

چکیده

تضعیف نامتقارن تیر به عنوان یک راهکار مناسب جهت بهسازی اتصالات مطرح است که عمل انتقال مفصل پلاستیک در آن با تضعیف بال تحتانی تیر و بدون نیاز به دشواری‌های برداشتن دال بتنی انجام می‌شود. دو روش «کاهش مقطع» و «اعمال حرارت» از جمله راهکارهای معرفی شده برای تضعیف نامتقارن تیر می‌باشند. هدف اصلی این مقاله، بررسی و مقایسه رفتار لرزه‌ای سه نوع قاب دو بعدی کوتاه، متوسط و بلندمرتبه بهسازی شده با این دو روش تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور به صورت عددی است. بدین منظور، جهت اطمینان از دقت مدل‌سازی عددی، نتایج عددی سه نوع قاب و اتصالات دو بعدی بهسازی شده‌ی قاب‌ها با نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی شد. نتایج تحلیل قاب‌ها نشان می‌دهد، دریافت نسبی و دوران کلی قاب‌های بهسازی شده با روش «کاهش مقطع» به‌طور میانگین ۱۵ درصد بیشتر از قاب‌های بهسازی شده با روش «اعمال حرارت» می‌باشند. قاب‌های بیست طبقه با توجه به کاهش دوران کلی آنها نسبت به قاب‌های سه طبقه، با افزایش طول پیرود آنها، می‌توانند متحمل خرابی بیشتری شوند. با بالا رفتن ارتفاع طبقات قاب‌ها، اثربخشی زلزله‌های حوزه دور کمتر شده و زلزله‌های حوزه نزدیک تأثیرات خود را بر روی سازه بیشتر نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: بهسازی لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون، اتصال مقطع کاهش یافته تیر (RBS)، اتصال مقطع حرارت دیده تیر (HBS).

بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی بهسازی شده با روش تضعیف نامتقارن تیر

محسن گرامی (نویسنده مسئول)

دانشیار گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران، mgerami@semnan.ac.ir

وحید بهاری زرگر

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد عمران زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

محمد بحیرایی

دانش‌آموخته دکتری عمران زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۱- مقدمه

RBS را بررسی کردند. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد، هیچ شکست تردی در ناحیه مفصل پلاستیک تیرها مشاهده نشده و قاب‌ها رفتار شکل‌پذیر، پایدار و با اتلاف انرژی بالایی از خود نشان داده بودند. یک مورد دیگر از روش‌های تضعیف تیر تحت عنوان «اعمال حرارت» (HBS) که اخیراً توسط موريسن و همکاران [۳] پیشنهاد شده است، اعمال فرآیند خاصی از حرارت‌دهی به بال فوقانی و تحتانی تیر در فاصله مشخصی از ستون می‌باشد. در این فرآیند حرارت‌دهی که باعث کاهش مقاومت تسلیم نهایی به ترتیب به اندازه‌ی ۳۵ و ۲۵ درصد می‌شود که اصطلاحاً به آن فولاد آئیل^۳ می‌گویند. این افت مقاومت در ناحیه حرارت دیده باعث انتقال مفصل پلاستیک بر روی تیر می‌شود.

یکی از ایده‌های نوین اقتصادی پیشنهاد شده در FEMA 547 [۴]

پس از زلزله‌ی نورث‌ریچ در سال ۱۹۹۴، گزارش‌های متعددی از خرابی‌های ناشی از شکست‌های ترد ناحیه جوش اتصال برای سازه‌های فولادی در آیین‌نامه‌های مختلف ارائه شد. یکی از ایده‌های پیشنهاد شده توسط انگلهارت و حسین [۱] جهت رفع این مشکل، انتقال مفصل پلاستیک به فاصله دور از جوش اتصال به واسطه تضعیف عمدی تیر در فاصله مشخصی از ستون بود. در این ایده، با تضعیف بال فوقانی و تحتانی تیر در فاصله‌ی مشخصی از ستون، ظرفیت شکل‌پذیری اتصال افزایش یافته و از ایجاد شکست ترد در ناحیه جوش اتصال ممانعت می‌شود. روش «کاهش مقطع» (RBS) یکی از راهکارهای تضعیف تیر می‌باشد که در آن با ایجاد برش در بال فوقانی و تحتانی تیر در فاصله‌ی مشخصی از اتصال، عمل تضعیف انجام می‌شود. ترمبلی و فیلیاترو [۲] عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی بهبود یافته با روش

قاب‌های دارای سوراخ جان را به شکل آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار داده‌اند. شکل‌پذیری قابل قبولی برای قاب که دارای اتصالات با سوراخ‌های دایره‌ای در اندازه‌های مختلف دارد نتیجه‌گیری شده است. در طول زلزله‌های طراحی، انتظار می‌رود قاب‌های خمشی ویژه، تغییر شکل‌های پلاستیک قابل ملاحظه‌ای را تحمل کند؛ بنابراین بهسازی و بهبود عملکرد اتصالات قاب خمشی فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است که هدف اصلی این تحقیق مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی بهسازی شده با دو روش «کاهش مقطع» و «اعمال حرارت» با قاب‌های بهسازی نشده می‌باشد.

۲- روش تحقیق

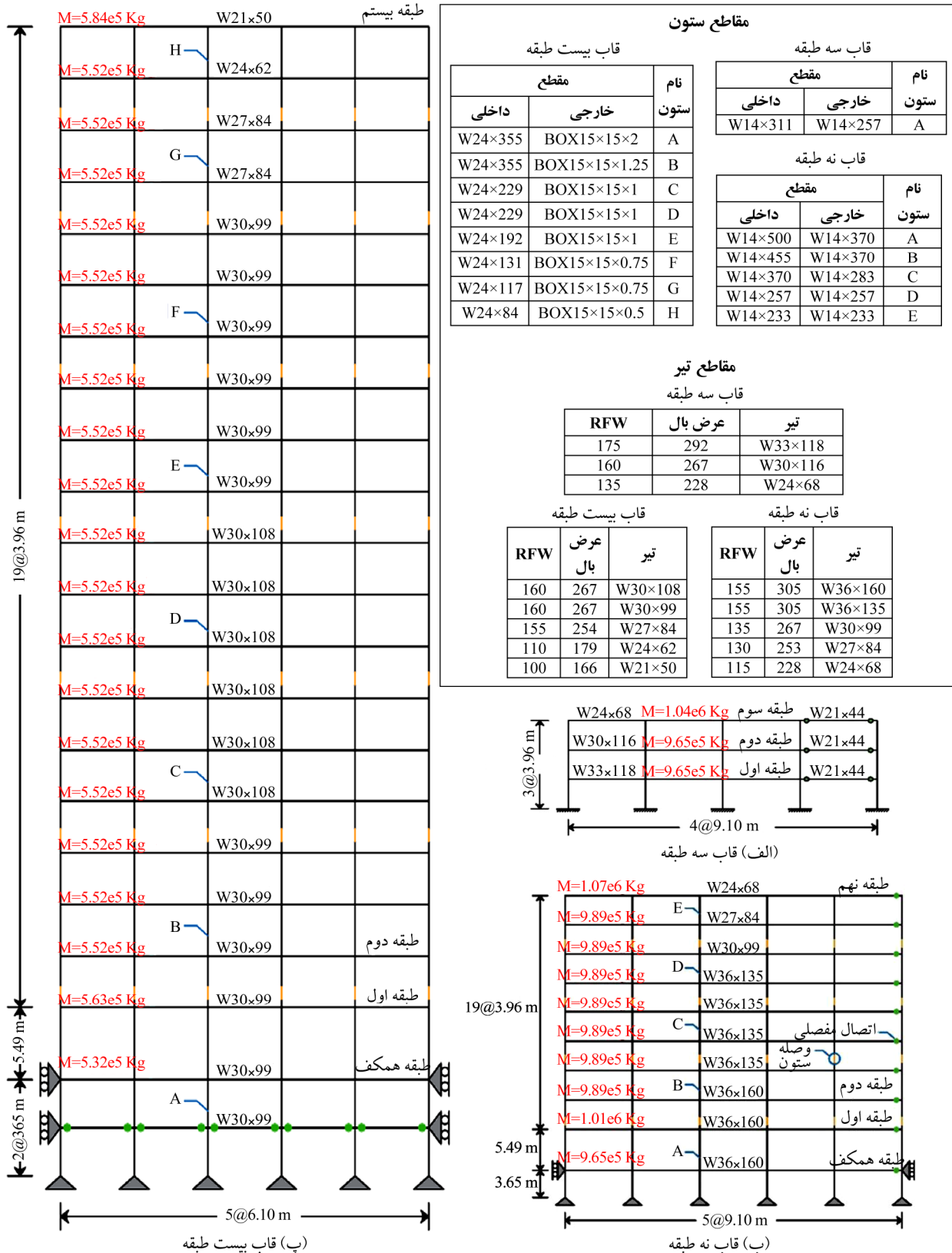
در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای سه نوع قاب ۳، ۹ و ۲۰ طبقه ساخته شده از اتصال مستقیم بهسازی شده یک بار به روش «کاهش مقطع» و بار دیگر به روش «اعمال حرارت» تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور بررسی و با مدل بهسازی نشده مقایسه شده‌اند. ضمن اینکه، روش‌های بهسازی در نظر گرفته شده برای اتصال مستقیم با فرض درگیر بودن بال فوقانی تیر در دال بتنی، به صورت نامتقارن می‌باشد. تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی برای شبیه‌سازی حرکات زمین انجام شده است. سه نوع اتصال استفاده شده در قاب‌ها مربوط به مطالعه انجام شده توسط بحیرایی و گرامی [۶] بوده و قاب‌های مورد بررسی در این مطالعه اساساً مطابق با پروژه فولادی SAC [۱۱] می‌باشند که متعاقباً در مطالعات متعددی برای ارزیابی پاسخ‌های لرزه‌ای آنها استفاده شده‌اند.

