



بررسی اثر چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابهای خمشی فولادی دارای ستون با مقطع جفت پروفیل

*اسلام سازمند^۱، علی اکبر آقاچوک^۲، علی مزروعی^۳

چکیده

به منظور تعیین اثر چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابهای متشکل از ستون با مقطع جفت پروفیل و تاثیر نحوه مدل‌سازی سازه، با تأکید بر نیاز به مدل‌سازی صحیح چشمه اتصال، سه قاب ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با پنج روش مختلف مدل‌سازی شده است. منحنی رفتاری چشمه اتصال در اتصالات با مقاطع جفت پروفیل، عمدتاً به دلیل هم‌صفحه‌نبودن جان‌های ستون با جان تیر، متفاوت با اتصالات متعارف تیر I به ستون H می‌باشد. مدل‌های رفتاری چشمه اتصال بدست آمده برای اتصالات جفت پروفیل، به صورت چهارخطی ایده‌آل‌سازی شده است. قاب‌ها در هر دو محدوده خطی (تحلیل مودال) و غیرخطی (تحلیل استاتیکی غیرخطی) مورد بررسی قرار گرفته‌اند. تحلیل‌های مودال نشان دادند که علی‌الخصوص برای پریرود مودهای اولیه، هیچ کدام از مدل‌های قبلی نمی‌توانند به درستی خصوصیات مودال قاب‌ها را ارائه نمایند و بدلیل اهمیت اثر مودهای بالاتر در رفتار دینامیکی قابها، استفاده از مدل رفتاری مناسب چشمه اتصال لازم و ضروری است. نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد که استفاده از مدل‌های چشمه اتصال در اتصالات متعارف جهت بررسی رفتار غیرخطی جانبی قاب‌ها، نتایج گمراه‌کننده‌ای در پی خواهد داشت. همچنین استفاده از سایر مدل‌ها بجای رفتار واقعی چشمه اتصال، که عمدتاً توسط مهندسين طراح برای مدل‌سازی قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد، ارزیابی نادرستی را به دنبال خواهد دارد.

کلمات کلیدی

قاب خمشی فولادی، چشمه اتصال، مقاطع جفت پروفیل، ورق پیوستگی قائم، ورق پوششی ستون

۱. دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، sazmand@modares.ac.ir

۲. استاد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، A-Agha@modares.ac.ir

۳. عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی، amazroi@yahoo.com



غیرخطی این نمونه متأثر از تسلیم چشمه اتصال می‌باشد. نتایج این تحقیق نشان داد که تحلیل با استفاده از مدل خط مرکز به مرکز بدون مدل‌سازی دقیق چشمه اتصال، نتایج گمراه‌کننده‌ای ایجاد می‌کند.

ضوابط آیین‌نامه‌های ساختمانی امریکا و همچنین ضوابط آیین‌نامه‌های ساختمانی ایران اجازه ایجاد تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در چشمه اتصال قابهای تحت بارگذاری زلزله را می‌دهند. بنابراین در این نوع قابها، علاوه بر مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها، یک منبع اصلی اتلاف‌کننده انرژی می‌تواند تشکیل مفاصل پلاستیک برشی در چشمه اتصال باشد [۳ و ۴]. لذا برای پیش‌بینی دقیق پاسخ یک قاب خمشی تحت بارگذاری زلزله، یک مدل تحلیلی دقیق برای پیش‌بینی پاسخ چشمه اتصال لازم می‌باشد.

در ایران به دلیل محدودیت دسترسی به مقاطع نورد شده بزرگ، استفاده از مقاطع ورقی و ترکیبی مانند مقاطع جفت پروفیل و مقاطع قوطی شکل رایج و معمول می‌باشد. تفاوت عمده رفتار چشمه اتصال در اینگونه اتصالات با اتصالات متعارف، این است که جان‌های ستون با فاصله از هم قرار گرفته و با جان تیر در یک صفحه نمی‌باشند [۱]. و در صورت اجرای ورق پیوستگی قائم، چشمه اتصال عملاً از سه ناحیه پانلی تشکیل شده است [۲]. بنابراین ارائه مدل‌های رفتاری چشمه اتصال در اینگونه اتصالات و علی‌الخصوص بررسی اثر آن بر رفتار جانبی قابهای خمشی فولادی لازم و ضروری به نظر می‌رسد.

بدین منظور در ادامه مدل‌های موجود برای رفتار چشمه اتصال در اتصالات متعارف و منحنی‌های بدست آمده از رفتار چشمه اتصال در اتصالات دارای ستون با مقطع جفت پروفیل ارائه می‌گردد و سپس اثر آن بر رفتار جانبی قابها با تأکید بر نیاز به مدل‌سازی صحیح چشمه اتصال، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

سیستم قاب خمشی به دلیل ایجاد یک فضای باز و بدون مانع بین ستون‌ها در طراحی ساختمان‌ها بسیار مورد استفاده قرار می‌گیرد. یکی از مهمترین اجزاء قاب خمشی، اتصالات آن می‌باشند و همچنین شاخص‌ترین مولفه یک اتصال صلب خمشی، چگونگی انتقال لنگر بین اجزاء سازه می‌باشد. رفتار چشمه اتصال نیز که یک ناحیه مستطیل شکل از جان ستون، محصور بین ورق‌های پیوستگی افقی و بال‌های ستون می‌باشد، نقش مهمی در رفتار اتصال دارد. بنابراین مطالعات و تحقیقات گسترده‌ای در سرتاسر جهان بر روی چگونگی رفتار و عملکرد اتصالات خمشی بخصوص چشمه اتصال صورت گرفته است.

چشمه اتصال در تعیین سختی کلی و ظرفیت قاب نقش مهمی دارد. هنگامی که یک قاب خمشی در معرض بارهای جانبی قرار می‌گیرد، نیروهای برشی خیلی زیادی در چشمه اتصال ایجاد می‌شود. تغییرشکل‌های بدست آمده از چشمه اتصال دارای اثر مهم بر پاسخ قاب در هر دو محدوده رفتار خطی و غیرخطی می‌باشند. توصیف دقیق سختی چشمه اتصال در تحلیل‌ها که منجر به تخمین پیروید اصلی و دررفت قاب مورد نظر می‌شود و همچنین ارائه درست مقاومت چشمه اتصال و رفتار پس از خطی که مستقیماً طراحی تیرهای اطراف و خود چشمه اتصال را تحت تأثیر قرار می‌دهد، از اهمیت خاصی برخوردار است. به دلیل اهمیت رفتار چشمه اتصال، در نظر گرفتن آن در مدل‌های تحلیلی قابهای خمشی برای ارزیابی دقیق پاسخ لرزه‌ای لازم و ضروری است. در این خصوص چند روش توسط محققین پیشنهاد شده است [۳ و ۴].

