

## مقایسه قاب پس کشیده و قاب خمشی ویژه در خرابی پیشرونده ساختمان

مجید محمدی

استادیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران  
[m.mohammadigh@iiees.ac.ir](mailto:m.mohammadigh@iiees.ac.ir)

ناهید اینانلو

دانشجوی کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران  
[n.inanloo@iiees.ac.ir](mailto:n.inanloo@iiees.ac.ir)

کلید واژه‌ها: خرابی پیشرونده، کنش زنجیره‌ای، پس کشیده، خودمحوری، تحلیل غیر خطی

### چکیده

به هنگام حذف ستون در خرابی پیشرونده، تیرها برای مقاومت در برابر بارهای قائم کنش زنجیره‌ای از خود نشان می‌دهند. طبق مطالعات صورت گرفته، یکی از راهکارهای افزایش کنش زنجیره‌ای در سازه استفاده از اتصالات پس کشیده کابلی می‌باشد. در این اتصال از نبشی زیر سری و بالاسری برای کنترل تغییرشکل‌های پلاستیک و تعدادی کابل با مقاومت بالا برای ایجاد خاصیت خود مرکزی استفاده شده است. پس از پیچ شدن نبشی‌ها، کابل‌ها در امتداد تیر قرار گرفته و در بال خارجی ستون پس کشیده می‌شوند. مهمترین پارامتری که در طراحی چنین قابی که اصطلاحاً قاب پس کشیده نامیده می‌شود وجود دارد ضریب  $a$  است که افزایش آن منجر به قوی تر شدن اتصال می‌گردد. هدف از این مطالعه یافتن مقدار  $a$  مناسب به هنگام طراحی این قاب‌ها برای مقابله با خرابی پیشرونده است. بدین منظور قاب‌های پس کشیده با ضرایب مختلف  $a$  با استفاده از برنامه اپنسیس (Opensees) مدل‌سازی و نتایج آن با قاب مشابهی که دارای اتصالات کاملاً گیردار است مقایسه شده است. صحت مدل‌سازی اتصالات پس کشیده با نتایج آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی انجام شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که حداقل پارامتر طراحی ( $a$ ) که باعث افزایش مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده نسبت به قاب مشابه دارای اتصالات گیردار می‌شود، مقدار  $1/55$  می‌باشد.

### مقدمه

تا قبل از زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴ فرض بر این بود که ساختمان‌های قاب خمشی فولادی از شکل پذیری کافی در مقابل زلزله برخوردار می‌باشند، در حالی که در این زلزله این ساختمان‌ها دچار گسیختگی‌های بیشماری در اتصالاتشان گشتند. این شکست‌ها، عمدتاً در جوش شیاری با نفوذ کامل بین بال‌های تیر و ستون رخ دادند که باعث کاهش مقاومت سیکلی و شکل پذیری اتصالات شدند. این گسیختگی‌ها ناشی از پسماند عمل جوشکاری و تنش‌های سه محوری بالا در انتهای بال‌های تیر بودند (Ricles et al, 2002). بنابراین بعد از این زلزله، طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی دچار تغییرات زیادی شد. جزئیات اتصال خمشی جایگزین بیشماری بعد از زلزله نورتریج پیشنهاد شد که شامل استفاده از پلیت‌های تقویتی (انگلهارد و سابول<sup>۱</sup> ۱۹۹۸)، استفاده از لچکی‌های ماهیچه‌ای پیچی یا جوشی (کاسایی و همکاران<sup>۲</sup> ۱۹۹۸) و کاهش عرض بال تیر برای کنترل محل مفصل پلاستیک (چن و همکاران<sup>۳</sup> ۱۹۹۶) می‌باشد. همه این جزئیات به منظور ایجاد تغییرشکل پلاستیک در تیرها و نواحی خارج از اتصال تیر به ستون است. بنابراین هنگام زلزله، تیرها با این گونه اتصالات به دلیل تسلیم و کمناش موضعی، متحمل آسیب و دررفت‌های پس ماند قابل توجهی در قاب می‌شوند. سیستم مقاوم به زلزله مطلوب، سیستمی است که دارای ویژگی‌های خود مرکزی باشد یعنی بعد از زلزله سازه به موقعیت اولیه‌اش باز گردد و همچنین آسیب در المان‌های سازه‌ای اصلی را کاهش دهد یا حذف کند (Andre Filiatrault et al, 2004). برای رسیدن به قاب فولادی خمشی با ویژگی‌های مذکور، ایده استفاده از اتصالات خمشی خود مرکز پس کشیده (PT)<sup>۴</sup> به جای اتصالات خمشی جوشی اولین بار توسط Ricles et al در سال ۲۰۰۲ مطرح گردید. در این اتصال از نبشی زیر سری و بالاسری و تعدادی کابل با مقاومت بالا استفاده شده است. در این تحقیق اثر قاب دارای اتصال PT که توسط ریکلس و همکارانش پیشنهاد شده است، بر خرابی پیشرونده مورد مطالعه قرار گرفته است.