برای این مطالعه، از یک سری ساختمان‌های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه مربوط به پروژه SAC [۱۱] با قاب خمشی فولادی متوسط بیرونی و قاب‌های ثقلی داخلی استفاده شده است. لازم به ذکر است که این قاب‌ها، مطابق با آیین‌نامه UBC 1994 [۱۲] برای شهر لس‌آنجلس طراحی شده بودند که این شهر جزو مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا محسوب می‌شود. در این مطالعه با توجه به حجم محاسباتی کمتر مدل دو بعدی و دقت کافی آن نسبت به مدل سه بعدی، از مدل دو بعدی برای تحلیل سه نوع

برای بهسازی اتصالات فولادی، تضعیف نامتقارن تیر توسط روش RBS می‌باشد. در این روش با توجه به درگیر بودن بال فوقانی تیر در دال بتنی، عمل کاهش مقطع فقط برای بال تحتانی تیر انجام می‌شود. کیم و لی [۵] رفتار اتصال مستقیم فولادی را که به صورت نامتقارن بهسازی شده بود همراه با دال بتنی به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند. همه نمونه‌های بررسی شده در این مطالعه، مفصل پلاستیک را به فاصله دورتر از ناحیه تقویت شده منتقل کرده و ظرفیت دوران پلاستیک آنها نیز از ۴ درصد تجاوز کرد. بحیرایی و گرامی [۶] عملکرد لرزه‌ای اتصالات بهسازی شده با دو روش تضعیف «کاهش مقطع» و «اعمال حرارت» را بررسی و مقایسه کردند. نتایج این بررسی‌ها نشان می‌دهد، همه نمونه‌های بهسازی شده با دو روش «کاهش مقطع» و «اعمال حرارت» در انتقال مفصل پلاستیک به ناحیه تضعیف شده عملکرد مطلوبی داشته و تنها تفاوت قابل توجه این دو روش، مشاهده پارگی در ناحیه تضعیف شده با روش «کاهش مقطع» بود.

در طراحی قاب‌های خمشی کنترل جابه‌جایی نسبی یا دریافت قاب از اهمیت بسزایی برخوردار است. در آیین‌نامه‌های معتبر طراحی همچون FEMA350 [۷] به میزان افزایش دریافت قاب در نتیجه استفاده از تیر با مقطع کاهش یافته اشاره شده است. طبق این آیین‌نامه در غیاب محاسبات دقیق می‌توان افزایش ۹ درصدی دریافت قاب را برای کاهش ۵۰ درصدی مقطع تیر متصور شد. یکی از تحقیقات محدود در زمینه بررسی پارامتری سختی جانبی قاب‌های فولادی دارای اتصالات RBS تحقیق کیم و انگلهارت [۸] می‌باشد. آنها با استفاده از المان تیر دو بعدی و غیر منشوری، فرمولاسیون لازم برای تعیین سختی اعضای قاب را به دست آورده و نتایج را با روش اجزای محدود مقایسه کرده‌اند. کیلدشتی و میرقادری [۹] رفتار قاب‌های ۴ و ۸ طبقه دارای اتصالات کاهش یافته را با قاب‌های بدون اتصالات مقایسه کرده‌اند. تحقیق به صورت عددی انجام شده و فرمولاسیونی برای حالت دو بعدی و سه بعدی المان‌های به کار رفته در قاب‌ها ارائه شده است. هان و همکاران [۱۰] رفتار

قاب خمشی متوسط ۳، ۹ و ۲۰ طبقه قاب‌ها استفاده شده است. ستون و جرم لرزه‌ای طبقات نمایش داده شده است. جزئیات در شکل (۱) ظاهر کلی قاب‌ها، ارتفاع طبقات، کلیه مقاطع تیر و بیشتر در FEMA-355C [۱۳] ارائه شده است.



شکل (۱): مشخصات کلی قاب‌ها.

تعدادی تحلیل دینامیکی توسط نرم‌افزار آباکوس انجام گردید. برای انجام صحت‌سنجی قاب‌ها از مشخصات مصالح فولاد A572-50 با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال، تنش نهایی ۴۵۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی ۰/۱۸ استفاده شده است. نتایج به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی قاب‌ها شامل پی‌یود سه‌مد ارتعاشی اول برای هر یک از قاب‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه می‌باشد که در جدول (۱) ارائه شده است. در این جدول همچنین نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی عددی قاب‌ها با مقادیر به‌دست آمده در مطالعه گوپتا و کراوینکلر [۱۵] مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، انطباق خوبی بین مقادیر به‌دست آمده از تحلیل قاب‌ها و مطالعه گوپتا و کراوینکلر [۱۵] وجود دارد و اختلاف ناچیز بین آنها به علت مدل‌سازی متفاوت چشمه‌ی اتصال در این مطالعه می‌باشد.

جدول (۱): مقایسه پی‌یود ارتعاشی برای قاب‌های خمشی فولادی.

بیست طبقه	نه طبقه			سه طبقه			گوپتا و کراوینکلر [۱۵]	مطالعه حاضر
	مد اول	مد دوم	مد سوم	مد اول	مد دوم	مد سوم		
۰/۷۹	۱/۳۶	۳/۹۸	۰/۵	۰/۸۸	۲/۳۴	۰/۱۷	۰/۳۳	۱/۰۳
۰/۸۶	۱/۴۸	۴/۲	۰/۴۸	۰/۹۲	۲/۴	۰/۱۴	۰/۳	۱/۰۸

۳-۲- صحت‌سنجی اتصالات

برخلاف اتصال اصلی ارائه شده برای قاب‌ها در FEMA-355C [۱۳]، برای این مطالعه از سه نوع اتصال مستقیم شامل اتصال مستقیم بهسازی نشده و بهسازی شده با دو روش «کاهش مقطع» و «اعمال حرارت» استفاده شده است. به عبارت دیگر، برای هر اتصال سه نوع قاب سه، نه و بیست طبقه در نظر گرفته شده است که مجموعاً برای این مطالعه ۹ قاب مدل‌سازی شده است. با توجه به اینکه قاب‌های بررسی شده در این مطالعه به صورت دو بعدی مدل‌سازی شده‌اند، نمی‌توان از مشخصات سه‌بعدی اتصالات (نتایج آزمایشگاهی) برای این قاب‌ها استفاده کرد. بدین جهت، لازم است ابتدا هر سه نوع اتصال به صورت دو بعدی مدل‌سازی شده و با نتایج آزمایشگاهی به‌دست آمده توسط

برای مدل‌سازی قاب‌ها از نرم‌افزار المان محدود آباکوس نسخه ۱۳ [۱۴] استفاده شده است. فرآیند تحلیل قاب‌ها شامل دو گام می‌باشد که در گام اول قاب‌ها تحت بارهای ثقلی قرار گرفته و در گام دوم رکوردهای زلزله‌های حوزه نزدیک و دور با استفاده از تحلیل دینامیکی به پای قاب‌ها اعمال شده‌اند. جرم لرزه‌ای قاب به صورت متمرکز به محل اتصال تیر به ستون اعمال شده است. بارهای ثقلی شامل دو بخش است، در بخش اول بارهای ثقلی به صورت بارهای گسترده عمودی در امتداد تیر در هر طبقه اعمال شده است و در بخش دوم بارهای ثقلی مربوط به قاب‌های ثقلی داخلی، در فضای بیرون از قاب و به صورت یک بار متمرکز به ستون‌های تکیه‌گاهی در هر سطح طبقه اعمال شده است. به عبارت دیگر با این عمل، اثر $P-\Delta$ توسط ستون‌های تکیه‌گاهی برای قاب‌ها لحاظ می‌شود. ستون‌های تکیه‌گاهی با استفاده از المان خریا مدل‌سازی شده و با استفاده از رابط‌های MPC به تراز هر طبقه متصل شده‌اند. این ستون‌ها در جهت محوری صلب بوده و به سطح زمین و کف طبقات به صورت مفصلی متصل شده است؛ بنابراین این ستون‌ها تأثیری در سختی جانبی قاب‌ها ندارند. برای کلیه قاب‌ها از مش با اندازه ۰/۲ برای نواحی نزدیک اتصال و ۰/۴ برای نواحی دور از اتصال استفاده شده است. المان تیرها و ستون‌ها از نوع بیم تعریف گردید.

