

چکیده

خرابی پیش‌رونده نوعی از خرابی در سازه است که در آن تخریب یک یا چند عضو سازه‌ای منجر به خرابی قسمت زیادی از سازه و حتی فروریزش کلی می‌گردد. به هنگام خرابی ستون در خرابی پیش‌رونده، تیرها برای مقاومت در برابر بارهای قائم به صورت زنجیر عمل می‌کنند و عواملی که بتوانند این کنش زنجیری را تقویت کنند عملاً باعث جلوگیری از گسترش خرابی پیش‌رونده خواهند شد. یکی از راهکارهای افزایش کنش زنجیره‌ای استفاده از اتصالات پس کشیده کابلی می‌باشد. این نوع اتصال در سال ۲۰۰۱ پیشنهاد گردید که در آن از نبشی زیر سری و بالا سری برای کنترل تغییر شکل‌های پلاستیک و از تعدادی کابل با مقاومت بالا برای ایجاد خاصیت خود مرکزی استفاده شد. در تحقیق حاضر اثر این نوع اتصال (اتصال کابلی پس کشیده) بر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار می‌گیرد. مهم‌ترین پارامتری که در طراحی قاب دارای چنین اتصالی که اصطلاحاً قاب پس کشیده نامیده می‌شود وجود دارد ضریب α_a است که افزایش آن منجر به قوی‌تر شدن اتصال می‌گردد. به بیان دیگر پارامتر α_a بیانگر نسبت لنگر اتصال به هنگام تسلیم نبشی به لنگر طراحی تیر در وجه ستون می‌باشد. هدف از این مطالعه یافتن حداقل مقدار α_a مناسب برای مقابله با خرابی پیش‌رونده است. بدین منظور قاب‌های پس کشیده با ضرایب مختلف α_a با استفاده از برنامه اینسیس^۱ 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 در صورتی که پارامتر طراحی α_a بزرگ‌تر از ۱/۵۵ اختیار گردد مقاومت سازه دارای اتصال پس کشیده در برابر خرابی پیش‌رونده از قاب مشابه دارای اتصالات گیردار بیشتر می‌شود. همچنین یک تحلیل حساسیت برای یافتن مؤثرترین خصوصیت اتصال پس کشیده در افزایش مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده انجام شده است که نتایج آن نشان می‌دهد افزایش نیروی پس کشیدگی کابل‌ها بیشترین تأثیر را بر کاهش پاسخ سازه در برابر خرابی پیش‌رونده دارد.

واژگان کلیدی: اتصال پس کشیده، خرابی پیش‌رونده، کنش زنجیره‌ای، تحلیل دینامیکی.

اثر اتصالات پس کشیده کابلی بر خرابی پیش‌رونده سازه‌های فلزی

مجید محمدی (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و

مهندسی زلزله، تهران، ایران،

m.mohammadi@iiees.ac.ir

ناهد اینانلو

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران- زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی

زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۱- مقدمه

انتقال بار از آن عضو موجود باشند و اعضای باربر اطراف عضو محذوف بدون وقوع فروریزش کلی، ظرفیت اضافی جهت تحمل نیروی آن را داشته باشند. به هنگام حذف عضو

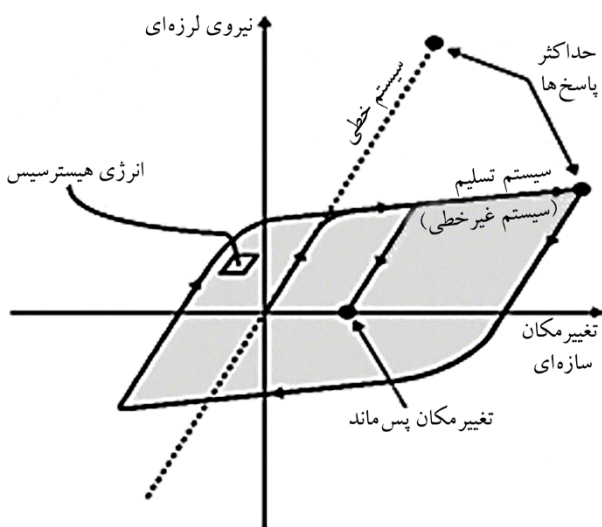
سازه‌های مهم که ممکن است در معرض خرابی پیش‌رونده قرار بگیرند باید به گونه‌ای طراحی شوند که اگر هر یک از اجزای آنها از بین روند، مسیرهای جایگزین برای

می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود حداکثر نیروی لرزه‌ای این سیستم‌ها به مقدار چشمگیری از سیستم‌های خطی کمتر است و بنابراین طرحی که ضمن تأمین پایداری سازه منجر به پاسخ غیر الاستیک شود بسیار اقتصادی‌تر است. البته این سیستم‌ها با دو چالش اساسی مواجه هستند که عبارتند از:

۱- در زلزله‌های نسبتاً قوی، برخی نواحی در سیستم مقاوم به نیروی جانبی، قربانی می‌شوند و نیاز به تعمیر دارند و گاهی در زلزله‌ی قوی غیر قابل تعمیر می‌باشند.

۲- از آنجایی که قرار است بخش زیادی از انرژی توسط چرخه‌های هیستریزس تلف شود، بعد از زلزله ممکن است جابه‌جایی پس‌ماند چشمگیری در سیستم روی دهد (شکل ۱). تغییر شکل پس‌ماند بیش از حد، تحت اثر $P-\Delta$ ثانویه ناشی از بارهای ثقیلی، حتی ممکن است باعث انهدام سازه شود. بنابراین سیستم مقاوم به زلزله مطلوب باید:

- ۱- شامل خصلت‌های غیرخطی سازه باشد که به‌موجب آن نیروهای لرزه‌ای نسبت به سیستم خطی کاهش محسوسی یابد.
- ۲- دارای ویژگی خود مرکزی باشد و سازه بعد از تحمل تغییر مکان جانبی ناشی از زلزله به موقعیت اولیه‌اش بازگردد و جابه‌جایی پس‌ماند به حداقل برسد.
- ۳- آسیب در اعضای سازه‌ای اصلی را کاهش دهد یا حذف نماید [۳].



شکل (۱): مقایسه پاسخ لرزه‌ای سیستم خطی و غیرخطی [۳].

باربر قائم، تیرها برای مقاومت در برابر بارهای قائم، کنش کابلی و یا زنجیره‌ای از خود نشان می‌دهند و بارهای اعمالی عمدتاً توسط مؤلفه قائم نیروهای محوری در تیرها تحمل می‌شوند [۱]؛ بنابراین عواملی که بتوانند کنش کابلی را تقویت کنند عملاً باعث افزایش مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده می‌گردند که یکی از راهکارهای افزایش کنش کابلی در سازه، استفاده از اتصالات پس کشیده می‌باشد.

تا قبل از زلزله نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴، فرض بر این بود که ساختمان‌های قاب خمشی فولادی از شکل‌پذیری کافی در مقابل زلزله برخوردار می‌باشند، در حالی که ساختمان‌ها در این زلزله دچار گسیختگی‌های بی‌شماری به‌خصوص در اتصالات گشتند. این شکست‌های غیر قابل انتظار، عمدتاً در جوش شیاری با نفوذ کامل بین بال‌های تیر و ستون رخ دادند که باعث کاهش مقاومت سیکلی و شکل‌پذیری اتصالات شدند. دلیل اصلی این گسیختگی‌ها، تنش‌های پسمانده ناشی از عمل جوشکاری و وجود تنش‌های سه‌محوری بالا در انتهای بال تیرها بود [۲]؛ بنابراین بعد از این زلزله، طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی دچار تغییرات زیادی شد و جزئیات جدیدی [۲] برای اتصال خمشی پیشنهاد شد که برخی از آن موارد به‌صورت زیر است:

- ۱- استفاده از صفحات تقویتی
 - ۲- استفاده از لچکی‌های ماهیچه‌ای پیچی یا جوشی
 - ۳- کاهش عرض بال تیر برای کنترل محل مفصل پلاستیک
- همه این جزئیات به‌منظور ایجاد تغییر شکل پلاستیک در تیرها ولی در نواحی خارج از اتصال تیر به ستون است؛ بنابراین هنگام زلزله، تیرهای دارای چنین اتصالاتی به دلیل تسلیم و کم‌انرژی موضعی، متحمل آسیب و دررفت‌های پسماند قابل توجهی در قاب می‌شوند. سیستم مقاوم به زلزله مطلوب باید دارای ویژگی‌های خود مرکزی باشد یعنی سازه بعد از زلزله به موقعیت اصلی‌اش بازگردد [۳].