برای لحاظ کردن تغییرشکل‌های چشمه اتصال در تحلیل قاب، نمایش سنتی قاب به صورت خط مرکز به مرکز (CL) بایستی اصلاح شود. در این زمینه مقایسه‌ای میان نتایج آزمایش و تحلیل یک مجموعه اتصال تیر-ستون توسط krawinkler et al. گزارش شده است [۷، ۶، ۵ و ۸]. پاسخ



۲- مدل‌های موجود برای رفتار چشمه اتصال در اتصالات متعارف

چندین محقق از جمله Huang و Fielding [۹]، Krawinkler [۵]، Wang [۱۰]، Kim و Engelhardt [۱۱] روابطی را بین نیروی برشی ناحیه پانلی V و تغییر شکل چشمه اتصال γ تحت بارگذاری یکنوا ارائه کرده‌اند. از این روابط بعنوان پایه مدل‌های تحلیلی برای توصیف رفتار چشمه اتصال بصورت فنرهای غیرخطی چرخشی استفاده شده است. روابط $V-\gamma$ ارائه شده توسط Krawinkler بعنوان مبنای محاسبه مقاومت برشی چشمه اتصال در چندین آئین‌نامه ساختمانی [۲ و ۳] نیز پذیرفته شده است. محققین سختی الاستیک المان پانل را با در نظر گرفتن تغییر شکل برشی الاستیک خالص سطح برشی مؤثر چشمه اتصال محاسبه کرده‌اند. Fielding و Krawinkler سطح برشی مؤثر A_{eff} را برابر $(d_c - t_{cf})t_{cw}$ در نظر گرفته‌اند و Wang سطح مؤثر برشی A_{eff} را به صورت $(d_c - 2t_{cf})t_{cw}$ در نظر گرفت. d_c عمق مقطع، t_{cf} ضخامت بال ستون، t_{cw} ضخامت جان ستون و زیرنویس‌های 'c'، 'f' و 'w' به ترتیب مربوط به ستون، بال و جان می‌باشند. لنگر تسلیم و سختی الاستیک چشمه اتصال به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$M_y^{pa} = \frac{I_y d_b}{(1-\rho)} = \frac{\gamma_y A_{eff} d_b}{(1-\rho)} \quad (۱-الف)$$

$$K_e = \frac{M_y^{pa}}{\gamma_y} = \frac{GA_{eff} d_b}{(1-\rho)} \quad (۱-ب)$$

یک رابطه دو خطی توسط Huang و Fielding پیشنهاد شده که شامل سختی الاستیک K_e و سختی پس از الاستیک K_1 می‌باشد.

$$K_1 = \frac{5.2G b_{cf} t_{cf}^3}{d_b(1-\rho)} \quad (۲)$$

Wang و Krawinkler et al. هرکدام روابط سه خطی $M^{pa} - \gamma$ پیشنهاد کردند که شامل سختی الاستیک K_e بوده و با دو سختی پس از ناحیه خطی ادامه می‌یابد که با مقادیر K_1 و K_2 مشخص می‌شود. Krawinkler روابط

تجربی (آزمایشگاهی) برای سختی پس از الاستیک K_1 و لنگر تسلیم دوم M_{sh}^{pa} را به صورت زیر پیشنهاد کرد:

$$K_1 = \frac{1.04G b_{cf} t_{cf}^2}{(1-\rho)} \quad (۴)$$

$$M_{sh}^{pa} = M_y^{pa} + \frac{3.12\gamma_y b_{cf} t_{cf}^2}{(1-\rho)} \quad (۵)$$

Wang سختی پس از الاستیک K_1 را به صورت زیر پیشنهاد کرد:

$$K_1 = 0.7G b_{cf} t_{cf}^2 \quad (۶)$$

Krawinkler و Wang سختی قسمت سخت‌شوندگی کرنش K_2 به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$K_2 = \frac{G_{rt} A_{eff} d_b}{(1-\rho)} \quad (۷)$$

که G_{rt} مدول برشی سخت‌شوندگی کرنش می‌باشد.

۳- بررسی رفتار چشمه اتصال در مقاطع جفت پروفیل و مقایسه با مدل‌های موجود

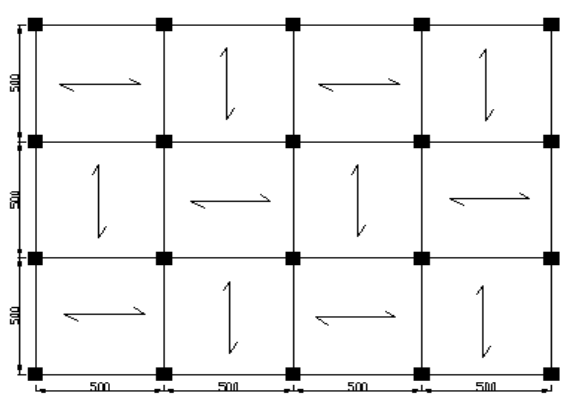
تحقیقات صورت گرفته قبلی مربوط به اتصالات با جان‌های تیر و ستون هم‌صفحه می‌باشد. اما در این مطالعه، قابهای خمشی فولادی متشکل از ستون‌های با مقاطع دابل پروفیل و یک ورق پیوستگی قائم، دارای اتصالات با جان‌های تیر و ستون غیر هم‌صفحه مورد بررسی قرار می‌گیرد. تفاوت عمده چشمه اتصال اینگونه اتصالات با اتصالات متعارف، این است که جان‌های ستون با فاصله از هم قرار گرفته و با جان تیر در یک صفحه نمی‌باشند (شکل (۳)). این تفاوتها باعث عدم تطابق مدل‌های قبلی چشمه اتصال با رفتار چشمه اتصال در اینگونه اتصالات می‌گردد. بنابراین نیاز به مطالعه و بررسی رفتار اینگونه اتصالات و ناحیه پانلی آنها ضروری به نظر می‌رسد.



