

ارتقاء عملکرد قاب خمشی فولادی با استفاده از اتصالات پس کشیده موضعی

امیر مهدی حیدری تفرشی^۱، محسن گرامی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، گروه مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲- استاد گروه مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

*mgerami@semnan.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۹/۱۲/۲۷

تاریخ دریافت: ۹۹/۱۰/۳۰

چکیده

مطالعات گسترده‌ای در زمینه سیستم‌های خودمرکزگرا توسط پژوهشگران صورت پذیرفته، اما به دلیل تفاوت‌های اجرایی چنین سازه‌هایی، بکارگیری آنها رواج کافی نیافته است. نیاز به نیروی متخصص، نیاز به تجهیزات برای ایجاد پس کشیدگی و نصب المان‌های مستهلک‌کننده انرژی از جمله مواردی هستند که موجب افزایش هزینه اجرای سازه‌های پس کشیده به نسبت اجرای سازه‌های با اتصالات متداول جوشی شده است. با توجه به هزینه نسبتاً بالای بهسازی لرزه‌ای با استفاده از اتصالات پس کشیده، استفاده بهینه از چنین سیستم‌هایی می‌تواند به عنوان راهکاری برای بکارگیری بیشتر اینگونه سیستم‌ها در طرح‌های بهسازی لرزه‌ای شود. در همین راستا در این مقاله بهسازی لرزه‌ای قاب خمشی فولادی با ایجاد سیستم پس کشیده به صورت موضعی و تنها در برخی از طبقات ارزیابی شده است. در ارزیابی‌های صورت پذیرفته در این پژوهش ضرایب عملکرد و کارایی عملکرد معرفی و استفاده شده است. بر اساس نتایج این پژوهش مشاهده می‌شود در صورت انتخاب الگوی مناسب بکارگیری اتصالات پس کشیده در برخی طبقات، می‌توان عملکرد بالاتری به نسبت حالت بکارگیری اتصالات پس کشیده در تمامی طبقات بدست آورد. در بین قاب‌های سه طبقه بررسی شده در این مقاله، استفاده از اتصالات پس کشیده در دو طبقه اول با ارتقای عملکردی معادل ۲۳/۲ درصدی و در قاب‌های شش طبقه استفاده از اتصالات پس کشیده در چهار طبقه اول با ارتقای عملکردی معادل ۳۰/۱ درصدی مناسب ترین نتیجه را ارائه می‌دهند. همچنین استفاده از اتصالات پس کشیده به تنهایی در طبقات فوقانی در قاب‌های سه طبقه موجب ارتقای عملکرد ناچیز حدود ۳ درصدی و در قاب‌های شش طبقه موجب کاهش عملکرد حدود ۳۰ درصدی به نسبت قاب با اتصالات جوشی شده است.

واژگان کلیدی: اتصالات پس کشیده با المان‌های مستهلک کننده انرژی (PTED)، ضریب کارایی عملکرد (PEF)، تحلیل تاریخیچه زمانی

۱- مقدمه

استفاده از روش پس کشیدگی موجب افزایش توان باربری اتصال و کاهش تغییرشکل‌های باقیمانده در اعضای اصلی اتصال می‌گردد [1]. بر همین اساس استفاده از این روش یکی از راهکارهای کاهش یا حذف تغییرشکل‌های ماندگار در اعضای اصلی سازه می‌باشد. استفاده از چنین سیستم‌هایی ابتدا در سازه‌های بتنی [2-5] و بعد از آن در سازه‌های فولادی توسط محققین مورد بررسی قرار گرفته است [6-9]. در تمامی تحقیقات مذکور مشاهده گردید که استفاده از این سیستم موجب کاهش تغییر مکان نسبی ماندگار می‌گردد. در ادامه تحقیقاتی از سوی پژوهشگران بر روی تأثیر تغییرات هریک از پارامترهای مؤثر در چنین اتصالاتی صورت پذیرفته است. هادیان فرد (۱۳۹۲) و شربتی اقدام به ارزیابی عددی اتصال پس کشیده دارای نبشی‌های روسری و زیرسری در ابتدای اتصال نموده‌اند [10]. در تحقیق مذکور مشاهده گردید که تقریباً تمام انرژی وارد به اتصال توسط نبشی‌ها جذب شده و سایر اجزای اتصال ارتجاعی باقی می‌مانند. خاتمی و گرامی (۱۳۹۶) اثرات نیروی پس کشیدگی اولیه را بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی داری اتصالات پس-کشیده ارزیابی نموده‌اند [11]. نتایج به دست آمده در این تحقیق بیانگر آن است که افزایش نیروی پس کشیدگی اگرچه منجر به کاهش جابه‌جایی نسبی جانبی ماندگار قاب می‌شود، اما افزایش بیش از حد آن، افزایش برش پایه و کاهش قابلیت اتلاف انرژی اتصالات را در پی خواهد داشت. عزیزی (۱۳۹۸) و سیاه‌پلو تأثیر مقاومت و مشخصات نبشی را بر رفتار اتصال فولادی پس-کشیده مورد بررسی قرار داده‌اند [12]. نتایج حاصله در پژوهش مذکور نشان می‌دهد که استفاده از سخت کننده برای نبشی، باعث افزایش ظرفیت خمشی، افزایش استهلاک انرژی، افزایش سختی اولیه و سختی ماندگار اتصال می‌شود.

بررسی‌هایی نیز در ارزیابی تأثیر چنین سیستم‌هایی بر روی خرابی پیش‌رونده توسط محمدی و اینانلو (۱۳۹۸) صورت پذیرفته [13] که نشان می‌دهد افزایش نیروی پس کشیدگی کابل‌ها بیشترین تأثیر را بر کاهش پاسخ سازه در برابر خرابی

پیش‌رونده دارد. همچنین گرامی و همکاران (۱۳۹۸) عملکرد قاب‌های پنج، هشت و دوازده طبقه با اتصالات خمشی رایج و اتصالات پس کشیده، تحت توالی لرزه‌ای را بررسی نموده‌اند [14]. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که استفاده از اتصال پس کشیده منجر به بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی در برابر توالی لرزه‌ای می‌گردد.

اتصال پس کشیده با المان‌های میراکننده انرژی (PTED) یکی حائلهای سیستم‌های برگشت‌پذیر در قاب‌های خمشی فولادی می‌باشد که توسط محققین معرفی و ارزیابی گردیده-است. اتصال مذکور شامل میلگردهای پرمقاومت فولادی (PT) به موازات محور تیر (که توسط ستون‌های خارجی قاب مقید شده‌اند) و میلگردهای مستهلک کننده انرژی (ED) در بالا و پایین تیر می‌باشد. میلگردهای PT نیروی بازگرداننده‌ای را تأمین می‌نمایند که سازه را بعد از یک تغییر مکان، به حالت اولیه-اش بازمی‌گرداند. میلگردهای ED در اثر نیروی محوری می-توانند جاری شده و موجب استهلاک انرژی گردند [15]. استهلاک انرژی در سازه PTED محدود به المان ED بوده و تغییر شکل غیرخطی قابل توجهی در المان‌های تیر و ستون رخ نمی‌دهد [16,17].

اخیراً توسعه قابل توجهی در زمینه سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای پس کشیده، به دلیل توانایی آنها در کاهش هزینه‌های تعمیرات سازه‌ای پس از زلزله، صورت پذیرفته [18] و حالت‌های مختلفی از سیستم قاب خمشی فولادی خودمركزگرا توسط محققین پیشنهاد گردیده‌است [19-21]. در تمامی حالت‌های پیشنهادی مذکور، از طریق مکانیزم بازشدگی فضای بین تیر و ستون خسارت به اعضای اصلی سازه کاهش یافته‌است. به‌طور کلی پس از تجربه نمودن یک زلزله عمده، تنها نیاز به تعویض المان‌های مستهلک کننده انرژی در سیستم‌های پس کشیده می‌باشد [22,23].

پس از قطعیت یافتن مزایایی نظیر حذف تغییرشکل‌های ماندگار و همچنین عدم وارد گردیدن خسارت به المان‌های تیر و ستون در اتصالات پس کشیده بازگشت پذیر، پیاده‌سازی اینگونه اتصالات در بهسازی لرزه‌ای قاب‌های خمشی توسط محققین

۲- درستی آزمایی

به منظور مدل‌سازی قاب خمشی دارای اتصال پس‌کشیده، مدل‌سازی به روش اجزاء محدود [26-28] و مدل‌سازی با معرفی المان‌های اتصال پس‌کشیده به وسیله المان فنر [29] از جمله راهکارهای استفاده شده توسط محققین می‌باشد. زمان تحلیل بالا در مدل‌سازی به روش اجزاء محدود و عدم نمود بیرونی مستقیم از رفتار اعضای اتصال در روش مدل‌سازی با المان فنر موجب گردید تا روش‌های مذکور مورد استفاده قرار نگیرند. نهایتاً با هدف افزایش کاربردی بودن و همچنین کاهش مدت زمان مدل‌سازی و تحلیل، مدل‌سازی مجزای المان‌های اتصال در محیط نرم‌افزار Perform3d انتخاب گردید زیرا امکان مدل‌سازی المان‌هایی با قابلیت بازشدگی و پس‌تندگی را دارد و همچنین امکان انجام تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی در زمان محدود را فراهم می‌نماید [30]. در درستی آزمایی مدل‌سازی، کار آزمایشگاهی کریستوپولوس [15] در نظر گرفته شده است (شکل ۲).