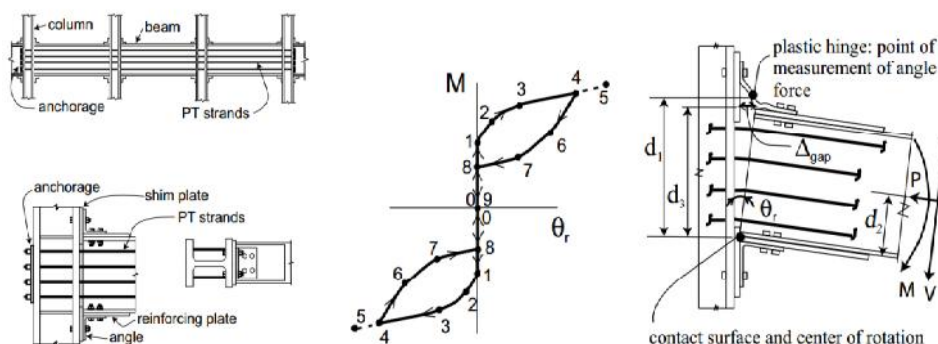
1. Engelhardt and Sabol
2. Kasai
3. Chen
4. Post-tensioned



سازه‌های مهم که ممکن است در معرض خرابی پیشرونده قرار بگیرند باید به گونه‌ای طراحی شوند که اگر هر یک از اجزای آن‌ها از بین روند، مسیرهای جایگزین برای انتقال بار از آن عضو موجود باشند و اعضای برابر اطراف عضو محذوف بدون وقوع فروریزش کلی، ظرفیت اضافی جهت تحمل نیروی آن را داشته باشند. به هنگام حذف عضو برابر قائم، تیرها برای مقاومت در برابر بارهای قائم کنش کابلی و یا زنجیره‌ای از خود نشان می‌دهند و بارهای اعمالی عمدتاً توسط مولفه قائم نیروهای محوری در تیرها تحمل می‌شوند (Hyun-Su Kim et al., 2009). بر اساس تحقیقات انجام شده یکی از راهکارهای افزایش کنش کابلی در سازه استفاده از اتصالات پس‌کشیده می‌باشد. مهمترین پارامتری که در طراحی قاب پس‌کشیده وجود دارد ضریب  $a$  می‌باشد. این ضریب نسبت لنگر اتصال متناظر تسلیم نبشی به لنگر طراحی تیر در محل اتصال به ستون است. با تغییر مقدار این ضریب رفتار اتصال و در نتیجه قاب متفاوت خواهد شد. افزایش مقدار  $a$  بیانگر افزایش ظرفیت لنگر اتصال به هنگام بروز تسلیم در نبشی است. به منظور مقایسه عملکرد قاب پس‌کشیده با قاب خمشی ویژه به هنگام خرابی پیشرونده، قاب‌های مشابه اما با اتصالات متفاوت طبق ضوابط موجود طراحی و در نرم‌افزار کامپیوتری اپنسیس مدل‌سازی شد. پنج قاب پس‌کشیده مشابه اما با ضرایب مختلف  $a$  و همچنین یک قاب خمشی ویژه مشابه با این قاب‌ها، تحت سناریو حذف ستون به صورت دینامیکی غیرخطی تحلیل شدند و نتایج پاسخ قاب‌ها با هم مقایسه شد.