۴- بررسی اثر چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها

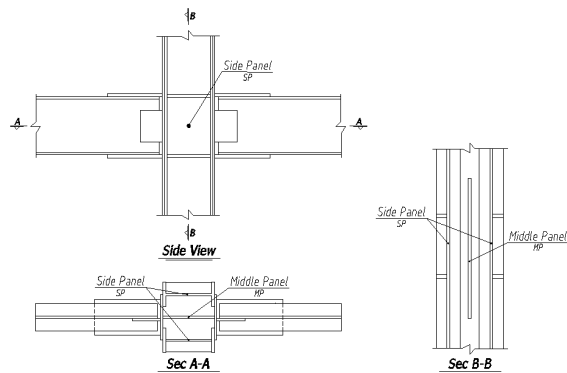
۴-۱- قابهای تحت مطالعه

به منظور بررسی اثر چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها، سه قاب خمشی فولادی متشکل از ستونهای با مقطع جفت پروفیل و تیرهای I شکل با تعداد طبقات ۵، ۸ و ۱۲ انتخاب شده است. قابها از نوع قاب خمشی متوسط و طراحی آنها براساس معیارها و ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان انجام شده و برای تحلیل و طراحی قابها از نرم افزار SAP 2000 استفاده شده است. ساختمانها در جهت طولی شامل چهار قاب خمشی با چهار دهانه ۵ متری و در جهت عرضی شامل پنج قاب خمشی با سه دهانه ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳ متر می باشد. کاربری ساختمانها مسکونی، در پلان و ارتفاع منظم و کف طبقات بصورت دیافراگم صلب در نظر گرفته شده است. شتاب مبنای طرح در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد برابر $A=0.35$ و خاک ساختمانی از زمین نوع II در نظر گرفته شده است. اتصال ستونها به فونداسیون بصورت گیردار فرض شده است. پلان تیب طبقات و نحوه بارگذاری ثقلی در شکل (۵) نشان داده شده است.



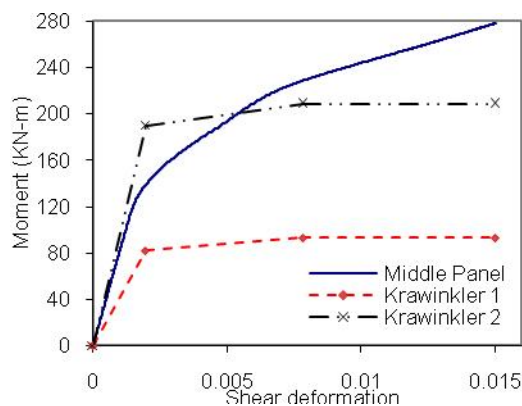
شکل (۵) - پلان تیب طبقات و نحوه بارگذاری

مقاطع تیر و ستون بدست آمده برای قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در جداول (۱)، (۲) و (۳) ارائه شده است. تمامی تیرها از نوع IPE و تمامی ستونها از نوع جفت پروفیل می باشند.



شکل (۳): چشمه اتصال در مقاطع جفت پروفیل.

در شکل (۴) Krawinkler1 مربوط به حالتی است که در روابط (۱) برای محاسبه سطح برشی موثر A_{eff} ، مقدار t_{cw} برابر ضخامت ورق پیوستگی قائم در نظر گرفته شده است و ضخامت ورق مضاعف برابر صفر منظور شده است. به عبارت دیگر فرض شده است که جانهای ستون (پانلهای کناری) بعنوان ورق مضاعف هیچگونه تأثیری بر رفتار پانل میانی ندارند. در شکل (۴) Krawinkler2 مربوط به حالتی است که در روابط (۱) برای محاسبه سطح برشی موثر A_{eff} ، مقدار t_{cw} برابر مجموع ضخامت های ورق پیوستگی قائم و جانهای ستون بعنوان ورق مضاعف در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر فرض شده است که جانهای ستون (پانلهای کناری) بعنوان ورق مضاعف بدون فاصله (چسبیده) با ورق پیوستگی قائم بوده و بر رفتار پانل میانی کاملاً موثر (۱۰۰ درصد) می باشند.



شکل (۴): مقایسه تغییر شکل برشی چشمه اتصال مقاطع

جفت پروفیل با روابط Krawinkler

جدول (۱) - مقاطع تیر و ستون قاب ۵ طبقه

| طبقه | مقطع ستون‌ها | مقطع تیرها |
|------|--------------|------------|
| 1-3 | 2IPE240 | IPE270 |
| 4-5 | 2IPE200 | IPE 240 |

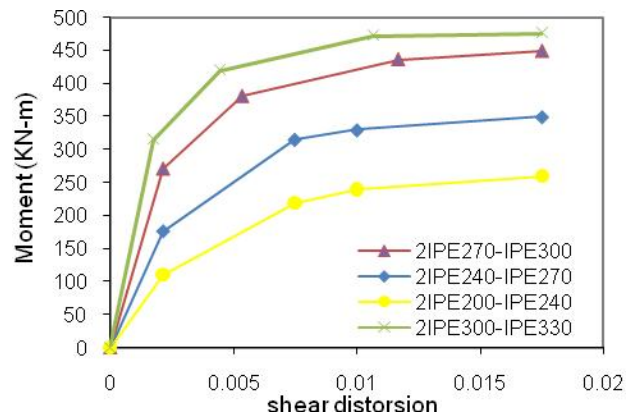
جدول (۲) - مقاطع تیر و ستون قاب ۸ طبقه

| طبقه | مقطع ستون‌ها | مقطع تیرها |
|------|--------------|------------|
| 1-3 | 2IPE270 | IPE300 |
| 4-6 | 2IPE240 | IPE 270 |
| 7-8 | 2IPE200 | IPE 240 |

جدول (۳) - مقاطع تیر و ستون قاب ۱۲ طبقه

| طبقه | مقطع ستون‌ها | مقطع تیرها |
|-------|--------------|------------|
| 1-3 | 2IPE300 | IPE330 |
| 4-6 | 2IPE270 | IPE 300 |
| 7-9 | 2IPE240 | IPE 270 |
| 10-12 | 2IPE200 | IPE 240 |

مدل‌های رفتاری چشمه اتصال بدست آمده از تحلیل‌های اجزاء برای برای اتصالات استفاده در قابهای تحت مطالعه، در شکل (۷) به صورت چهارخطی ایده‌آل‌سازی شده است.