شکل ۲. مدل آزمایشگاهی اتصال پس‌کشیده با المان‌های مستهلک‌کننده [15]

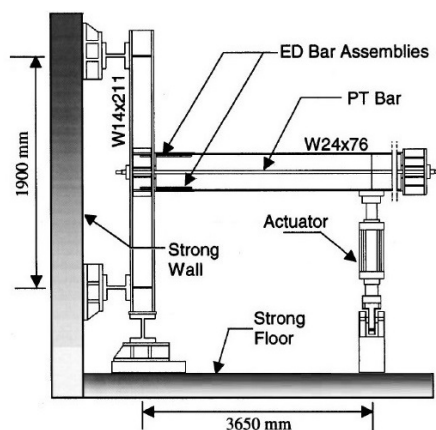


Fig. 2. Experimental model of posttensioned [15]

منطبق با کار آزمایشگاهی صورت پذیرفته، مدل‌سازی المان‌های تیر، ستون، المان صلب، اتصال، ED و PT به گونه‌ای که در شکل ۳ نمایش داده شده در نرم‌افزار Perform3d صورت پذیرفته است. با توجه به الگوی افقی بارگذاری نرم افزار Perform3d، تیر و المان PT بصورت قائم (در راستای محور V) و المان ستون بصورت افقی (در راستای محور H1)

مورد ارزیابی عددی و آزمایشگاهی قرار گرفته است. صابری و همکاران در سالهای ۲۰۱۶ و ۲۰۱۷ اتصالی با صفحه‌های انتهایی پیچ‌شده ضعیف [24] و با صفحات با پیچ‌های ضعیف [25] را پس از بهسازی با کابل‌های پس‌کشیده مورد ارزیابی آزمایشگاهی قرار داده‌اند. در این پژوهش‌ها مشاهده گردیده که ظرفیت خمشی و سختی دورانی اتصال بهسازی شده با کابل‌های پس‌کشیده ارتقاء یافته و بکارگیری کابل‌های پس‌کشیده موجب کاهش تغییر شکل‌های ماندگار گردیده است.

بهسازی تنها تعدادی از طبقات با بکارگیری اتصالات پس‌کشیده هدف اصلی این پژوهش می‌باشد که این امر موجب صرفه جویی اقتصادی-زمانی قابل توجهی می‌گردد. در این صورت پس از اتمام عملیات بهسازی، برخی از طبقات دارای اتصالات جوشی رایج و برخی از طبقات دارای اتصالات پس‌کشیده خواهند بود. از بین انواع سیستم‌های قاب خمشی فولادی با اتصال خودمرکزگرا که توسط محققین پیشنهاد گردیده‌اند، اتصال PTED در ارزیابی‌های این پژوهش انتخاب و مدل‌سازی گردیده است. همان‌طور که در شکل ۱ نمایش داده شده است، یک اتصال PTED شامل کابل‌های پس‌کشیده (PT) و المان‌های مستهلک‌کننده انرژی (ED) می‌باشد. انتخاب اتصال PTED به این دلایل صورت پذیرفته است: (۱) عملکرد خودمرکزگرای مناسب تحت اعمال بارگذاری لرزه‌ای؛ (۲) سادگی ساخت و نصب المان مستهلک‌کننده در این نوع سیستم که به سادگی با مقاطع لوله و میلگرد ساخته می‌شود؛ (۳) امکان قرارگیری تمام اجزای اتصال در حد فاصل دو بال تیر (محدوده سقف کاذب).

شکل ۱. تصویر اتصال پس‌کشیده با المان‌های مستهلک‌کننده انرژی [15]

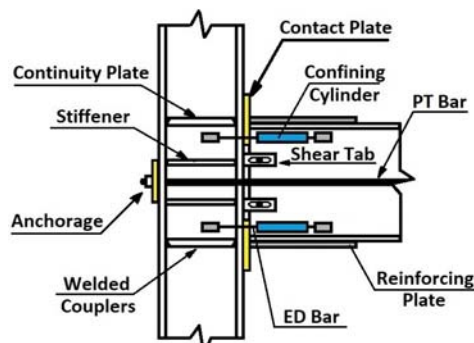


Fig. 1. The schematic representation of the posttensioned connection with the energy dissipating elements (PTED) [15]

شکل ۳. جزئیات مدل‌سازی تیر-ستون با اتصال PTED در نرم‌افزار

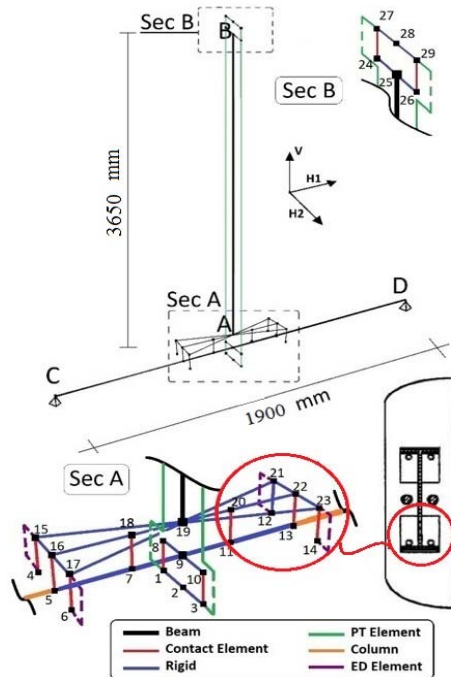


Fig. 3. The details of PTED connection in Perform3d Software

المان صلب از مقاطع غیر استاندارد با ابعاد صفر با مقاومت محوری، برشی و خمشی بالا تعریف شده تا از عملکرد صلب آن اطمینان حاصل گردد. نهایتاً مطابق شکل ۳ المان‌های تیر، ستون، صلب، PT، ED و Contact مدل‌سازی شده و مقیدشدگی‌های مطابق جدول ۲ بین گره‌های مختلف معرفی گردیده‌است.

جدول ۲. مقیدشدگی‌های اعمال گردیده بین نقاط در روند مدل‌سازی

Node Number		Node Number		Node Number		Node Number	
4-5	26-27	4-5-6-8	10-12	15-16	17-18	24-25	26-27
6-8	10-12	13-14	20-21	21-23	28-29	26-27	28-29
13-14	21-23	28-29					
H1	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
V	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
R2	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
RV	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

SLV: Terms H1 and V are displacement in H1 and V direction and R2 and RV rotation around H2 and V axis respectively.

Table 2. The constraints applied between the nodes

به منظور اعمال بار رفت و برگشتی، نرم‌افزار تنها می‌تواند یک تحلیل پوش‌آور انجام دهد و امکان اعمال چند تحلیل پوش‌آور پشت‌سرهم وجود ندارد. برای اعمال بار رفت و برگشتی رویه‌ای ابتکاری که در ادامه بیان گردیده مد نظر قرار گرفته شده‌است. در این رویه یک کنترل‌کننده جابجایی نسبی بین نقاط ۹ و ۲۸ در

مدل‌سازی گردیده‌است. جابجایی کلیه گره‌ها در راستای H2 مقید شده‌اند تا عملکرد دویعدی اتصال تأمین گردد. مطابق کار آزمایشگاهی مقاطع W14x211 و W24x76 به ترتیب به تیر و ستون اختصاص داده شده‌است.

مدل‌سازی المان‌های PT و ED به صورت Steel Bar صورت پذیرفته‌است. از مصالح غیرخطی فولادی tension-only برای معرفی PT و None-Buckling برای معرفی ED استفاده گردیده‌است. مطابق با کار آزمایشگاهی، سطح مقطع $\frac{3}{8}$ سانتی مترمربع (قطر ۲۲ میلیمتر) برای المان PT و $\frac{16}{8}$ (قطر هر کابل ۴۶ میلیمتر) سانتی‌مترمربع برای کابل‌ها اختصاص داده شده‌است. مشخصات DSI high strength bars با مدول الاستیسیته معادل 1.9×10^6 و تنش نهایی ۱۰۵۰۰ و تنش تسلیم معادل ۸۵۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع به کابل‌ها و مشخصات threaded bars با مدول الاستیسیته معادل 2.038×10^6 و تنش نهایی ۶۰۰۰ و تنش تسلیم معادل ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی-مترمربع به المان ED اختصاص داده شده‌است [31]. مدل رفتار غیر خطی اعضاء در جدول ۱ ارائه گردیده‌است.

جدول ۱. مشخصات غیرخطی المان‌های PT، ED، تیر و ستون

Element	Stress-Strain Diagram parameters	Slopes		strains			
		KH/KO	DY	DU	DX		
PT	FU	0.074	0.007	0.06	0.065		
ED	FY	0.005	0.001	0.135	0.14		
Beam/Column	KO	0.021	0.0013	0.0221	0.0224		

Table 1. Nonlinear specifications of PT, ED, beam and columns

کرنش اولیه‌ای معادل 0.0028 به کابل‌ها اعمال گردیده تا نیروی اولیه محوری ۶۵۵ کیلونیوتن مشابه کار آزمایشگاهی در المان تیر ایجاد گردد. المان اتصال با سختی کششی ناچیز و فشاری معادل 4.62×10^7 کیلوگرم نیرو بر سانتی‌متر مدل‌سازی گردیده‌است.

شکل ۵. پاسخ تغییر مکان نسبی کار آزمایشگاهی و مدلسازی انجام شده

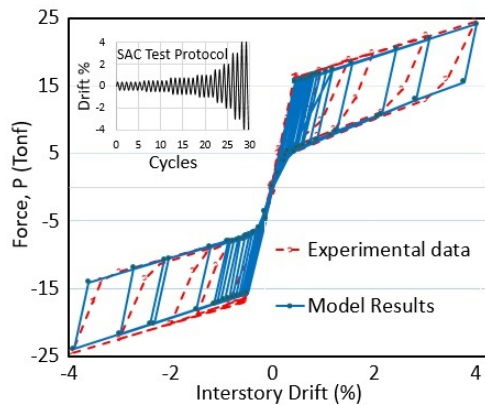


Fig. 5. Experimental and numerical cyclic response

۳- مدلسازی

دو سازه سه و شش طبقه با پلان مشابه، به منظور ارزیابی های این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است (شکل ۶). قاب های پیرامونی در راستای شرقی-غربی قاب خمشی ویژه و در راستای شمالی-جنوبی قاب مهاربندی شده می باشند. قاب های داخلی تنها بارهای ثقیلی و قابهای پیرامونی بار جانبی را تحمل می نمایند.

