معادل) با مدل آزمایشگاهی مقایسه شد. پس از اعمال دو نگاهت زلزله پی‌درپی، تحلیل قاب مورد بررسی و در نظر گرفتن پارامترهای مربوط به خستگی کم‌چرخه در اتصال، اهم نتایج تحقیق عبارتند از:

- پارامترهای کرنش پلاستیک معادل و کرنش گسیختگی برای پیش‌بینی خستگی و کمانش‌های موضعی اتصال (تیر و یا ستون) می‌توانند به صورت کمی مورد استفاده قرار گیرند؛

مقایسه بین خروجی‌های برنامه برای زلزله اصلی و پس‌لرزه‌ها در شکل (14) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که اختلاف بین کرنش گسیختگی تیر و ستون در زلزله اصلی و پس‌لرزه بیشتر از خروجی کرنش پلاستیک است و ستون‌ها در زلزله‌های ثانویه به مراتب پاسخ بیشتری نسبت به زلزله اصلی نشان داده‌اند؛ اما همچنان مقادیر خسارت در تیر بیشتر از ستون است.

4- نتیجه‌گیری

در این مقاله به منظور بررسی تأثیر زلزله‌های ثانویه بر عمر خستگی اتصالات فولادی یک نمونه اتصال که نمونه مطالعات آزمایشگاهی آن در دست بود، بررسی شد. به این ترتیب که با در

- Nader, M.N. and Astaneh-Asl, A. (1996) Shaking table tests of rigid, semi rigid, and flexible steel frames. *Journal of Structural Engineering*, **122**(6), 589-596
- Kanvinde, A.M. and Deierlein, G.G. (2005) *Continuum Based Micro-Models for Ultra Low Cycle Fatigue Crack Initiation in Steel Structures*. American Society of Civil Engineers, Structures Congress, 1-11
- Nastar, N. (2008) *The Effect of Higher Modes on Earthquake Fatigue Damage to Steel Moment Frames*. Ph.D. Thesis. North Carolina State University, U.S.
- Krawinkler, H. and Lignos, D.G. (2011) Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), 1291-1302.
- Zhou, H., Wang, Y., Shi, Y., Xiong, J., and Yang, L. (2013) Extremely low cycle fatigue prediction of steel beam-to-column connection by using a micro-mechanics based fracture model. *International Journal of Fatigue*, **48**(7), 90-100.
- Kim, T. (2000) *Cover-Plate And Flange Plate Reinforced Steel Moment-Resisting Connections*. Report to sponsor SAC Joint Venture, Sacramento, California, PEER 2000-07.

به‌طوری که کرنش پلاستیک نزدیک به $1/8$ و کرنش گسیختگی نزدیک به $0/045$ نشان‌دهنده تسلیم موضعی‌اند؛ در چرخه‌های بارگذاری مطابق با آزمایش در چرخه 21، بال بالای تیر زودتر تسلیم می‌شود و مقادیر کرنش‌های گسیختگی و پلاستیک در جوش از فلز بیشتر است؛ به‌طوری که ترک‌ها و گسیختگی جوش مقدم بر گسیختگی موضعی فلز بوده است. از شکل منحنی‌های به‌دست‌آمده پیداست که وجود ورق سخت‌کننده در جان تیر از یک طرف و وجود سوراخ دسترسی از طرف دیگر، به ترتیب باعث کاهش و افزایش شاخص‌های خسارت شده است؛

- در بررسی قاب ساده‌سازی شده مشخص شد که اولین اتصال سمت چپ (A1) به‌عنوان اتصال بحرانی تحت نگاهت زلزله اصلی (بم) عمل می‌کند. پس از مدلسازی این اتصال به همراه کلیه جزئیات و با شرایط واقعی در سازه خروجی‌های کرنش‌ها نشان دادند که مقادیر آنها برای تیر به‌مراتب بیش از ستون است که این نشان‌دهنده فلسفه تیر ضعیف - ستون قوی است؛

- پس از اعمال نگاهت‌های پس‌لرزه با اندازه‌های $1/2$ تا $1/6$ شتاب زلزله اصلی بر سازه آسیب‌دیده مشخص شد که بر خلاف زلزله اصلی در این حالت‌ها خروجی‌ها برای ستون قابل توجهند و برای ترمیم و یا بهسازی، این مورد باید در نظر گرفته شود.

مراجع

- Raghuandan, M., Abbie, B.L., and Luco, N. (2014) Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **63**(8), 108-131.
- García, J.R. (2014) Aftershock seismic assessment taking into account post main shock residual drifts. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **89**(11), 45-78.
- García, J.R. (2013) Three-dimensional building response under seismic sequences. *Advances in Structural Engineering and Mechanics World Conference (ASEM13)*, Jeju, Korea.