## معرفی اتصال پس‌کشیده

اجزای این اتصال شامل ستون، تیر، کابل، نبشی‌های زیر سری و بالا سری، ورق تقویت کننده، ورق پیشانی می‌باشد که در شکل ۱ نشان داده شده است. پس از پیچ شدن نبشی‌های بالا و پایین، کابل‌ها به موازات تیر قرار گرفته و از میان ستون عبور داده شده و در بال خاجی ستون، پس‌کشیده می‌شوند. پس‌کشیده شدن کابل‌ها ظرفیت خمشی اتصال را افزایش داده و یک نیروی بازگرداننده الاستیک برای برگرداندن سازه به موقعیت اولیه اش (قبل از زلزله)، فراهم می‌کند. اصطکاک ایجاد شده در سطح مشترک بال‌های تیر و ستون در برابر برش ناشی از نیروهای جانبی مقاومت می‌کند. برش ناشی از نیروهای ثقلی، توسط نبشی‌ها تحمل می‌شود. ضخامت و طول نبشی‌ها بر ظرفیت لنگر و ظرفیت استهلاک انرژی اتصال تاثیرگذار است. افزایش در ضخامت یا کاهش در طول ظرفیت لنگر و ظرفیت انرژی استهلاک را زیاد می‌کند. برای حفظ قابلیت خود مرکزی اتصال، کابل‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که الاستیک باقی بمانند. ورق‌های تقویتی به بال‌های تیر جوش داده می‌شوند و ورق‌های پیشانی بین بال‌های تیر و ستون قرار می‌گیرند. این ورق‌ها تغییر شکل غیرالاستیک بال‌های تحت تنش لهیدگی را کنترل می‌کنند (Garlock et al., 2007). رفتار لنگر-دوران ( $M-\theta$ ) دلخواه یک اتصال فولادی پس‌کشیده در شکل ۱ مشاهده می‌شود.  $r$  دوران نسبی بین تیر و ستون می‌باشد. در ابتدا به دلیل وجود نیروی پس‌کشیدگی، دوران نسبی صفر است و این اتصال تا قبل از باز شدن شکاف مابین تیر و دستون همانند یک اتصال صلب رفتار می‌کند (رویداد ۱ در منحنی  $M-\theta$ ). با رسیدن لنگر به مقدار مشخصی که لنگر فشاربراری نامیده می‌شود، دوران نسبی مابین تیر و ستون آغاز می‌شود، در این لحظه یکی از بال‌های تیر که تنش فشاری در آن به صفر رسیده از بال ستون جدا می‌شود. با بارگذاری پیوسته، نبشی کششی اتصال تسلیم می‌شود (رویداد ۲) و مکانیسم پلاستیک کامل شدن نبشی کششی رخ می‌دهد (رویداد ۳). با ادامه بارگذاری، کابل‌ها در رویداد ۵ تسلیم خواهند شد. به محض باربرداری (رویداد ۴) نبشی‌های در حال تسلیم، انرژی را مستهلک می‌کنند (بین رویداد ۴ و ۸) تا اینکه شکاف در رویداد ۸ بسته می‌شود (Garlock et al., 2007). برترین مزیت اتصالات پس‌کشیده بر اتصالات خمشی جوشی این است که پلاستیک شدن در مقاطع اصلی سازه مثل تیر و ستون ایجاد نمی‌شود و رفتار غیر خطی تنها در نبشی‌ها بروز می‌نماید که قابل تعمیر یا تعویض می‌باشند.



شکل ۱: جزئیات، منحنی لنگر-دوران و تغییر شکل یک اتصال پس‌کشیده (Garlock et al., 2007)

## ضوابط طراحی اتصال پس‌کشیده (Garlock et al., 2007)

برای طراحی اتصالات PT، معیارهای زیر باید تامین گردد. این معیارها شامل، معیار لنگر آستانه جداسازی، معیار مقاومت اتصال، معیار گسیختگی نبشی، معیار تسلیم کابل، معیار کمانش موضعی تیر و معیار مفصل پلاستیک ستون می‌باشد.

## معیار لنگر آستانه جداسازی

در صورت عدم برآورد رابطه زیر خاصیت مرکز گرایی کاهش می یابد و در انتهای بارگذاری دریافت پس ماند وجود خواهد داشت.

$$M_d \geq 0.6 M_a \quad (1)$$

که  $M_d$  و  $M_a$  به ترتیب لنگر فشار برداری و لنگر اتصال به هنگام تسلیم نبشی می باشند که از روابط زیر به دست می آیند:

$$M_d = d_2 T_0 \quad (2)$$

$$M_a = d_2 T_0 + d_1 V_t \left( 1 + \frac{(2d_2^2)}{K_{a,i} d_1 d_3} \left( \frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) \right) \quad (3)$$

که  $T_0$ ،  $d_1$ ،  $d_2$ ،  $d_3$ ،  $V_t$ ،  $K_{a,i}$ ،  $k_b$  و  $k_s$  به ترتیب نیروی پس کشیدگی اولیه کابل ها، فاصله مرکز دوران اتصال تا مفصل پلاستیک نبشی، فاصله مرکز دوران اتصال تا خط مرکز تیر، فاصله مرکز دوران اتصال تا خط مرکز نبشی کششی، نیروی تسلیم نبشی، سختی اولیه منحنی نیرو-تغییر مکان نبشی، سختی محوری تیر و سختی محوری کابل ها می باشند. فواصل  $d_1$ ،  $d_2$  و  $d_3$  در شکل ۱ نشان داده شده اند.

## معیار مقاومت اتصال

داشتن مقاومت کافی برای اتصال مستلزم تامین رابطه زیر می باشد:

$$M_a \geq M_{des} \quad (4)$$

که  $M_{des}$  لنگر طراحی تیر در محل اتصال ستون بر اساس برش پایه طراحی در آیین نامه ( $V_{des}$ ) و  $a$  پارامتر طراحی می باشد.