شکل ۶. پلان (a) و نمای (b) قاب های سه و شش طبقه مورد ارزیابی

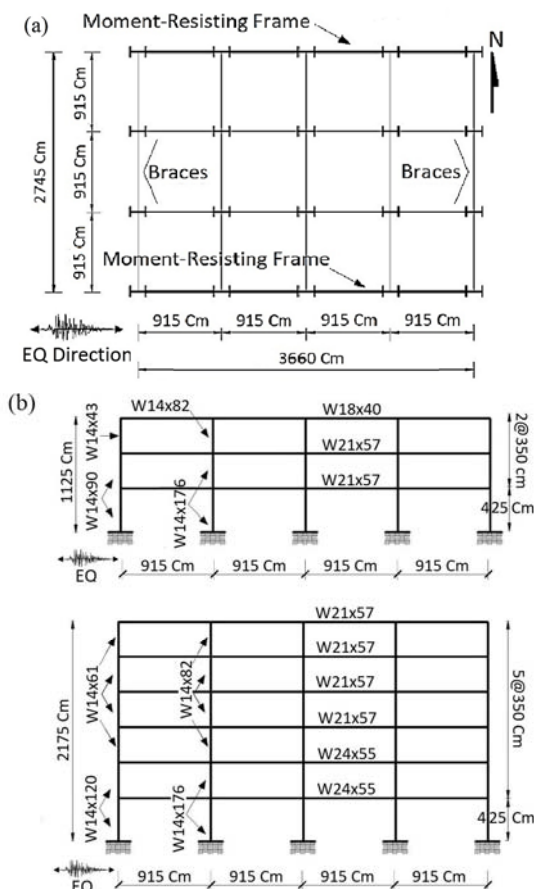


Fig. 6. Three and six-story planes (a) & elevations (b) evaluated

راستای مثبت محور H1 با نام اختصاری D1 تعریف گردیده است. به منظور تعریف یک پارامتر کنترل کننده جابجایی نسبی جدید نقطه ای آینه وار نسبت به نقطه ۹ تعریف شده است. در ادامه کنترل کننده جابجایی نسبی بین نقطه ۲۸ و نقطه جدید با نام D2 تعریف شده تا زمانی که بار در راستای مثبت محور H1 وارد می شود از کنترل کننده D1 و زمانی که بار در راستای منفی محور H1 وارد می گردد، از کنترل کننده D2 برای توقف تحلیل استفاده گردد (شکل ۴).

شکل ۴. نقطه مجازی معرفی گردیده و همچنین جابجایی های نسبی D1 و D2

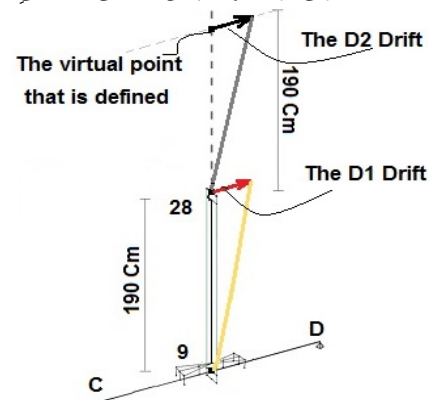


Fig. 4. Virtual point & relative displacements D1 and D2

مطابق رویه مذکور، ۳۲ حالت کنترل کننده بر اساس فیما-۳۵۰ [31] معرفی شده است. از سوی دیگر، یک بار افقی نقطه ای نیز در نقطه ۲۸ و در راستای مثبت محور H1 معرفی گردیده است. نهایتاً با معرفی ۳۲ چرخه بصورت بار ثقیلی، با ضریب مثبت برای بارهای رفت و با ضریب منفی برای بارهای برگشت، و اعمال محدودیت جابجایی نسبی و اعمال پشت سرهم و تجمعی آنها، شبیه سازی اعمال بارگذاری رفت و برگشتی صورت پذیرفته و پاسخ سازه تحت بارگذاری مذکور به صورت نمایش داده شده در شکل ۵ ترسیم گردیده که مطابقت مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد (خطای حدود ۶ درصد).

جدول ۵. توزیع اتصالات پس کشیده در طبقات مختلف

3 story		6 story	
Frame Name	PTED Stories	Frame Name	PTED Stories
3st-MRF	No story	6st-MRF	No story
3st-PTED	All stories	6st-PTED	All stories
t-1	1	s-1	1,2
t-2	2	s-2	3,4
t-3	3	s-3	5,6
t-4	1,2	s-4	1,2,3
t-5	1,3	s-5	2,3,4
t-6	2,3	s-6	3,4,5
		s-7	4,5,6
		s-8	2,3,4,5

Table 5. The distribution of PTED connections on floors

۴- انجام تحلیل

در ادامه بر روی هشت قاب سه طبقه و ده قاب شش طبقه (معرفی گردیده در جدول ۵) در نرم افزار پرفرم تحلیل تاریخچه زمانی انجام گردیده است. در تحلیل های این پژوهش، از پانزده رکورد زلزله با شدت ها، مدت زمان و محتوای فرکانسی مختلف که در FEMA-P695 ارائه گردیده استفاده شده است [35] (جدول ۶).

جدول ۶. مشخصات رکوردهای زلزله

Name	Earthquake event	Year	Station	Mw	t_d (s)	RJB (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)
EQ1	Northridge	1994	Beverly Hills-Mulhol	6.7	30	9.4	0.488	63
EQ2	Northridge	1994	Canyon Country-WLC	6.7	20	11.39	0.471	45
EQ3	Duzce, Turkey	1999	Bolu	7.1	56	12	0.805	62
EQ4	Hector Mine	1999	Hector	7.1	45	10.3	0.328	42
EQ5	Imperial Valley	1979	Delta	6.5	100	22	0.349	33
EQ6	Imperial Valley	1979	El Centro Array #11	6.5	39	12.5	0.379	42
EQ7	Kobe, Japan	1995	Nishi-Akashi	6.9	41	7	0.483	37
EQ8	Kobe, Japan	1995	Shin-Osaka	6.9	41	19.1	0.233	38
EQ9	Kocaeli, Turkey	1999	Duzce	7.5	27	13.6	0.364	59
EQ10	Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	7.5	30	10.5	0.21	40
EQ11	Landers	1992	Yermo Fire Station	7.3	44	23.6	0.244	52
EQ12	Landers	1992	Coolwater	7.3	28	19.7	0.417	42
EQ13	Loma prieta, USA	1989	Capitola	6.9	40	8.6	0.511	35
EQ14	Loma prieta, USA	1989	Gilroy Array #3	6.9	40	12.2	0.559	45
EQ15	Manjil, Iran	1990	Abbar	7.3	53	12.5	0.514	54

Table 6. The ground motion characteristics

۵- ارزیابی کفایت هر سازه

شاخص نسبی عملکرد (RPI_1) توسط محققین در ارزیابی عملکرد سازه ها استفاده شده است [36,37]. در این تحقیق مشابه پژوهش های آپوستولاکیس و همکاران [33,34]، تغییر مکان نسبی بیشینه و ماندگار، جذر میانگین مربعات و بیشینه شتاب در ارزیابی قابها مدنظر قرار گرفته شده است. لازم به ذکر است در محاسبه تغییر مکان ماندگار به انتهای زلزله صد ثانیه صفر اضافه شده و RMS بر اساس رابطه ۱ محاسبه می گردد.

سازه سه طبقه مورد بررسی در این پژوهش ابتدا در تحقیق شن و همکاران [32] طراحی و در ادامه در تحقیق آپوستولاکیس مورد بازطراحی و ارزیابی قرار گرفته شده است [33]. در سال ۲۰۱۴ از اتصال PTED جهت تأمین مقاومت خمشی قاب سه طبقه مذکور استفاده گردیده است [34]. زمان تناوب های اول تا سوم قاب خمشی با اتصالات PTED در پژوهش مذکور و همچنین قاب سه طبقه ی مدلسازی گردیده در این پژوهش در جدول ۳ ارائه گردیده است.

جدول ۳. دوره های تناوب قاب سه طبقه پژوهش سال ۲۰۱۴ [34] و پژوهش فعلی

Frame	T1	T2	T3
The 3-story frame presented in the 2014 research [31]	0.92	0.29	0.14
The 3-story frame modeled in this research	0.917	0.31	0.16

Table 3. The periods of the three-story frames

در ادامه، با پلان، آئین نامه و بارگذاری مشابه با سازه سه طبقه، قاب شش طبقه با اتصالات خمشی رایج و با اتصالات پس کشیده در تمامی طبقات، بر اساس رویه پیشنهادی مرجع مذکور، طرح و در نرم افزار پرفرم مدلسازی گردیده است (جدول ۴).