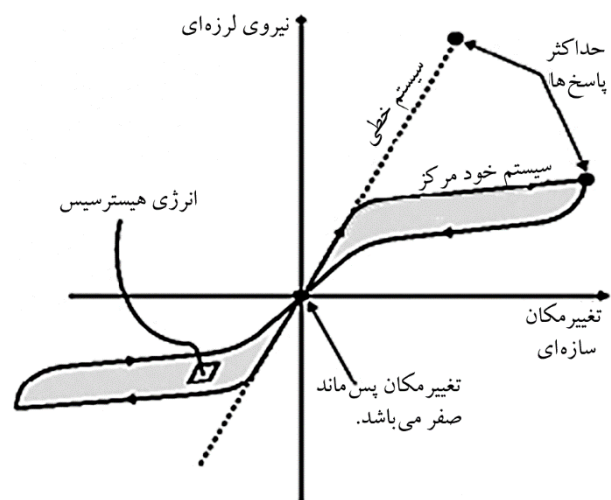
شکل (۱) پاسخ لرزه‌ای سیستم دارای رفتار غیرخطی را نشان

این تحقیق در ابتدا به منظور مقایسه عملکرد قاب پس کشیده با قاب خمشی ویژه به هنگام خرابی پیش‌رونده، قاب‌های مشابه اما با اتصالات متفاوت طبق ضوابط موجود طراحی و در نرم‌افزار اینپسیس [۴] مدل‌سازی شد. پنج قاب پس کشیده مشابه اما با ضرایب مختلف α_h و همچنین یک قاب خمشی ویژه مشابه با این قاب‌ها (دارای اتصالات معمولی با گیرداری کامل)، تحت سناریوی حذف ستون، مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند و نتایج پاسخ قاب‌ها با هم مقایسه شد. عوامل مؤثر بر ظرفیت خمشی اتصالات PT که باعث تغییر مقدار ضریب α_h می‌شود، مقدار نیروی پس کشیدگی اولیه کابل‌ها و ابعاد نبشی‌ها می‌باشد؛ بنابراین در این تحقیق به منظور یافتن عاملی که بیشترین اثر را از بین دو عامل فوق در افزایش مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده دارد، یک تحلیل حساسیت در نرم‌افزار کامپیوتری اینپسیس [۴] نیز انجام شده است.

۲- رفتار اتصال پس کشیده کابلی

اجزای این اتصال شامل ستون، تیر، کابل، نبشی‌های زیر سری و بالا سری، ورق تقویت کننده، ورق پیشانی می‌باشد که در شکل (۳) نشان داده شده‌اند. پس از پیچ شدن نبشی‌های بالا و پایین، کابل‌ها به موازات تیر قرار گرفته و از میان ستون عبور داده شده و در بال خارجی ستون، پس کشیده می‌شوند. پس کشیده شدن کابل‌ها، ظرفیت خمشی اتصال را افزایش داده و یک نیروی بازگرداننده الاستیک برای برگرداندن سازه به موقعیت اولیه‌اش قبل از زلزله، فراهم می‌کند. برش ناشی از نیروهای ثقلی، توسط نبشی‌ها تحمل می‌شود. ضخامت و طول نبشی‌ها بر ظرفیت لنگر و ظرفیت استهلاک انرژی اتصال تأثیر گذار است. ظرفیت لنگر و ظرفیت انرژی استهلاک با افزایش ضخامت یا کاهش طول نبشی افزایش می‌یابد. با این وجود، ضخامت یا طول نبشی باید محدود باشد زیرا افزایش در ضخامت نبشی منجر به افزایش نیروی کششی پیچ می‌شود و کاهش طول نبشی‌ها کرنش پلاستیک در نبشی‌ها را افزایش می‌دهد. برای حفظ قابلیت خود مرکزی اتصال، کابل‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که الاستیک باقی بمانند. ورق‌های

سیستم‌هایی که ویژگی‌های خود مرکزی را فراهم می‌کنند جایگزین اقتصادی با ارزشی برای سیستم‌های متداول هستند. شکل (۲) پاسخ لرزه‌ای یک سیستم خود مرکز را نشان می‌دهد. مقدار انرژی تلف شده در چنین سیستم‌هایی در مقایسه با سیستم متداول کاهش یافته است. این سیستم در هر سیکل و در انتهای بارگذاری لرزه‌ای، به نقطه نیرو و جابه‌جایی صفر برمی‌گردد. این سیستم در سازه‌های بتنی، سازه‌های فولادی، پل، پی و دیوارهای بنایی قابلیت اجرا دارد [۳].

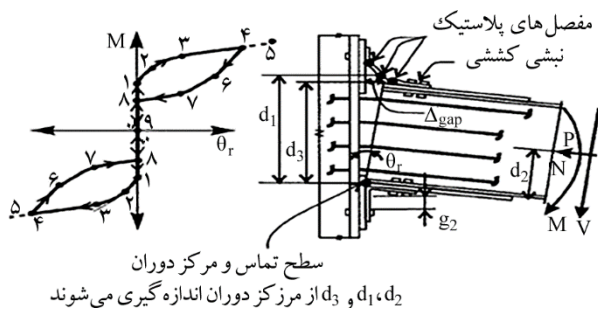


شکل (۲): پاسخ لرزه‌ای سیستم خود مرکز [۳].

برای رسیدن به قاب فولادی خمشی با ویژگی‌های مذکور، ایده استفاده از اتصالات خمشی خود مرکز پس کشیده (PT) به جای اتصالات خمشی جوشی اولین بار توسط ریکلس و همکاران مطرح گردید [۲]. در این اتصال از نبشی زیر سری و بالاسری و تعدادی کابل با مقاومت بالا استفاده شد. در تحقیق حاضر اثر قاب دارای اتصال PT که توسط ریکلس و همکاران پیشنهاد شده است، بر خرابی پیش‌رونده مورد مطالعه قرار گرفته است.

مهم‌ترین پارامتری که در طراحی قاب پس کشیده وجود دارد ضریب α_h است. این ضریب نسبت لنگر اتصال متناظر تسلیم نبشی اتصال به لنگر طراحی تیر است. با تغییر مقدار این ضریب رفتار اتصال و در نتیجه قاب متفاوت خواهد شد. افزایش مقدار α_h بیانگر افزایش ظرفیت لنگر اتصال به هنگام بروز تسلیم در نبشی است. در

برترین مزیت اتصالات پس کشیده بر اتصالات معمول خمشی این است که پلاستیک شدن در مقاطع اصلی سازه مثل تیر و ستون ایجاد نمی شود و رفتار غیرخطی تنها در نبشی ها بروز می نماید که قابل تعمیر یا تعویض هستند [۷].



شکل (۴): رفتار لنگر- دوران و تغییر شکل یک اتصال پس کشیده [۵].

۳- ضوابط و روش طراحی اتصال پس کشیده

برای طراحی اتصالات PT، معیارهای زیر باید تأمین گردند. این معیارها شامل، معیار لنگر آستانه جداشدگی، معیار مقاومت اتصال، معیار گسیختگی نبشی، معیار تسلیم کابل، معیار کماتنش موضعی تیر و معیار مفصل پلاستیک ستون می باشد.

