



ارزیابی نیاز لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی پس کشیده با تغییر در پارامترهای موثر پس کشیدگی

محسن گرامی^۱، مصطفی خاتمی^۲
(تاریخ دریافت: ۹۱/۰۶/۲۰، تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۲/۰۲)

چکیده

پس از زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴، جزئیات مختلفی برای اتصالات خمشی به منظور حصول یک پاسخ شکل پذیر تحت بارگذاری زلزله پیشنهاد گردیده است. به عنوان جایگزینی برای اتصالات خمشی جوشی، محققین در سال ۲۰۰۰، اتصال خمشی پس کشیده را برای استفاده در قاب‌های خمشی فولادی مقاوم در برابر زلزله پیشنهاد کردند. این اتصال مرکب از کابل‌های فولادی با مقاومت بالاست که به موازات جان تیر قرار می‌گیرند و از میان ستون عبور کرده و در مقابل بال ستون مهار می‌گردند. کابل‌های فولادی، بال تیر را در مقابل بال ستون فشرده می‌سازند و منجر به ممان مقاوم اتصال در برابر بارهای بهره برداری و ایجاد نیروی بازگرداننده جهت حفظ قابلیت خودشاقولی قاب می‌شوند. نبشی‌های بالا و پایین نیز به این اتصالات اضافه می‌شوند تا قابلیت اتلاف انرژی مناسبی برای اتصال تحت بار لرزه‌ای فراهم آورند. در این مقاله، ضمن آشنایی با رفتار این اتصالات و نحوه مدل سازی آنها با نرم افزار OPENSEES و بررسی صحت نتایج مدل سازی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، نیاز لرزه‌ای قاب‌های خمشی پس کشیده با تغییر در پارامترهای پس کشیدگی برای قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که با افزایش نیرو و تعداد کابل‌های پس کشیدگی، افزایش ضخامت نبشی و کاهش نسبت طول به ضخامت نبشی نیاز لرزه‌ای قاب‌های پس کشیده کاهش می‌یابد.

کلمات کلیدی

اتصالات پس کشیده، تحلیل تاریخچه زمانی، طرح لرزه‌ای، خودشاقولی

Evaluation of Seismic Demand of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames by Change in Post-Tensioned Effect Parameters

M. Gerami, M. Khatami

ABSTRACT

After northridge earthquake in 1994, different details for constructing new moment resisting connections to attain a ductile behavior under earthquake excitations were recommended. As a substitution instead of welded moment resisting connections, researchers recommended the utilization of post-tensioned moment connections in moment resisting frames to resist against earthquake loading. Post-tensioned connections are composed of high-strength steel cables which are erected parallel to the beam web and then are crossed through the column and finally would be fixed at the column's flange face. Firstly, steel cables create compression between beam and column flanges, secondly they provide the resisting moment of connections against applied service loads and eventually these cables would cause self-centering of columns, which means that the columns would get back to their initial position after they are tilted by earthquake excitation. Moreover, two steel angle sections are added at the top and bottom surfaces of these connections, in order to dissipate the earthquake energy in the joint area. In

۱- استادیار و مدیر گروه پژوهشی فناوری‌های نوین ساختمان، دانشگاه سمنان، m.gerami@semnan.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد سازه، عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهدی شهر، mkh672.2009@gmail.com

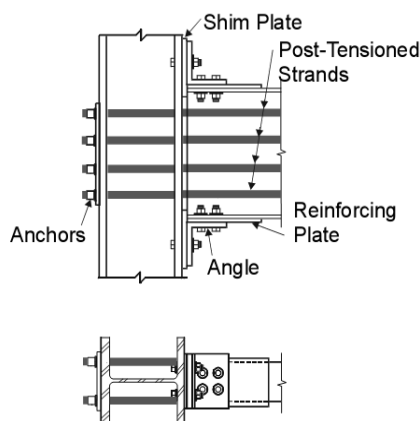


this paper, in addition to introduction of this Connections, the modeling mode for them with the OPENSEES software and evaluation of accuracy of modeling results compared with experimental results, evaluated the Seismic demand of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames by change in Post-Tensioned effect parameters for 4,7 and 10 story under time history dynamic analysis. The results indicate that reduced frames seismic demand with increasing force and the number of Post-Tensioned cables, thickness of angles and decreasing the ratio of length to thickness of angles.