## معیار گسیختگی نبشی

برای جلوگیری از گسیختگی نبشی رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$r_{af} = \frac{f}{d_3} \geq r_{DBE} \quad (5)$$

$r_{af}$  و  $r_{DBE}$  به ترتیب دوران نسبی در لحظه گسیختگی نبشی و نیاز دوران نسبی در سطح DBE می باشد.  $f$  شکاف به هنگام گسیختگی نبشی است.

## معیار گسیختگی کابل ها

کابل ها نباید تحت سطح MCE گسیخته شوند. بدین منظور:

$$r_{rs} = \frac{N_s (t_y - t_0)}{2d_2} \left( \frac{k_b + k_s}{k_b k_s} \right) \geq r_{MCE} \quad (6)$$

$r_{rs}$  دوران نسبی است که موجب گسیختگی کابل می شود.  $t_0$ ،  $t_y$  و  $r_{MCE}$  به ترتیب نیروی تسلیم در یک کابل، نیروی پس کشیدگی اولیه در یک کابل و نیاز دوران نسبی در سطح MCE می باشد. این معیار موجب می شود که حتی در صورت گسیختگی نبشی، قاب بارهای ثقلی را تحمل کند.

## معیار کمانش موضعی

تیرها باید حدود لاغری بال و جان و ملزومات مهاربندی را ارضا کنند. همچنین برای جلوگیری از کمانش موضعی بال و جان تیر باید:

$$r_{bb} \geq r_{MCE} \quad (7)$$



$$r_{,2y} \geq r_{,DBE} \quad (8)$$

که  $r_{,bb}$  دوران نسبی است که سبب کماتش موضعی تیر می شود و بر اساس تحلیل المان محدود غیرخطی محاسبه می شود.  $r_{,2y}$  دوران نسبی است که کرنشی دو برابر کرنش تسلیم در جان تیر ایجاد می کند.

### معیار مفصل پلاستیک ستون

به منظور محدود کردن مفاصل پلاستیک در نزدیکی سطح مشترک تیر-ستون، ستون باید قوی تر از تیر باشد. به عبارتی:

$$\sum M_c \geq \sum M_b \quad (9)$$

که  $M_c$  و  $M_b$  به ترتیب کل ظرفیت خمشی ستون و کل نیاز خمشی تیر در محل اتصال تیر-ستون است.

### روش طراحی اتصالات پس کشیده (Garlock et al., 2007)

در ابتدا مقاطع تیر و ستون برای قاب خمشی ویژه، طراحی می شوند. سپس طراحی قاب و اتصالات PT به ترتیب گام های زیر، به صورت سعی و خطا انجام می شود.

- گام اول: پارامترهای طراحی شامل، برش پایه ( $V_{des}$ )، لنگر طراحی تیر در محل اتصال ستون ( $M_{des}$ ) و دررفت های مجاز به دست می آیند.
- گام دوم: فرضیات اولیه زیر برای طراحی تیرها و ستون ها در نظر گرفته می شوند:

$$M_{DBE} = 1.0 M_{p,n} \quad (10)$$

$$0.55 M_{p,n} \geq M_{des} \quad (11)$$

که  $M_{DBE}$  و  $M_{p,n}$  به ترتیب لنگر اتصال در سطح DBE و لنگر پلاستیک اسمی تیر (با صرف نظر از ورق های تقویتی) می باشد.  
- گام سوم: مقاطع تیر و ستون، با در نظر گرفتن فرضیات گام ۲، ایده ستون قوی-تیر ضعیف و حدود مجاز لاغری بال و جان (بر اساس ضوابط لرزه ای) انتخاب می شوند.

- گام چهارم: با استفاده از روش نیروی جانبی معادل (گام ۱)، تحلیل الاستیک قاب (با فرض اتصالات صلب) انجام می شود. قاب باید حد مجاز دررفت طبقه را بر اساس ضوابط طراحی لرزه ای ارضا نماید. اگر محدودیت های دررفت آئین نامه توجیه نشود، مقاطع تیر و ستون باید افزایش یابند و گام ۳ تکرار شود. بعد از اینکه مقاطع تیر و ستون با تامین حد مجاز دررفت، انتخاب شدند با انجام تحلیل، پارامتر لنگر طراحی تیر در وجه ستون ( $M_{des}$ )، برش پایه طراحی ( $V_{des}$ )، تغییر مکان الاستیک بام در برش پایه طراحی ( $M_{el-des}$ ) به دست می آیند.

- گام پنجم: برش پایه برای سطوح DBE و MCE و ( $V_{DBE}$  و  $V_{MCE}$ ) بر اساس ضریب اضافه مقاومت DBE و MCE به صورت زیر به دست می آیند:

$$V_{DBE} = \Omega_{DBE} V_{des} \quad (12)$$

$$V_{MCE} = \Omega_{MCE} V_{des} \quad (13)$$

اگر  $a$  برابر  $0.75$  انتخاب گردد، DBE و MCE به ترتیب  $2/1$  و  $1/9$  در نظر گرفته می شوند. در صورتی که  $a$  بزرگتر از  $0.95$  باشد DBE و MCE به ترتیب  $2/5$  و  $2/2$  لحاظ می گردند.