۳-۱- معیار لنگر آستانه جداشدگی

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

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

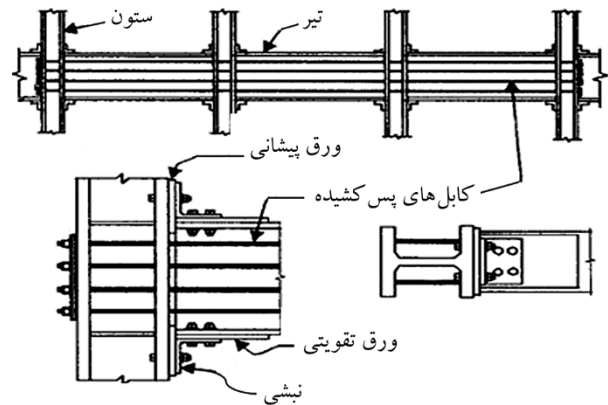
M_d و M_a به ترتیب لنگر فشار برداری و لنگر اتصال به هنگام تسلیم نبشی می باشند که از روابط زیر به دست می آیند:

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

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

که در آن T_0 ، d_1 ، d_2 ، d_3 ، $V_{a,c}$ ، $K_{a,i}$ ، k_b و k_s به ترتیب نیروی پس کشیدگی اولیه کابل ها، فاصله مرکز دوران اتصال تا مفصل

تقویتی به بال های تیر جوش داده می شوند و ورق های پیشانی بین بال های تیر و ستون قرار می گیرند. این ورق ها تغییر شکل غیر الاستیک بال های تحت تنش لهیدگی را کنترل می کنند [۵].



شکل (۳): نمای شماتیکی کف یک قاب پس کشیده و جزئیات اتصال [۵].

رفتار لنگر- دوران $(M-\theta_r)$ یک اتصال فولادی پس کشیده در شکل (۴) مشاهده می شود. θ_r دوران نسبی بین تیر و ستون می باشد. در ابتدا به دلیل وجود نیروی پس کشیدگی اولیه، دوران نسبی صفر می باشد و اتصال تا قبل از باز شدن شکاف بین تیر و ستون همانند یک اتصال صلب رفتار می کند (متناظر نقطه ۱ در نمودار شکل ۴). با رسیدن لنگر به حد مشخصی که لنگر فشاربرداری نامیده می شود، دوران نسبی بین تیر و ستون وجود خواهد داشت، در این لحظه یکی از بال های تیر که تنش فشاری در آن به صفر رسیده از بال ستون جدا می شود. با بارگذاری پیوسته، نبشی کششی اتصال تسلیم می شود (متناظر نقطه ۲ در نمودار شکل ۴) و سپس مکانیسم پلاستیک کامل شدن نبشی کششی رخ می دهد (متناظر نقطه ۳ در نمودار شکل ۴). گارلوک و همکاران [۶] نشان دادند که این مکانیسم شامل سه مفصل پلاستیک می باشد که در شکل (۴) نشان داده شده است. با ادامه بارگذاری، کابل ها تسلیم خواهند شد (متناظر نقطه ۴ در نمودار شکل ۴). به محض باربرداری (متناظر نقطه ۴ در نمودار شکل ۴) نبشی های در حال تسلیم انرژی را مستهلک می کنند (متناظر نقطه ۴ تا ۸ در نمودار شکل ۴) تا اینکه شکاف بسته می شود (متناظر نقطه ۸ در نمودار شکل ۴) [۵].

مراحل طراحی این نوع اتصال بدین صورت است که در ابتدا مقاطع تیر و ستون برای قاب خمشی ویژه، طراحی می‌شوند سپس طراحی قاب و اتصالات PT به ترتیب گام‌های زیر و با سعی و خطا انجام می‌شود.

- گام اول: پارامترهای طراحی شامل برش پایه (V_{des}) و لنگر طراحی تیر در وجه ستون (M_{des}) به دست می‌آیند.

- گام دوم: فرضیات اولیه زیر برای طراحی تیرها و ستون‌ها در نظر گرفته می‌شوند:

$$M_{DBE} = 1.0 M_{p,n} \quad (5)$$

$$0.55 M_{p,n} \geq M_{des} \quad (6)$$

که در آن M_{DBE} و $M_{p,n}$ به ترتیب لنگر اتصال در سطح DBE و لنگر پلاستیک اسمی تیر (با صرف نظر از ورق‌های تقویتی) می‌باشد. - 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 لرزه‌ای) انتخاب می‌شوند.

- گام چهارم: با استفاده از روش نیروی جانبی معادل (گام ۱)، تحلیل الاستیک قاب (با فرض اتصالات صلب) انجام می‌شود. قاب باید حد مجاز دررفت طبقه را بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای ارضا نماید. اگر محدودیت‌های دررفت آئین‌نامه توجیه نشود، مقاطع تیر و ستون باید افزایش یابند و گام ۳ تکرار شود. بعد از اینکه مقاطع تیر و ستون با تأمین 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 ($\Delta_{del-des}$) به دست می‌آیند.

- گام پنجم: برش پایه برای سطوح DBE و MCE (V_{DBE}) و V_{MCE} بر اساس ضریب اضافه مقاومت Ω_{DBE} و Ω_{MCE} به دست می‌آیند. اگر α_a برابر ۰/۷۵ انتخاب گردد، Ω_{DBE} و Ω_{MCE} به ترتیب ۲/۱ و ۱/۹ در نظر گرفته می‌شوند. در صورتی که α_a بزرگ‌تر از ۰/۹۵ باشد Ω_{DBE} و Ω_{MCE} به ترتیب ۲/۵ و ۲/۲ لحاظ می‌گردند.

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 تک کابل می‌باشند. فواصل d_1 ، d_2 و d_3 در شکل (۲) نشان داده شده‌اند.

۳-۲- معیار مقاومت اتصال

داشتن مقاومت کافی برای اتصال مستلزم تأمین رابطه زیر می‌باشد:

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

که M_{des} لنگر طراحی تیر در وجه ستون بر اساس برش پایه طراحی در آئین‌نامه (V_{des}) و α_a پارامتر طراحی می‌باشد.

۳-۳- معیار جلوگیری از گسیختگی نبشی

نبشی‌ها نباید قبل از رسیدن دوران اتصال به مقدار سطح زلزله طرح (DBE) گسیخته شوند. بدین منظور مقدار دوران نسبی اتصال در لحظه گسیختگی نبشی باید بیشتر از نیاز دوران نسبی تحت DBE باشد.

۳-۴- معیار جلوگیری از گسیختگی کابل‌ها

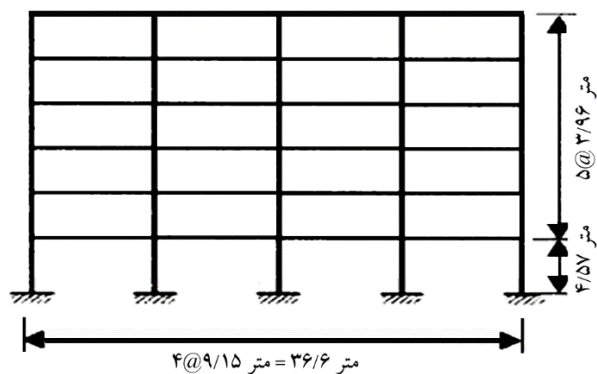
کابل‌ها نباید تحت سطح بیشینه زلزله محتمل (MCE) تسلیم شوند. این معیار موجب می‌شود که حتی در صورت گسیختگی نبشی، قاب بتواند بارهای ثقلی را تحمل کند.

۳-۵- معیار جلوگیری از کمناش موضعی تیر

تیرها باید حدود لاغری بال و جان و ملزومات مهاربندی را ارضا کنند.

۳-۶- معیار عدم تشکیل مفصل پلاستیک ستون

به منظور محدود کردن مفاصل پلاستیک در نزدیکی سطح مشترک تیر - ستون، باید ستون قوی‌تر از تیر باشد. به عبارتی کل ظرفیت خمشی ستون بیشتر از کل نیاز خمشی تیر در محل اتصال تیر - ستون باشد.



شکل (۵): ابعاد دهانه و ارتفاع قاب‌های مورد مطالعه.

مقاطع تیر و ستون و مصالح به کار گرفته شده در کلیه قاب‌های مورد مطالعه یکسان می‌باشد که جزئیات آن در تحقیقات اینانلو [۸] آمده است.