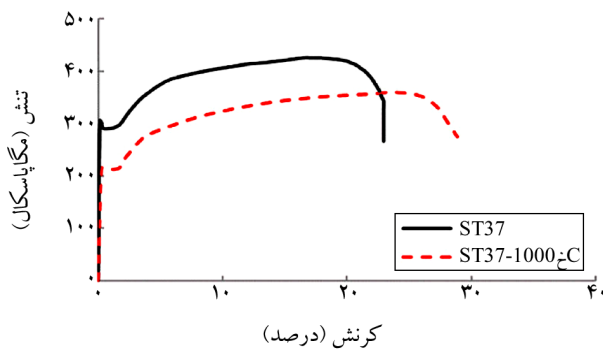
۳-۳- صحت‌سنجی مدل‌های عددی تحقیق

صحت‌سنجی انجام شده برای این مطالعه شامل دو بخش است، بخش اول مربوط به صحت‌سنجی نتایج عددی قاب‌ها با مطالعه انجام شده توسط گوپتا و کراوینکلر [۱۵] و بخش دوم مربوط به صحت‌سنجی نتایج عددی سه نوع اتصال دو بعدی استفاده شده در قاب‌ها با نتایج آزمایشگاهی به‌دست آمده توسط بحیرایی و گرامی [۶] می‌باشد.

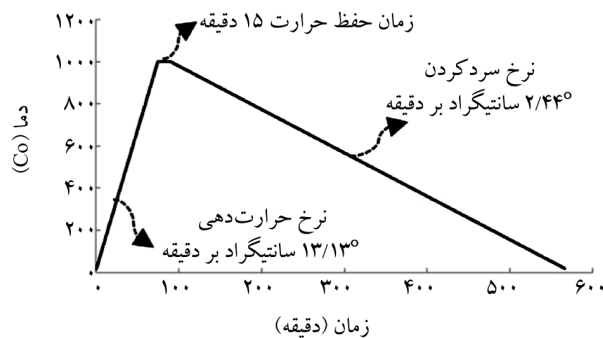
۳-۱- صحت‌سنجی قاب‌ها

در این مطالعه برای تأیید رویکرد مدل‌سازی عددی قاب‌ها،

اتصالات از نوع ST37 می‌باشد. در اتصال بهسازی شده با روش «کاهش مقطع» به‌ازای سوراخ‌های ایجاد شده در بال تحتانی تیر از عرض مقطع ۶۲ درصد کاسته و در اتصال بهسازی شده با روش «اعمال حرارت» نیز مشخصات مصالح ناحیه حرارت دیده از بال تحتانی تیر بر اساس نمودار شکل (۳) تعریف شده است. ناحیه چشمه اتصال برای هر سه اتصال صلب فرض شده است.



(الف) نمودار تنش-کرنش فولاد ST37 حرارت دیده و حرارت ندیده

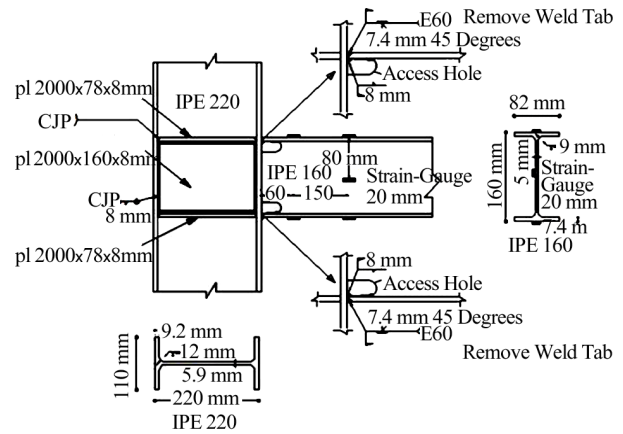


(ب) نمودار نحوه آنبیل کردن فولاد برای روش «اعمال حرارت»

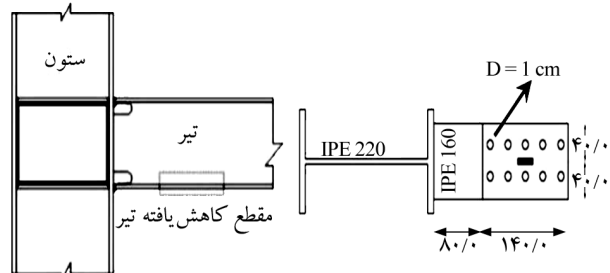
شکل (۳): نمودار نحوه حرارت‌دهی و نتایج آن در روش «اعمال حرارت».

بارگذاری برای کلیه مدل‌ها شامل اعمال جابه‌جایی به انتهای تیر می‌باشد که این جابه‌جایی بر اساس زاویه دررفت تاریخچه زمانی مطابق پروتکل بارگذاری SAC [۱۶] بوده و شامل یک سری جابه‌جایی‌های چرخه‌ای شبه‌استاتیکی مجاز اعمال شده به انتهای تیر می‌باشد. همان‌طور در شکل (۴) مشاهده می‌شود، دو انتهای ستون به‌صورت مفصلی مقید شده و از دو نیشی به‌عنوان مهار جانبی در وسط تیر استفاده شده است. برای نواحی نزدیک اتصال از مش ۰/۰۲ و برای نواحی دور از اتصال از مش ۰/۰۴ استفاده شده و المان از نوع بیم تعریف گردید.

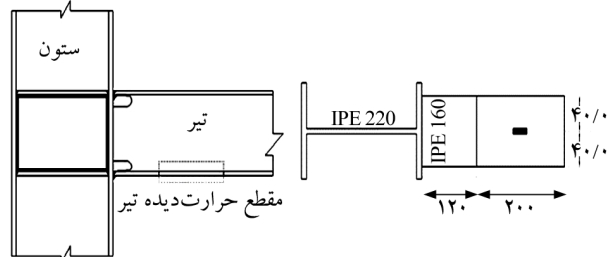
گرامی و بحیرایی [۶] صحت‌سنجی گردد. در شکل (۲)، مشخصات هندسی سه نوع اتصال مستقیم بهسازی نشده و بهسازی شده با دو روش «کاهش مقطع» و «اعمال حرارت» ارائه شده است. مطابق شکل (۲) مصالح استفاده شده برای کلیه اتصالات



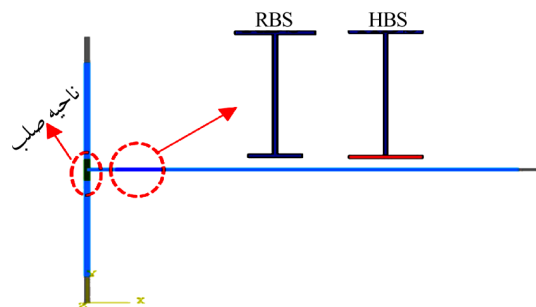
(الف) جزئیات اتصال مستقیم مرجع (بهسازی نشده) [۶]



(ب) جزئیات اتصال مستقیم مرجع بهسازی شده با روش «کاهش مقطع» [۶]

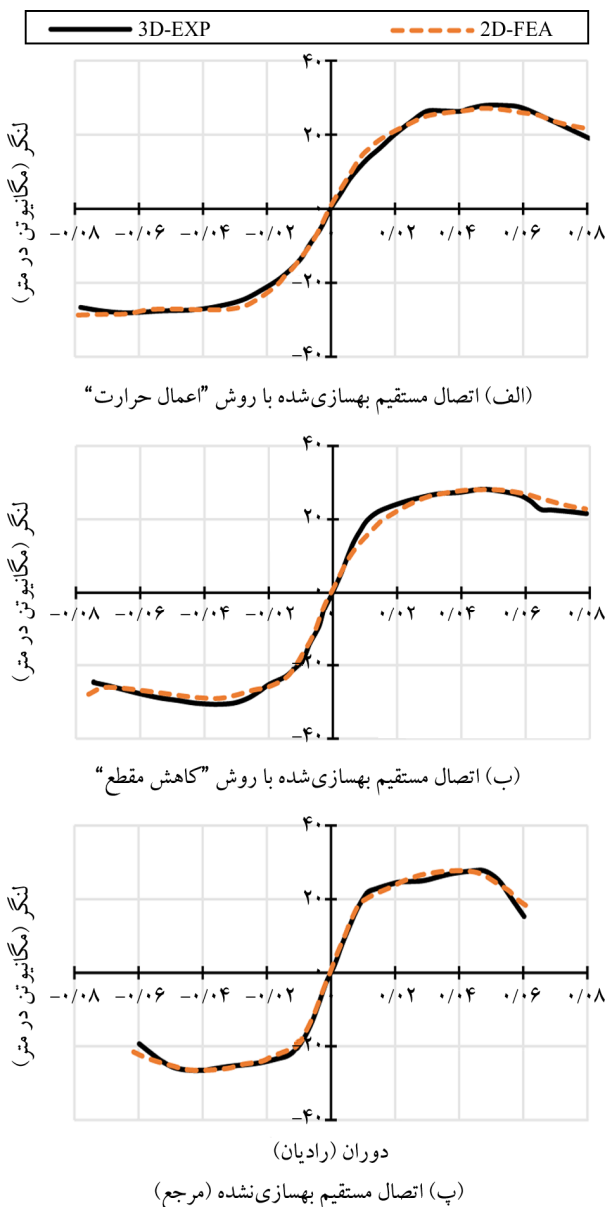


(پ) جزئیات اتصال مستقیم بهسازی شده با روش «اعمال حرارت» [۶]



