

اثرات نیروی پس کشیدگی اولیه در رفتار لرزه‌یی قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات پس کشیده

محسن گرامی (دانشیار)

مصطفی خاتمی* (دانشجوی دکتری)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۶ (۱۳۹۶)
دوره ۲، شماره ۱/۱، ص. ۱۰۷-۱۱۵، (پادداشت فنی)

پس از زلزله‌ی نورث ریچ، جزئیات مختلفی برای اتصالات خمشی به منظور حصول پاسخ شکل‌پذیر پیشنهاد شده است. از جمله‌ی این پیشنهادها می‌توان به اتصال خمشی پس کشیده اشاره کرد. این اتصال مرکب از کابل‌های فولادی با مقاومت بالاست، که به موازات جان تیر قرار می‌گیرند و در مقابل بال ستون مهار می‌شوند. نبشی‌های بالا و پایین نیز به این اتصالات اضافه می‌شوند تا قابلیت اتلاف انرژی مناسبی را تحت بار لرزه‌یی فراهم آورند. در این پژوهش، ضمن مدل‌سازی اتصالات پس کشیده و بررسی صحت نتایج در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، اثر نیروی پس کشیدگی اولیه در طراحی قاب‌های پس کشیده مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج به دست آمده بیان‌گر آن است که افزایش نیروی پس کشیدگی اگرچه منجر به کاهش زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی و جابه‌جایی نسبی جانبی پسماند قاب می‌شود، اما افزایش بیش از حد آن، افزایش برش پایه، و کاهش قابلیت اتلاف انرژی اتصالات را در پی خواهد داشت.

واژگان کلیدی: نیروی پس کشیدگی، زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی، اتلاف انرژی، دوران نسبی اتصال.

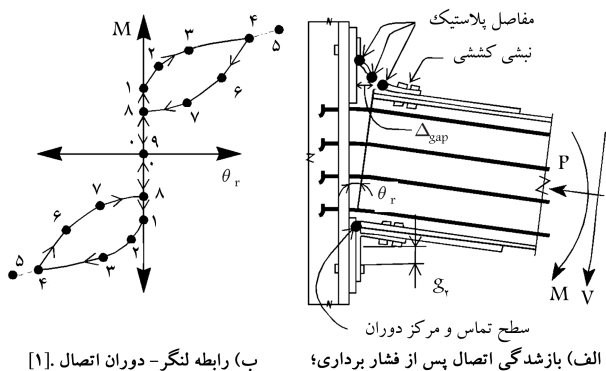
mgerami@semnan.ac.ir
m.khatami672@gmail.com

۱. مقدمه

- نمونه‌ی رایج اتصالات قاب خمشی فولادی، استفاده از یک صفحه‌ی پیچ شده به جان تیر برای تحمل برش، به همراه جوش لب با نفوذ کامل بین بال تیر و بال ستون برای تحمل خمش است. در زلزله‌ی نورث ریچ (۱۹۹۴)، بیش از ۱۰۰ گسیختگی در اتصالات خمشی جوشی مشاهده شده است، که این گسیختگی‌ها عموماً در محل جوش نفوذی بین بال تیر و ستون ایجاد شده‌اند. پس از زلزله، جزئیات مختلفی برای اتصالات خمشی به منظور حصول یک پاسخ شکل‌پذیر تحت بارگذاری زلزله پیشنهاد شده است. هدف این جزئیات پیشنهادی، جلوگیری از گسیختگی جوش و ایجاد تغییرشکل‌های غیرکشسان در تیرها و در ناحیه‌ی خارج از اتصال است. در نتیجه پس از یک زلزله‌ی سطح طراحی، تیرهای با چنین اتصالاتی، متحمل خسارت‌ها و آسیب‌های دائمی ناشی از تسلیم و کم‌اندام موضعی خواهند شد. [۱-۴]
 - محققان در سال ۲۰۰۰، اتصال خمشی پس کشیده را به عنوان جایگزین برای اتصالات جوشی در قاب‌های خمشی فولادی مقاوم در برابر زلزله پیشنهاد کردند. این اتصال مرکب از کابل‌های فولادی با مقاومت بالا بوده است، که پس از نصب نبشی‌های فوقانی و تحتانی، مطابق شکل ۱ پس کشیده شده‌اند. این کابل‌ها از میان ستون عبور کرده و در مقابل بال ستون مهار شده‌اند. [۱، ۲] یک اتصال پس کشیده، مرابای فراوانی دارد که به طور خلاصه عبارت‌اند از:
 - به جوش کارگاهی نیاز ندارد.
 - ساخت اتصال براساس مصالح و مهارت‌های متداول است.
 - اتصال، سختی اولیه‌ی مشابه با اتصالات خمشی جوشی دارد.
 - اتصال، خود شاقول و فاقد تغییرشکل‌های ماندگار است.
 - نبشی‌ها به آسانی جایگزین می‌شوند.
 - اتصال کاملاً گیردار است، برش قائم از طریق نبشی‌ها و اصطکاک بین تیر و ستون تحمل می‌شود و اتصال، چندین کابل پس کشیده دارد که در صورت گسیختگی یک یا چند کابل، عملکرد آن ادامه می‌یابد. [۱-۵]
- نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی بر روی یک قاب خمشی فولادی ۶ طبقه، که در سال ۲۰۰۱ انجام شده است، [۱] نشان می‌دهد که عملکرد لرزه‌یی قاب خمشی با اتصالات پس کشیده در مقایسه با عملکرد لرزه‌یی قاب خمشی فولادی با اتصالات صلب خمشی جوشی بهتر است؛ به عبارت دیگر، قاب خمشی با اتصالات پس کشیده، نیازهای لرزه‌یی سازه را کاهش می‌دهد. آنالیز هزینه‌ی انجام شده بر روی قاب پس کشیده نشان می‌دهد که هزینه‌ی ساخت و نصب قاب پس کشیده با هزینه‌ی ساخت قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات صلب جوشی قابل رقابت است. هزینه‌های تعمیر پس از زلزله در قاب‌های پس کشیده نسبتاً ارزان است، زیرا تغییرشکل‌های غیرکشسان و خسارت در سازه محدود به نبشی‌هاست.

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۱۰/۱۵، اصلاحیه ۱۳۹۴/۳/۱۶، پذیرش ۱۳۹۴/۵/۳.

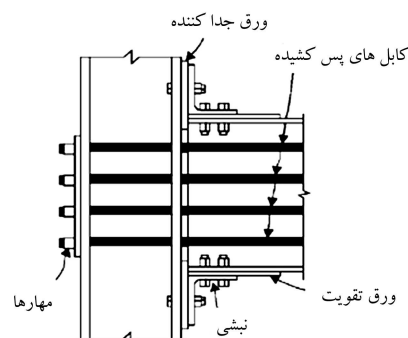
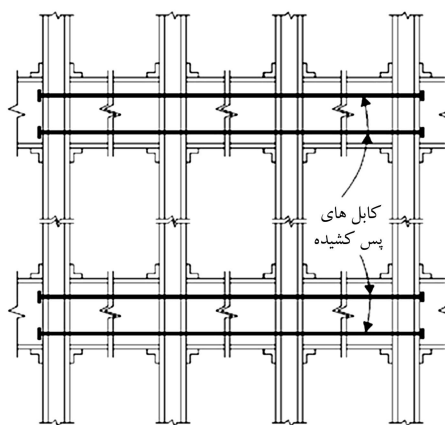


شکل ۲. رفتار ایده آل لنگر- دوران اتصال پس کشیده.