- گام ششم: در این مرحله دوران نسبی برای سطوح DBE و MCE ( $r_{,DBE}$  و  $r_{,MCE}$ ) طبق روابط ارائه شده گارلوک [۵] محاسبه می گردند.  
- گام هفتم: پس از تعیین  $M_{des}$  در گام چهارم،  $M_d$  و  $M_a$  به ترتیب از فرمول های (۴) و (۱) به دست می آیند. سپس نیروی پس کشیدگی اولیه کابل ها ( $T_0$ ) و تعداد کابلها ( $N_s$ ) به ترتیب با استفاده از روابط (۲) و (۱۴) مشخص می شوند.  $T_0$  و  $N_s$  باید به گونه ای انتخاب گردند که معادله (۶) برقرار باشد.

$$T_0 = N_s t_0 \quad (14)$$

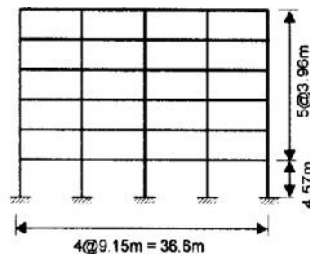


در نهایت پارامترهای طراحی نبشی بر اساس معالات (۳) و (۵) به دست می‌آیند.

- گام هشتم: طراحی ورق های تقویتی؛ طول ورق تقویتی ( $L_{TP}$ )، باید برای ارضای ضوابط کمانش موضعی تیر و ضوابط تسلیم برش افقی تیر انتخاب شود. سطح مقطع ورق تقویتی ( $A_{TP}$ ) نیز باید ضوابط مربوط به تسلیم شدن تحت تنش‌های لهیدگی را ارضا نماید. اگر لازم باشد پارامترهای طراحی اتصال باید اصلاح گردند.

## مدلسازی

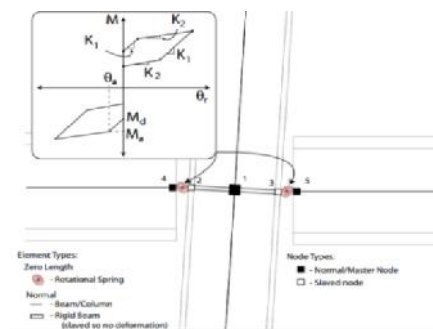
پنج قاب فولادی پس کشیده شش طبقه، چهار دهانه مشابه (شکل ۲) اما با جزئیات اتصالات مختلف، مطابق ضوابط و روش طراحی که در بخش قبلی بیان گردید در نرم افزار کامپیوتری اپنسیس مدل شده اند. در کلیه قاب ها در تمام طبقات از نبشی های زیر سری و بالا سری  $L200 \times 200 \times 20$  استفاده شده است. نبشی ها برای تحمل بار ثقلی طراحی شده اند. با افزایش نیروی پس کشیدگی اولیه کابل ها، ظرفیت اتصال و در نتیجه ضریب  $a$  افزایش می‌یابد. حداقل ضریب  $a$  پیشنهادی توسط (Garlock et al., 2007) برای طبقات ۱ تا ۴ و دو طبقه آخر به ترتیب  $0.95$  و  $1.1$  می‌باشد. قاب فولادی خمشی ویژه با اتصالات گیردار نیز بر اساس ضوابط موجود در آیین نامه های ملی ایران (استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم) طراحی و در اپنسیس مدل شده است. لازم به ذکر است که مقاطع، خصوصیات مصالح، نحوه بارگذاری و سناریوی مورد نظر برای خرابی پیش رونده در هر شش قاب یکسان می باشد و تفاوت آنها در نوع یا جزئیات اتصال است.