Investigating the Behavior of Damaged Steel Connections under Aftershock Events

M. Gerami¹ and M. Bahirai²

1. Associate Professor, Earthquake Engineering Department, Civil Engineering Campus, Semnan University, Semnan, Iran, Corresponding author: email: mgerami@semnan.ac.ir
2. Ph.D. Student, Earthquake Engineering Department, Civil Engineering Campus, Semnan University, Semnan, Iran

Building structures damaged by a seismic event may be exposed to the risk of aftershocks or another event within a certain period. Major earthquakes that are considered as ‘main shocks’ are typically followed by smaller earthquakes known as ‘aftershocks’, which originate at or near the rupture zone of the larger earthquake. In order to gain insight into steel frame building behavior under main shock - aftershock events, it is required to simulate the building subjected to possible seismic hazards considering beam to column connections.

In current research, a moderate moment resisting steel frame has been subjected to multiple earthquakes to emphasize the importance of decision-making on destruction or repair of damaged structures. The research has focused on frame damaged connections and has hypothesized that the damages to the connections are prior to any damage to the structure. The purpose of the research is to investigate and mechanize the behavior of steel frame connections in both main and aftershock quakes.

Since beam-to-column connections in steel moment resisting frames may suffer an extremely low cycle fatigue in both main shock and aftershock, the focus of this research is based on the low cycle fatigue (LCF) parameters.

For achieving a comparable study between main shock and aftershock events, the finite element method has been adopted. To verify the finite element model with an experimental program, a steel connection with accessible details has been numerically analyzed under the same load algorithm as in the experiments. In order to describe the analysis results, the appropriate parameters to low cycle fatigue (LCF) have been adopted. Plastic and rupture strain represents local buckling and damage in welding near the access hole and the trend of the mentioned parameters along the beam width represented a promising agreement between numerical and experimental outputs. Meanwhile, hysteresis graph related to cyclic loading at the beam tip and displacement have been compared between experimental and numerical results.

The equivalent plastic and rupture indices can be quantitatively utilized to predict low cycle fatigue and local rupture mechanisms of the connection (beam and column). A plastic strain of 1.8 and a rupture index of 0.045 represent local yielding. In loading cycles in accordance with the experiments, in the cycle 21, the top flange yields sooner, and LCF parameters in welding are more than the metal. The trend of output graphs indicates reduction and increase of yielding indices due to stiffener plate in beam web and access hole respectively.

Subsequently, the suitable properties of the nonlinear rotational springs have been acquired from hysteresis graph and IMK model. These springs stand for beam-to-column connections and accelerate solution process. Furthermore, instead of considering all possible damage mechanisms that make it time-consuming to investigate the connection under the aftershock, the change of these nonlinear springs properties include simplified damages.

The selected main shock record belongs to Bam acceleration time history. This record has been induced to the frame. Based on the obtained results, the critical connection was detected that is susceptible to fracture in following shakes.

The prone connection has been zoomed in again, and LCF parameters (plastic and rupture indices) for the connection components have been represented. The connection components for the column are composed of left and right flange, top and bottom stiffness plates and panel zone. The beam components includes top and bottom flanges,

beam web and bolts. After gaining the hysteresis graph and related envelope points, the nonlinear spring properties have been reassigned. This process ensures considering connection damages in the frame.

The frame was subjected to an aftershock event that occurs with a time delay of 13 seconds after the main shock. The aftershock record was selected from a time period of the main shock acceleration record which has the highest amounts. In order to consider the effects of maximum aftershock acceleration on the connection behavior, the maximum values had been selected varying from 1/2 to 1/6 proportional to the main shock.

The results of the analyses represent that during the aftershock, the column reacts considerably as well as the beam web, compared to the main earthquake case. During induction of the main shock, maximum values of plastic and rupture strain in beam web were 1.89 and 0.033, respectively. These parameters have been increased to 3.88 and 0.689 in an aftershock of 1/2 of the main shock peak acceleration.

The column suffers from local buckling in the flange next to the connection. The maximum values of plastic and rupture indices are 1.35 and 0.031 and have been increased to 3.31 and 0.241 for a 1/2 main shock acceleration earthquake. The LCF parameters of the connection under aftershock have been reduced due to the reduction of peak acceleration. The location of peak parameter occurrence changes and is not constant. In some cases, the panel zone, and in some other, stiffness plates react the most to the loading.

Keywords: Main Shock; Aftershock; Steel Frame Connection; Finite Element Method