انرژی است؛ ولی آنها همچنین گیرداری و قید لازم را برای مکانیسم‌های انتقال نیرو، برای برش عرضی تیر و لنگر فراهم می‌آورند. بال‌های تیر با استفاده از ورق‌های تقویتی به منظور کنترل تسلیم تیر تقویت شده‌اند. همچنین ورق‌های جداکننده بین بال‌های تیر و بال ستون به نحوی قرار داده می‌شوند که فقط بال‌های تیر و ورق‌های تقویتی با ستون در تماس باشند. [۶ و ۵]

رفتار ایده آل شدهی لنگر- دوران ($M - \theta_r$) یک اتصال پس کشیدهی فولادی در شکل ۲ نشان داده شده است که در آن، زاویهی بازشدگی بین تیر و ستون است. [۲ و ۱]

رفتار لنگر- دوران اتصال پس کشیده با بازشدگی و بسته شدن شکاف فصل مشترک تیر و ستون (Δgap) تحت بارگذاری چرخه‌ای مشخص می‌شود. لنگر آغازکنندهی جدایی بین تیر و ستون، لنگر فشار برداری نامیده می‌شود. رفتار اتصال در ابتدا مشابه یک اتصال خمشی جوشی است، ولی در اثر فشار برداری، رفتار اتصال مشابه یک اتصال نیمه‌گیردار می‌شود. سختی اولیهی اتصال قبل از باززدن درز در مرحلهی فشار برداری، با سختی اولیهی اتصال خمشی جوشی یکسان است (θ_r قبل از نقطه‌ی ۱ در شکل ۲ صفر است). سختی اتصال پس از فشار برداری، ترکیبی از سختی نبشی‌ها و سختی محوری کشسان کابل‌های پس کشیدگی است. با ادامه‌ی بارگذاری، نبشی کششی اتصال در نقطه‌ی ۲ تسلیم می‌شود. در نقطه‌ی ۳، این نبشی کاملاً تسلیم می‌شود. در نهایت، با ادامه‌ی بارگذاری تا نقطه‌ی ۵، کابل‌های پس کشیده شده نیز تسلیم می‌شوند. بین نقاط ۳ و ۵، رابطه‌ی لنگر- دوران تقریباً خطی بوده و سختی اتصال، ناشی از سختی محوری کابل‌های پس کشیده است. در حین باربرداری (نقطه‌ی ۴)، نبشی‌ها تا هنگامی که شکاف بین بال تیر و بال ستون در نقطه‌ی ۸ بسته و θ_r برابر با صفر شود، به اتلاف انرژی ادامه می‌دهند. اعمال لنگر در جهت مخالف، منجر به بروز رفتار مشابه در جهت باربرداری خواهد شد. [۲ و ۱] رفتار خمشی یک اتصال پس کشیده، وابسته به عمق تیر، مجموع نیروی کابل‌ها، مقاومت نبشی‌ها، سختی کشسان، و مقاومت کابل‌های پس کشیدگی است. تا زمانی که کابل‌ها به حالت کشسان باقی بمانند و تسلیم قابل توجهی در تیرها ایجاد نشود، نیروی پس کشیدگی محفوظ مانده و اتصال به محض باربرداری، خودشاقول بوده است (یعنی پس از برداشتن لنگر اتصال، θ_r به مقدار صفر و همچنین قاب خمشی به موقعیت قبل از زلزله‌ی خود باز می‌گردند). به منظور اطمینان یافتن از حالت کشسان باقی ماندن کابل‌ها، آنها با سطح تنشی که به اندازه‌ی کافی زیر تنش تسلیم است، پس کشیده می‌شوند و ظرفیت اتلاف انرژی اتصال با رفتار نبشی‌ها تناسب دارد. [۶ و ۵]



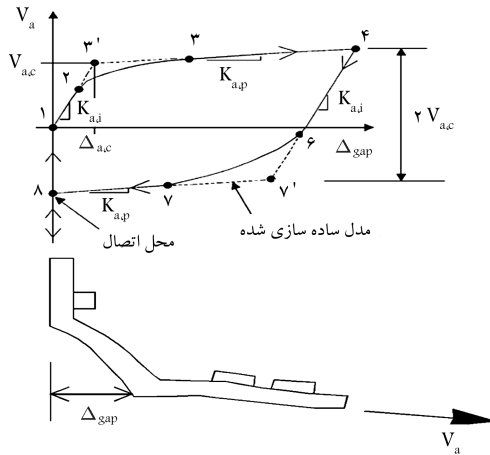
شکل ۱. نمای شماتیک.

نتایج آزمایش‌های صورت‌گرفته‌ی دیگری در سال ۲۰۰۲، [۲] بر روی ۸ نمونه‌ی اتصال صلبی با مقیاس کامل و ۶ نمونه‌ی اتصال با مقیاس کامل در سال ۲۰۰۵، [۵] حاکی از آن است که اتصالات مذکور سختی کشسان بسیار خوب، مقاومت و شکل‌پذیری مناسبی را تحت بارگذاری چرخه‌ای دارند و تیرها، ستون‌ها، و کابل‌های پس کشیدگی در حالت کشسان باقی می‌مانند، در حالی که تغییرشکل‌های غیرکشسان به نبشی‌های بالا و پایین محدود می‌شوند.

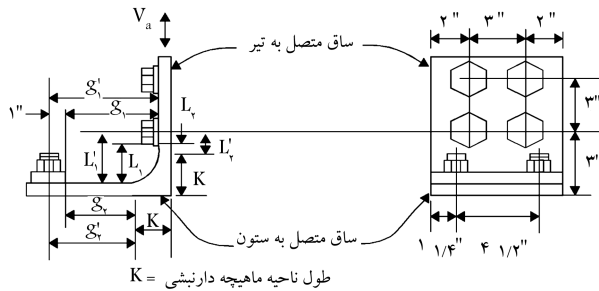
هدف از پژوهش حاضر، ارزیابی رفتار لرزه‌ی قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات پس کشیده با تغییر در مقدار نیروی پس کشیدگی اولیه بر مبنای مدل پیشنهادی در نرم‌افزار OPENSEES است. در این مطالعه، ضمن بررسی رفتار لرزه‌ی اتصال پس کشیده‌ی صلبی شکل به منظور بررسی صحت مدل‌سازی، اثرات تغییر در مقدار نیروی پس کشیدگی در قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه از طریق تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۲. بررسی رفتار اتصالات پس کشیده

در اتصالات پس کشیده، کابل‌ها، بال‌های تیر را به بال ستون فشرده می‌سازند تا در برابر لنگر خمشی مقاومت کنند، در حالی که دو نبشی و اصطکاک در فصل مشترک تیر و ستون در مقابل برش مقاومت می‌کنند. هدف اولیه از وجود نبشی‌ها، اتلاف



شکل ۲. مدل سازی رفتار نبشی های اتصال پس کشیده.



شکل ۳. نمایش طول آزمون در ساق ستونی و تیری نبشی اتصال. [۷]

دوخطی است، که مطابق شکل ۴ در آن شیب اولیه $K_{a,i}$ به شیب ثانویه $K_{a,p}$ کاهش می یابد. [۷]

سختی اولیه تئوری $K_{a,i}$ ، که از ۲ بخش تغییرشکل های خمشی و برشی تشکیل شده است، به کمک ۲ مؤلفه ی سختی خمشی و برشی بیان می شود. سختی برشی، که وابسته به تغییرشکل های برشی است، با ضریب پواسون ν از رابطه ی ۱ به دست می آید:

$$K_{a,i, shear} = \frac{EI_a}{(0.726gt_a^3)} \quad (1)$$

که در آن، E مدول کشسانی فولاد، t_a ضخامت نبشی، I_a ممان اینرسی سطح مقطع نبشی، و g طول آزمون در ساق ستونی نبشی است. کلیه ی روابط ارائه شده در این بخش بر مبنای سیستم انگلیسی است.