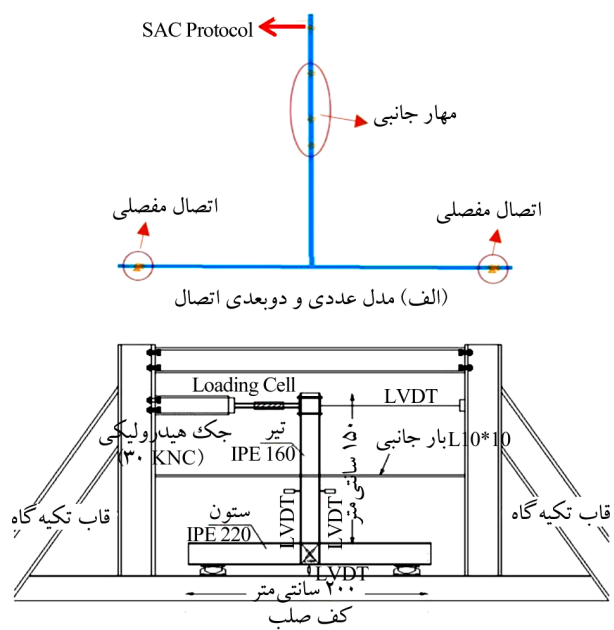
(ت) جزئیات مدل عددی و دوبعدی اتصالات

شکل (۲): جزئیات مدل سازی سه اتصال مرجع، RBS و HBS.



شکل (۵): مقایسه نمودار پوش منحنی چرخه‌ای مدل دو بعدی اتصالات با مدل سه بعدی آنها.

اساساً یک زلزله حوزه نزدیک به علت داشتن دامنه بزرگ، فرکانس پایین، مدت زمان کوتاه، نسبت به یک زلزله حوزه دور نیاز به شکل پذیری بالایی دارد [۱۸]. رکوردهای انتخاب شده برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید مشابهت مناسبی با طیف طراحی داشته باشند که برای این منظور باید مرحله‌ای به نام مقیاس کردن رکوردها انجام شود. مقیاس کردن رکوردهای زلزله مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹] با رعایت ضوابط مربوط به تحلیل غیرخطی، انجام شده است. برای به دست آوردن ضریب مقیاس اول،



ب) مدل آزمایشگاهی اتصال (سه بعدی) [۶]

شکل (۴): شرایط مرزی اتصالات.

نتایج به دست آمده از مدل سازی عددی سه نوع اتصال دو بعدی و نتایج آزمایشگاهی در غالب نمودار پوش منحنی چرخه‌ای در شکل (۵) ارائه شده است. با مقایسه مدل دو بعدی اتصالات با مدل آزمایشگاهی می توان نتیجه گرفت که برای استفاده از مشخصات مدل دو بعدی اتصالات برای مدل سازی قاب‌ها، نمودارهای پوش منحنی چرخه‌ای آنها مطابقت قابل قبولی با نمودارهای آزمایشگاهی دارد.

۴- شبیه سازی زلزله

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، دقیق ترین روش تحلیل لرزه‌ای یک سازه است که می تواند رفتار واقعی سازه را در برابر زلزله نشان دهد، به همین جهت برای تحلیل قاب‌ها از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. مطابق با معیارهای عنوان شده در FEMA-P695 [۱۷] برای این مطالعه از هشت رکورد زلزله‌ای حوزه نزدیک و هشت رکورد زلزله حوزه دور از گسل استفاده شده است (جدول ۲). علت انتخاب رکوردهای زلزله از هر دو حوزه نزدیک و دور، متفاوت بودن اثربخشی زلزله‌های حوزه نزدیک با زلزله‌های حوزه دور بر سازه می باشد.

جدول (۲): مشخصات زلزله‌های انتخاب شده.

شماره	نام زلزله	بزرگی (ریشر)	R (KM)	PGA (g)	ضرایب مقیاس		
					سه طبقه	نه طبقه	بیست طبقه
۱	ایمپریال ولی، سال ۱۹۷۹	۶/۵	۱۰/۴	۰/۱۶	۲/۲۶	۲/۴۵	۲/۸۹
۲	کوبه ژاپن، سال ۱۹۹۵	۶/۹	۰/۳	۰/۶۹۳	۰/۹	۱/۱	۱/۲۳
۳	پارک فیلد، سال ۲۰۰۴	۶	۲/۸۵	۰/۱۵۳	۴/۰۹	۴/۸۶	۵/۳
۴	کیپ مندوسینو، سال ۱۹۹۲	۷	۸/۲	۰/۵۸۶	۰/۹۴	۱/۱۲	۱/۲۴
۵	کوجایی ترکیه، سال ۱۹۹۹	۷/۵	۴/۸	۰/۲۶۸	۱/۹۴	۲/۱۴	۲/۵
۶	بم ایران، سال ۲۰۰۳	۶/۶	۱/۷	۱	۰/۷۷	۰/۸۲	۰/۹۷
۷	ایرینیا ایتالیا، سال ۱۹۸۰	۶/۹	۱۰/۴۸	۰/۲۳	۱/۹۵	۲/۱۶	۲/۳۱
۸	ارزینکن ترکیه، سال ۱۹۹۲	۶/۹	۲	۰/۴۰۳	۱/۲۶	۱/۴۳	۱/۶۶
۹	نورثریج، سال ۱۹۹۴	۶/۵	۱۰/۴	۰/۱۶	۱/۲	۱/۳۹	۱/۶۴
۱۰	لوما پریتا، سال ۱۹۸۹	۶/۹	۰/۳	۰/۶۹۳	۱/۴۹	۱/۹۱	۱/۹۸
۱۱	پالم اسپرینگ، سال ۱۹۸۶	۶	۲/۸۵	۰/۱۵۳	۴/۳۷	۴/۸۳	۵/۱۲
۱۲	کوبه ژاپن، سال ۱۹۹۵	۷	۸/۲	۰/۵۸۶	۱/۷۶	۲/۰۵	۲/۱۸
۱۳	چی چی تایوان، سال ۱۹۹۹	۷/۵	۴/۸	۰/۲۶۸	۱/۹	۲/۱۳	۲/۴۱
۱۴	ایمپریال ولی، سال ۱۹۷۹	۶/۶	۱/۷	۱	۲/۵	۲/۸۷	۳/۰۷
۱۵	طبس ایران، سال ۱۹۷۸	۶/۹	۱۰/۴۸	۰/۲۳	۵/۲	۵/۴۷	۵/۶۶
۱۶	منجیل ایران، سال ۱۹۹۰	۶/۹	۲	۰/۴۰۳	۲/۶۳	۲/۹۳	۳/۱۱

 حوزه نزدیک
گسل

 حوزه دور از
گسل

فولاد نوع ST37 بوده است. نتایج حاصل از مدل‌سازی قاب‌ها در چندین بخش بررسی شده است که در ادامه ارائه می‌شود.