جدول ۴. پارامترهای مدلسازی قاب PTED در دو سازه سه و شش طبقه

Story Level	3-Story Frame			6-Story Frame					
	St1	St2	St3	St1	St2	St3	St4	St5	St6
K_{PT} (tonf/Cm)	6	6	9	9	9	6	6	9	9
A_{ED} (Cm ²)	7	7	5.8	8.5	8.5	7	7	5.8	5.8
L_{ED} (Cm)	58.4	38.1	58.4	58.4	58.4	58.4	38.1	38.1	38.1
$F_{init,PT}$ (%FU)	0.3	0.36	0.26	0.3	0.3	0.36	0.36	0.26	0.26

Table 4. The PTED parameters of three and six-story frames

به منظور ارزیابی حالات مختلف توزیع پس کشیدگی در طبقات، برای قاب سه طبقه کلیه حالات ممکن و برای قاب شش طبقه تعدادی حالت بر اساس قضاوت مهندسی مورد بررسی قرار گرفته است. حالات بررسی گردیده و الگوی نام گذاری قابهای مذکور در جدول ۵ نمایش داده شده است.

$$RPI = \alpha \times MDR + \beta \times RDR + \gamma \times RMSAR + \delta \times MAR \quad (3)$$

$$MDR = \frac{MaxDrift_{Frame}}{MaxDrift_{MRF}} ; \quad RDR = \frac{ResDrift_{Frame}}{ResDrift_{MRF}}$$

$$RMSAR = \frac{RMSAcc_{Frame}}{RMSAcc_{MRF}} ; \quad MAR = \frac{MaxAcc_{Frame}}{MaxAcc_{MRF}}$$

در رابطه ۳ MaxDrift، ResDrift، RMSAcc و MaxAcc به ترتیب بیشینه تغییر مکان نسبی، تغییر مکان ماندگار، جذر میانگین مربعات شتاب و بیشینه شتاب می‌باشند. ضرایب α ، β ، γ و δ در رابطه ۳ ضرایب وزنی هستند که مجموع آنها معادل یک و مقادیر مختلفی بین ۰ تا ۱ را می‌توانند داشته باشند. در این تحقیق برای ضرایب مذکور ۱۵ حالت در نظر گرفته شده است (جدول ۷).

جدول ۷. مقادیر در نظر گرفته شده برای ضرایب α ، β ، γ و δ

Different weight factor scenarios															
Weight Factor	RPI ₁	RPI ₂	RPI ₃	RPI ₄	RPI ₅	RPI ₆	RPI ₇	RPI ₈	RPI ₉	RPI ₁₀	RPI ₁₁	RPI ₁₂	RPI ₁₃	RPI ₁₄	RPI ₁₅
α	1	0	0	0	$\frac{1}{4}$	0	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$
β	0	1	0	0	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	0	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{6}$
γ	0	0	1	0	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	0	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$
δ	0	0	0	1	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	0	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$

Table 7. The values considered for weight coefficients

بر روی هر قاب، پانزده تحلیل تاریخچه زمانی (رکوردهای زلزله جدول ۶) انجام می‌گردد و میانگین پاسخ‌ها برداشت و بیشینه آن محاسبه می‌شود. بیشینه مذکور در محاسبات رابطه ۳ مورد استفاده قرار می‌گیرد. در گام بعد مقادیر مختلف ضرایب وزنی در رابطه ۳ قرارداد و پانزده مقدار برای RPI محاسبه گردیده، میانگین گرفته و مقدار نهایی RPI برای هر قاب تعیین می‌گردد.

$$RMSAcc = \max \left\{ \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N [Acc_i(t_j)]^2}{N}} \right\}, \text{ for } i = 1, \dots, N_{story} \quad (1)$$

که در رابطه ۱ $Acc_i(t_j)$ و N به ترتیب شتاب نسبی طبقه i ام در گام زمانی j ام و تعداد گام‌زمانی در طول مدت زمان زلزله (t_d در جدول ۶) می‌باشد. در شکل ۷ پاسخ قاب‌های سه و شش طبقه با اتصالات رایج در تمامی طبقات نمایش داده شده است.

شکل ۷. پاسخ تغییر مکان بیشینه و ماندگار، جذر میانگین مربعات و بیشینه شتاب قاب‌های 3st-MRF (تصویر a) و 6st-MRF (تصویر b)

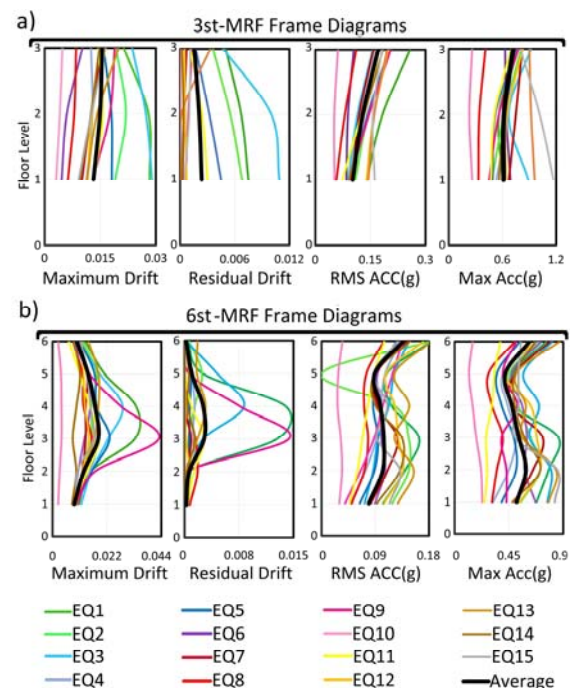


Fig. 7. Diagrams of 3st-MRF (a) and 6st-MRF (b) frame responses (drift & acceleration)

پارامتر ضریب عملکرد (PF_1) بر اساس رابطه ۲ به منظور ارزیابی عملکرد هر سازه مدنظر قرار گرفته شده و پارامتر RPI در مخرج رابطه ۲ به صورت نمایش داده شده در رابطه ۳ محاسبه می‌گردد.

$$PF = \frac{1}{RPI} \quad (2)$$

از شکل ۸ مشاهده می‌گردد در قاب سه طبقه، استفاده از اتصالات-پس کشیده در طبقات موجب کاهش مقادیر تغییر مکان نسبی و شتاب گردیده و تنها در قاب t-2 مقدار بیشینه تغییر مکان نسبی، و در قاب t-3 مقدار جذر میانگین مربعات شتاب بیشتر از مقادیر آن در قاب با اتصالات رایج در تمامی طبقات شده است. بیشترین کاهش بیشینه تغییر مکان در قاب 3st-PTED، بیشترین کاهش جذر میانگین مربعات شتاب در قاب t-5 و بیشترین کاهش بیشینه شتاب در قاب 3st-PTED مشاهده می‌گردد. در ادامه مقادیر RPI_1 تا RPI_4 برای قاب‌های شش طبقه در شکل ۹ ارائه گردیده است.

شکل ۹. مقادیر RPI قاب‌های شش طبقه؛ (a): حالت اول (RPI_1)، (b): حالت اول (RPI_2)، (c): حالت اول (RPI_3)، (d): حالت اول (RPI_4)

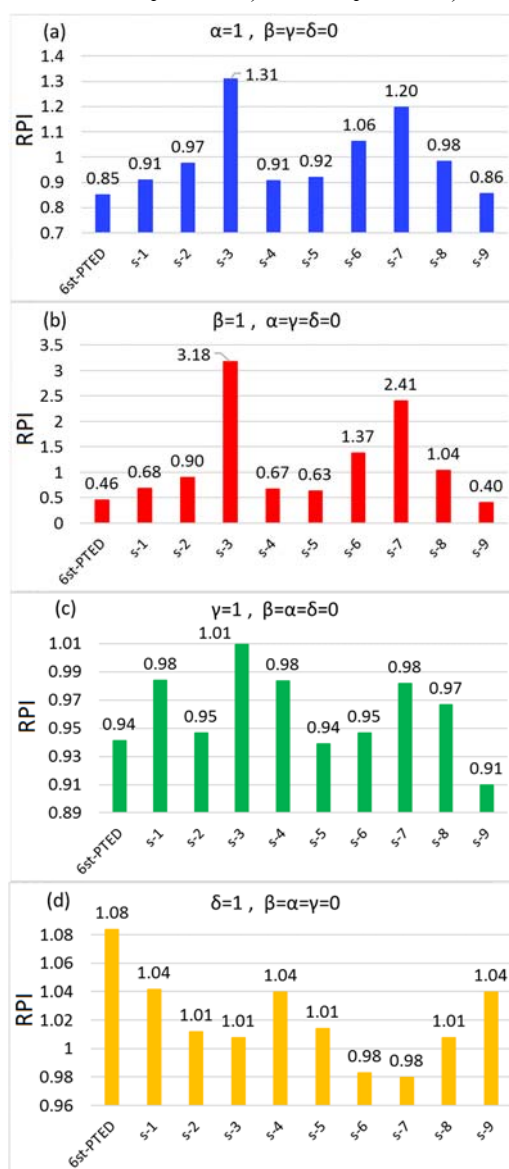


Fig. 9. RPI values of six-story frames, a) first scenario, b) second scenario, c) third scenario, and d) fourth scenario

چهار حالت اول پیشنهاد گردیده در جدول ۷ امکان مقایسه پاسخ هریک از قاب‌ها با پاسخ قاب با اتصالات رایج در تمامی طبقات را فراهم می‌نماید و میتوان روابط ۴ را استخراج نمود:

$$RPI_1 = \frac{\text{MaxDrift}_{\text{Frame}}}{\text{MaxDrift}_{\text{MRF}}} ; \quad RPI_2 = \frac{\text{ResDrift}_{\text{Frame}}}{\text{ResDrift}_{\text{MRF}}} \quad (4)$$

$$RPI_3 = \frac{\text{RMSAcc}_{\text{Frame}}}{\text{RMSAcc}_{\text{MRF}}} ; \quad RPI_4 = \frac{\text{MaxAcc}_{\text{Frame}}}{\text{MaxAcc}_{\text{MRF}}}$$

لیکن RPI_1 امکان مقایسه بیشینه تغییر مکان نسبی، RPI_2 مقایسه تغییر مکان ماندگار، RPI_3 مقایسه جذر میانگین مربعات شتاب و RPI_4 مقایسه بیشینه شتاب قاب را فراهم می‌نماید.