سختی اولیه ی خمشی $K_{a,i, theory}$ مجموع 10% کمتر از $\frac{1}{K_{a,i, shear}}$ است. [۷] سختی اولیه ی خمشی نیز از رابطه ی ۲ تعیین می شود:

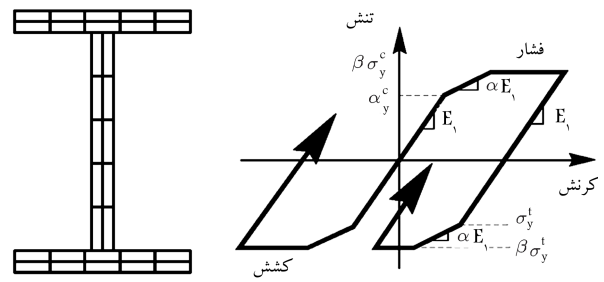
$$K_{a,i, bend} = \frac{V_a}{\Delta_{gap}} = \frac{12EI_a}{g^3} - \frac{6EI_a C_{\theta A}}{g^2} \quad (2)$$

که در آن، $C_{\theta A}$ از رابطه ی ۳ به دست می آید:

$$C_{\theta A} = \left[\frac{\frac{r}{g} \left(1 + \frac{r}{g} \right)}{\frac{r}{g} \left(1 + \frac{r}{g} \right) + \frac{r}{L} \left(1 + \frac{r}{L} \right)} \right] \quad (3)$$

که در آن، g طول آزمون در ساق ستونی نبشی و L طول آزمون در ساق تیری نبشی است. شکل ۵ برای نسبت های مختلفی از g و L ارائه شده است.

در صورتی که $g = g_1$ or g_2 باشد، $e = \frac{t_a}{4}$ خواهد بود. در صورتی که $g = g_3$ or g_4 باشد، $e = k - \frac{t_a}{4}$ خواهد بود، که در آن k طول ناحیه ی ماهیچه دار



الف) نمودار تنش - کرنش مصالح تیر و ستون. ب) جزئیات مقطع تیرها و ستون ها؛

شکل ۴. مدل سازی رفتار تیر و ستون در اتصال پس کشیده.

در پژوهش هایی نیز نشان داده شده است که در نبشی کششی، یک مکانیزم با تشکیل ۳ مفصل خمیری، مطابق شکل ۲ الف، به وجود می آید، که یک مفصل خمیری بر روی ماهیچه ی هر ساق نبشی و مفصل سوم، نزدیک پیچ هایی تشکیل می شود که نبشی را به ستون متصل می کنند. [۲۱]

۳. مدل سازی اتصالات پس کشیده

مدل سازی هر یک از اجزاء مختلف اتصال در نرم افزار OPENSEES به این تفکیک ارائه شده است.

۱.۳. تیرها و ستون ها

برای مدل سازی دقیق رفتار مصالح تیرها و ستون ها با موازی کردن دو مصالح Steel ۱، که رفتار دوخطی دارند، رفتاری سه خطی مشابه شکل ۳ الف حاصل می شود. برای تیرها و ستون ها از المان Nonlinear Beam-Column استفاده شده است. این المان رفتار غیرخطی عضو را بر پایه ی تئوری نیرو - تغییرمکان و با فرض حالت خمیری توزیع شده در طول عضو مدل می کند. برای مقطع تیرها و ستون ها از مقطع Fiber استفاده شده است، که مطابق شکل ۳ ب، ۲ رشته یا تار در ضخامت جان و بال و ۵ تار در ارتفاع جان و عرض بال دارد.

۲.۳. چشمه ی اتصال

برای مدل سازی چشمه ی اتصال المان Joint 2D با مصالح Steel ۲ با نسبت کرنش سخت شدگی 0.7% و با در نظر گرفتن تغییرشکل های کوچک و هندسه ی ثابت چشمه ی اتصال استفاده شده است.

۳.۳. نبشی های اتصال

برای مدل سازی نبشی ها از مصالح Steel ۱ با رفتار دوخطی با سختی های $K_{a,i}$ و $K_{a,p}$ استفاده شده است. المان های مورد استفاده برای نبشی ها، المان Truss یا خرابایی است که فقط نیروی محوری را منتقل می کند و نبشی ها به وسیله ی فنر هایی با سختی محوری مدل می شوند. این المان، سختی محوری نبشی ها را که معادل با سختی اولیه ی رفتار نیرو - تغییرمکان نبشی و سختی پس از تسلیم نبشی هاست، بازتاب می دهد.

با به کارگیری نتایج به دست آمده از آزمایش نبشی ها، یک مدل از رفتار نیرو - تغییرمکان $(V - \Delta_{gap})$ برای نبشی ایجاد می شود. این مدل تقریباً به صورت منحنی

صنخامت نبشی است. همچنین مقدار سختی $K_{a,p}$ از رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید:

$$K_{a,p} = \frac{dV}{d\Delta_{gap}} = 1,18V_m \quad (4)$$

که در آن، V_m از رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید:

$$V_m = (1,35 - 0,6At_a) \times \frac{2M_{a,p}}{g_t} \quad (5)$$

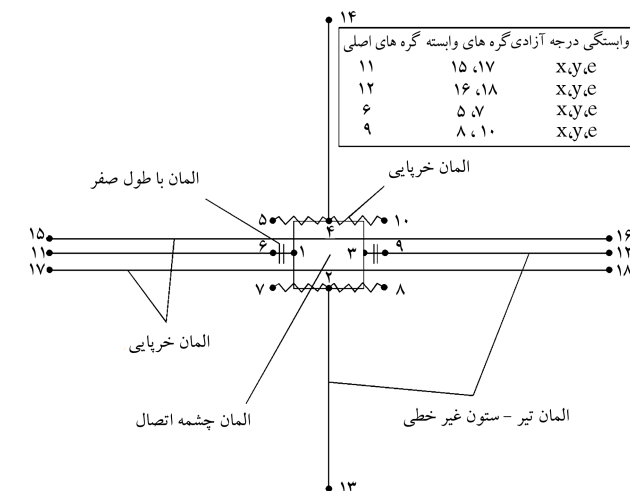
که در آن، $M_{a,p}$ ظرفیت لنگر خمیری نبشی است.^[۷]

۴.۳. کابل‌های پس کشیدگی

در مدل‌سازی کابل‌ها از المان Truss با مصالح ElasticPP استفاده شده است. المان‌های مذکور به صورت اعضای خرابایی به ابتدا و انتهای قاب پس کشیده متصل می‌شوند و پس از اتمام مدل‌سازی تحت تأثیر نیروی کششی در ۲ گره ابتدایی و انتهایی المان قرار می‌گیرند. هر المان خرابایی شامل مجموعه‌ی از کابل‌هاست، که در فاصله‌ی یکسان از مرکز تیر و در دو طرف جان تیر قرار می‌گیرند. مصالح کابل‌ها از نوع کشسان خمیری کامل است، که در این پژوهش با اعمال نیرو در کابل‌ها به صورت درصدی از نیروی تسلیم، اجازه‌ی خمیری شدن به آنها داده نشده است.