شکل (۷) - رفتار چهارخطی ایده‌آل‌سازی چشمه اتصال

۲-۴- تحلیل‌ها و نتایج

در این بخش تحلیل‌های انجام شده بر روی قابها در هر دو محدوده خطی (تحلیل مودال) و غیرخطی (تحلیل

استاتیکی غیرخطی) ارایه و نتایج آن مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

تحلیل‌های خطی

به منظور مشخص نمودن اثر مدل‌های ارایه شده برای چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها و تاثیر نحوه مدل‌سازی سازه، با فرض کف صلب درون صفحه و جرم متمرکز در کف‌ها، پنج مدل چشمه اتصال CL, RJ, PZ, Kr-1, Kr-2 برای قابها مورد بررسی قرار گرفته است. منظور از CL نمایش سستی قاب به صورت مدل خط مرکز به مرکز بدون در نظر گرفتن اثر چشمه اتصال و قسمتهای صلب تیر و ستون، منظور از مدل RJ در نظر گرفتن رفتار صلب برای بخش‌هایی از تیر و ستون که در اتصال واقع می‌باشند و صرف نظر کردن از اثر چشمه اتصال، منظور از مدل PZ در- نظر گرفتن رفتار واقعی چشمه اتصال با استفاده از منحنی‌های ارائه شده در شکل (۷) می‌باشد. ضمناً مدل Kr-1 همان Krawinkler1 و مدل Kr-2 همان Krawinkler2

است که در بخش‌های قبلی مفصلاً تشریح گردید. نتایج تحلیل‌های مودال برای شش مود اول در قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در جداول (۴)، (۵) و (۶) ارایه شده است. بر اساس نتایج بدست آمده برای پریود مودهای مختلف، همانطور که انتظار می‌رفت مدل RJ سختی قاب را برای همه مودها به طور قابل ملاحظه‌ای دست بالا تخمین می‌زند. مدل‌های PZ, CL و Kr-2 از نظر سختی و مقدار پریود عمدتاً مابین دو مدل RJ و Kr-1 قرار گرفته‌اند. از نظر مقدار پریود برای هر سه قاب، مدل CL و Kr-2 به هم نزدیک بوده و مدل Kr-1 و PZ نیز تا حدودی به هم نزدیک می‌باشند. مقدار پریود برای همه مدل‌ها در مودهای اولیه اختلاف قابل توجهی داشته و رفته رفته این اختلاف در مودهای بالاتر کاهش می‌یابد، به گونه‌ای که پریود همه مدل‌ها در مود ششم تقریباً به هم نزدیک می‌شود. اختلاف پریود میان مدل CL و RJ برای همه مودها و در هر سه قاب تقریباً ثابت است. اما این اختلاف میان مدل‌های PZ و

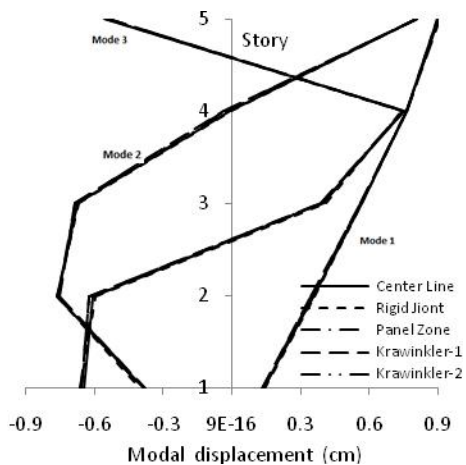


جدول (۶) - پریودهای طبیعی قاب ۱۲ طبقه

| Natural Periods of the frame | | | | | |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Mode | CL | RJ | PZ | Kr-1 | Kr-2 |
| 1 | 2.912 | 2.754 | 3.111 | 3.185 | 2.957 |
| 2 | 1.070 | 1.012 | 1.138 | 1.166 | 1.086 |
| 3 | 0.622 | 0.587 | 0.652 | 0.665 | 0.624 |
| 4 | 0.420 | 0.395 | 0.433 | 0.439 | 0.416 |
| 5 | 0.309 | 0.288 | 0.309 | 0.313 | 0.300 |
| 6 | 0.237 | 0.220 | 0.233 | 0.235 | 0.228 |

همچنین از مقایسه نتایج بدست آمده در جداول (۴)، (۵) و (۶) مشاهده می‌گردد که اختلاف در مقدار پریود مدل‌ها با افزایش تعداد طبقات از ۵ به ۱۲، افزایش می‌یابد. ضمن اینکه این افزایش اختلاف پریود در قاب با تعداد طبقات بیشتر میان مدل‌های CL و RJ، Kr-1 و PZ، Kr-2 و PZ نسبت به سایر مدل‌ها کمتر می‌باشد.

شکل‌های مودی برای سه مود اول قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۸)، (۹) و (۱۰) نشان داده شده است، مدل‌سازی متفاوت و گزینه‌های در نظر گرفته شده برای چشمه اتصال باعث پراکندگی قابل توجه در نتایج نشده است.



شکل (۸) - مود شکل‌ها برای سه مود اول قاب ۵ طبقه

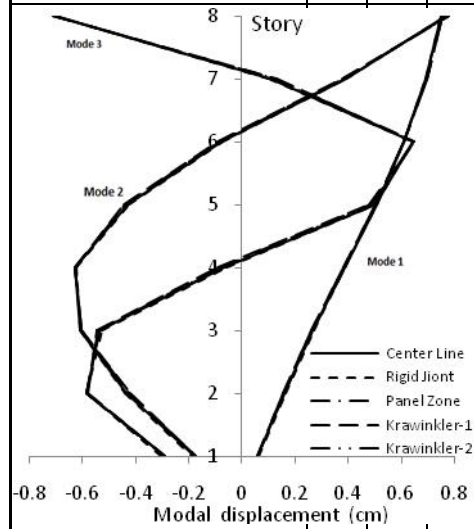
CL، PZ و RJ، Kr-1 و PZ، Kr-2 و Kr-1 و CL، RJ و Kr-2 برای هر سه قاب در مودهای بالاتر کاهش می‌یابد. ضمن اینکه این کاهش اختلاف پریود در مودهای بالاتر میان مدل‌های Kr-1 و PZ، Kr-2 و PZ نسبت به سایر مدل‌ها کمتر می‌باشد.