شکل ۸. مقادیر RPI قاب‌های سه طبقه؛ (a): حالت اول (RPI_1)، (b): حالت اول (RPI_2)، (c): حالت اول (RPI_3)، (d): حالت اول (RPI_4)

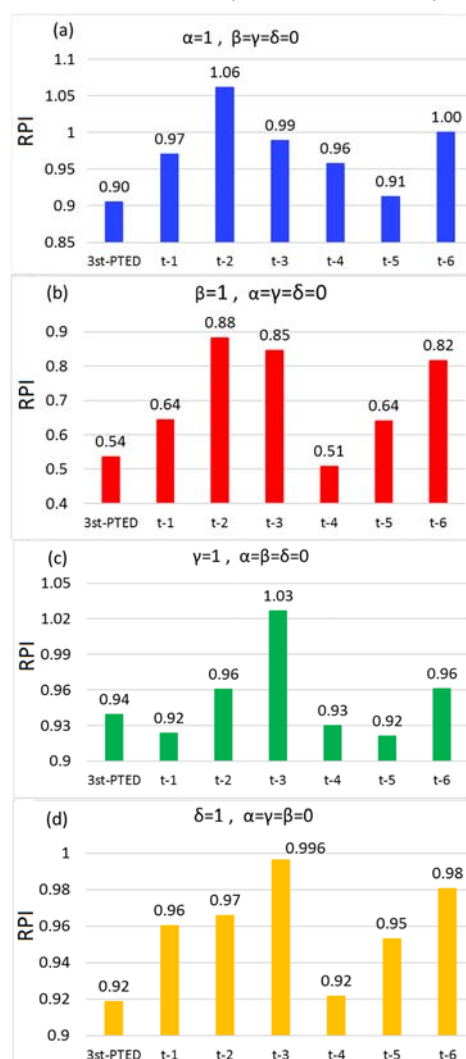


Fig. 8. RPI values of three-story frames, a) first scenario, b) second scenario, c) third scenario, and d) fourth scenario

جدول ۸. مقادیر RPI, PF, n و PEF قاب‌های سه طبقه

Frame Name	PT Stories	RPI	PF	n	PEF
3st-PTED	All Stories	0.825	1.233	3	0.078
t-1	1	0.875	1.153	1	0.153
t-2	2	0.968	1.035	1	0.035
t-3	3	0.964	1.039	1	0.039
t-4	1,2	0.829	1.232	2	0.116
t-5	1,3	0.857	1.177	2	0.088
t-6	2,3	0.940	1.066	2	0.033

Table 8. The RPI, PF, n and PEF values of three-story frames

بر اساس مقادیر جدول ۸ مشاهده می‌گردد که بالاترین مقادیر ضریب عملکرد (PF) متعلق به قابهای 3st-PTED و t-4 می‌باشد و بترتیب موجب ارتقای ۲۳/۳ و ۲۳/۲ درصدی عملکرد در مقایسه با قاب با اتصالات رایج می‌گردد (شکل ۹).

شکل ۱۰. مقادیر PF در قاب‌های سه طبقه

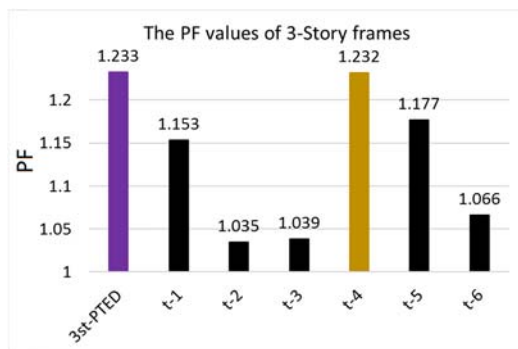


Fig. 10. The PF values of three-story frames

بر اساس شکل ۱۰ مشاهده می‌گردد کمترین ارتقای عملکرد متعلق به قاب‌های t-2 و t-3 می‌باشد (حدود ۳ درصد) که در هر دو قاب تنها در طبقات فوقانی از اتصالات پس‌کشیده استفاده گردیده‌است. با توجه به مقادیر پارامتر n (تعداد طبقات دارای اتصالات PTED)، مقدار ضریب PEF هریک از قاب‌های سه طبقه در ستون آخر جدول ۷ محاسبه و در شکل ۱۱ نشان داده شده است. بالاترین مقدار PEF متعلق به قابهای t-1 و t-4 و بترتیب معادل ۰/۱۵۳ و ۰/۱۱۶ می‌باشد. بنابراین به ازای هر یک طبقه استفاده از اتصالات PTED در قاب t-1 مقدار ۱۵/۳ درصد و در قاب t-4 مقدار ۱۱/۶ درصد عملکرد قاب به نسبت عملکرد قاب با اتصالات رایج جوشی در تمامی طبقات ارتقاء می‌یابد. قاب t-1 با استفاده از اتصالات پس‌کشیده تنها در یک طبقه موجب ارتقای ۱۵/۳ درصدی عملکرد سازه گردیده که در

با بررسی شکل ۹ مشاهده می‌گردد در قابهای s-3، s-7 و s-6 مقادیر تغییر مکان نسبی بیشینه و ماندگار از مقدار آن در قاب با اتصالات رایج در تمامی طبقات بزرگتر گردیده است. همچنین مشاهده می‌گردد در اکثر قابها (بجز قاب‌های s-7 و s-6) مقادیر بیشینه شتاب از مقدار آن در قاب با اتصالات رایج در تمامی طبقات بیشتر شده که نشان می‌دهد استفاده از اتصالات پس‌کشیده در اکثر حالات قاب شش طبقه موجب افزایش بیشینه پاسخ شتاب قاب به نسبت قاب با اتصالات رایج می‌گردد. پس از محاسبه پانزده مقدار RPI اقدام به میانگین‌گیری نموده و به هر یک از قابها یک RPI اختصاص یافته و بر اساس رابطه ۲ مقدار پارامتر PF برای هر یک از قاب‌ها محاسبه می‌گردد (جداول ۸ و ۹).

۵-۱- ضریب کارایی عملکرد (PEF)

در این تحقیق به منظور ارزیابی کارایی استفاده از اتصالات پس‌کشیده در هر طبقه ضریب کارایی عملکرد (PEF) معرفی و مورد استفاده قرار گرفته است (رابطه ۵). رابطه مذکور تنها برای قاب‌هایی قابل استفاده می‌باشد که عملکرد آنها از عملکرد قاب با اتصالات خمشی جوشی در تمامی طبقات بهتر باشد ($PF \geq 1$).

$$PEF = \frac{PF-1}{n} ; PF \geq 1 \quad (5)$$

در رابطه ۵، n عبارت است از تعداد طبقاتی از قاب که در آنها از اتصالات پس‌کشیده استفاده گردیده‌است. مد نظر قرارداد PEF هم در طراحی اولیه یک قاب و هم در پیشنهاد طرح مقاوم‌سازی برای یک قاب موجود حائز اهمیت می‌باشد. در معرفی ضریب مذکور، بحثی در رابطه با تفاوت هزینه اجرای اتصالات پس‌کشیده صورت نپذیرفته است زیرا این تفاوت هزینه مقادیر متفاوتی بوده و استخراج آن نیازمند پژوهش‌های دقیق اقتصادی می‌باشد. با این حال PEF در مقایسه‌ی سناریوهای مختلف استفاده از اتصالات پس‌کشیده در طبقات می‌تواند مفید باشد. مقادیر PEF برای قاب‌ها با احتساب مقدار متوسط PF در ستون آخر جداول ۸ و ۹ بترتیب برای قاب‌های سه و شش طبقه محاسبه و نمایش داده شده‌است.

4 در شکل ۱۳ ارائه گردیده است. لازم به ذکر است بر روی هر یک از قاب‌های مذکور پانزده تحلیل تاریخه‌زمانی (معرفی گردیده در جدول ۶) صورت پذیرفته و میانگین پاسخ پانزده تحلیل مذکور در نمودارهای شکل ۱۳ ارائه گردیده است.

شکل ۱۳. پاسخ بیشینه تغییر مکان نسبی، تغییر مکان ماندگار، جذر میانگین مربعات شتاب و بیشینه شتاب قاب‌های 3st-MRF، 3st-PTED و t-4

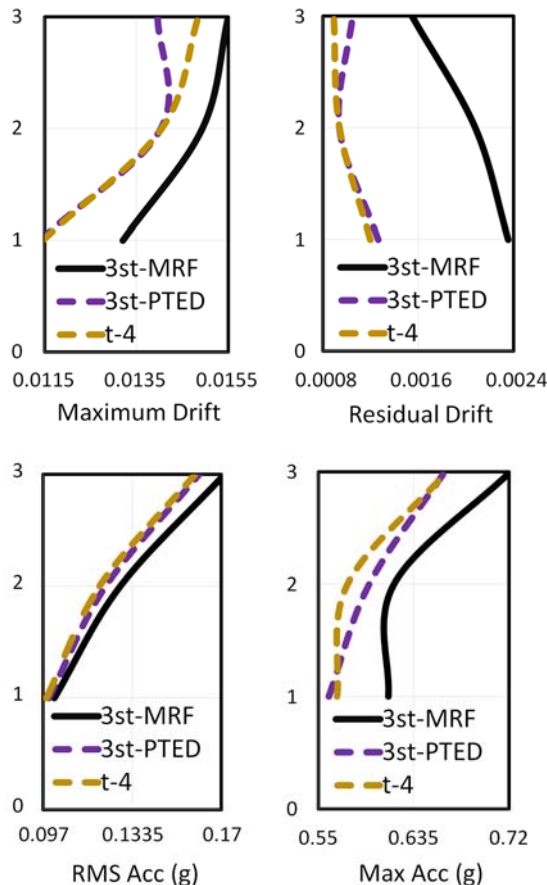


Fig. 13. Diagrams of 3st-MRF, 3st-PTED and t-4 frame responses (Drift & Acceleration)

بر اساس شکل ۱۳ مشاهده می‌گردد با بهسازی قاب با اتصالات رایج جوشی در تمامی طبقات بصورت قاب‌های 3st-PTED و t-4 مقادیر بیشینه تغییر مکان نسبی، تغییر مکان ماندگار، جذر میانگین مربعات شتاب و بیشینه شتاب در تمامی طبقات کاهش می‌یابد که نشان دهنده مؤثر بودن روش بهسازی با اتصالات PTED می‌باشد. در اشکال ۱۴ و ۱۵ به ترتیب نمودار برش پایه نسبت به جابجایی نسبی بام و نمودار جابجایی بام نسبت به زمان برای قاب‌های 3st-MRF، 3st-PTED و t-4 ارائه شده است.