شکل ۲: ابعاد دهانه و ارتفاع قاب های مورد مطالعه

## مدلسازی تیر، ستون و اتصالات در اپنسیس

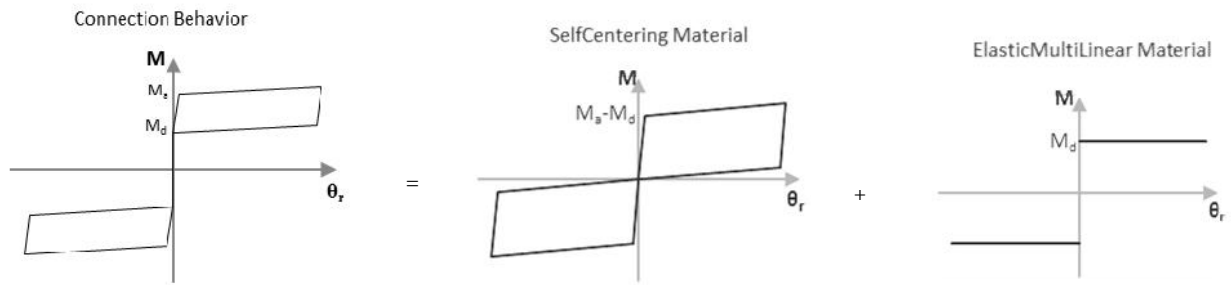
مدلسازی تیر و ستون با المان غیرخطی (element nonlinearBeamColumn) و مقطع فایبر (fiberSec) در اپنسیس انجام شده است. این المان توزیع پلاستیسیته را به صورت گسترده در سرتا سر عضو در نظر می‌گیرد. بنابراین امکان بروز مفصل پلاستیک در هر نقطه از طول المان میسر است. رفتار مصالح فولاد به صورت دوخطی معرفی شده که بدین منظور ماده Steel01 به کار رفته است. برای مدلسازی اتصالات PT از روش پیشنهادی (Dobossy et al., 2006) استفاده شده است. همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، در این روش هر اتصال با یک فنر پیچشی، معادلسازی می‌گردد.



شکل ۳: مدل فنر پیچشی (Dobossy et al., 2006)

برای سهولت مدلسازی می‌توان، رفتار M- اتصال را همانند شکل ۴ ایده آل نمود. بنابراین رفتار برگ-شکل اتصال با موازی کردن مصالح ElasticMultiLinear (شکل ۴-الف) و مصالح SelfCentering (شکل ۴-ب) و تخصیص آن به فنر پیچشی، به صورت شکل ۴-ج مدل شده است.





ج: رفتار ایده آل اتصال

ب: مصالح خودمركز  
شکل ۴: موازی کردن مصالح فنر پیچشی

الف: مصالح چندخطی الاستیک

سختی اولیه منحنی M- اتصال<sup>۱</sup> که در شکل ۳ با  $K_1$  نشان داده شده برابر است با:

$$K_1 = K_{a,i} d_1 d_3 + 2 d_2^2 \left( \frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) + K_{fd} \quad (15)$$

که  $K_{a,i}$ ،  $k_b$  و  $k_s$  در قبل تعریف شده‌اند.  $K_{fd}$  سختی ناشی از دیافراگم طبقه می‌باشد. به دلیل دو بعدی بودن مدل، از سختی ناشی از دیافراگم صرف‌نظر شده است.

دوران متناظر بروز تسلیم در نبشی که در شکل ۳-۸ با  $a$  نشان داده شده است برابر است با:

$$a = \frac{V_t}{d_3 K_{a,i}} \quad (16)$$

سختی اتصال پس از تسلیم نبشی (شیب ثانویه منحنی M- اتصال که در شکل ۳-۸ با  $K_2$  نشان داده شده است) برابر است با:

$$K_2 = d_1 d_3 K_p + 2 d_2^2 \left( \frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) + K_{fd} \quad (17)$$

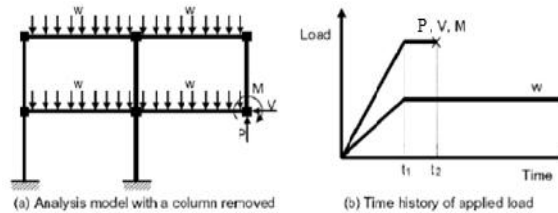
که  $K_p$  سختی نبشی پس از بروز تسلیم در آن است (Dobossy et al., 2006). صحت سنجی مدلسازی مزبور با نتایج آزمایشگاهی (Garlock et al., 2004) حاکی از دقت خوب مدل مورد استفاده از این تحقیق می‌باشد. جزئیات صحت سنجی در مطالعات اینانلو (۱۳۹۳) آمده است.

## تحلیل دینامیکی غیر خطی برای حذف ستون

در گام نخست پس از اعمال بارگذاری ثقیلی به صورت استاتیکی و بعد از آنکه سازه به حالت تعادل رسید، نیروهای داخلی ستونی که قرار است حذف شود، به دست می‌آید. بارگذاری بر اساس آیین نامه GSA (2003) انجام شده است. در گام دوم همان‌طور که در شکل ۵ نشان داده شده است، به جای این ستون عکس‌العمل‌های ایجاد شده در آن که از گام اول به دست آمده است، جایگزین می‌گردند. برای شبیه‌سازی حذف ناگهانی ستون، عکس‌العمل ستون پس از گذشت زمان معینی حذف می‌شوند. در شکل متغیرهای  $V, P$  و  $M$  که نشان‌دهنده نیروی محوری، نیروی برشی و ممان خمشی برای حالت دوبعدی هستند، نشان داده شده است.  $W$  بارگسترده خطی ثقیلی است. در این بررسی نیروها به طور خطی به مدت کوتاهی (پنج ثانیه) افزایش پیدا کرده تا به مقادیر نهایی برسند، سپس به مدت دو ثانیه به‌طور ثابت به سازه اعمال گشته تا سیستم به وضعیت ثابت برسد. سپس نیروهای معادل محذوف ناگهان حذف می‌شود تا تأثیر دینامیکی ایجاد شده با برداشتن ناگهانی ستون شبیه‌سازی گردد.