در همه قاب‌های پس کشیده در تمام طبقات از نبشی‌های زیر سری و بالا سری $20 \times 200 \times L200$ استفاده شده (ابعاد به میلی‌متر) که برای تحمل بار ثقلی طراحی شده‌اند. با افزایش نیروی پس کشیدگی اولیه کابل‌ها، ظرفیت اتصال و در نتیجه ضریب α_a افزایش می‌یابد. حداقل ضریب α_a پیشنهادی گارلوک [۵] 0.95 می‌باشد. قاب‌های پس کشیده مورد مطالعه A, B, C, D و E به ترتیب دارای ضریب α_a برابر 0.95 ، $1/1$ ، $1/25$ ، $1/4$ و $1/5$ می‌باشند.

قاب فولادی خمشی ویژه با اتصالات گیردار نیز بر اساس ضوابط موجود در آیین‌نامه‌های ملی ایران (استاندارد [۹] ۲۸۰۰) و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۰]) طراحی و در اپنسیس [۴] مدل شده است.

۴-۱- مدل‌سازی تیر، ستون و اتصالات در اپنسیس

مدل‌سازی تیر و ستون در اپنسیس با المان غیرخطی (Element Nonlinear Beam Column) و مقطع فایبر انجام شده است [۴]. این المان توزیع پلاستیسیته را به صورت گسترده در سرتاسر عضو در نظر می‌گیرد؛ بنابراین امکان بروز مفصل پلاستیک در هر نقطه از طول المان میسر است. رفتار مصالح فولاد به صورت دو خطی معرفی شده که

گام ششم: در این مرحله دوران نسبی برای سطوح DBE و MCE ($\theta_{r,DBE}$ و $\theta_{r,MCE}$) طبق روابط ارائه شده گارلوک [۵] محاسبه می‌گردند.

گام هفتم: پس از تعیین M_{des} از رابطه (۲)، M_a و M_d به ترتیب از روابط (۴) و (۱) به دست می‌آیند. سپس نیروی پس کشیدگی اولیه کابل‌ها (T_0) استفاده از رابطه (۲) مشخص می‌شود. در نهایت پارامترهای طراحی نبشی بر اساس رابطه (۳) و با رعایت ضابطه عدم گسیختگی نبشی به دست می‌آیند.

گام هشتم: طراحی ورق‌های تقویتی؛ طول ورق تقویتی (L_{rp})، باید برای ارضای ضوابط کماتش موضعی تیر انتخاب شود. سطح مقطع ورق تقویتی (A_{rp}) نیز باید ضوابط مربوط به تسلیم شدن تحت تنش‌های لهیدگی را ارضا نماید. اگر لازم باشد پارامترهای طراحی اتصال باید اصلاح شوند.

۴- مدل‌سازی

مهم‌ترین پارامتری که در طراحی قاب فولادی پس کشیده وجود دارد ضریب α_a (رابطه ۴) می‌باشد که با تغییر مقدار آن، رفتار اتصال و در نتیجه قاب متفاوت خواهد بود. به منظور برآورد ضریب α_a مناسب که ایمنی سازه در برابر خرابی پیش‌رونده را تأمین کند، قاب‌های فولادی پس کشیده مشابه اما با ظرفیت اتصال متفاوت (مقادیر α_a مختلف)، طراحی و مدل شده‌اند. قاب فولادی خمشی ویژه مشابه دیگری با اتصالات گیردار نیز ساخته شد. همه قاب‌ها با سناریوی یکسان حذف ستون تحت خرابی پیش‌رونده قرار گرفتند. با مقایسه نتایج تحلیل قاب‌های پس کشیده، حداقل پارامتر طراحی (α_a) که باعث افزایش مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده نسبت به قاب مشابه دارای اتصالات گیردار می‌شود، به دست می‌آید. بدین منظور پنج قاب فولادی پس کشیده شش طبقه، چهار دهانه مشابه اما با جزئیات اتصالات مختلف، طبق ضوابط بخش ۳ طراحی و در نرم‌افزار کامپیوتری اپنسیس [۴] مدل شده‌اند. ابعاد دهانه و ارتفاع طبقات قاب‌های مورد مطالعه در شکل (۵) مشاهده می‌شود.

$$K_1 = K_{a,i} d_1 d_3 + 2d_2^2 \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) \quad (7)$$

که $K_{a,i}$ ، k_s و k_b قبلاً در رابطه (۳) تعریف شده‌اند.

دوران متناظر بروز تسلیم در نبشی که در شکل (۶) با θ_a نشان داده شده است برابر است با:

$$\theta_a = \frac{V_{a,c}}{d_3 K_{a,i}} \quad (8)$$

که $V_{a,c}$ نیرویی است که در آن نبشی تسلیم می‌شود. سختی اتصال پس از تسلیم نبشی (شیب ثانویه منحنی $M-\theta_r$ اتصال که در شکل (۶) با K_2 نشان داده شده است) برابر است با:

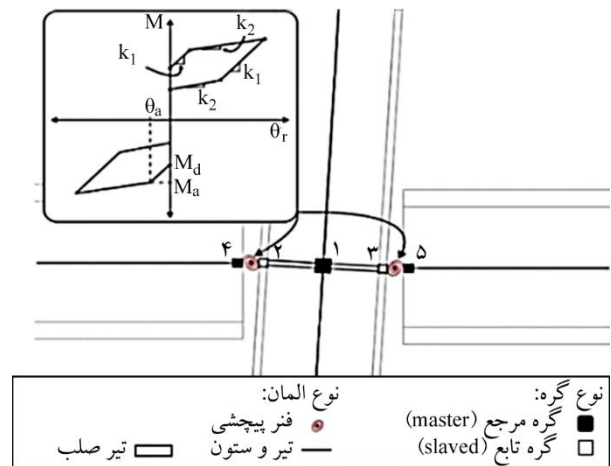
$$K_2 = K_p d_1 d_3 + 2d_2^2 \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) \quad (9)$$

که K_p سختی نبشی پس از بروز تسلیم^۶ است. نحوه محاسبه پارامترهای این بخش در مطالعات اینانلو [۸] به‌طور کامل تشریح شده است.

۲-۴- صحت‌سنجی روش مدل‌سازی اتصال پس کشیده کابلی در اپنسیس

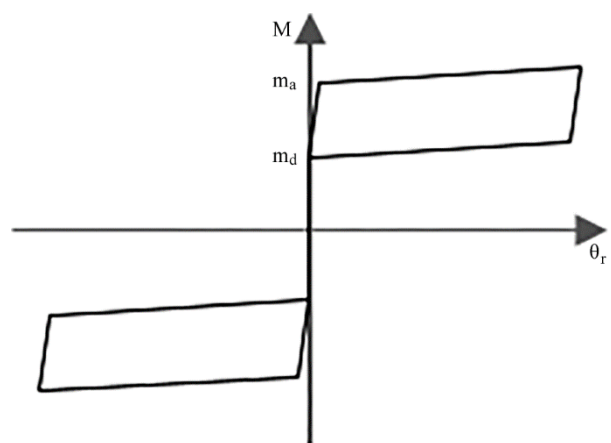
به‌منظور داشتن اطمینان کافی از نتایج تحلیل‌های عددی، ابتدا به صحت‌سنجی مدل‌سازی اتصال پرداخته می‌شود. در این بخش برای نشان دادن درستی شبیه‌سازی عددی، یک نمونه اتصال طراحی و تحلیل شده در آزمایشگاه توسط گارلوک و همکاران [۱۲]، انتخاب شده است. آنها شش نمونه اتصال با مقیاس کامل را مورد آزمایش قرار دادند که نتایج نمونه اتصال 16S-45 برای اثبات درستی روش مدل‌سازی تحقیق حاضر مورد استفاده قرار گرفته است. این نمونه که طرح کلی آن در شکل (۸) مشاهده می‌شود، به شکل صلیبی است و از دو تیر در دو طرف یک ستون، کابل، نبشی و ورق‌های تقویت‌کننده و پیشانی ساخته شده است. تیرها در انتهای آزاد دارای تکیه‌گاه غلطکی و ستون در پایین دارای تکیه‌گاه مفصلی و در بالا آزاد است تا تغییر مکان جانبی اعمال شود. ارتفاع ستون استفاده شده در نمونه برابر ۳۹۶۲ میلی‌متر و طول کل نمونه اتصال، شامل دو تیر و ارتفاع

بدین منظور ماده Steel01 به کار رفته است. برای مدل‌سازی اتصالات PT از روش پیشنهادی مارک دوبسی [۱۱] استفاده شده که بر اساس آن هر اتصال با یک فنر پیچشی معادل‌سازی می‌گردد (شکل ۶).