۵.۳. بازشدگی اتصال

به دلیل بازشدگی در اتصالات پس کشیده پس از فشار برداری، رفتار مصالح تیر و ستون در محل اتصال فقط فشاری است و متحمل کشش نخواهد شد. برای نشان دادن این اثر در مدل‌سازی از المان با طول صفر یا Zero Length، که فقط در فشار عمل می‌کند، استفاده می‌شود. این المان بین دو گره با موقعیت یکسان قرار می‌گیرد و با توجه به رفتار مصالح Elastic-No Tension، که فقط در فشار عمل می‌کند و رفتار کشسان دارد، بازشدگی اتصال را مدل می‌کند. در مدل ارائه شده در شکل ۶، وابستگی مربوط به درجات آزادی گره‌ها، که توسط فرمان Equal DOF اعمال می‌شود، نشان داده شده است.

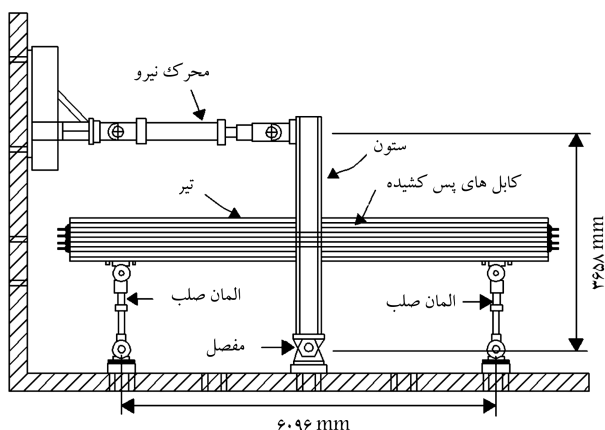


شکل ۶. مدل ارائه شده (پیشنهادی) برای اتصال داخلی پس کشیده در نرم افزار OPENSEES.

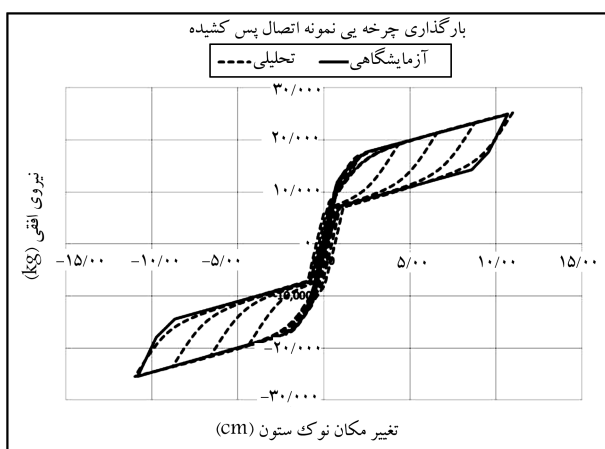
۴. بررسی صحت نتایج مدل‌سازی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

در پژوهشی در سال ۲۰۰۲^[۲] مجموعه‌ی ۸ نمونه اتصال پس کشیده مورد آزمایش قرار گرفته است. هر نمونه‌ی آزمایش، شامل شکل صلیبی اتصال تیر به ستون است، که یک اتصال داخلی در قاب خمشی فولادی را شبیه‌سازی می‌کند. هر نمونه شامل ستون از مقطع 311×14 W با ارتفاع ۳۶۵۸ mm و تیر از مقطع 62×24 W و طول ۶۰۹۶ mm است. طول ۶۰۹۶ mm ترکیبی از طول دو تیر به اضافه‌ی عمق ستون است. انتهای ستون تحت یک سری سیکل‌های تغییر مکان جانبی متقارن با دامنه‌ی افزایشی قرار می‌گیرد. در سیکل‌های اولیه، لنگر خمشی کمتر از لنگر فشار برداری است و در سیکل‌های انتهایی، جابه‌جایی نسبی جانبی قاب به ۳٪ می‌رسد. جزئیات اتصال صلیبی پس کشیده در شکل ۷ نشان داده شده است.

با هدف بررسی صحت مدل ارائه شده، رفتار بار - تغییر مکان نمونه‌ی اتصال پس کشیده (نمونه‌ی ۳ پژوهش انجام شده در سال ۲۰۰۲^[۲]) در تحلیل با نرم افزار و آزمایش با یکدیگر در شکل ۸ مقایسه شده‌اند. اندازه‌ی نبشی‌ها $8 \times 8 \times 5,8$ L، $g/t = 7,2$ و مقدار نیروی پس کشیدگی اولیه، ۷۲۹ KN بوده است. مقادیر α ، β و E_1 به ترتیب ۱، ۰، ۱ و ۱، ۱ و ۲۰۰ (GPa) برای مصالح تیر و ستون در نظر گرفته شده است. هر اتصال شامل ۸ کابل پس کشیده است، که در ۴ سطح در دو طرف



شکل ۷. جزئیات اتصال پس کشیده‌ی صلیبی داخلی.^[۲]



شکل ۸. رفتار بار - تغییر مکان تحلیل و آزمایشگاهی نمونه‌ی پس کشیده.

۴/۵ متر در نظر گرفته شده است. در جدول ۱، مقاطع تیر و ستون قاب‌ها نام‌گذاری و در شکل ۱۰ نشان داده شده‌اند.

در جدول ۲، چگونگی تغییر نیروی پس‌کشیدگی اولیه در قاب‌های مورد مطالعه نشان داده شده است، که در آن نیروی پس‌کشیدگی به صورت درصدی از ظرفیت تسلیم کابل‌هاست. نمونه‌ی PT۱ به عنوان نمونه‌ی مینا در نظر گرفته شده است.

جدول ۱. مقاطع به‌دست‌آمده برای تیرها و ستون‌ها با طراحی قاب‌ها در نرم‌افزار ETABS ۲۰۰۰.

ردیف	تیر	ستون
۱	IPE ۳۰	IPB ۲۲
۲	IPE ۳۳	IPB ۲۴
۳	IPE ۳۶	IPB ۲۶
۴	IPE ۴۰	IPB ۲۸
۵		IPB ۳۰
۶		IPB ۳۲
۷		IPB ۳۴

جدول ۲. نحوه‌ی تغییر پارامترهای مختلف در قاب‌های پس‌کشیده PT۱ تا PT۳.

شماره‌ی نمونه	پارامتر متغیر	$T_0 (P/Py)$	تعداد کابل‌ها	تعداد g/t	شماره‌ی نبشی
PT۱ (مینا)	--	۰/۴	۶	۴	۱۵۰ × ۱۵۰ × ۱۵
PT۲	T_0	۰/۲۵	۶	۴	۱۵۰ × ۱۵۰ × ۱۵
PT۳	T_0	۰/۵۵	۶	۴	۱۵۰ × ۱۵۰ × ۱۵

جان تیر قرار می‌گیرند. نتایج به‌دست‌آمده انطباق خوبی با نتایج آزمایش انجام شده دارد که نشان از صحت مدل پیشنهادی است.

رفتار اتصال پس‌کشیده، خودشاقول، و فاقد تغییرشکل‌های پسماند است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، رفتار بار - تغییرمکان در اتصالات پس‌کشیده، ۳ ناحیه‌ی مجزا دارد: ناحیه‌ی اول) از زمان آغاز اعمال بار تا مرحله‌ی بازشدگی اتصال؛ ناحیه‌ی دوم) از بازشدگی اتصال تا تسلیم نبشی‌ها؛ و ناحیه‌ی سوم) از مرحله‌ی تسلیم نبشی‌ها تا قبل از تسلیم کابل‌های پس‌کشیدگی است.