جدول (۴) - پریودهای طبیعی قاب ۵ طبقه

| Natural Periods of the frame | | | | | |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Mode | CL | RJ | PZ | Kr-1 | Kr-2 |
| 1 | 1.494 | 1.423 | 1.595 | 1.625 | 1.514 |
| 2 | 0.496 | 0.471 | 0.515 | 0.523 | 0.495 |
| 3 | 0.261 | 0.244 | 0.258 | 0.261 | 0.252 |
| 4 | 0.179 | 0.173 | 0.179 | 0.181 | 0.176 |
| 5 | 0.169 | 0.159 | 0.170 | 0.172 | 0.165 |
| 6 | 0.166 | 0.155 | 0.159 | 0.160 | 0.157 |

جدول (۵) - پریودهای طبیعی قاب ۸ طبقه

| Natural Periods of the frame | | | | | |
|------------------------------|-----|-----|-----|------|------|
| Mode | CL | RJ | PZ | Kr-1 | Kr-2 |
| 1 | 2.0 | 1.9 | 2.2 | 2.2 | 2.0 |
| | 74 | 67 | 17 | 58 | 94 |
| | | | | 0.7 | 0.7 |
| | | | | 79 | 28 |
| 2 | | | | | |
| 3 | 0.4 | 0.3 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| | 15 | 91 | 26 | 32 | 10 |
| 4 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| | 69 | 51 | 68 | 71 | 60 |
| 5 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| | 95 | 80 | 87 | 89 | 84 |
| 6 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| | 75 | 70 | 78 | 79 | 74 |



به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید به همین جهت دو نوع توزیع بار جانبی ارایه شده در [۱۲] ASCE 41-06 به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شده است :

۱- توزیع نوع اول (Triangular Load Pattern) : توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد مدهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

۱- توزیع نوع دوم (Uniform Load Pattern) : توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

برای تحلیل‌های غیرخطی مطابق روابط (۸) منظور شده است [۱۲].

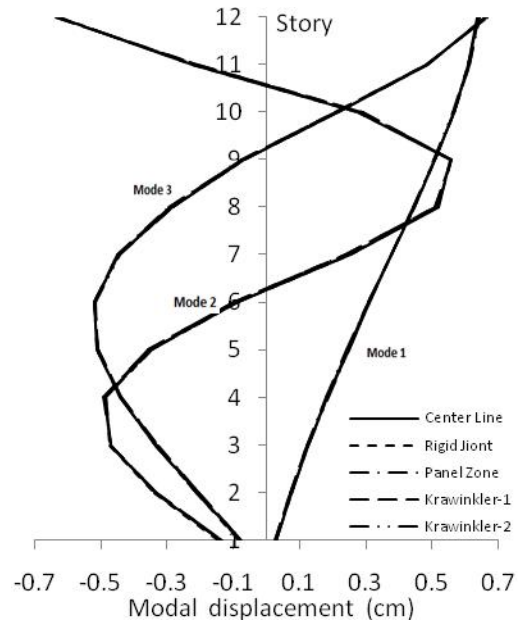
$$Q_E = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (8-a)$$

$$Q_E = 0.9Q_D \quad (8-b)$$

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه از رابطه زیر برآورد شده است [۱۲].

$$\delta_E = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_E^2}{4\pi^2} g \quad (9)$$

در رابطه بالا C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب اصلاح برای ارتباط ماکزیمم تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار به تغییرمکان‌های محاسبه شده برای پاسخ الاستیک خطی است، ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر ترتیب برای قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه برابر ۳۲/۴۴، ۵۳/۱۱ و ۸۵/۲۲ سانتیمتر می‌باشد.



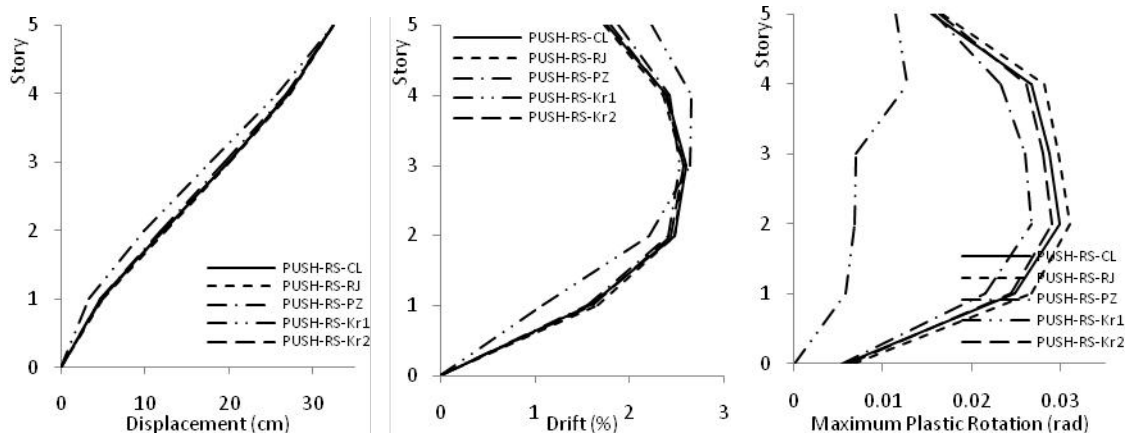
شکل (۱۰) - مود شکل‌ها برای سه مود اول قاب ۱۲ طبقه
 نتیجتاً تحلیل‌های مودال نشان دادند که علی‌الخصوص برای پیوند مدهای اولیه، هیچ کدام از مدل‌ها نمی‌توانند به درستی خصوصیات مودال قابها (مدل PZ) را ارائه نمایند. و همچنین بدلیل اهمیت اثر مدهای بالاتر در رفتار دینامیکی قابها، استفاده از مدل رفتاری مناسب برای چشمه اتصال ضروری به نظر می‌رسد.

تحلیل‌های غیرخطی

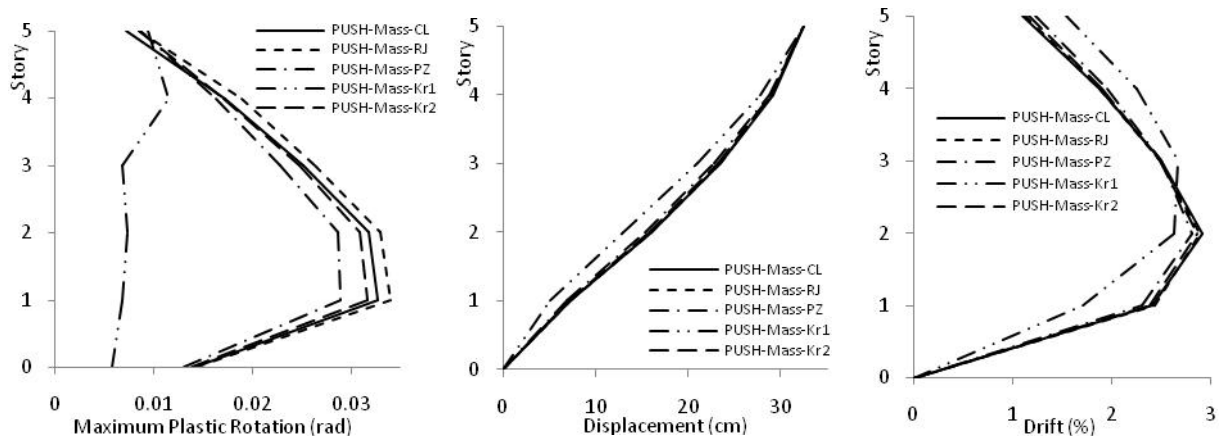
به منظور مشخص نمودن اثر مدل‌های ارایه شده برای چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها و تاثیر نحوه مدل‌سازی سازه‌ای، تحلیل‌های غیرخطی با در نظر گرفتن پنج مدل چشمه اتصال CL, RJ, PZ, Kr-1, Kr-2 برای قابها انجام شده است. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه‌ی کنترل تغییرمکان سازه انتخاب شده است. توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه تغییرمکان‌ها منظور می‌کند، S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_E و g شتاب ثقل می‌باشد. با استفاده از رابطه (۹) مقادیر تغییرمکان هدف برای قابها محاسبه و به