شکل (۶): مدل فنر پیچشی [۱۱].

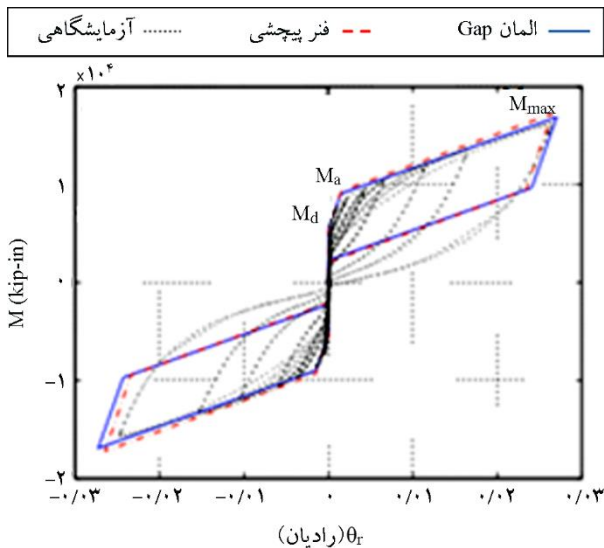
برای سهولت مدل‌سازی می‌توان رفتار $M-\theta$ اتصال را همانند شکل (۷) ایده‌آل نمود. این رفتار برگ‌شکل با موازی کردن مصالح Elastic Multi Linear و مصالح Self-Centering و تخصیص آن به فنر پیچشی، به دست می‌آید.



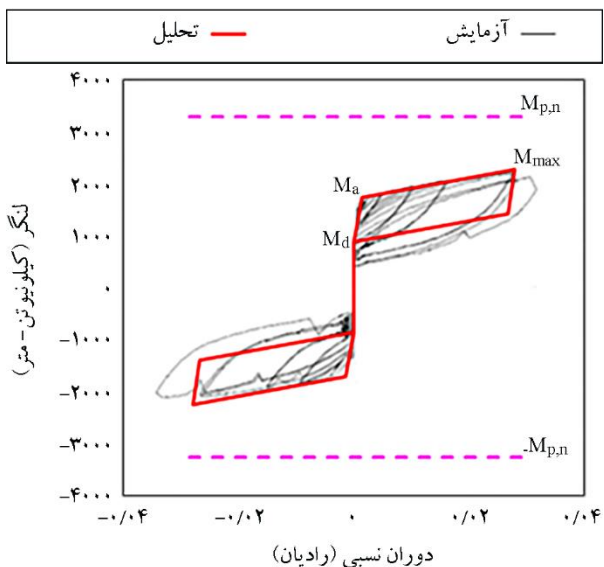
شکل (۷): رفتار ایده‌آل اتصال.

سختی اولیه منحنی $M-\theta_r$ اتصال^۵ که در شکل (۶) با K_1 نشان داده شده برابر است با:

شکل (۱۰) پاسخ چرخه‌ای مدل اینپسیس حاصل از تحلیل با پاسخ چرخه آزمایش اتصال مقایسه شده‌اند.



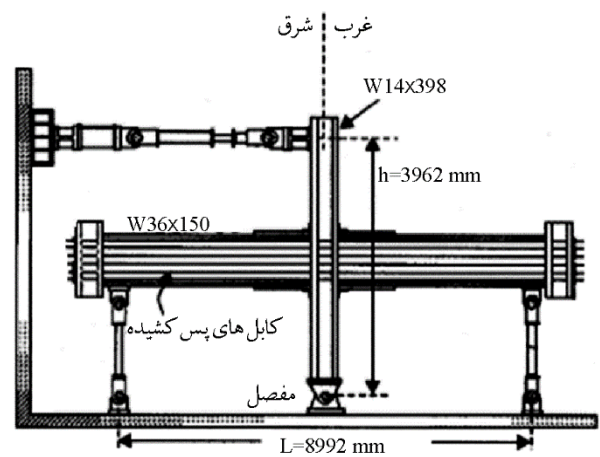
شکل (۹): صحت‌سنجی مدل تحلیلی دوسی با آزمایش گارلوک [۱۱].



شکل (۱۰): مقایسه پاسخ چرخه‌ای لنگر-دوران نسبی نمونه اتصال 16S-45 حاصل از تحلیل با آزمایش گارلوک و همکاران [۱۲].

در این شکل M_d لنگر فشار برداری (باز شدن شکاف)، M_a لنگر اتصال به هنگام تسلیم نبشی، M_{max} ظرفیت خمشی اتصال (در تغییر مکان نسبی حداکثر) و $M_{p,n}$ ظرفیت خمشی پلاستیک تیر (۳۲۸۲ کیلو نیوتن بر متر) است. شبیه‌سازی عددی تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

مقطع ستون برابر ۸۹۹۲ میلی‌متر است. تیر و ستون به ترتیب از مقاطع $W14 \times 389$ و $W36 \times 150$ ساخته شده‌اند. کابل‌ها موازی با جان تیر قرار می‌گیرند، از داخل بال سوراخ شده ستون عبور داده و به صفحه‌ی جوش داده شده به انتهای تیرها، بسته می‌شوند. این نمونه اتصال ۱۶ کابل دارد که سطح مقطع هر کابل ۱۴۰ میلی‌متر مربع است و به‌طور یکنواخت در ارتفاع تیر و در دو طرف جان تیر قرار گرفته‌اند. در این نمونه اتصال از نبشی $L203 \times 203 \times 19/05$ استفاده شده است (ابعاد به میلی‌متر).



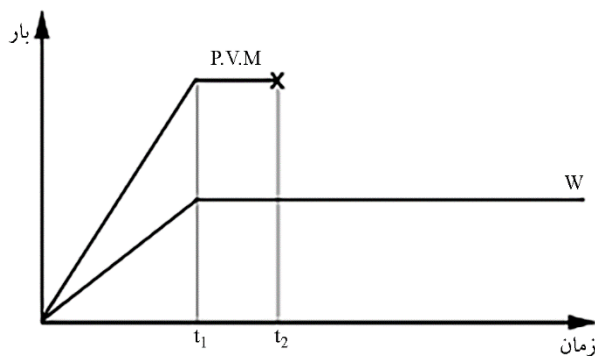
شکل (۸): جزئیات نمونه اتصال داخلی پس کشیده ساخته شده در آزمایشگاه توسط گارلوک و همکاران [۱۲].

نیروی پس کشیدگی اولیه کل کابل‌ها در این نمونه ۳۰۵۱ کیلو نیوتن است که برای هر کابل $190/68$ کیلو نیوتن است. نمونه اتصال با چرخه‌های تغییر مکان نسبی جانبی با دامنه‌های ۰/۳۷۵، ۰/۵، ۰/۷۵، ۱/۰، ۱/۵، ۲، ۳ و ۴ درصد آزمایش شده است.

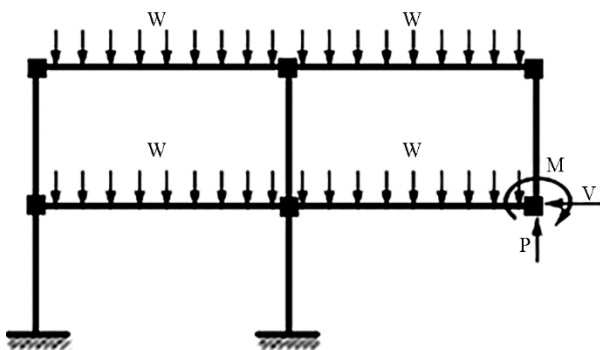
۴-۲-۱- مقایسه نتایج تحلیل و آزمایش اتصال پس کشیده

آزمایش نشان داده شده در شکل (۸) یک بار توسط دوسی مدل‌سازی شده است که نتایج آن در شکل (۹) مشاهده می‌گردد [۱۱]. از آنجایی که جزئیات و فرضیات مدل‌سازی مارک دوسی [۱۱] قابل دسترسی نبود، درستی مدل‌سازی در این تحقیق با نمونه اتصال 16S-45 تحقیق گارلوک [۱۲] تأیید شده است که در

می‌گردند تا سیستم به وضعیت پایدار برسد. سپس نیروهای معادل ستون محذوف ناگهان حذف می‌شوند تا تأثیر دینامیکی ایجاد شده با برداشتن ناگهانی ستون شبیه‌سازی گردد [۱].