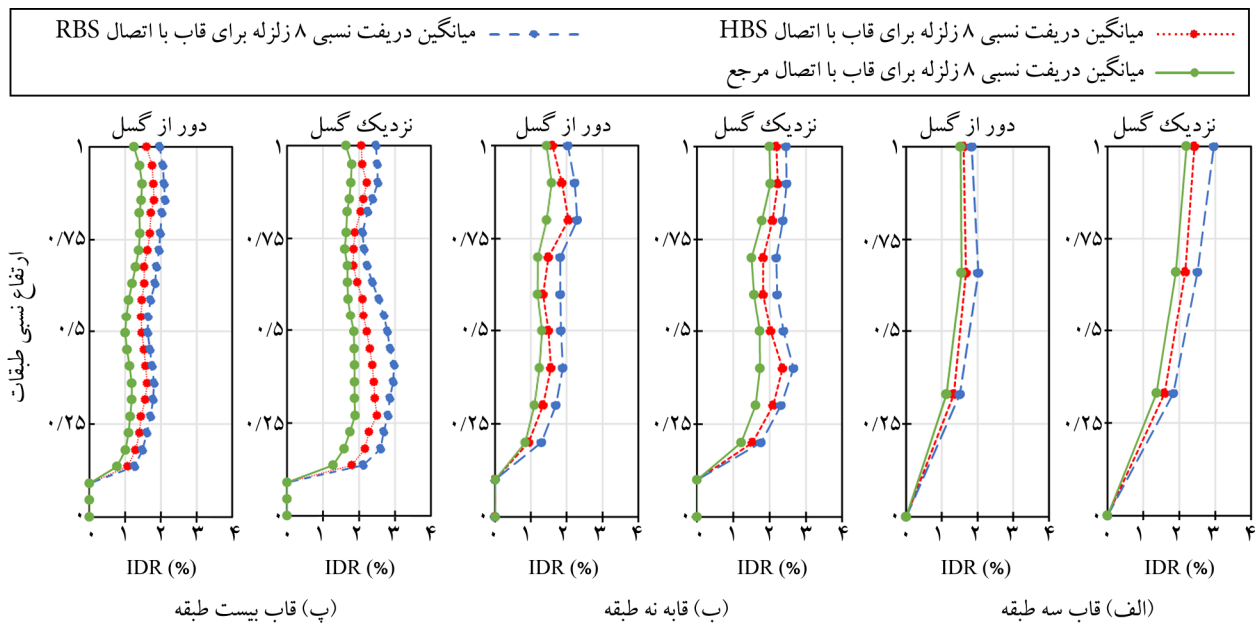
۵-۱- دریفت نسبی قاب‌ها

در شکل (۶) مقایسه‌ای از نمودارهای دریفت نسبی طبقات قاب‌های ساخته شده از سه نوع اتصال مستقیم بهسازی شده با روش «اعمال حرارت»، «کاهش مقطع» و بهسازی نشده تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با توجه به اینکه زلزله‌های حوزه نزدیک با داشتن دامنه بزرگ و فرکانس پایین تغییر شکل بزرگی را به سازه اعمال می‌کند، قاب‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک متحمل دریفت‌های بزرگ‌تری نسبت به زلزله‌های حوزه دور شده است. به‌طوری‌که مشاهده می‌شود ماکزیمم دریفت نسبی اعمال شده به قاب سه طبقه توسط زلزله‌ی حوزه نزدیک تقریباً ۱/۵ برابر حوزه دور از گسل می‌باشد. علاوه بر ویژگی‌های ذکر شده برای زلزله‌های حوزه نزدیک، این نوع زلزله‌ها همچنین

هر زوج شتاب‌نگاشت رکورد زلزله به مقدار حداکثر خود مقیاس گردید. ضریب مقیاس دوم طوری محاسبه می‌شود که با اعمال آن در مقدار میانگین هشت طیف، مقدار این طیف برای سه قاب در محدوده ۰/۲T الی T ۱/۵ از ۱/۳ برابر مقادیر متناظر طیف طرح استاندارد کمتر نشود. در نتیجه، ضریب مقیاس نهایی از حاصل ضرب ضریب مقیاس اول و دوم حاصل شده است که مقادیر آنها در جدول (۲) مشاهده می‌شود.

۵- نتایج مدل‌سازی قاب‌ها

در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی سه، نه و بیست طبقه انتخاب شده از FEMA-355C [۱۳] تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور بررسی شده است. هر یک از این قاب‌ها سه بار مدل‌سازی شده‌اند که برای هر بار، یک مورد از سه نوع اتصال مستقیم بهسازی نشده (مرجع) و بهسازی شده با روش‌های «کاهش مقطع» و «اعمال حرارت» در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است که مصالح استفاده شده برای کلیه قاب‌ها از

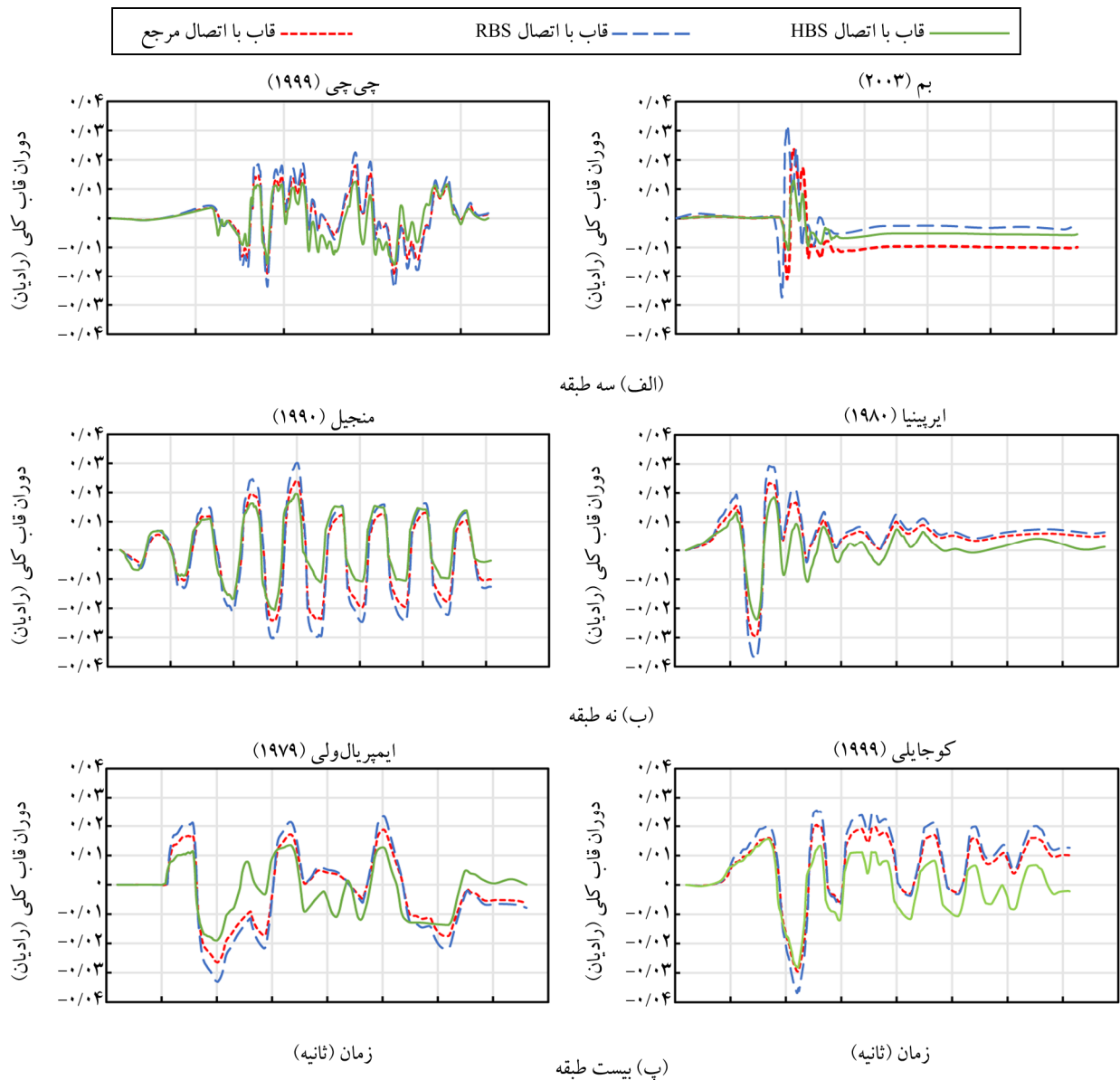


شکل (۶): مقایسه دررفت نسبی قاب‌هایی با سه نوع اتصال مرجع، HBS و RBS.

۵-۲- دوران کلی قاب‌ها

در شکل (۷) مقایسه‌ای از نمودار تاریخچه دوران کلی قاب‌های ساخته شده از سه نوع اتصال مستقیم بهسازی شده با HBS، RBS و بهسازی نشده تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل ارائه شده است. دوران کلی قاب‌ها از تقسیم جابه‌جایی بام بر ارتفاع کلی قاب محاسبه شده است. لازم به ذکر است که با توجه به تعداد زیاد زلزله‌های انتخاب شده برای انجام تحلیل، در این بخش از هر یک از حوزه‌های دور و نزدیک گسل نتایج یک نمونه زلزله ارائه شده است. در رابطه با دوران کلی قاب دو فاکتور تغییر شکل پسماند و طول پریود جابه‌جایی حائز اهمیت می‌باشد به طوری که قاب تحت تأثیر این دو فاکتور متحمل خرابی و خسارت می‌شود. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش پریود قاب‌ها دوران کلی آنها نسبت به قاب‌های سه طبقه به مقدار تقریباً ۱۵ درصد کاهش یافته است، می‌توان نتیجه گرفت که قاب‌های بیست طبقه با توجه به کاهش دوران آنها نسبت به قاب‌های سه طبقه، با افزایش طول پریود آنها، می‌توانند متحمل خرابی بیشتری شوند. با توجه به تأثیر بهسازی قاب‌ها در ناحیه اتصال و متعاقباً افزایش شکل‌پذیری آنها، مشاهده می‌شود که دوران کلی قاب‌های بهسازی شده بیشتر از قاب‌های بهسازی نشده به دست آمده است؛