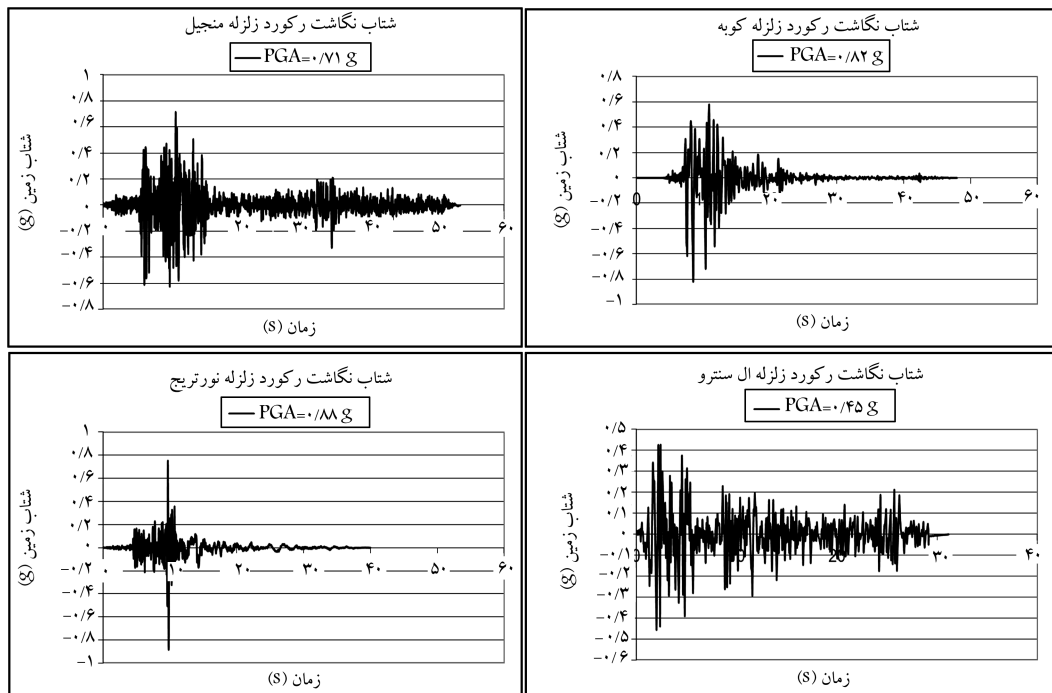
۵. رکوردهای مورد بررسی در تحلیل دینامیکی غیرخطی

جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل پیشنهادی از ۴ رکورد زلزله‌ی ال کوبه، ال سنترو، منجیل، و نورتریج با شتاب‌نگاشت‌های مطابق شکل ۹ استفاده شده است.

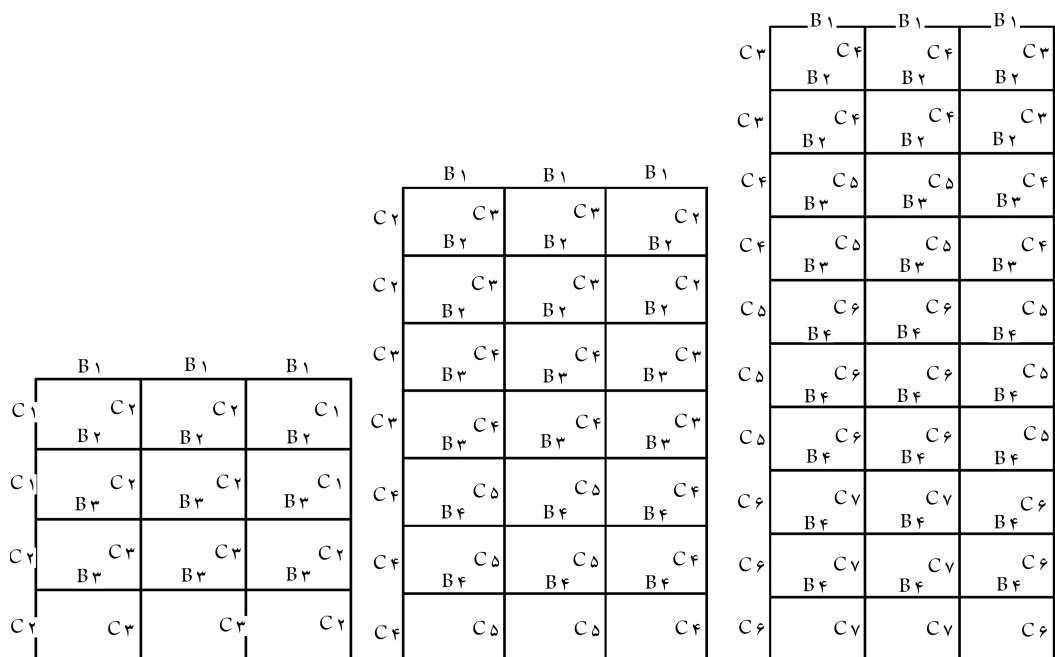
۶. معرفی سازه‌های مورد مطالعه

به منظور رسیدن به نتایج منطقی‌تر و مقایسه‌ی قاب‌ها در دو حالت متفاوت (یکی با اتصالات صلب خمشی جوشی و دیگری با اتصالات پس‌کشیده)، قاب‌ها در حالت دوبعدی و به صورت ۴، ۷ و ۱۰ طبقه‌ی ۳ دهانه، طراحی شده‌اند. در این قاب‌ها، ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه‌ها ۴/۵ متر و نوع فولاد ساختمانی ST ۳۷ با تنش تسلیم (kg/cm^2) ۲۴۰۰ و مدول کشسانی (kg/cm^2) 2.1×10^6 منظور شده است.

مقاطع به‌کاررفته برای تیرها از نوع IPE و برای ستون‌ها از نوع IPB است. جهت محاسبه‌ی بار جانبی ناشی از زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران مورد استفاده قرار گرفته است. در بفت طبقات نیز مطابق استاندارد ۲۸۰۰ کنترل و عرض بارگیر قاب‌ها



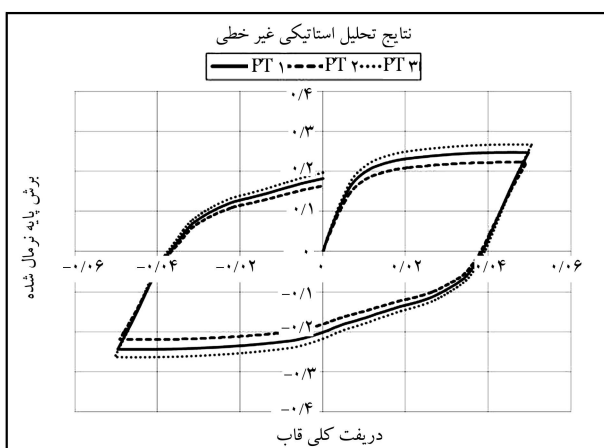
شکل ۹. رکوردهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی.



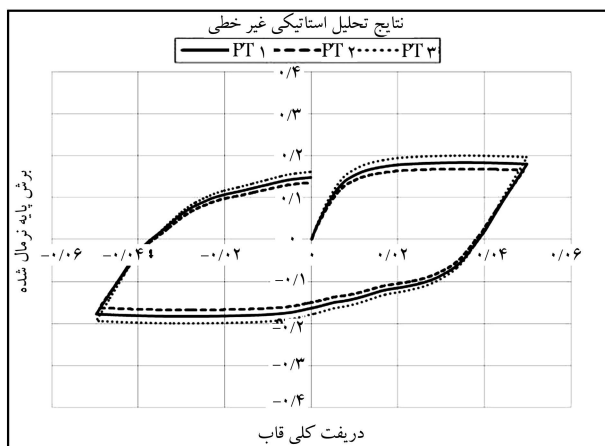
شکل ۱۰. مقاطع قاب های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه‌ی ۳ دهانه‌ی مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی.