صورت کفایت این ارتقای عملکرد برای قاب، می‌تواند گزینه مناسبی جهت طرح نهایی بهسازی باشد.

شکل ۱۱. مقادیر PEF در قاب‌های شش طبقه

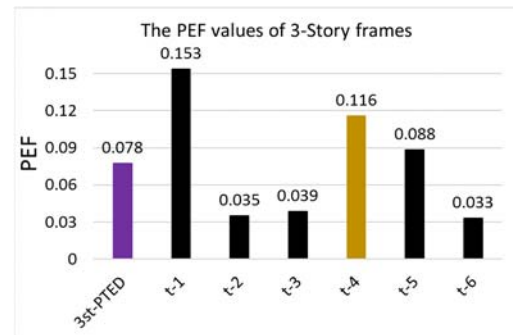


Fig. 11. The PEF values of three-story frames

ارزیابی ضرایب PF و PEF قاب‌های سه طبقه نشان می‌دهد که به منظور دستیابی به بالاترین ارتقای عملکرد قاب 3st-PTED و به منظور ارتقای عملکرد ضمن لحاظ نمودن مسائل اقتصادی، قاب t-4 بهترین گزینه جهت انتخاب بعنوان طرح بهسازی در بین قاب‌های سه طبقه می‌باشند. به عبارت دیگر در صورتیکه ۲۳/۳ درصد ارتقای عملکرد قاب مدنظر باشد بایستی حالت 3st-PTED بعنوان طرح بهسازی مدنظر قرارگیرد. این در حالیکه تنها با ۰/۱ درصد ارتقای عملکرد کمتر، می‌توان قاب t-4 را بعنوان طرح نهایی بهسازی در نظر گرفت و انتخاب قاب t-4 مزایای اقتصادی مناسبی برای بهسازی دارد زیرا قاب 3st-PTED در هر سه طبقه اقدام به اجرای اتصالات پس‌کشیده بایستی نمود در حالیکه در قاب t-4 تنها در دو طبقه از اتصالات پس‌کشیده استفاده می‌گردد (شکل ۱۲).

شکل ۱۲. وضعیت جانمایی اتصالات PTED در طبقات قاب t-4

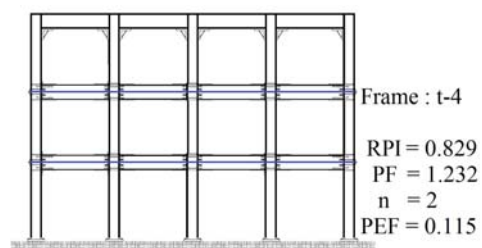


Fig. 12. The location of PTED connections in floors of t-4 frame

نمودارهای تغییر مکان نسبی بیشینه و ماندگار، جذر میانگین مربعات و بیشینه شتاب قاب‌های 3st-MRF، 3st-PTED و t-4

جدول ۹. مقادیر RPI, PF, n و PEF قاب‌های شش طبقه

Frame Name	PT Stories	RPI	PF	n	PEF
6st-PTED	All stories	0.83	1.239	6	0.040
s-1	1,2	0.90	1.11	2	0.057
s-2	3,4	0.96	1.05	2	0.023
s-3	5,6	1.63	0.67	2	0.0
s-4	1,2,3	0.90	1.12	3	0.041
s-5	2,3,4	0.88	1.15	3	0.051
s-6	3,4,5	1.09	0.92	3	0.0
s-7	4,5,6	1.39	0.75	3	0.0
s-8	2,3,4,5	0.99	1.002	4	0.0004
s-9	1,2,3,4	0.802	1.301	4	0.0753

Table 9. The RPI, PF, n and PEF values of six-story frames

همچنین مشاهده می‌گردد استفاده از اتصالات پس‌کشیده در قاب‌های s-3، s-7 و s-6 موجب کاهش عملکرد قاب به نسبت قاب با اتصالات پس‌کشیده در تمامی طبقات گردیده است ($PF < 1$) (شکل ۱۶). قاب s-3 در دو طبقه انتهایی و قاب s-7 در سه طبقه انتهایی دارای اتصالات پس‌کشیده می‌باشند و باعث بیشترین کاهش عملکرد (حدود ۳۰ درصد) گردیده‌اند و می‌توان بیان نمود که در قاب‌های شش طبقه مورد ارزیابی در این تحقیق، استفاده از اتصالات پس‌کشیده در طبقات فوقانی منجر به کاهش عملکرد قاب به نسبت عملکرد قاب با اتصالات رایج جوشی گردیده‌است.

شکل ۱۶. مقادیر PF در قاب‌های شش طبقه

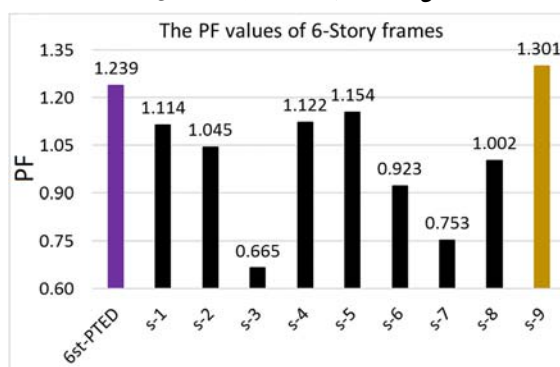


Fig. 16. The PF values of six-story frames

از سوی دیگر بالاترین مقدار PEF در بین قاب‌های شش طبقه متعلق به قاب‌های s-1 و s-9 بوده و بترتیب معادل ۰/۰۷۵۳ و ۰/۰۵۷ می‌باشد (شکل ۱۷). به این معنا که به ازای هر یک طبقه استفاده از اتصالات PTED، در قاب s-9 به میزان ۷/۵ درصد و در قاب s-1 به میزان ۵/۷ درصد عملکرد قاب به نسبت عملکرد قاب با اتصالات رایج جوشی در تمامی طبقات ارتقاء می‌یابد.

شکل ۱۴. برش پایه-جابجایی نسبی قاب‌های 3st-MRF، 3st-PTED و t-4

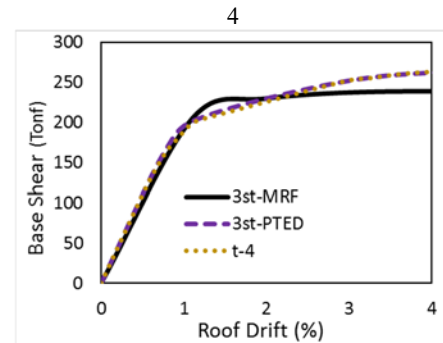


Fig. 14. Pushover Diagrams of 3st-MRF, 3st-PTED and t-4

بر اساس شکل ۱۴ مشاهده می‌گردد که قاب‌های 3st-PTED و t-4 به نسبت قاب 3st-MRF زودتر وارد فاز غیرخطی می‌گردد. شکل ۱۵ پاسخ جابجایی بام تحت رکورد زلزله EQ1 (ارائه گردیده در جدول ۶) برای قاب‌های فوق‌الذکر را نشان می‌دهد و مشاهده می‌گردد که پاسخ قاب‌های 3st-PTED و t-4 تقریباً بر هم منطبق بوده و به نسبت قاب 3st-MRF جابجایی ماندگار کمتری دارند.

شکل ۱۵. تغییر مکان بام قاب‌های 3st-MRF، 3st-PTED و t-4 تحت EQ1

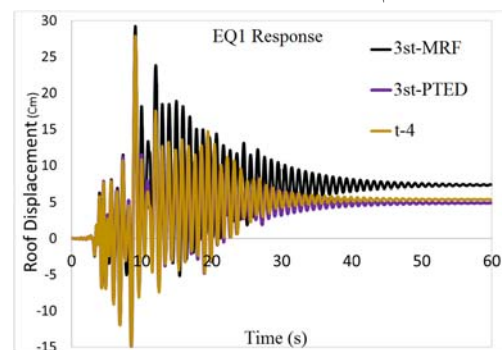


Fig. 15. Roof Displacement Response of 3st-MRF, 3st-PTED and t-4 frames Due to the application of the EQ1 earthquake

مقادیر RPI, PF و PEF قاب‌های شش طبقه مورد بررسی در این پژوهش در جدول ۹ ارائه گردیده و مشاهده می‌گردد که بالاترین مقادیر ضریب عملکرد (PF) متعلق به قاب‌های s-9 و 6st-PTED می‌باشد که به ترتیب معادل ۱/۳۰۱ و ۱/۲۳۹ است. این بدان معنی است که استفاده از قاب‌های مذکور، بترتیب موجب ارتقاء ۳۰/۱ و ۲۳/۹ درصدی عملکرد قاب شش طبقه می‌گردد.