به داشتن مدت زمان کوتاه‌تری نسبت به زلزله‌های حوزه دور معروف می‌باشند. به طوری که طولانی بودن مدت زمان زلزله حوزه دور باعث انتقال دررفت ماکزیمم به طبقات فوقانی در قاب‌های بلندمرتبه شده است. مطابق شکل (۶-الف)، برای قاب‌های سه طبقه دررفت نسبی اعمال شده به طبقه اول تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل کمتر از طبقات فوقانی می‌باشد که علت این امر می‌تواند سخت‌تر و مقاوم‌تر بودن طبقه اول در برابر تغییر شکل نسبت به طبقات فوقانی باشد. با مقایسه قاب‌های ساخته شده از سه نوع اتصال این استنباط می‌شود که دررفت نسبی قاب‌هایی با اتصال مقطع کاهش یافته تیر دارای مقدار بیشتری نسبت به قاب‌هایی با سایر اتصالات می‌باشد که این مسئله نشان‌دهنده‌ی ضعف اتصالات مقطع کاهش یافته تیر نسبت به اتصالات تضعیف شده با حرارت در کم بودن سختی ارتجاعی و ناپایداری پیچشی- جانبی آنها می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود ماکزیمم دررفت نسبی قاب‌ها، هیچ اثربخشی از ارتفاع قاب‌ها ندارد، اما افزایش دررفت قاب‌های بیست طبقه با اتصالات بهسازی شده نسبت به قاب‌های بهسازی نشده، به مقدار ده درصد بیشتر از قاب‌های سه طبقه می‌باشد.



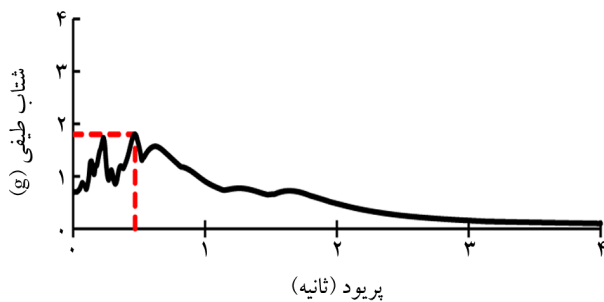
شکل (۷): مقایسه دوران کلی قاب‌هایی با سه نوع اتصال مرجع، HBS و RBS.

درحالی که تحت زلزله‌های حوزه دور از گسل دامنه‌ی بزرگ اعمال شده به قاب‌ها در طول زلزله به صورت پیوسته می‌باشد.

۳-۵- تأثیر نسبت پرئود پالس غالب زلزله به پرئود اصلی سازه در تخمین نیازهای لرزه‌ای قاب فولادی

در مجاورت گسل‌های فعال، حرکت زمین به شدت متأثر از مکانیسم گسلش، راستا و جهت پارگی نسبت به سایت (جهت‌پذیری پیش‌رونده) و تغییر شکل استاتیکی ماندگار در محل گسلش است که به‌عنوان اثرات پرتابی یا فلینگ شناخته می‌شود؛

به طوری که ماکزیمم دوران کلی قاب‌های بهسازی شده با روش RBS و HBS تقریباً به ترتیب $1/6$ و $1/4$ برابر قاب‌های بهسازی نشده می‌باشد؛ اما نکته حائز اهمیت این است که افزایش دوران کلی قاب‌ها تحت اثر بهسازی اتصالات به صورت نامتقارن بوده و تمایل آنها به یک سمت بیشتر می‌باشد که علت این امر بهسازی نامتقارن تیر (فقط بال تحتانی تیر) در مجاورت اتصالات می‌باشد. با توجه به اثربخشی متفاوت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور بر روی قاب‌ها، مشاهده می‌شود که دوران‌های بزرگ تحت زلزله حوزه نزدیک در مدت‌زمان کوتاهی به سازه وارد شده است.



شکل (۸): نحوه به دست آوردن پریود پالس.

روش RBS، HBS و بهسازی نشده نسبت به پارامتر T_p/T_1 بررسی شده است. با توجه به نمودارهای ترسیم شده، در کلیه قاب‌ها چنانچه T_p نسبت به T_1 (زمان تناوب اصلی سازه) مقادیر کوچک‌تری را داشته باشد، نیازهای تغییر مکان تحمیل شده به تمامی سازه مقادیر محدودی را به خود اختصاص می‌دهد. با افزایش T_p/T_1 نیازهای تغییر شکل تحمیل شده به قاب‌ها افزایش می‌یابد، به طوری که اگر نسبت T_p/T_1 برابر یک باشد، بیشترین مقدار دررفت نسبی برای قاب‌ها برآورد می‌شود. در توجیه این موضوع می‌توان از شکل (۸) بهره گرفت، در این شکل طیف پاسخ شبه‌شتاب هر یک از پالس‌های مختلف برای میرایی ۵ درصد ترسیم شده است. بدیهی است که حداکثر مقدار طیفی مربوط به حالتی است که دوره تناوب اصلی سازه با دوره تناوب پالس یکی گردد.

۴-۵- بررسی سطوح عملکردی قاب‌ها

در این بخش سطوح عملکردی قاب‌ها بر اساس استاندارد ASCE 41-06 [۲۲] ارزیابی شده و خلاصه آن در نمودارهای میله‌ای شکل (۱۰) فراهم شده است. مطابق این استاندارد، سطوح عملکردی قاب‌ها بر اساس دررفت نسبی آنها ارزیابی می‌شود.

بنابراین پارامترهای زلزله حوزه نزدیک گسل باعث می‌شود که مقدار قابل توجهی انرژی پارگی گسل به شکل یک تحریک پالس گونه با دوره تناوب بلند نمایان گردد [۲۰]. لازم به ذکر است که اثر جهت‌پذیری پس‌رونده یا زلزله حوزه دور فاقد ماهیت پالس گونه می‌باشد، به همین دلیل این موضوع فقط برای زلزله‌های حوزه نزدیک بررسی شده است. در این حالت سازه مقدار قابل توجهی انرژی زلزله را با تعداد اندکی اغتشاش با دامنه بزرگ مستهلک نموده و نیازهای قابل توجهی بر سازه تحمیل می‌شود. در نتیجه خطر ایجاد شکست ترد در المان‌های سازه با جزئیات اجرایی ضعیف تقویت می‌گردد [۲۱]. تأثیرات تعیین‌کننده چنین پدیده‌هایی در خلال زلزله نورث‌ریچ (۱۹۹۴)، کوبه (۱۹۹۵)، کوجایی (۱۹۹۹) و چی‌چی تایوان مشاهده گردید. پیشرفت‌های اخیر در مهندسی زلزله نیازمند توصیف کمی پارامترهای نیاز زلزله می‌باشد. این عوامل در ارزیابی سطوح عملکردی و متغیرهای تصمیم‌گیری طراحی سازه تأثیرگذار است. در این بخش، موضوع تأثیر نسبت دوره تناوب پالس بر دوره تناوب اصلی سازه (T_p/T_1) برای سه نوع قاب سه، نه و بیست طبقه با اتصالات مستقیم بهسازی با روش RBS، HBS و بهسازی نشده بررسی شده است. پریود غالب زلزله عبارت است از پریود ارتعاشاتی که در آن حداکثر مقادیر طیف دامنه فوریه ایجاد می‌شود. در شکل (۸) پریود غالب با خط چین قرمز نمایش داده شده و در ادامه مقادیر به‌دست‌آمده برای نسبت دوره تناوب پالس بر دوره تناوب اصلی در هشت زلزله حوزه نزدیک در جدول (۳) ارائه شده است.