۷. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

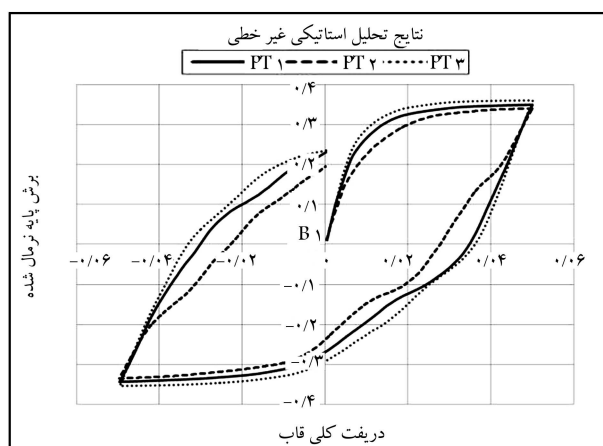
برش پایه‌ی نرمال شده به وزن به جابه‌جایی نسبی جانبی کلی سازه برای قاب‌های PT1، PT2، PT3 در حالات ۴، ۷ و ۱۰ طبقه در شکل‌های ۱۱ الی ۱۳ نشان داده شده است. در هر ۳ شکل، قاب PT3 به دلیل نیروی پس‌کشیدگی بالاتر و سختی بیشتر، سطح زیرمنحنی و برش پایه‌ی بیشتری نسبت به نمونه‌های PT2 و PT1 دارد. همچنین با افزایش نیروی پس‌کشیدگی از نمونه‌ی PT2 به PT1 و از نمونه‌ی PT1 به PT3 مقدار مساحت داخلی نمودار و برش پایه افزایش می‌یابد. مقدار بیشینه‌ی برش پایه‌ی نرمال قاب‌های PT1، PT2، PT3 در جدول ۳ ارائه شده است، که مطابق آن مقدار برش پایه‌ی نرمال شده به وزن برای قاب‌های ۱۰ طبقه کمتر از قاب‌های ۷ طبقه و برای قاب‌های ۷ طبقه کمتر از قاب‌های ۴ طبقه است. دلیل این امر آن است که با افزایش ارتفاع قاب برای رسیدن به تغییرمکان هدف،



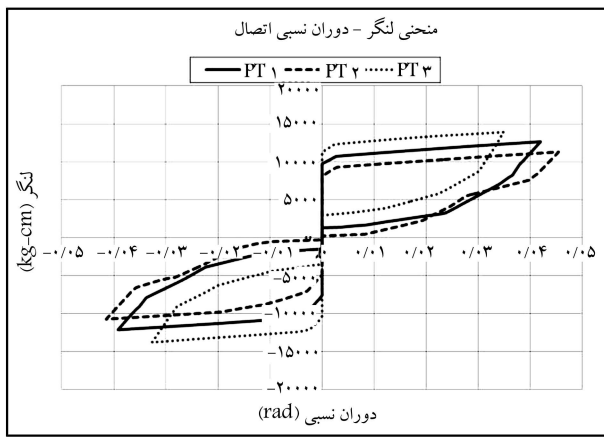
شکل ۱۲. نمودار برش پایه‌ی نرمال به جابه‌جایی نسبی جانبی در قاب ۷ طبقه.



شکل ۱۳. نمودار برش پایه‌ی نرمال به جابه‌جایی نسبی جانبی در قاب ۱۰ طبقه.



شکل ۱۱. نمودار برش پایه‌ی نرمال به جابه‌جایی نسبی جانبی در قاب ۴ طبقه.



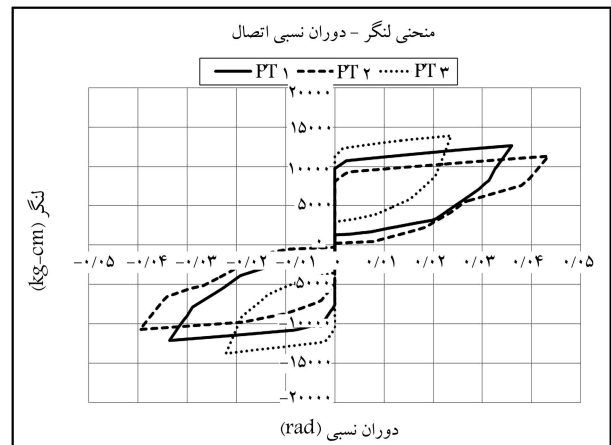
شکل ۱۶. رفتار لنگر - دوران برای قاب‌های ۱۰ طبقه.

جدول ۴. زاویه‌ی دوران نسبی اتصال.

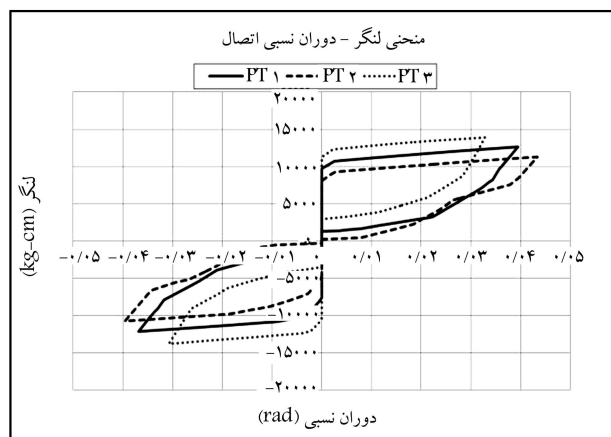
تعداد طبقات	PT۱	PT۲	PT۳
۴ST	۰٫۰۳۶۰	۰٫۰۴۳۴	۰٫۰۲۳۶
۷ST	۰٫۰۳۹۵	۰٫۰۴۳۴	۰٫۰۳۲۸
۱۰ST	۰٫۰۴۲۰	۰٫۰۴۵۰	۰٫۰۳۵۰

جدول ۳. مقادیر برش پایه‌ی نرمال شده به وزن.

تعداد طبقات	PT۱	PT۲	PT۳
۴ST	۰٫۳۵۰	۰٫۳۴۰	۰٫۳۶۰
۷ST	۰٫۲۴۷	۰٫۲۲۳	۰٫۲۶۷
۱۰ST	۰٫۱۸۳	۰٫۱۶۸	۰٫۲۰۰



شکل ۱۴. رفتار لنگر - دوران برای قاب‌های ۴ طبقه.



شکل ۱۵. رفتار لنگر - دوران برای قاب‌های ۷ طبقه.

است. زیرا مقدار نیروی پس‌کشیدگی اولیه در هر ۳ اتصال ثابت است، در صورتی که اتصال قاب ۷ طبقه به علت نیاز لرزه‌ی بالاتر به ظرفیت بیشتری (نیروی اولیه‌ی پس‌کشیدگی بزرگ‌تری) نیاز دارد، تا دورانی مشابه اتصال قاب ۴ طبقه داشته باشد. به طریق مشابه اتصال قاب ۱۰ طبقه نیز نیاز به نیروی پس‌کشیدگی بیشتری نسبت به اتصال قاب ۷ طبقه دارد، تا دوران نسبی اتصال مشابه آن داشته باشد.