(الف) تاریخچه‌ی زمانی بار اعمالی.



(ب) مدل تحلیلی با یک ستون حذف شده.

شکل (۱۱): نحوه بارگذاری برای تحلیل دینامیکی (خطی و غیرخطی) به صورت تاریخچه زمانی [۱].

۷- ارزیابی نتایج تحلیل به منظور انتخاب پارامتر طراحی (α_a)

همان‌طور که در قبل گفته شد، پنج قاب پس‌کشیده مشابه با ضرایب α_a مختلف و یک قاب خمشی ویژه مشابه با این قاب‌ها طراحی و با دو سناریویی که قبلاً تشریح شد، تحت خرابی پیش‌رونده قرار گرفتند. حداکثر تغییر مکان قائم و تغییر مکان پسماند قائم همه قاب‌ها در دو سناریوی حذف ستون وسط و حذف ستون گوشه ساختمان، به ترتیب در جدول‌های (۱) و (۲) مشاهده می‌شود.

۵- بارگذاری ثقلی

برای تحلیل خرابی پیش‌رونده، از ترکیب بار توصیه شده توسط GSA [۱۳] استفاده شده و وزن تیرها و ستون‌ها به صورت بار نقطه‌ای به گره‌ها اعمال گردیده است. بار مرده و زنده (شامل وزن سقف تیرچه و بلوک، دیوار پیرامونی و تیغه‌ها) بر اساس میحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۴] در نظر گرفته شده و به صورت گسترده خطی به تیرها وارد شده است.

۶- تحلیل دینامیکی غیرخطی برای حذف ستون

طبق دستورالعمل GSA [۱۳]، به منظور بررسی عملکرد شش قاب فولادی در خرابی پیش‌رونده، دو سناریوی مجزا برای حذف ستون در نظر گرفته شده است:

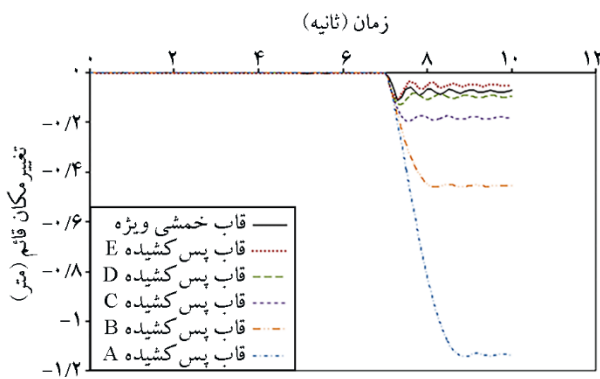
۱- سناریوی حذف ستون وسط (طبقه اول)

۲- سناریوی حذف ستون گوشه (طبقه اول)

هر شش قاب تحت دو سناریوی گفته شده به صورت دینامیکی تحلیل شده‌اند. تحلیل دینامیکی به این صورت است که در گام نخست پس از اعمال بارگذاری ثقلی به صورت استاتیکی و بعد از آنکه سازه به حالت تعادل رسید، نیروهای داخلی ستونی که قرار است حذف شود، به دست می‌آید. در گام دوم همان‌طور که در شکل (۱۱) 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 مزبور متغیرهای P ، V و M که نشان‌دهنده‌ی نیروی محوری، نیروی برشی و ممان خمشی برای حالت دو بعدی هستند، نشان داده شده است (W نشان داده شده در شکل، بار گسترده‌ی ثقلی است). در این بررسی نیروها به طور خطی به مدت کوتاهی (پنج ثانیه) افزایش پیدا می‌کنند تا به مقادیر نهایی خود برسند، سپس به مدت دو ثانیه به طور ثابت به سازه اعمال

بیشتر از سناریوی نخست است. با مقایسه پاسخ قاب‌های پس کشیده با قاب خمشی ویژه تحت هر دو سناریو می‌توان چنین نتیجه گرفت که در صورتی که ضریب α_a برابر $1/55$ انتخاب شود قاب پس کشیده عملکرد بهتری داشته و پاسخ سازه کمتر از قاب خمشی ویژه می‌باشد اما در محدوده $0/95 < \alpha_a < 1/55$ چنین نیست و قاب پس کشیده عملکرد بهتری نسبت به قاب خمشی ویژه نخواهد داشت.

تاریخچه تغییر مکان قائم ستون محذوف تحت سناریوی اول و سناریوی دوم در قاب‌ها به ترتیب در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) نشان داده شده است.



شکل (۱۲): تاریخچه زمانی تغییر مکان قائم ستون محذوف تحت سناریوی اول در قاب‌های پس کشیده و قاب خمشی ویژه.

همان‌طور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، وقتی ستون میانی در طبقه نخست در قاب پس کشیده-E ناگهان برداشته می‌شود، گره بالای ستون محذوف ارتعاش پیدا کرده و به حداکثر جابه‌جایی عمودی $10/37$ سانتی‌متر می‌رسد. سرانجام پاسخ در $4/85$ سانتی‌متر تثبیت گردیده است. جابه‌جایی عمودی حداکثر و باقیمانده در مدل قاب خمشی ویژه تحت همین سناریوی حذف، به ترتیب $10/62$ و $8/32$ سانتی‌متر می‌باشد.

همان‌طور که در شکل (۱۳) نشان داده شده است، به هنگام حذف ستون گوشه در سناریوی دوم، گره بالای ستون محذوف ارتعاش پیدا کرده و به حداکثر جابه‌جایی عمودی $13/99$ سانتی‌متر

جدول (۱): حداکثر تغییر مکان قائم و تغییر مکان پسماند قائم ستون محذوف تحت سناریوی اول در قاب‌های پس کشیده و قاب خمشی ویژه.

قاب	ضریب α_a	حداکثر تغییر مکان قائم (سانتی‌متر)	تغییر مکان پسماند قائم (سانتی‌متر)
قاب پس کشیده	A	۱۱۴/۲	۱۱۳/۶
	B	۴۶/۱	۴۵/۶
	C	۱۹/۵	۱۸/۵
	D	۱۲/۸	۹/۵
	E	۱۰/۳	۴/۸
قاب خمشی ویژه	-	۱۰/۶	۸/۵

جدول (۲): حداکثر تغییر مکان قائم و تغییر مکان پسماند قائم ستون محذوف تحت سناریوی دوم در قاب‌های پس کشیده و قاب خمشی ویژه.

قاب	ضریب α_a	حداکثر تغییر مکان قائم (سانتی‌متر)	تغییر مکان پسماند قائم (سانتی‌متر)
قاب پس کشیده	A	۱۳۳/۸	۱۳۲/۵
	B	۶۴/۷	۶۳/۴
	C	۲۸/۰	۲۵/۳
	D	۱۷/۷	۱۵/۵
	E	۱۳/۹	۹/۱
قاب خمشی ویژه	-	۱۴/۴	۱۲/۰

در هر دو سناریو همه‌ی قاب‌ها بدون فروریزش، حذف ستون را تحمل کرده‌اند. همان‌طور که در جدول‌های (۱) و (۲) نشان داده شده، برای هر دو سناریو بیشترین دررفت قائم در قاب پس کشیده-A (با کمترین α_a) رخ داده است که دلیل آن ضعیف بودن اتصالات می‌باشد. کمترین دررفت قائم نیز مربوط به قاب پس کشیده-E می‌باشد که اتصالات آن بر اساس بزرگ‌ترین ضریب α_a طراحی شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که هر چقدر ضریب α_a بزرگ‌تر شود، ظرفیت اتصال بیشتر و در نتیجه مقاومت قاب برای مقابله با خرابی پیش‌رونده افزایش می‌یابد. نتایج پاسخ قاب‌ها تحت دو سناریو مبین آن است که سناریوی دوم یعنی حذف ستون گوشه حالت بحرانی‌تری را برای قاب ایجاد می‌کند زیرا تغییر مکان‌های ایجاد شده در این سناریو

قاب- الف یکسان و ابعاد نبشی‌ها نسبت به آن افزایش یافته، مدل‌سازی شده است (ظرفیت لنگر پلاستیک نبشی $(M_{p,a})$ در قاب- ج سه برابر مقدار آن در قاب- الف است). لازم به ذکر است که ضریب α_a در قاب- الف $1/4$ می‌باشد. این ضریب در قاب- ب تنها با تقویت نیروی پس کشیدگی اولیه کابل‌ها و در قاب- ج تنها با تقویت نبشی‌ها به مقدار $1/55$ رسیده است.