اول و دوم در شکل‌های (۱۱) تا (۱۶) نشان داده شده است. لازم به ذکر است، همانطور که انتظار می‌رفت، چرخش‌های پلاستیک ایجاد شده در هر طبقه در انتهای تیرها و در طبقه همکف در پای ستون‌ها اتفاق افتاده است.

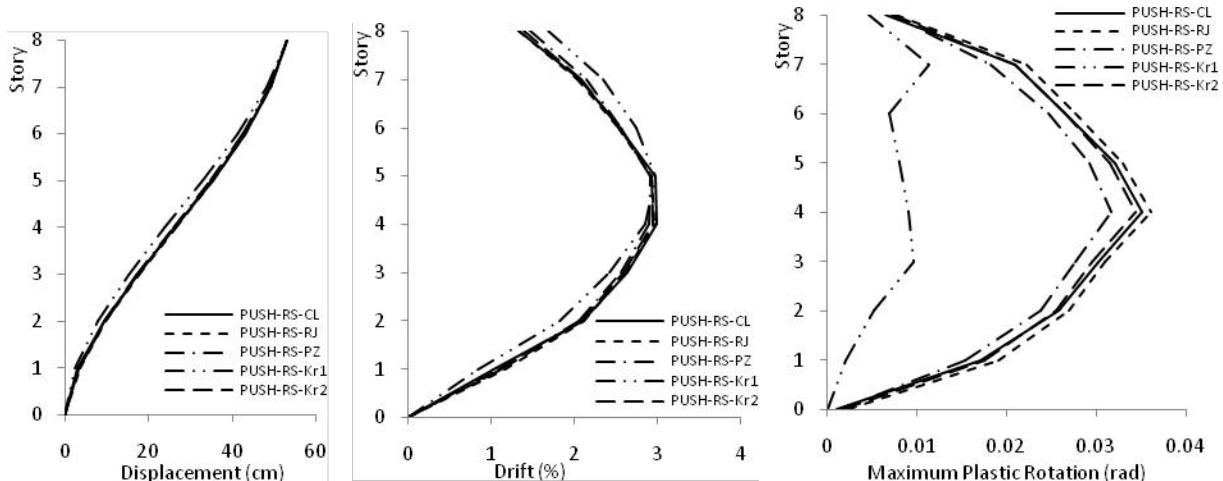
در ادامه نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی شامل تغییرمکان طبقات، دررفت قابها و ماکزیمم چرخش پلاستیک ایجاد شده در تیرها و ستون‌های هر طبقه برای قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت هر دو الگوی بارگذاری نوع



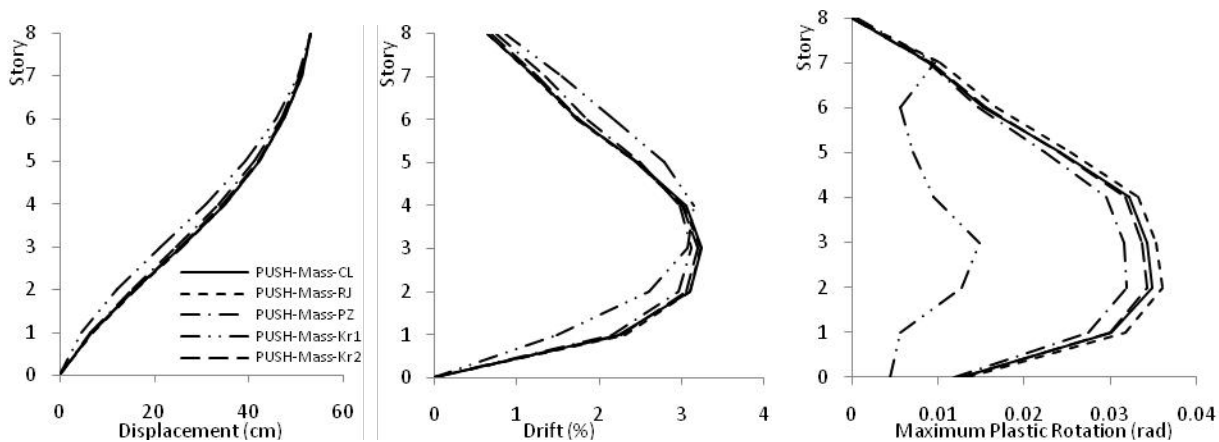
شکل (۱۱): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع اول برای قاب ۵ طبقه.



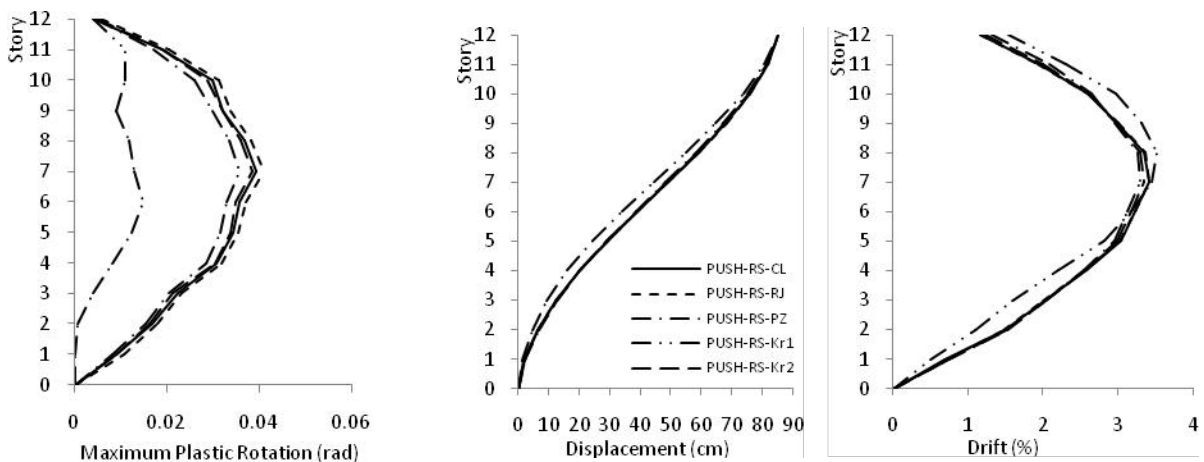
شکل (۱۲): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع دوم برای قاب ۵ طبقه.