۸. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

مقایسه‌ی زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی طبقات قاب‌ها طبق جدول ۵ حاکی از آن است که با افزایش نیروی پس‌کشیدگی، به دلیل افزایش سختی قاب پس‌کشیده، زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی طبقات کاهش می‌یابد و بالعکس. به عنوان مثال، برای قاب ۴ طبقه تحت اثر رکورد ال سترو، زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی قاب PT۳، بیشینه‌ی ۱۴٫۳٪ کمتر از نمونه‌ی مبنای PT۱ و زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی قاب PT۲ بیشینه‌ی ۳۵٪ بیش از نمونه‌ی مبنای PT۱ است.

مقایسه‌ی زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی پسماند طبق جدول ۶ حاکی از آن است که با افزایش نیروی پس‌کشیدگی، زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی پسماند طبقات کاهش می‌یابد. به عنوان مثال، برای قاب ۴ طبقه تحت اثر رکورد ال سترو، زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی پسماند قاب PT۳، بیشینه‌ی ۳۰٫۴٪ کمتر از نمونه‌ی مبنای PT۱ و زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی پسماند قاب PT۲، بیشینه‌ی ۸۲٪ بیش از نمونه‌ی مبنای PT۱ است.

تغییرات نیرو در کابل‌های پس‌کشیدگی طبق شکل‌های ۱۷ الی ۱۹ به ترتیب برای قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه تحت رکورد کوبه نشان‌دهنده‌ی آن است که کلیه‌ی کابل‌ها برای هر سه نمونه‌ی PT۱، PT۲ و PT۳ تحت تمامی تحلیل‌ها در حالت کشسان باقی می‌مانند تا بتوانند قابلیت خودشاقولی قاب را حفظ کنند. نمونه‌ی PT۳ به دلیل نیروی پس‌کشیدگی اولیه‌ی بزرگ‌تر، بیشینه‌ی نیروی کششی بزرگ‌تری نیز دارد، به طوری که نیروی کابل نمونه‌ی PT۳ در قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه به

نیروی جانبی کمتری نیاز است؛ به عبارت دیگر، با افزایش ارتفاع، نیازهای لرزه‌ی قاب افزایش می‌یابد، که با افزایش نیروی پس‌کشیدگی اولیه در قاب‌های بلند، برش پایه و سختی قاب افزایش خواهد یافت. همچنین با افزایش ارتفاع قاب، به دلیل افزایش وزن، نسبت برش پایه به وزن کاهش می‌یابد.

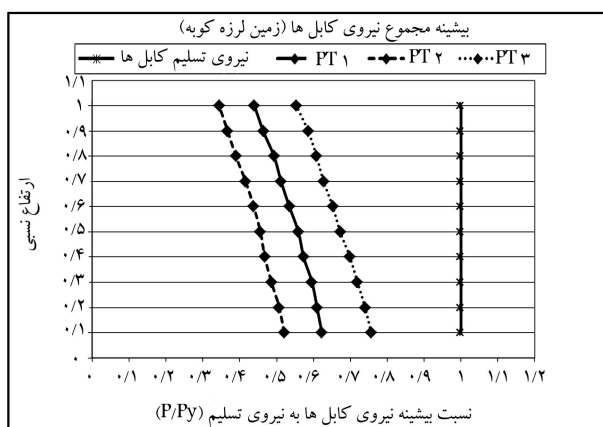
همچنین رفتار لنگر - دوران اتصال طبقه‌ی اول، دهانه‌ی دوم، سمت چپ برای قاب‌های PT۱، PT۲ و PT۳ در حالات ۷، ۱۰ و ۱۶ طبقه در شکل‌های ۱۴ الی ۱۶ نشان داده شده است. در هر ۳ شکل، نمونه‌ی PT۳ به دلیل نیروی پس‌کشیدگی بیشتر، دوران کمتر و سطح لنگر بالاتری را تجربه می‌کند. با کاهش نیروی پس‌کشیدگی مقدار زاویه‌ی بازشدگی اتصال افزوده می‌شود و بیشینه‌ی لنگر اتصال کاهش می‌یابد. مطابق انتظار، هر ۳ نمونه‌ی پس‌کشیده‌ی خودشاقول، فاقد تغییر شکل پسماند هستند و منحنی لنگر - دوران پرچمی شکلی دارند. مقدار دوران نسبی اتصال برای قاب‌های PT۱، PT۲ و PT۳ در جدول ۴ ارائه شده است، که طبق آن دوران نسبی اتصال برای قاب ۷ طبقه بیش از قاب ۴ طبقه و برای قاب ۱۰ طبقه بیش از قاب ۷ طبقه

جدول ۵. تغییرات زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات به درصد.

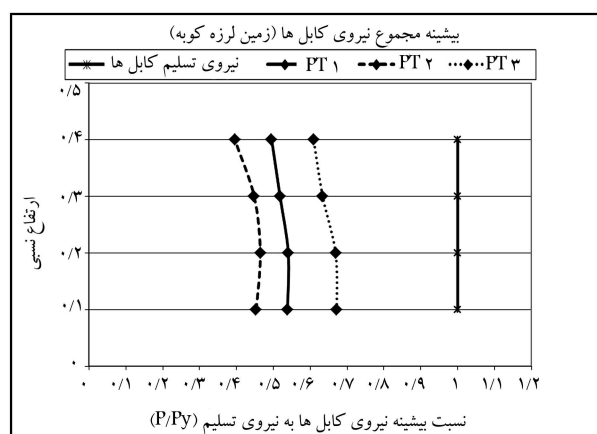
تغییرات زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی	میزان افزایش در PT۲ نسبت به PT۱ به درصد			میزان کاهش در PT۳ نسبت به PT۱ به درصد		
	۱۰ST	۷ST	۴ST	۱۰ST	۷ST	۴ST
	میزان افزایش در PT۲ نسبت به PT۱ به درصد			میزان کاهش در PT۳ نسبت به PT۱ به درصد		
ال سنترو	+۱۰٫۸۷	+۱۹٫۰۷	+۳۵	-۱۸	-۲۱٫۲۴	-۱۴٫۳۰
کوبه	+۱۲٫۶۲	+۱۸٫۶۰	+۲۹	-۱۵٫۹۰	-۲۵٫۳۶	-۱۱٫۷۰
منجیل	+۹٫۶۲	+۲۰٫۴۲	+۱۱	-۱۰٫۶۳	-۱۸٫۴۲	-۲۴٫۴۰
نورث ریج	+۱۰٫۴۸	+۱۰	+۳۲	-۱۱٫۹۶	-۱۷٫۷۰	-۳۶

جدول ۶. تغییرات زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی پسماند طبقات به درصد.

تغییرات زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی پسماند	میزان افزایش در PT۲ نسبت به PT۱ به درصد			میزان کاهش در PT۳ نسبت به PT۱ به درصد		
	۱۰ST	۷ST	۴ST	۱۰ST	۷ST	۴ST
	میزان افزایش در PT۲ نسبت به PT۱ به درصد			میزان کاهش در PT۳ نسبت به PT۱ به درصد		
ال سنترو	+۲۷٫۷۵	+۲۵٫۰۲	+۸۲	-۲۵٫۸۰	-۴۰٫۷۳	-۳۰٫۴۰
کوبه	+۳۰٫۸۵	+۲۰٫۷۵	+۴۱٫۴۰	-۲۵٫۹۵	-۳۷٫۵۹	-۴۲٫۵۰
منجیل	+۲۳٫۷۰	+۲۷٫۰۶	+۸۳	-۳۸٫۶۵	-۴۶٫۹۰	-۴۰
نورث ریج	+۴۷٫۱۵	+۸۵٫۹۰	+۳۵	-۴۵٫۷۰	-۳۹٫۴۰	-۲۸٫۹۰



شکل ۱۶. تغییرات نیرو در کابل‌های قاب ۱۰ طبقه تحت رکورد کوبه.