شکل ۱۹. پاسخ های قاب های 6st-MRF، 6st-PTED و s-9

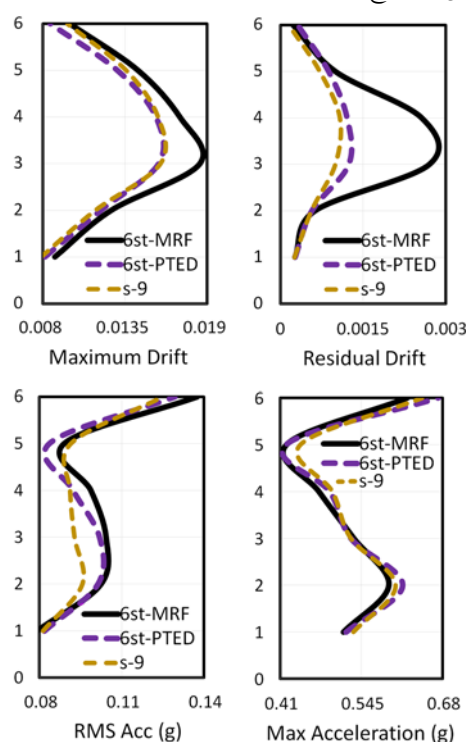


Fig. 19. Diagrams of 6st-MRF, 6st-PTED and s-9 frame responses

بر اساس شکل ۱۹ مشاهده می گردد با بهسازی قاب با اتصالات رایج جوشی در تمامی طبقات با تغییر آن به قاب های 6st-PTED و s-9، مقادیر تغییر مکان نسبی پیشینه و ماندگار و جذر میانگین مربعات شتاب در تمامی طبقات کاهش می یابد. این درحالیست که مقدار پیشینه شتاب در قاب های مذکور به نسبت قاب با اتصالات رایج جوشی مقداری افزایش یافته است. همچنین بر اساس شکل ۲۰ مشاهده می گردد که قاب های 6st-PTED و s-9 به نسبت قاب 3st-MRF برش پایه بالاتری را ارائه می نمایند.

شکل ۲۰. برش پایه-جابجایی نسبی قاب های 6st-MRF، 6st-PTED و s-9

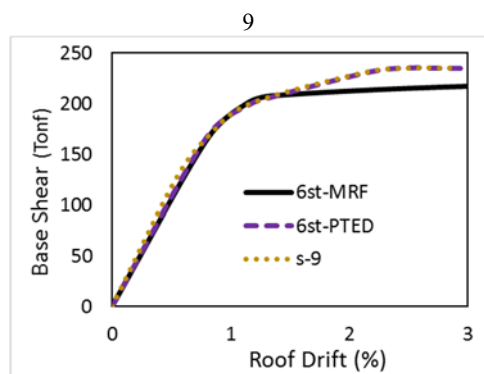


Fig. 20. Pushover Diagrams of 6st-MRF, 6st-PTED and s-9 frames

شکل ۱۷. مقادیر PF در قاب های شش طبقه

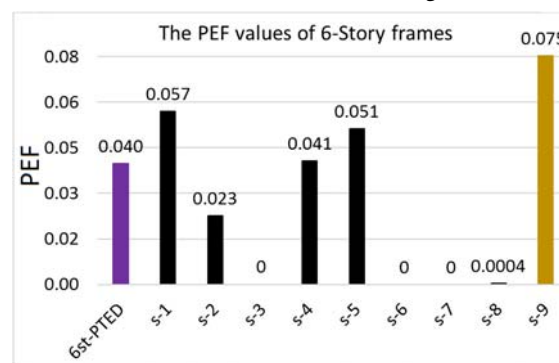


Fig. 17. The PEF values of six-story frames

مقادیر PEF برای قاب های s-3، s-6 و s-7 در شکل ۱۷ معادل صفر نمایش داده شده زیرا براساس رابطه ۵ محاسبه مقادیر PEF تنها برای قاب های با PF بزرگتر از یک امکان پذیر می باشد. بر اساس ارزیابی ضرایب PF و PEF برای قاب های شش طبقه به این جمع بندی می رسیم که قاب s-9 بهترین پیشنهاد برای بهسازی با استفاده از اتصالات پس کشیده در میان قاب های شش طبقه می باشد (شکل ۱۸). زیرا از یکسو بالاترین ارتقای عملکردی را در میان تمامی قاب ها دارد و از سوی دیگر این ارتقای عملکردی با بالاترین اثرگذاری (به عبارتی با بالاترین صرفه اقتصادی) حاصل گردیده است. همچنین بر اساس شکل ۱۷ مشاهده می گردد پس از قاب s-9، قاب 6st-PTED بالاترین ارتقای عملکردی را ارائه نموده است.

شکل ۱۸. وضعیت جانمایی اتصالات PTED در طبقات قاب s-9

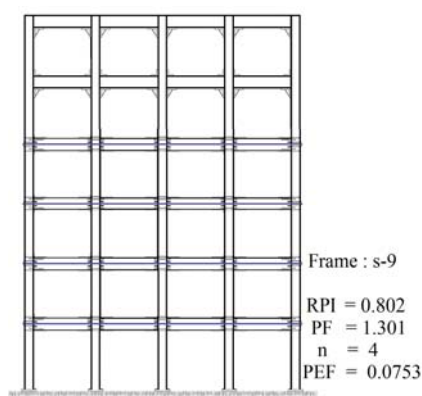


Fig. 18. The location of PTED connections in floors of s-9 frame در شکل ۱۹ پاسخ تغییر مکان نسبی و شتاب قاب های 6st-MRF، 6st-PTED و s-9 ارائه شده است.

حالات مختلف می‌تواند ثمرات اقتصادی مناسبی را داشته‌باشد. در بین قاب‌های سه طبقه قاب t-1 با استفاده از اتصالات پس-کشیده تنها در یک طبقه موجب ارتقای ۱۵/۳ درصدی عملکرد سازه گردیده و در صورت کفایت این میزان ارتقای عملکرد برای قاب، می‌تواند گزینه مناسبی باشد. همچنین در یک پروژه مقاوم-سازی در صورت عدم تزریق یکجای منابع مالی، می‌توان در گام اول با تبدیل قاب با اتصالات جوشی به قاب t-1 موجب ارتقای اولیه و پس از تامین مالی مورد نیاز، قاب t-1 را به قاب 3st-PTED یا t-4 تبدیل و بالاترین عملکرد را تامین نمود.

در بین قابهای شش طبقه قاب s-9 بالاترین عملکرد و بالاترین تاثیرگذاری را تامین می‌نماید. قاب مذکور با استفاده از اتصالات پس‌کشیده در چهار طبقه ابتدایی خود، موجب ارتقای عملکردی ۳۰/۱ درصدی به نسبت قاب با اتصالات رایج جوشی در تمامی طبقات گردیده که از ارتقای عملکردی قاب 6st-PTED هم بالاتر است. به عبارت دیگر، قاب 6st-PTED با استفاده از اتصالات پس‌کشیده در تمامی طبقات موجب ارتقای عملکردی ۲۳/۹ درصدی می‌گردد که از مقدار آن برای قاب s-9 کمتر است. به طور کلی در این تحقیق مشاهده می‌گردد استفاده از اتصالات پس‌کشیده تنها در برخی از طبقات، در صورت انتخاب بهترین طبقات جهت قرارگیری اتصالات مذکور، می‌تواند ضمن صرفه-جویی اقتصادی، عملکرد مناسبی را ارائه‌نماید.

۷- مراجع

- [1] Hejazitalab, H. and Rahimi-Bondarabadi, H.A., 2016. Numerical Analysis of Post-Tensioned Steel Moment Connections with Top and Seat Angles. Journal of Structure & Steel, 1395(19), pp.41-52 (In Persian).
- [2] Cheok, G.S. and Lew, H.S., 1991. Performance of precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading. PCI journal, 36(3), pp.56-67.
- [3] Priestley, M.N. and Tao, J.R., 1993. Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons. PCI journal, 38(1), pp.58-69.
- [4] Cheok, G.S., 1994. Performance of 1/3-scale Model Precast Concrete Beam-column Connections Subjected to Cyclic Inelastic

در شکل ۲۱ پاسخ جابجایی بام قاب‌های 6st-PTED، s-9 و 3st-MRF تحت اعمال زلزله EQ1 ارائه گردیده که نشان می‌دهد تغییر مکان ماندگار قاب‌های 6st-PTED و s-9 به نسبت قاب 3st-MRF به میزان قابل توجهی کمتر می‌باشد.

شکل ۲۱. تغییر مکان بام قاب‌های 6st-MRF، 6st-PTED و s-9 تحت

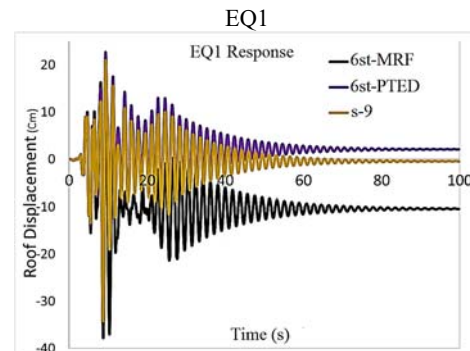


Fig. 21. Roof Displacement Response of 6st-MRF, 6st-PTED and s-9 frames Due to the application of the EQ1 record

۶- نتیجه گیری

در این مقاله کارایی استفاده از اتصالات برگشت‌پذیر بصورت موضعی (تنها در برخی از طبقات و نه در کل طبقات) مورد بررسی قرار گرفته‌است. به این منظور، تعدادی از الگوهای مختلف استفاده از اتصالات پس‌کشیده در طبقات به جهت ارزیابی چنین پیشنهادی بررسی گردیده‌است. در این پژوهش به منظور ارزیابی قاب‌ها در حالات مختلف از ضرایب PF و PEF استفاده شده است. به طور کلی در این مقاله مشاهده گردید که استفاده از اتصالات پس‌کشیده در طبقات فوقانی ضعیف‌ترین عملکرد و استفاده از اتصالات پس‌کشیده در طبقات پایینی نتیجه مناسبی را ارائه می‌نماید؛

در بین قاب‌های سه طبقه مورد ارزیابی در این پژوهش، قاب t-4 به عنوان مناسب‌ترین گزینه جهت بهسازی تعیین گردیده‌است. قاب مذکور موجب ارتقای عملکردی معادل ۲۳/۲ درصد به نسبت قاب با اتصالات جوشی در تمامی طبقات گردیده‌است. این درحالیست که استفاده از اتصالات پس‌کشیده در تمامی طبقات موجب ارتقای عملکردی به مقدار فقط ۰/۱ درصد بیشتر از قاب t-4 شده‌است. قاب t-4 تنها در دو سوم طبقات دارای اتصالات پس‌کشیده می‌باشد و نشان دهنده این مطلب است که برای سایر قاب‌ها در پروژه‌های مختلف بهسازی لرزه‌ای، ارزیابی