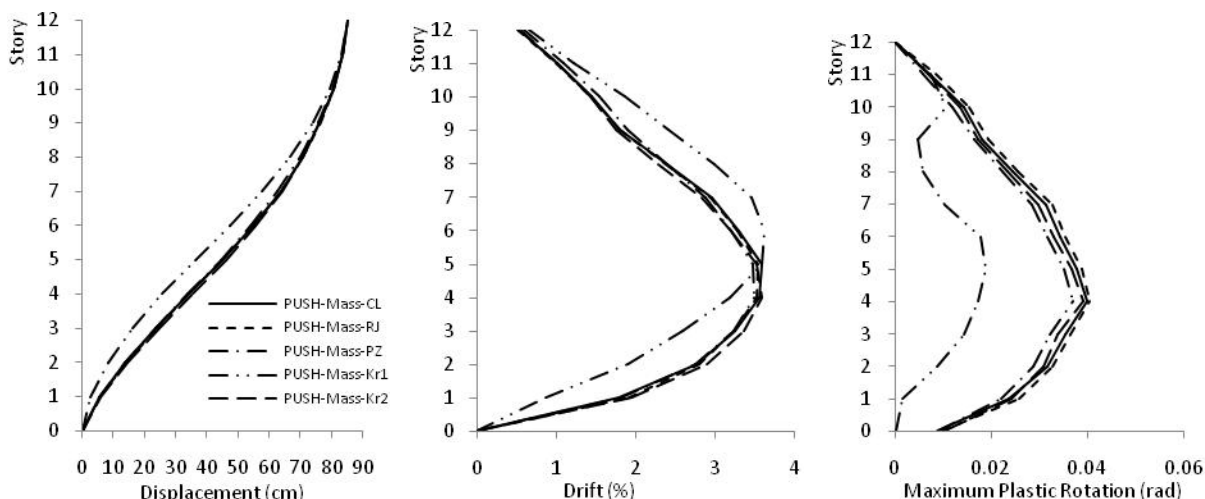
شکل (۱۳): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع اول برای قاب ۸ طبقه.



شکل (۱۴): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع دوم برای قاب ۸ طبقه.



شکل (۱۵): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع اول برای قاب ۱۲ طبقه.



شکل (۱۶): نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بارگذاری نوع دوم برای قاب ۱۲ طبقه

داشت. از آنجائیکه مدل Kr-1 مربوط به حالتی است که صرفاً ضخامت ورق پیوستگی قائم در روابط Krawinkler اعمال می‌گردد، لذا ضخامت این ورق مهمترین پارامتر در تعیین مشخصات و سختی مدل Kr-1 بوده و بدیهی است تغییر در ضخامت ورق پیوستگی قائم نقش تعیین‌کننده‌ای در میزان خطای ایجاد شده در ارزیابی رفتار غیرخطی قاب ناشی از اعمال مدل Kr-1 دارد. صرف‌نظر از مدل Kr-1، تفاوت در چرخش پلاستیک طبقه میان سایر گزینه‌های مختلف مدل‌سازی نیز قابل توجه است. مدل PZ که نشان‌دهنده منحنی رفتاری واقعی چشمه اتصال است، به واسطه ارائه شکل‌پذیری و سختی واقعی چشمه اتصال، بخشی از چرخش‌های پلاستیک را به خود اختصاص داده و باعث کاهش چرخش‌های پلاستیک در تیرها و ستون‌ها نسبت به سایر مدل‌ها، صرف‌نظر از مدل Kr-1، می‌گردد. نتایج مدل‌های CL و Kr-2 بیشتر به هم نزدیک می‌باشند. در میان مدل‌های Kr-2, RJ, PZ, CL، کمترین چرخش پلاستیک ایجاد شده در هر طبقه مربوط به مدل PZ و بیشترین مقادیر مربوط به مدل RJ می‌باشد. حداکثر افزایش چرخش پلاستیک طبقه در مدل RJ نسبت به مدل PZ در بارگذاری نوع اول برای قابهای ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۲۴٪،

همانطور که در شکل‌های (۱۱) تا (۱۶) مشاهده می‌گردد، منحنی‌های مربوط به تغییرمکان طبقات در تمام حالات شبیه مود شکل اول قابها می‌باشد و صرف‌نظر از مدل Kr-1، تفاوت در تغییرمکان طبقات میان سایر گزینه‌های مختلف مدل‌سازی، کمی باشد. ولی تفاوت قابل‌توجهی میان تغییرمکان طبقات در مدل Kr-1 با سایر مدل‌ها مشاهده می‌گردد. نتایج مشابه‌ای برای دررفت بین‌طبقه‌ای بدست آمده است که بیانگر تفاوت قابل ملاحظه میان دررفت طبقات در مدل Kr-1 با سایر مدل‌ها می‌باشد. بیشترین تفاوت در تغییرمکان طبقات و دررفت بین‌طبقه‌ای میان مدل‌های Kr-1 و RJ بدست آمده است. نتایج مدل‌های Kr-2 و RJ بیشتر به هم نزدیک می‌باشند.

در منحنی‌های مربوط به ماکزیمم چرخش پلاستیک ایجاد شده در تیرها و ستون‌های هر طبقه، تفاوت خیلی زیاد و معنی‌داری میان مدل Kr-1 و سایر مدل‌ها مشاهده می‌گردد. بطوریکه بدلیل سختی کم چرخشی چشمه اتصال در مدل Kr-1، عمده تغییرشکل‌های پلاستیک طبقه در چشمه اتصال اتفاق می‌افتد و سهم کمتری به تیرهای طبقات و ستون‌های طبقه همکف می‌رسد. به وضوح ملاحظه می‌گردد که استفاده از مدل Kr-1 جهت بررسی رفتار غیرخطی جانبی قابها، نتایج گمراه‌کننده‌ای در پی خواهد



۵۴٪ و ۳۰٪ و در بارگذاری نوع دوم به ترتیب برابر ۱۷٪، ۱۶٪ و ۴۵٪ است.