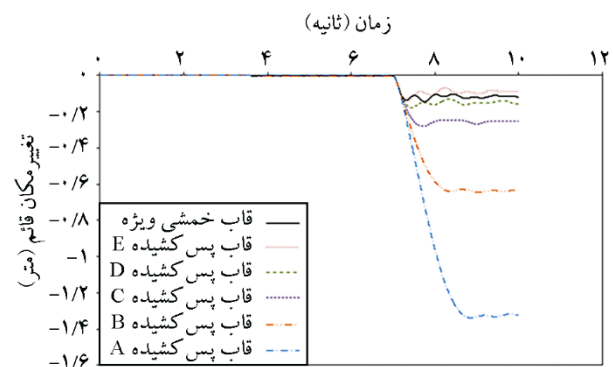
مقدار ظرفیت لنگر پلاستیک نبشی‌ها $(M_{p,a})$ و نیروی پس کشیدگی اولیه کابل‌های (T_0) تمام طبقات در سه قاب- الف، قاب- ب و قاب- ج در جدول (۳) نشان داده شده است. تحلیل خرابی پیش‌رونده به صورت دینامیکی و با حذف ستون میانی طبقه اول انجام شده که مشروح آن در بخش ۶ از نظر گذشت.

جدول (۳): مقادیر $M_{p,a}$ و T_0 در سه قاب- الف، قاب- ب و قاب- ج.

قاب	قاب- الف	قاب- ب	قاب- ج
نحوه تقویت	-	افزایش پس کشیدگی کابل	استفاده از نبشی قوی‌تر
α_a	$1/4$	$1/55$	$1/55$
طبقه	T_0 (kN)	$(kN-m)M_{p,a}$	$(kN)T_0$
۱ و ۲	۶	۶	۱۸
۳ و ۴	۶	۶	۱۸
۵ و ۶	۶	۶	۱۸

مقایسه رفتار قاب‌های الف، ب و ج در شکل (۱۴) نشان می‌دهد که برای حصول نتیجه بهتر و دستیابی به مقاومت بیشتر در خرابی پیش‌رونده بهتر است برای افزایش ضریب α_a از تقویت نیروی پس کشیدگی کابل‌ها بهره برد زیرا قاب حاصل از این روش نسبت به روش تقویت نبشی‌ها عملکرد بهتری در مقابل خرابی پیش‌رونده دارند؛ بر اساس این شکل وقتی ستون میانی در طبقه نخست قاب- ب ناگهان برداشته می‌شود، گره بالای ستون محذوف ارتعاش پیدا کرده و به حداکثر جابه‌جایی عمودی $10/37$ سانتی‌متر می‌رسد. سرانجام پاسخ در $4/85$ سانتی‌متر تثبیت می‌گردد. این در حالی است که جابه‌جایی عمودی حداکثر و

می‌رسد. سرانجام پاسخ در $9/06$ سانتی‌متر تثبیت می‌گردد. جابه‌جایی عمودی حداکثر و باقیمانده در مدل قاب خمشی ویژه تحت همین سناریوی حذف، به ترتیب $11/99$ و $14/39$ سانتی‌متر می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با انتخاب پارامتر طراحی $\alpha_a \geq 1/55$ قاب پس کشیده ایمنی بیشتری را نسبت به قاب خمشی ویژه در برابر خرابی پیش‌رونده فراهم می‌کند.



شکل (۱۳): تاریخچه زمانی تغییر مکان قائم ستون محذوف تحت سناریوی دوم در قاب‌های پس کشیده و قاب خمشی ویژه.

۸- انجام تحلیل حساسیت برای بررسی پارامترهای مؤثر بر رفتار اتصال PT در خرابی پیش‌رونده

نتایج بخش قبل حاکی است که افزایش α_a (نسبت ظرفیت خمشی اتصال به هنگام تسلیم نبشی (M_a) به لنگر طراحی تیر در وجه ستون (M_{des})) باعث می‌گردد که سازه در برابر خرابی پیش‌رونده مقاومت بیشتری داشته باشد. از آنجا که افزایش α_a هم با تقویت نبشی و هم با تقویت کابل حاصل می‌شود، در این بخش به منظور شناسایی مؤثرترین عامل از بین این دو، یک تحلیل حساسیت انجام شده است. بدین منظور یک قاب فولادی شش طبقه، چهار دهانه (مشابه قاب‌های مدل شده در بخش قبل) با اتصالات پس کشیده، بر اساس ضوابط ارائه شده در بخش ۳ مدل و قاب- الف نامیده شده است. برای بررسی اثرات مقدار نیروی پس کشیدگی اولیه کابل‌ها (T_0) ، قاب دیگری با مشخصات نبشی یکسان با قاب- الف ساخته شده اما مقدار T_0 در آن حدود 12 درصد افزایش یافته است (قاب- ب). برای مطالعه تأثیر ابعاد نبشی، قاب- ج که در آن مقدار نیروی پس کشیدگی اولیه کابل‌ها با

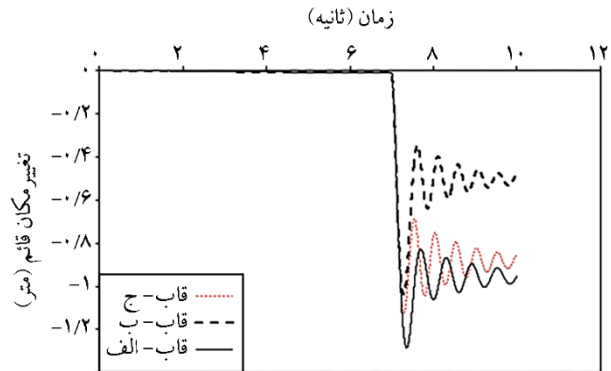
می‌شود. در صورتی که ضریب α_a ، $1/55$ انتخاب شود قاب پس کشیده عملکرد بهتری نسبت به قاب خمشی ویژه داشته و جابه‌جایی کمتری را تجربه می‌کند؛ اما در محدوده $\alpha_a < 1/55$ عملکرد قاب خمشی ویژه بهتر بوده و مقاومت بیشتری از خود در برابر حذف ستون نشان داده است؛ بنابراین طراحی قاب پس کشیده با حداقل ضریب α_a ، $1/55$ ضمن فراهم کردن ایمنی بیشتر نسبت به قاب خمشی ویژه مشابه، در خرابی پیش‌رونده، منجر به آسیب کمتری به تیر و ستون می‌شود. لازم به ذکر است که در قاب پس کشیده تغییر شکل‌های پلاستیک تنها در نبشی‌ها رخ می‌دهد که قابل تعمیر و تعویض می‌باشند که این نیز از مزایای این گونه قاب‌هاست.

برای افزایش ضریب α_a و نیل به سازه مقاوم‌تر در برابر خرابی پیش‌رونده می‌توان مقدار نیروی پس کشیدگی اولیه کابل‌ها یا ابعاد نبشی‌ها را افزایش داد. یک تحلیل حساسیت برای یافتن عاملی که بیشترین اثر را از بین دو عامل فوق در افزایش مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده دارد انجام شد. بدین منظور سه قاب فولادی پس کشیده مشابه مدل و مقایسه شدند. نتایج نشان داده که اگر افزایش ضریب α_a تنها با افزایش مقدار نیروی پس کشیدگی اولیه کابل‌ها صورت پذیرد سازه حاصل نسبت به حالتی که این افزایش تنها با تقویت ابعاد نبشی‌های اتصال ایجاد شود از مقاومت بیشتری در برابر خرابی پیش‌رونده برخوردار است.