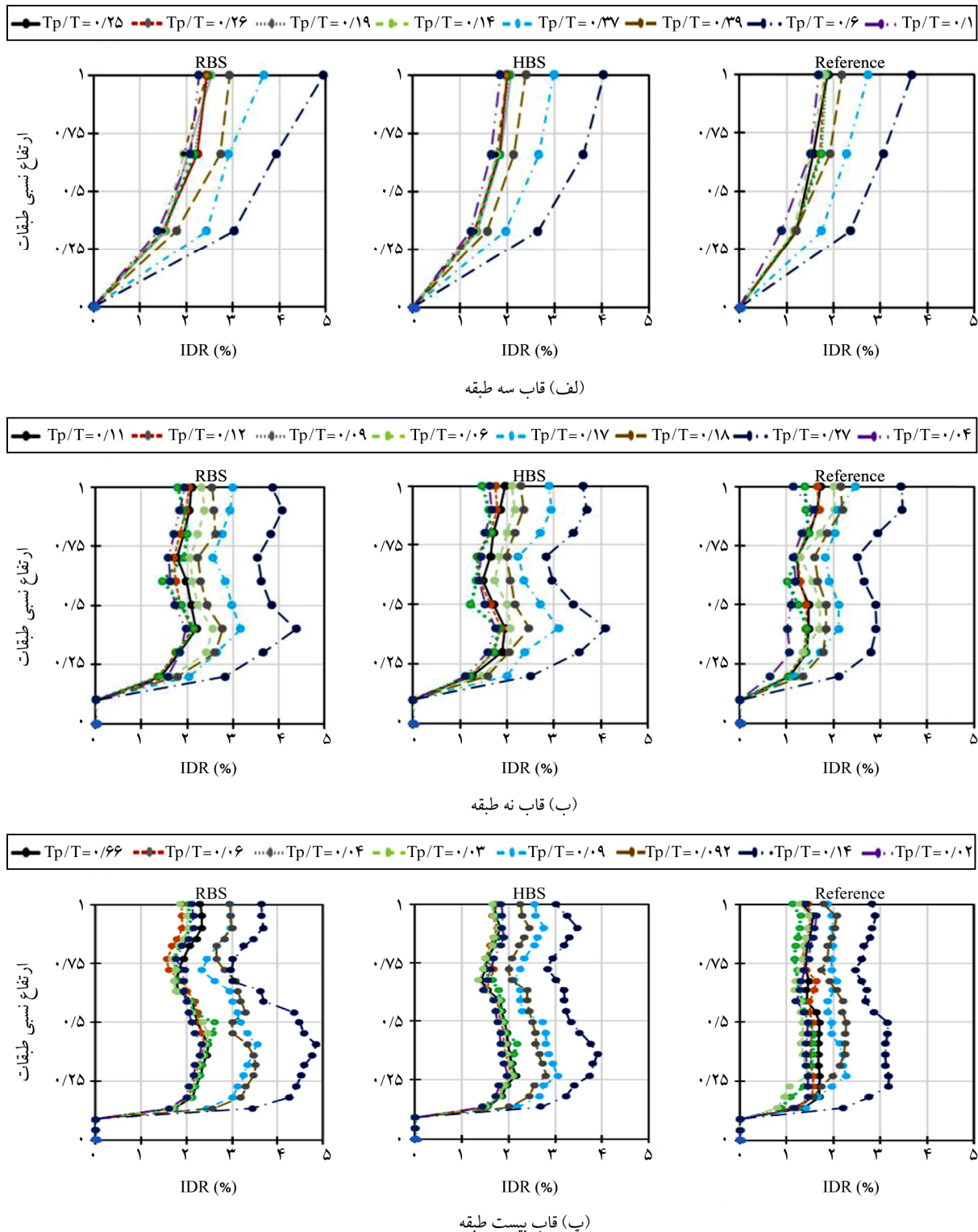
در شکل (۹) روند تغییرات دررفت نسبی طبقات برای سه نوع قاب سه، نه و بیست ساخته شده از اتصالات بهسازی شده با

 جدول (۳): مقادیر به‌دست‌آمده T_p/T_1 برای سه نوع قاب سه، نه و بیست طبقه.

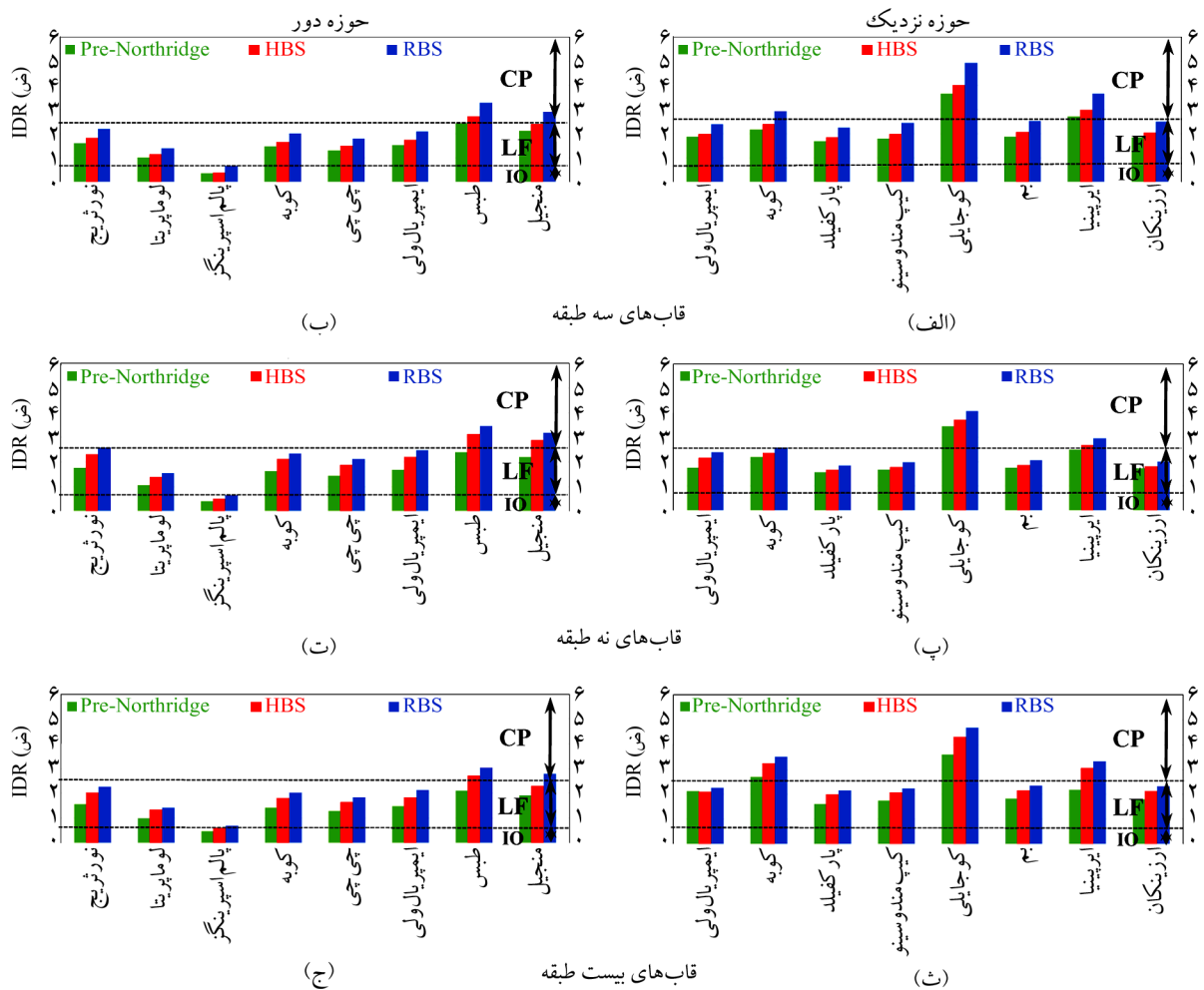
انواع قاب‌ها	T_p/T_1						
	پارکفید	کوجایی	کوبه	ایرینیا	ایمپریال ولی	ارزینکان	کیپ مندوسینو
سه طبقه	۰/۱	۰/۶	۰/۳۹	۰/۳۷	۰/۱۴	۰/۱۹	۰/۲۶
نه طبقه	۰/۰۴	۰/۲۷	۰/۱۸	۰/۱۷	۰/۰۶	۰/۰۹	۰/۱۲
بیست طبقه	۰/۰۲	۰/۱۴	۰/۰۹۲	۰/۰۹	۰/۰۳	۰/۰۴	۰/۰۶

بهسازی نشده تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل سطوح عملکردی سازه به ترتیب ۲۵ و صفر درصد در محدوده آستانه فروریزش (CP) و ۷۵ و ۸۷/۵ درصد در محدوده ایمنی جانی (LS) می‌باشد.

به طوری که برای سه سطح عملکردی استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فرو ریزش (CP) به ترتیب دریافت نسبی ۰/۷ درصد، ۲/۵-۰/۷ درصد و ۲/۵-۵ درصد تعریف شده است. مشاهده می‌شود که برای قاب‌های سه طبقه با اتصال مستقیم



شکل (۹): روند تغییرات دررفت نسبی طبقات برای سه نوع قاب سه، نه و بیست طبقه نسبت به پارامتر T_p/T_1 .



شکل (۱۰): بررسی سطوح عملکردی قاب‌ها.

بررسی و مقایسه شده است. قاب‌ها توسط نرم‌افزار آباکوس به صورت دو بعدی مدل‌سازی شده و مورد تحلیل دینامیکی قرار گرفته‌اند. در ادامه، نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها به اختصار ارائه شده است.

- دررفت نسبی به دست آمده برای قاب‌های بهسازی شده با روش «کاهش مقطع» دارای مقدار بیشتری نسبت به قاب‌های بهسازی شده با روش «اعمال حرارت» می‌باشد که این مسئله نشان‌دهنده‌ی ضعف اتصالات بهسازی شده با روش «کاهش مقطع» نسبت به روش «اعمال حرارت»، در کم بودن سختی ارتجاعی و ناپایداری پیچشی-جانبی آنها می‌باشد.

- افزایش دررفت قاب‌های بیست طبقه با اتصالات بهسازی شده نسبت به قاب‌های بهسازی نشده، به مقدار ده درصد بیشتر از قاب‌های سه طبقه می‌باشد.