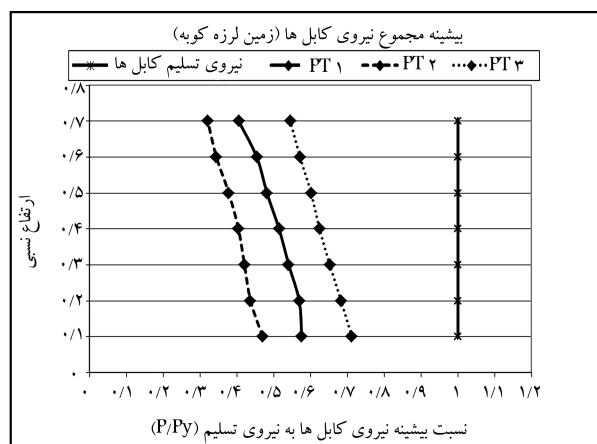


شکل ۱۷. تغییرات نیرو در کابل‌های قاب ۴ طبقه تحت رکورد کوبه.

ترتیب به بیشینه‌ی ۰٫۶۷۲٪، ۰٫۷۱۲٪ و ۰٫۷۵۶٪ از ظرفیت تسلیم خود می‌رسد. تغییرات کرنش در دورترین تار بال تیر، در طبقه‌ی اول، دهانه‌ی وسط به ترتیب برای قاب‌های ۷، ۴ و ۱۰ طبقه تحت اثر رکورد نورث ریج نشان‌دهنده‌ی آن است که با افزایش نیروی پس کشیدگی اولیه، مقدار کرنش در بال تیر افزایش می‌یابد. در نمونه‌ی PT۳ این کرنش در قاب‌های ۷، ۴ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۰٫۴۲۱، ۰٫۳۹۶ و ۰٫۳۷۱ است، که طبق نظر برخی پژوهشگران^[۷] به دلیل بالاتر بودن این مقادیر از ۲ برابر کرنش تسلیم فولاد (۰٫۲۵)، احتمال ایجاد کمانش موضعی در بال تیر وجود خواهد داشت.

۹. نتیجه‌گیری

در این پژوهش اثر تغییر نیروی پس کشیدگی بر مبنای $P/Py = ۰٫۴$ و با اعمال



شکل ۱۸. تغییرات نیرو در کابل‌های قاب ۷ طبقه تحت رکورد کوبه.

و ۴۷/۱۵٪ نسبت به نمونه‌ی مینا افزایش یافته است. همچنین با افزایش ۱۵٪ نیروی پس‌کشیدگی اولیه، زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی پسماند طبقات برای قاب‌های ۷،۴ و ۱۰ طبقه به ترتیب بیشینه به میزان ۴۷/۵٪، ۴۶/۹٪ و ۴۵/۷٪ نسبت به نمونه‌ی مینا کاهش یافته است.

• مطابق نتایج دو بند اخیر، با افزایش نیروی پس‌کشیدگی، نیازهای لرزه‌ی قاب‌های خمشی فولادی کاهش یافته است، ولی با افزایش ارتفاع قاب‌ها، از میزان تأثیر افزایش نیروی پس‌کشیدگی در کاهش نیازهای لرزه‌ی کاسته شده است؛ به عبارت دیگر، انتخاب بهینه مقدار نیروی پس‌کشیدگی نقش مؤثری در کاهش این نیازها به ویژه در قاب‌های بلندمرتبه دارد.

• با تغییر نیروهای پس‌کشیدگی در قاب‌های ۷،۴ و ۱۰ طبقه، نمونه‌های با نیروی پس‌کشیدگی اولیه‌ی بزرگ‌تر، بیشینه‌ی نیروی کششی بزرگ‌تری نیز دارند. در هر ۳ نمونه، کابل‌ها همواره در حالت کشسان باقی مانده‌اند، که نشان‌دهنده‌ی عملکرد خودشاقول آنهاست.

• در نمونه با نیروی پس‌کشیدگی بالاتر به دلیل تجاوز کرنش در بال تیر از ۲ برابر کرنش تسلیم فولاد، احتمال کماتش موضعی در بال تیر وجود خواهد داشت. این کماتش موضعی نیاز به تیر با ابعاد بزرگ‌تر را منجر می‌شود.

تغییرات ۱۵ درصدی افزایش و کاهش نسبت به مینای مذکور در ۳ حالت PT۱، PT۲ و PT۳ در قاب‌های ۷،۴ و ۱۰ طبقه توسط تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی و این نتایج حاصل شده است:

• با افزایش نیروی پس‌کشیدگی، سختی قاب پس‌کشیده افزایش یافته و برش پایه‌ی بیشتری را متحمل شده است. همچنین لنگر فشار برداری، سختی اولیه، و خودشاقولی اتصالات پس‌کشیده افزایش یافته است، ولی سطح زیر منحنی لنگر - دوران، میزان زاویه‌ی بازشدگی، و اتلاف انرژی اتصال کاهش یافته است.

• با کاهش ۱۵٪ نیروی پس‌کشیدگی اولیه، زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی طبقات برای قاب‌های ۷،۴ و ۱۰ طبقه به ترتیب بیشینه به میزان ۳۵٪، ۲۰/۴٪ و ۱۲/۶٪ نسبت به نمونه‌ی مینا افزایش یافته است. همچنین با افزایش ۱۵٪ نیروی پس‌کشیدگی اولیه، زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی طبقات برای قاب‌های ۷،۴ و ۱۰ طبقه به ترتیب بیشینه به میزان ۳۶٪، ۲۵/۴٪ و ۱۸٪ نسبت به نمونه‌ی مینا کاهش یافته است.

• با کاهش ۱۵٪ نیروی پس‌کشیدگی اولیه، زاویه‌ی جابه‌جایی نسبی جانبی پسماند طبقات برای قاب‌های ۷،۴ و ۱۰ طبقه به ترتیب بیشینه به میزان ۸۳٪، ۵۸/۹٪

منابع (References)

- Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", *Journal of Structural Engineering*, **127**(2), pp. 113-121 (February 2001).
- Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and Lu, L.W. "Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections", *Journal of Structural Engineering*, **128**(7), pp. 850-859 (July 2002).
- Hoseok, C. and Judy, L. "Seismic behavior of post-tensioned column base for steel self-centering moment resisting frame", *Journal of Constructional Steel Research*, **78**, pp. 117-130 (November 2012).
- Vasdravellis, G., Karavasilis, T.L. and Uy, B. "Finite element models and cyclic behavior of self-centering steel post-tensioned connections with web hourglass pins", *Journal of Engineering Structures*, **52**, pp. 1-16 (July 2013).
- Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. "Influence of design parameters on seismic response of post tensioned steel MRF systems", *Journal of Engineering Structures*, **30**(4), pp. 1037-1047 (April 2008).
- Garlock, M.M. and Li, J. "Steel self-centering moment frames with collector beam floor diaphragms", *Journal of Constructional Steel Research*, **64**(5), pp. 526-538 (May 2008).
- Garlock, M.M. "Full-scale testing, seismic analysis, and design of post tensioned seismic resistant connections for steel frames", Ph.D. dissertation, Lehigh University (2002).