مراجع

1. Kim, H., Kim, J., and An, D. (2009) Development of integrated system for progressive collapse analysis of building structures considering dynamic effects. *Advances in Engineering Software*, **40**(1), 1–8.
2. Ricles, J., Sause, R., Peng, S., and Lu, L. (2002) Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, **128**(7), 850-859.
3. Filiatrault, A., Restrepo, J., and Christopoulos C.

باقیمانده در مدل قاب-ج تحت همین سناریوی حذف، به مقادیر بیشتر (به ترتیب $11/21$ و $8/56$ سانتی‌متر) منجر می‌شود.



شکل (۱۴): تاریخچه زمانی تغییر مکان قائم ستون محذوف در قاب-الف، قاب-ب و قاب-ج.

به‌طور خلاصه بر اساس شکل (۱۴) می‌توان گفت که هر دو قاب-ب و قاب-ج نسبت به قاب-الف، ظرفیت بیشتری برای باز توزیع نیروها پس از حذف ستون دارند بنابراین ظرفیت تغییر مکان قائم آنها نیز بیشتر است؛ که این بیانگر آن است که هر دو عامل افزایش نیروی کابل‌ها و ابعاد نبشی‌ها، سازه را در برابر خرابی پیش‌رونده مقاوم‌تر می‌سازد؛ اما عامل اول مؤثرتر است.

۹- نتیجه‌گیری

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 α_a است که افزایش آن منجر به قوی‌تر شدن این گونه اتصالات می‌گردد. به‌منظور یافتن مقدار α_a مناسب برای طراحی این قاب‌ها جهت مقابله با خرابی پیش‌رونده، پنج قاب پس کشیده مشابه اما با ضرایب مختلف α_a و همچنین یک قاب خمشی ویژه مشابه با این قاب‌ها، تحت سناریوهای پیشنهادی GSA [۱۳] به روش دینامیکی غیرخطی تحلیل و نتایج آنها با هم مقایسه شد. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که هرچقدر ضریب α_a بزرگ‌تر شود، ظرفیت اتصال بیشتر و در نتیجه مقاومت قاب برای مقابله با خرابی پیش‌رونده بیشتر

Buildings and Major Modernization Projects.
General Service Administration, U.S.

14. Building national regulations, section 6: loads on buildings, office of building national regulations, 2010 (in Persian).

واژه‌نامه

Opensees	۱- اپنسیس
Post-Tensioned (PT)	۲- پس کشیده
Design Basis Earthquake (DBE)	۳- سطح زلزله طرح
Maximum Considered Earthquake (MCE)	۴- بیشینه زلزله محتمل
Post Decompression Stiffness	۵- سختی اولیه و باربرداری منحنی M-θr اتصال پس کشیده
Post Yielding Stiffness	۶- سختی پس از بروز تسلیم

(2004) Development of self-centering earthquake resisting systems. *13th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, 3393.

4. McKenna, F., Fenves, G. و Scott, M. (2013) *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley CA. Available: <http://opensees.berkeley.edu>.
5. Garlock, M., Sause, R., and Ricles, J. (2007) Behavior and design of posttensioned steel frame systems. *Journal of Structural Engineering*, **133**(3), 389-399.
6. Garlock, M., Ricles, J., and Sause, R. (2003) Cyclic load tests and analysis of bolted top-and-seat angle connections. *Journal of Structural Engineering*, **129**(12), 1615-1625.
7. Kim, H. and Christopoulos, C. (2009) Seismic design procedure and seismic response of post-tensioned self-centering steel frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **38**(3), 355-376.
8. Inanloo, N. (2015) *Influences of Post-Tensioned Connection and Infill Walls on Progressive Collapse of Buildings*. M.Sc. Dissertation, International institute of earthquake engineering and seismology, Tehran (in Persian).
9. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800 (2005) 3rd Edition.
10. Building national regulations, section 10th: design and construction of steel buildings, office of building national regulations, 2010 (in Persian).
11. 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, 101.
12. Garlock, M., Ricles, J., and Sause, R. (2004) Experimental studies on full-scale post-tensioned steel moment connections. *13th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, 2514.
13. GSA (2003) *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office*

Applying Post-Tensioned Connections to Prevent Progressive Collapse of Buildings

Majid Mohammadi^{1*} and Nahid Inanloo²

1. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: m.mohammadigh@iiees.ac.ir
2. M.Sc. of Earthquake Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

In progressive collapse, a local failure in a building leads to the failure of the adjoining members or even the entire structural collapse. When a single column (or a wall) is removed, beams and slabs act together to develop catenary action. This prevents collapse progression by redistributing gravity loads through reliable paths. If a structure has good alternative loading paths, the initial failure will not expand to other parts of the structure and thus the damage will be restricted. In this research, the influence of applying post-tensioned connections, which can increase catenary action, to prevent progressive collapse is investigated. A post-tensioned (PT) steel moment resisting frame is a self-centering earthquake resistant steel frame having post-tensioned strands, compressing the beam flanges against the column flanges at the connections. The post-tensioned strands contribute to the moment capacity of the connections and provide an elastic restoring force to return the frame to its pre-earthquake position. The most important advantage of the PT connection is that the beams and columns remain elastic, while inelastic deformations (and damage) in the connections provide considerable energy dissipation. The damage in the connection occurs mostly in the angles which can be easily replaced after the earthquake. In this regard, two types of six-story, four-bay steel frames are designed; one having post tensioned and the other having regular rigid connections. The frames are modeled in OpenSees program and their progressive collapse possibilities are studied. To study the influence of the design parameter (α_a) on the progressive collapse, five different details are considered for the PT connections. The resultant frames have different α_a s ($\alpha_a = 0.95, 1.1, 1.25, 1.4$ and 1.55), where α_a is the ratio of connection moment, corresponding to the angle yielding, to the design moment of the beam at the column face.

To study the possibility of progressive collapse in the building, the gravity loads are firstly applied to the structure, then the column of the first floor is suddenly removed as the scenario of the progressive collapse, based on the code, GSA. Time histories for deflections of the critical point (top of the removed column) of these frames are compared with the results of the frame having rigid connections. It has been shown that increasing α_a in the frames with PT connections raises the resistance against progressive collapse and the one with $\alpha_a > 1.55$ is even better than rigid connection frame in preventing progressive collapse. A sensitivity analysis is also carried out to study influences of the PT connection details on the progressive collapse. Different PT connections with different details can have the same α_a ; increasing the size of the connection angle sections or raising the strands force can both increase α_a . A six-story, four-bay steel frame is designed, having post-tensioned connections, the frame is considered as Frame A. Two other frames are also designed with greater α_a ; Frame B and Frame C have the same α_a in their PT connections: Frame B has the same connection angle sections of Frame A, but higher T0. In Frame C, the angles' size is just increased. For each of these cases (Frame A, Frame B and Frame C) the gravity loads are firstly applied to the structure, and then progressive collapse analysis is performed dynamically by sudden removal of the middle column in the first floor. Deflections of the critical points (top of the removed column) for these frames are compared. It has been shown that if the middle column at the first floor of Frame B is suddenly removed, the node at the top of the removed column vibrates vertically with the maximum and residual displacement of 10.37 cm and 4.85 cm, respectively. The maximum vertical displacement and residual displacements in the Frame C under the same scenario are 11.21 cm and 8.56 cm, respectively. Comparing the results of these two frames shows that increasing the strands posttensioning force is more effective against the progressive collapse. In summary, the obtained results of this paper show that applying PT connections with $\alpha_a > 1.55$ is more efficient against progressive collapse than moment resisting frames with regular rigid connections; the greater α_a supplies higher resistance against such collapse. This can be applied both by raising the connection strands' force or increasing the connection angle section size; however, the former is more efficient in preventing progressive collapse.

Keywords: Post-Tensioned Connection; Progressive Collapse; Catenary Action; Dynamic Analysis.