در حالی که برای قاب‌های سه طبقه با اتصال RBS این مقادیر تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل به ترتیب ۳۷/۵ و ۲۵ درصد در محدوده آستانه فروریزش (CP) و ۳۷/۵ و ۶۲/۵ درصد در محدوده ایمنی جانی (LS) می‌باشد. این بررسی‌ها نشان می‌دهد که سازه‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک متحمل دررفت‌های بیشتری شده و بیشتر در آستانه خرابی قرار می‌گیرد. همچنین با مقایسه نمودارها می‌توان نتیجه گرفت که سطوح عملکردی سازه تأثیرپذیری از ارتفاع سازه ندارد.

۶- نتایج

در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای سه نوع قاب سه، نه و بیست طبقه بهسازی شده با روش‌های بهسازی نامتقارن «کاهش مقطع» و «اعمال حرارت» تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل

Existing Buildings, FEMA-547.

5. Kim, S.Y. and Lee, C.H. (2017) Seismic retrofit of welded steel moment connections with highly composite floor slabs. *Journal of Constructional Steel Research*, **139**, 62-68.
6. Bahirai, M. and Gerami, M. (2019) Seismic Rehabilitation of Steel Frame Connections Through Asymmetrically Weakening the Beam. *International Journal of Steel Structures*, 1-16.
7. SAC (2000) *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*.
8. Kim, K.D. and Engelhardt, M.D. (2007) Nonprismatic beam element for beams with RBS connections in steel moment frames. *Journal of Structural Engineering*, **133**(2), 176-184.
9. Kildashti, K. and Mirghaderi, R. (2009) Assessment of seismic behaviour of SMRFs with RBS connections by means of mixed-based state-space approach. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **18**(5), 485-505.
10. Han, S.W., Jung, J., Moon, K.H., and Kim, J.W. (2012) Experimental Evaluation of the Seismic Performance of WUF-W Moment Connections with a Modified Access Hole. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, **16**(6), 21-28.
11. Federal Emergency Management Agency (2000) Recommended Post-Earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings (Vol. 352). SAC Joint Venture. Guidelines Development Committee and United States.
12. Unified Building Code. UBC 94 1994.
13. Federal Emergency Management Agency (2000) *State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking. FEMA 355C*.
14. Karlsson and Sorensen Inc. (1997) *ABAQUS/PRE User Manual*. Hibbit: Karlsson and Sorensen Inc.
15. Gupta, A. and Krawinkler, H. (1998) *Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Doctoral Dissertation, Stanford University.

- با توجه به اینکه زلزله‌های حوزه نزدیک به علت داشتن دامنه بزرگ و فرکانس پایین تغییر شکل بزرگی را به سازه اعمال می‌کند، قاب‌ها تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک متحمل دررفت‌های بزرگ‌تری نسبت به زلزله‌های حوزه دور شده است.

- با افزایش پریرود قاب‌ها دوران کلی آنها نسبت به قاب‌های سه طبقه به مقدار تقریباً ۱۵ درصد کاهش یافته است، می‌توان نتیجه گرفت که قاب‌های بیست طبقه با توجه به کاهش دوران آنها نسبت به قاب‌های سه طبقه، با افزایش طول پریرود آنها، می‌توانند متحمل خرابی بیشتری شوند.

- افزایش دوران کلی قاب‌های بهسازی شده نسبت به قاب‌های بهسازی نشده به شکل نامتقارن بوده و تمایل آنها به یک سمت بیشتر می‌باشد که علت این امر بهسازی نامتقارن تیر (فقط بال تحتانی تیر) در مجاورت اتصالات می‌باشد.

- با افزایش T_p/T_1 نیازهای تغییر شکل تحمیل شده به قاب‌ها افزایش می‌یابد، به طوری که اگر نسبت T_p/T_1 برابر یک باشد، بیشترین مقدار دررفت نسبی برای قاب‌ها برآورد می‌شود.

- سازه‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک متحمل دررفت‌های بیشتری شده و بیشتر در آستانه خرابی قرار می‌گیرد.

مراجع

1. Engelhardt, M.D. and Husain, A.S. (1993) Cyclic-loading performance of welded flange-bolted web connections. *Journal of Structural Engineering*, **119**(12), 3537-3550.
2. Tremblay, R. and Filiatrault, A. (1997) Seismic performance of steel moment resisting frames retrofitted with a locally reduced beam section connection. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **24**(1), 78-89.
3. Morrison, M., Schweizer, D., and Hassan, T. (2015) An innovative seismic performance enhancement technique for steel building moment resisting connections. *Journal of Constructional Steel Research*, **109**, 34-46.
4. Federal Emergency Management Agency (2006) *Techniques for the Seismic Rehabilitation of*

16. SAC/BD-97/02. (1997) Protocol for fabrication, inspection, testing and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens. by Clark, P., Frank, K., Krawinkler, H., and Shaw, R.
17. Applied Technology Council, and United States. Federal Emergency Management Agency (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. US Department of Homeland Security, FEMA-P695.
18. Bhandari, M., Bharti, S.D., and Shrimali, M.K. (2017) *Behavior of Base Isolated Buildings Subjected To Near Field Earthquakes*.
19. Standard 2800 (2012) *Building Design Code Against Earthquake, Fourth Edition* (in Persian).
20. Galesorkhi, R. and Gouchon, J. (2000) Near-source effects and correlation to recent recorded data. *Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering*.
21. Manfredi G., Polese M., and Cozenza E. (2000) Cyclic demand in the near-fault area. *Proceedings 6th US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle.
22. American Society of Civil Engineers (2007) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06)*.

واژه‌نامه

- ۱- تیر با مقطع کاهش یافته Reduced Beam Section (RBS)
- ۲- تیر با مقطع حرارت دیده Heat-treated Beam Section (HBS)
- ۳- آنیل: فرآیند حرارت دادن و آهسته سرد کردن Annealing
- ۴- کاهش مقطع Section Reduction
- ۵- اعمال حرارت Heat Induction

Investigation of the Seismic Behavior of the Rehabilitated Steel Frames through Asymmetrically Weakening of the Beam

Mohsen Gerami^{1*}, Vahid Bahaari Zargar² and Mohammad Bahirai³

1. Associate Professor, Earthquake Engineering Department, Civil Engineering Campus, Semnan University, Semnan, Iran, *Corresponding Author, email: mgerami@semnan.ac.ir
2. M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering of Semnan University, Semnan, Iran
3. Ph.D., Department of Civil Engineering of Semnan University, Semnan, Iran

After the Northridge earthquake in 1994, numerous reports of failures due to brittle fractures of the weld joint for steel structures were presented in various Codes. One of the ideas to solve this problem was to promote the plastic hinge away from the weld through the intentional weakening of the beam at a certain distance from the column. In this idea, by weakening the top and bottom flanges of the beam at a certain distance from the column, the ductility of the connection is increased and brittle failure in the weld area is prevented. The existing steel frame buildings that are designed according to Pre-Northridge seismic provisions need to be rehabilitated to prevent the connections from experiencing brittle fracture at their welds. The presence of concrete slab in existing steel buildings imposes economic problems in retrofit projects. Asymmetrically weakening the beam is considered as an appropriate method for seismic rehabilitation of steel frame connections in which the rehabilitation action is conducted through intentional weakening the bottom flange of the beam and without the difficulty of removing concrete slab. Two techniques "reduction" and "heat induction" are among suggested methods for asymmetric weakening of the beam. In the "reduction" technique, the weakening action is conducted by cutting some parts of the beam bottom flange at a certain distance from the connection. In the "heat induction" technique, the weakening action is conducted by applying a special process of heating to the bottom flange of the beam at a certain distance from the column. In this heating process, which reduces the yield and ultimate strength by 35% and 25%, respectively, in other words the steel is annealed. This drop in strength in the heated area causes the plastic hinge to move over the beam.

The main purpose of this study is to investigate and compare the seismic behavior of low-, medium-, and high-rise 2-D steel frames improved through these two techniques "reduction" and "heat induction" under far-field and near-field earthquakes, numerically.

Two types of verification are conducted to ensure the accuracy of numerical modeling. First, 2-D rehabilitated connections through two "reduction" and "heat induction" techniques are verified with experimental results. Then, three 2-D frames are verified with Gupta & Krawinkler results.

The results of the frames analysis showed that inter-story drift and total rotation of rehabilitated frames by "reduction" technique were on average 15 percent more than rehabilitated frames by "heat induction" technique. This indicates the defect of the improved connection through the "reduction" technique in low elastic stiffness and torsional-lateral instability compared to the "heat application" technique. In addition, it was determined, as the height of the frame increases, the effectiveness of far-field earthquakes decreases and near field earthquakes show their effects on the structure more. As the ratio of the earthquake pulse period to the main period of the structure increases, the imposed deformation on the frames increase. So that, if this ratio is equal to one, the maximum relative drift for the frames is estimated.

Keywords: Seismic Rehabilitation, Steel Beam to Column Connection, Heat-Treated Beam Section (HBS), Reduced Beam Section (RBS).