- Engineering, 6(Special Issue 3), pp.221-234(In Persian).
- [15] Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C.M. and Folz, B., 2002. Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), pp.1111-1120.
- [16] Wang, D., 2007. Numerical and experimental studies of self-centering post-tensioned steel frames. State University of New York at Buffalo.
- [17] Wang, D. and Filiatrault, A., 2008, January. Shake table testing of a self-centering post-tensioned steel frame. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [18] Tafreshi, A.M.H. and Gerami, M., 2021. Multi-stage Performance Upgrade of Steel Moment Frames by Post-tension Connections. *International Journal of Engineering*, 34(5), pp.1132-1144.
- [19] Kim, H.J. and Christopoulos, C., 2008. Friction damped posttensioned self-centering steel moment-resisting frames. *Journal of Structural Engineering*, 134(11), pp.1768-1779.
- [20] Dimopoulos, A.I., Karavasilis, T.L., Vasdravellis, G. and Uy, B., 2013. Seismic design, modelling and assessment of self-centering steel frames using post-tensioned connections with web hourglass shape pins. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(5), pp.1797-1816.
- [21] Sarvestani, H.A., 2017. Cyclic behavior of hexagonal castellated beams in steel moment-resisting frames with post-tensioned connections. *Journal of Structures*, 11, pp. 121-134.
- [22] Zhao, Z., Jian, X., Liang, B. and Liu, H., 2020. Progressive collapse assessment of friction damped post-tensioned steel frames based on a simplified model. *Journal of Structures*, 23, pp. 447-458.
- [23] Chou, C.C. and Lai, Y.J., 2009. Post-tensioned self-centering moment connections with beam bottom flange energy dissipators. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10-11), pp.1931-1941.
- [24] Saberi, V., Gerami, M. and Kheyroddin, A., 2016. Seismic rehabilitation of bolted end plate connections using post-tensioned tendons. *Engineering Structures*, 129, pp.18-30.
- [25] Saberi, V., Gerami, M. and Kheyroddin, A., 2017. Post tensioned tendons for seismic retrofitting of weak bolted T-stub connections. *Loads: Report (No. 4)*. US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.
- [5] Kurama, Y., Pessiki, S., Sause, R. and Lu, L.W., 1999. Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. *PCI journal*, 44(3), pp.72-89.
- [6] Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C., 2001. Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 127(2), pp.113-121.
- [7] Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and Lu, L.W., 2002. Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), pp.850-859.
- [8] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R., 2003. Cyclic load tests and analysis of bolted top-and-seat angle connections. *Journal of structural Engineering*, 129(12), pp.1615-1625.
- [9] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R., 2005. Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 131(3), pp.438-448.
- [10] Hadianfard, M.A. and Sharbati, R., 2013. Numerical simulation of post-tensioned steel moment connections and investigation the role of connection parts on its behavior. *Journal of Modeling in Engineering*, 32(11), pp.11-28(In Persian).
- [11] Gerami, M. and Khatami, M., 2017. The effects of initial post tensioning force on seismic behavior of steel moment resisting frames by post-tensioned connections. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 33(1.1), pp.107-115(In Persian).
- [12] Azizi, M. and Siaholo, N., 2019. Evaluating the Effect of Strength and Geometry Parameters of Angle on Behavior of Post-Tensioned Steel Connection with Top and Bottom Angles. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 24(2), pp. 193-210(In Persian).
- [13] Mohammadi, M., Inanloo, N., 2019. Effect of posttensioned steel connections on progressive collapse of steel structures. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 6(2), pp. 119-131(In Persian).
- [14] Akhavan Salmassi, M., Gerami, M. and Heidari Tafreshi, A., 2019. Evaluation of Flexible Steel Frame Structures with Post Tensioned Cables to Sequences Far From Fault. *Journal of Structural and Construction*

- automated seismic design of steel frames with self-centering connections. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 28(2), pp.170-181.
- [35] Applied Technology Council, 2009. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, FEMA.
- [36] Tafreshi, A.M.H, and Gerami, M., 2021. Implementing posttensioned connections only in some floors of steel moment frames. *Structures*, 31, pp. 98-110.
- [37] Shoaee, P., Orimi, H.T. and Zahrai, S.M., 2018. Seismic reliability-based design of inelastic base-isolated structures with lead-rubber bearing systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, pp.589-605.
- ۸- علائم و اختصارات**
- علائم و اختصارات بکار رفته در این پژوهش بصورت ارائه گردیده در ذیل توصیف می گردند.
- $K_{PT}(\text{Tonf/Cm})$ سختی کابل پس کشیده (المان PT)، ارائه گردیده در جدول ۲
- $A_{ED}(\text{Cm}^2)$ سطح مقطع المان مستهلک کننده انرژی (ED)، ارائه گردیده در جدول ۲
- $L_{ED}(\text{Cm})$ طول مهار نشده المان مستهلک کننده انرژی (ED)، ارائه گردیده در جدول ۲
- $F_{int,PT}(\%F_u)$ نیروی پس کشیدگی اولیه در المان کابل (المان PT)، ارائه گردیده در جدول ۲
- $t_d(s)$ مدت زمان رکورد زلزله، ارائه گردیده در جدول ۴
- $RJB(Km)$ نزدیک ترین فاصله با تصویر بر روی افق تابانده شده صفحه شکست زلزله
- International Journal of Steel Structures, 17(3), pp.877-891.
- [26] Al Kajbaf, A., Fanaie, N. and Najarkolaie, K.F., 2018. Numerical simulation of failure in steel posttensioned connections under cyclic loading. *Engineering Failure Analysis*, 91, pp.35-57.
- [27] Sharbati, R., Hayati, Y. and Hadianfard, M.A., 2019. Numerical Investigation on the Cyclic Behavior of Post-tensioned Steel Moment Connections with Bolted Angles. *International Journal of Steel Structures*, 19(6), pp.1840-1853.
- [28] Kibriya, L.T., Málaga-Chuquitaype, C., Kashani, M.M. and Alexander, N.A., 2018. Nonlinear dynamics of self-centring rocking steel frames using finite element models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, pp.826-837.
- [29] Guan, X., Burton, H. and Moradi, S., 2018. Seismic performance of a self-centering steel moment frame building: From component-level modeling to economic loss assessment. *Journal of Constructional Steel Research*, 150, pp.129-140.
- [30] CSI PERFORM-3D., 2006. Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Version4. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
- [31] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000. FEMA-350: recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings, California Universities for Research in Earthquake Engineering
- [32] Shen, J. and Akbas, B., 1999. Seismic energy demand in steel moment frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(04), pp.519-559.
- [33] Apostolakis, G., 2006. Evolutionary aseismic design of self-centering post-tensioned energy dissipating steel frames. State University of New York at Buffalo.
- [34] Apostolakis, G., Dargush, G.F. and Filiatrault, A., 2014. Computational framework for

Improving the Performance of Steel Moment Frame Using Locally Post-tensioned Connections

A. M. Heydari Tafreshi¹, M. Gerami^{2*}

1- Ph.D. Candidate of Earthquake Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

2- Professor in the Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

*Mgerami@semnan.ac.ir

Abstract:

Extensive numerical and experimental studies of self-centered steel systems have been conducted by researchers in recent years. Despite this extensive research, their use is still not common enough due to differences in the performance of such structures. The need for skilled manpower and equipment to create post tensioning and installation of energy dissipating elements are among the factors that increase the cost of self-centered structures compared to the implementation of structures with conventional welding connections. Due to the relatively high cost of retrofitting using post tensioned connections, the optimal use of such systems can be considered as a way to increase their use in seismic improvement. For this purpose, the seismic improvement of the steel moment frame by creating a self-centered system has been evaluated locally and only in some floors in this paper. In the evaluations performed in this research, the PF and PEF coefficients have been introduced and used. After performing two hundred and eighty five time history analyzes on nineteen three and six-story frames using Perform-3d software, it was observed that if the appropriate pattern of location of post tensioned connections is selected in the floors, a higher performance can be obtained compared to the frame performance with the post tensioned connections in all floors. However, the use of post tension connections in all floors has resulted in a performance improvement of only 0.1% more than the t-4 frame. Among the eight three story frames evaluated in this study, the t-4 frame has been selected as the most appropriate improvement plan. The mentioned frame has resulted in a performance improvement of 23.2% compared to the frame with welded connections in all floors. The t-4 frame has post tensioned connections in only two-thirds of the floors, indicating that for other frames in various seismic improvement projects, the evaluation of different modes can have appropriate economic consequences. Among the three story frames, the t-1 frame has improved the performance of the structure by 15.3% by using post tension connection in only one floor. If this performance enhancement is sufficient for the frame, the t-1 frame can be a good choice. Also, in a retrofitting project, if the financial resources are not injected together, the initial upgrade of the frame can be done in the first step by converting the frame with welded connections to the t-1 frame. Then, after financing, it converted the t-1 frame to a 3st-PTED or t-4 frame and provided the highest performance. Among the eleven six story frames, the s-9 frame provides the highest performance and highest efficiency. The mentioned frame, using post tensioned connections in the first four floors, has caused a performance improvement of 30.1% compared to the frame with common welded connections in all floors, which is even higher than the performance improvement of the 6st-PTED frame. In other words, the 6st-PTED frame, using post tensioned connections on all floors, results in a performance improvement of 23.9%, which is less than the value for the s-9 frame.

Keywords: Posttensioned energy dissipating (PTED) connection, Performance Efficiency Factor (PEF), Time history analysis.