۴- نتیجه گیری

تفاوت عمده چشمه اتصال در اتصالات متعارف با اتصالات متشکل از تیر I شکل و ستون با مقاطع دویل پروفیل، این است که جان‌های ستون با فاصله از هم قرار گرفته و با جان تیر در یک صفحه نمی‌باشند. این تفاوتها باعث عدم تطابق مدل‌های قبلی چشمه اتصال با رفتار چشمه اتصال در اینگونه اتصالات می‌گردد.

به منظور مشخص نمودن اثر مدل‌های ارایه شده برای چشمه اتصال بر رفتار جانبی قابها و تاثیر نحوه مدل‌سازی سازه، پنج مدل Kr-1, Kr-2, PZ, RJ, CL برای قابها مورد بررسی قرار گرفته است. قابها در هر دو محدوده خطی (تحلیل مودال) و غیرخطی (تحلیل استاتیکی غیرخطی) تحلیل شده‌اند.

بر اساس نتایج بدست آمده برای پریود مودهای مختلف، همانطور که انتظار می‌رفت مدل RJ سختی قاب را برای همه مودها به طور قابل ملاحظه‌ای دست بالا تخمین می‌زند. مدل‌های PZ, CL, Kr-2 از نظر سختی و مقدار پریود عمدتاً مابین دو مدل RJ و Kr-1 قرار گرفته‌اند. از نظر مقدار پریود برای هر سه قاب، مدل CL و Kr-2 به هم نزدیک بوده و مدل Kr-1 و PZ نیز تا حدودی به هم نزدیک می‌باشند. مقدار پریود برای همه مدل‌ها در مودهای اولیه اختلاف قابل توجهی داشته و رفته رفته این اختلاف در مودهای بالاتر کاهش می‌یابد، به گونه‌ای که پریود همه مدل‌ها در مود ششم تقریباً به هم نزدیک می‌شود. همچنین از مقایسه نتایج بدست آمده مشاهده می‌گردد که اختلاف در مقدار پریود مدل‌ها با افزایش تعداد طبقات از ۵ به ۱۲، افزایش می‌یابد. مدل‌سازی متفاوت و گزینه‌های در نظر گرفته شده برای چشمه اتصال باعث پراکندگی قابل توجه در شکل‌های مودی نشده است. نتیجتاً تحلیل‌های مودال

نشان دادند که علی‌الخصوص برای پریود مودهای اولیه، هیچ کدام از مدل‌های قبلی نمی‌توانند به درستی خصوصیات مودال قابها را ارائه نمایند و بدلیل اهمیت اثر مودهای بالاتر در رفتار دینامیکی قابها، استفاده از مدل رفتاری مناسب چشمه اتصال ضروری به نظر می‌رسد.

نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان دهنده تفاوت قابل توجه میان تغییرمکان و دررفت طبقات در مدل Kr-1 با سایر مدل‌هاست. با مقایسه ماکزیمم چرخش پلاستیک ایجاد شده در تیرها و ستون‌های هر طبقه، تفاوت خیلی زیاد و معنی‌داری میان مدل Kr-1 و سایر مدل‌ها مشاهده می‌گردد. بنابراین استفاده از مدل Kr-1 جهت بررسی رفتار غیرخطی جانبی قابها، نتایج گمراه‌کننده‌ای در پی خواهد داشت. و تغییر در ضخامت ورق پیوستگی قائم نقش تعیین‌کننده‌ای در میزان خطای ایجاد شده در ارزیابی رفتار غیرخطی قاب ناشی از اعمال مدل Kr-1 دارد. صرف‌نظر از مدل Kr-1، تفاوت در چرخش پلاستیک طبقه میان سایر گزینه‌های مختلف مدل‌سازی نیز قابل توجه است. در میان مدل‌های Kr-2, PZ, RJ, CL، کمترین چرخش پلاستیک ایجاد شده در هر طبقه مربوط به مدل PZ و بیشترین مقادیر مربوط به مدل RJ می‌باشد. تفاوت‌ها نشان‌دهنده اهمیت استفاده از مدل واقعی رفتار چشمه اتصال در ارزیابی پاسخ غیرخطی قابها می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌گردد استفاده از سایر مدل‌ها بجای مدل رفتار واقعی چشمه اتصال، که عمدتاً توسط مهندسین طراح برای مدل‌سازی قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد، ارزیابی نادرستی را به دنبال خواهد داشت. بنابراین ارائه رفتار واقعی چشمه اتصال، علی‌الخصوص در اتصالات با مقطع جفت پروفیل، و استفاده از مدل رفتاری واقعی چشمه اتصال در ارزیابی پاسخ غیرخطی قاب‌ها ضروری به نظر می‌رسد.

۵- مراجع

- ۱- ع. مزروعی، و. سیمونیان، م. ن. عشقی، "ارزیابی اتصالات صلب جوشی متداول در ایران" گزارش تحقیقاتی شماره ک-۳۰۵، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۷۸.
- ۲- "مبحث دهم (طرح و اجرای ساختمان های فولادی)" دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، معاونت امور مسکن و ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۸۷.
- 3-AISC 341-05 (2005), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
- 4-Federal Emergency Management Agency, FEMA-350, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building"; June, 2000.
- 5- Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Inelastic behaviour of steel beam-to-column subassemblages. Report No. EERC 71-07, University of California Berkeley, Berkeley, California, 1971.
- 6- Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Shear behavior of steel frame joints. Journal of the Structural Division, ASCE 1975;101(11): 2317-36.
- 7- Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Inelastic behavior of steel beam-to-column subassemblages. Report No. EERC 71/07, University of California, Berkeley, CA; 1971.
- 8- Krawinkler H, Mohasseb S. Effect of Panel Zone Deformations on Seismic Response. Journal of Constructional Steel Research 8 (1987) 233-250.
- 9- Fielding DJ, Huang JS. Shear in steel beam-to-column connections. Welding J. 1971;50(7):313s-26 (research supplement).
- 10- Wang SJ. Seismic response of steel building frames with inelastic joint deformation. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA; 1988.
- 11- Kim KD, Engelhardt MD. Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. Journal of Constructional Steel Research 58 (2002) 605-635.
- 12-ASCE/SEI 41-06 , Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers.