1. Post decompression
2. Post yielding stiffness





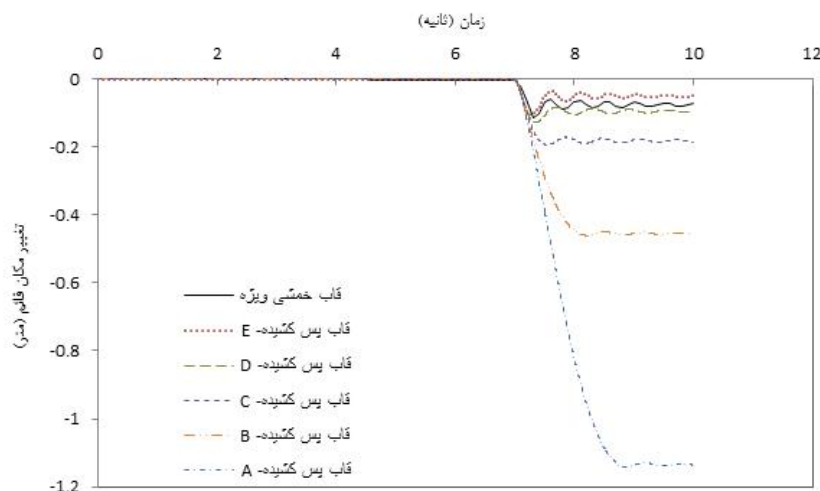
شکل ۵: نحوه بارگذاری برای تحلیل دینامیکی (خطی و غیرخطی) به صورت تاریخچه زمانی (Hyun-Su Kim et al., 2009)

### ارزیابی نتایج تحلیل به منظور انتخاب پارامتر طراحی (a)

طبق دستورالعمل (GSA (2003)، باید دو سناریو برای حذف ستون در نظر گرفت: حذف ستون گوشه طبقه اول و حذف ستون میانی طبقه اول. برای همه قاب ها هر دو سناریو انجام شده که پاسخ های آنها به یکدیگر نزدیک است. در مقاله حاضر تنها نتایج سناریو حذف ستون میانی در طبقه نخست ارائه شده است. حداکثر تغییرمکان قائم و دررفت پسماند قائم کلیه قاب ها در جدول ۱ مشاهده می شود. منظور از دررفت، جابجایی نسبی دو انتهای تیر تقسیم بر طول دهانه تیر (۹۱۵ سانتیمتر) می باشد. همه ی قاب ها بدون فروریزش، حذف ستون را تحمل کرده اند. همانطور که در جدول ۱ نشان داده شده است، بیشترین دررفت در قاب پس کشیده- A رخ داده و دلیل آن ضعیف بودن اتصالات آن است. کمترین دررفت نیز مربوط به قاب پس کشیده- E می باشد که اتصالات آن بر اساس ضریب  $a$  بزرگتری طراحی شده اند. با مقایسه پاسخ قاب های پس کشیده با قاب خمشی ویژه می توان چنین نتیجه گرفت که در صورتی که ضریب  $a < 1/55$ ، انتخاب شود قاب پس کشیده عملکرد بهتری داشته و پاسخ سازه کمتر از قاب خمشی ویژه می باشد اما در محدوده  $1/55 < a < 0/95$  عملکرد قاب خمشی ویژه بهتر بوده و مقاومت بیشتری از خود در برابر حذف ستون نشان داده است. تاریخچه زمانی تغییرمکان قائم ستون محذوف در قاب های پس کشیده و قاب خمشی ویژه در شکل ۶ با هم مقایسه شده اند.

جدول ۱: حداکثر تغییرمکان قائم و تغییر مکان پسماند ستون محذوف در قاب های پس کشیده و قاب خمشی ویژه

قاب	ضریب $a$ (طبقات ۱ تا ۴)	حداکثر تغییرمکان قائم		تغییرمکان قائم پسماند	
		دررفت (%)	سانتیمتر	دررفت (%)	سانتیمتر
A- قاب پس کشیده	۰/۹۵	۱۴/۶۱	۱۳۲/۷۶	۱۴/۴۷	۱۳۲/۴۹
B- قاب پس کشیده	۱/۱	۷/۰۷	۶۴/۶۹	۶/۹۳	۶۳/۴۱
C- قاب پس کشیده	۱/۲۵	۳/۰۵	۲۷/۹۹	۲/۷۶	۲۵/۳۴
D- قاب پس کشیده	۱/۴	۱/۹۳	۱۷/۶۸	۱/۶۹	۱۵/۴۹
E- قاب پس کشیده	۱/۵۵	۱/۵۲	۱۳/۹۹	۰/۹۹	۹/۰۶
قاب خمشی ویژه	-	۱/۵۷	۱۴/۳۹	۱/۳۱	۱۱/۹۹



شکل ۶: تاریخچه زمانی تغییرمکان قائم ستون محذوف در قاب های پس کشیده و قاب خمشی ویژه

همان طور که در شکل نشان داده شده است، وقتی ستون میانی در طبقه نخست در قاب پس کشیده- E ناگهان برداشته می شود، گره بالای ستون محذوف ارتعاش پیدا کرده و به حداکثر جابه جایی عمودی ۱۰/۳۷ سانتیمتر می رسد. سرانجام پاسخ در ۴/۸۵ سانتیمتر تثبیت





گردیده است. جابه‌جایی عمودی حداکثر و باقیمانده در مدل قاب خمشی ویژه تحت همین سناریو حذف، به ترتیب  $11/62$  و  $8/54$  سانتیمتر می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با انتخاب پارامتر طراحی  $1/55$  a قاب پس کشیده ایمنی بیشتری را نسبت به قاب خمشی ویژه در برابر خرابی پیشرونده فراهم می‌کند.

## نتیجه گیری

در این تحقیق به بررسی اثر اتصالات پس کشیده بر خرابی پیشرونده پرداخته شد. مهمترین پارامتری که در طراحی قاب پس کشیده وجود دارد ضریب a است که افزایش آن منجر به قوی تر شدن اتصال می‌گردد. به منظور یافتن مقدار a مناسب برای طراحی این قاب ها جهت مقابله با خرابی پیشرونده، پنج قاب پس کشیده مشابه اما با ضرایب مختلف a و همچنین یک قاب خمشی ویژه مشابه با این قاب ها، تحت سناریو حذف ستون یکسان به صورت دینامیکی غیرخطی تحلیل شدند و نتایج آن ها با هم مقایسه شد. نتایج تحلیل ها نشان داد که هرچقدر ضریب a بزرگتر، ظرفیت اتصال بیشتر و در نتیجه مقاومت قاب برای مقابله با خرابی پیشرونده افزایش می‌یابد. در صورتی که ضریب a ،  $1/55$  انتخاب شود قاب پس کشیده عملکرد بهتری داشته و پاسخ سازه کمتر از قاب خمشی ویژه می‌باشد اما در محدوده  $a < 1/55$  عملکرد قاب خمشی ویژه بهتر بوده و مقاومت بیشتری از خود در برابر حذف ستون نشان داده است. بنابراین طراحی قاب پس کشیده با حداقل ضریب a  $1/55$  ضمن فراهم کردن ایمنی بیشتر نسبت به قاب خمشی ویژه مشابه، در خرابی پیشرونده، منجر به آسیب کمتری به تیر و ستون می‌شود. تغییر شکل های پلاستیک تنها در نبشی ها رخ می‌دهد که قابل تعمیر و تعویض می‌باشند.

## مراجع

اینانلو ن (۱۳۹۳)، بررسی اثر استفاده از اتصالات کابلی پس کشیده و میانقاب در کاهش خرابی پیشرونده سازه، پایان نامه کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، زیر نظر دکتر مجید محمدی

Dobossy M, Garlock M and VanMarcke E (2006) Comparison of Two Self- Centering Steel Moment Frame Modeling Techniques: Explicit Gap Models, and Non- Linear Rotational Spring Models, *4th International Conference on Earthquake Engineering*, Taipei, Paper No.101

Filiatrault A, Restrepo J and Christopoulos C (2004) Development of Self-Centering Earthquake Resisting Systems, *13<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, Paper No. 3393

Garlock M, Ricles JM and Sause R (2004) Experimental Studies on Full-Scale Post-Tensioned Steel Moment Connections, *13<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, Paper No. 2514

Garlock M, Ricles JM and Sause R (2007) Behavior and Design of Posttensioned Steel Frame Systems, *Journal of Structural Engineering*, Vol 133, Issue3, p.389-399

General Service Administration (2003) Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects, U.S

Kim H J and Christopoulos C (2009) Seismic design procedure and seismic response of post-tensioned self-centering steel frames, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, p.355-376

Kim HS, Kim J and An DW (2009) Development of integrated system for Progressive collapse analysis of building structures considering dynamic effects, *Advances in Engineering Software* 40, p.1-8

Ricles J, Sause R, Peng S and Lu LW (2002) Experimental Evaluation of Earthquake Resistant Posttensioned Steel Connections, *Journal of Structural Engineering*. Vol 128, Issue7, p.850-859