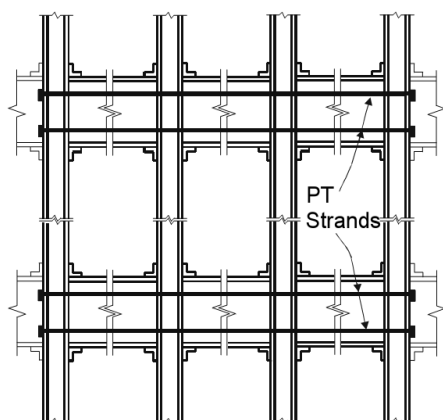
KEYWORDS

Post-tensioned connections, Time-history analysis, Seismic design, Self-centering

۱- مقدمه



(الف)



(ب)

شکل (۱): نمای شماتیک از (الف) جزئیات اتصال پس کشیده (ب) یک طبقه از قاب خمشی پس کشیده [۲]

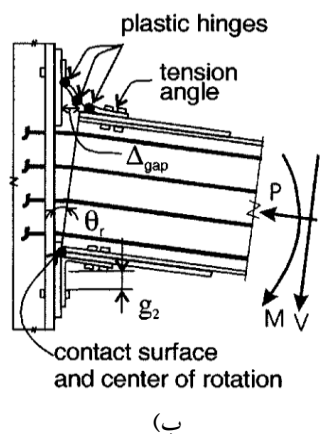
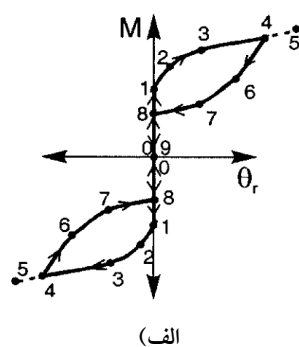
یک اتصال پس کشیده درست طراحی شده، مزایای فراوانی دارد که به طور خلاصه عبارتند از:

- به جوش کارگاهی نیاز ندارد.
- ساخت اتصال براساس مصالح و مهارت‌های متداول است.

سازه‌های فولادی در بسیاری موارد، در سیستم قاب خمشی مقاوم در برابر زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند. اتصالات قاب خمشی فولادی معمولاً از جوش یا پیچ است که استفاده از جوش در چند سال اخیر متداول‌تر است. یک نمونه رایج از اتصالات خمشی، استفاده از یک صفحه 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 طی زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴، بیش از ۱۰۰ گسیختگی در اتصالات خمشی جوشی مشاهده شد که این گسیختگی‌ها عموماً در محل جوش نفوذی بین بال تیر و ستون ایجاد شده بود. پس از زلزله، جزئیات مختلفی برای اتصالات خمشی به منظور حصول یک پاسخ شکل پذیر تحت بارگذاری زلزله پیشنهاد گردیده است. هدف این جزئیات پیشنهادی جلوگیری از گسیختگی جوش و ایجاد تغییر شکل‌های غیر الاستیک در تیرها و در ناحیه ای خارج از اتصال است. در نتیجه پس از یک زلزله سطح طراحی، تیرهای دارای چنین اتصالاتی، متحمل خسارات و آسیب‌های دائمی ناشی از تسلیم و کمانش موضعی خواهند شد [۱-۳].

به عنوان جایگزینی برای اتصالات خمشی جوشی، ریکلز و همکارانش در سال ۲۰۰۰، اتصال خمشی پس کشیده را برای استفاده در قاب‌های خمشی فولادی مقاوم در برابر زلزله پیشنهاد کردند [۱ و ۲]. این اتصال مرکب از کابل‌های فولادی با مقاومت بالاست که پس از نصب نبشی‌های فوقانی و تحتانی، پس کشیده می‌شوند. این کابل‌ها از میان ستون عبور کرده و در مقابل بال ستون مهار می‌گردند [۳]. نمای شماتیک از این اتصال و یک طبقه از قاب پس کشیده در شکل (۱) نشان داده شده است.





شکل (۲): (الف) رابطه ممان- دوران اتصال (ب) باز شدگی اتصال پس از فشار برداری

رفتار ممان-دوران اتصال پس کشیده با باز شدگی و بسته شدن شکاف فصل مشترک تیر و ستون (Δ_{gap}) تحت بارگذاری سیکلیک، مشخص و توصیف می‌شود. ممان آغاز کننده جدایی بین تیر و ستون، ممان فشار برداری نامیده می‌شود. رفتار اتصال در ابتدا مشابه یک اتصال خمشی جوشی است ولی در پی فشار برداری، رفتار اتصال مشابه یک اتصال نیمه گیردار می‌شود. سختی اولیه اتصال قبل از باز شدن درز در مرحله فشار برداری، با سختی اولیه اتصال خمشی جوشی یکسان است (θ_r قبل از نقطه ۱ در شکل (۲) صفر است). سختی اتصال پس از فشار برداری ترکیبی از سختی نبشی‌ها و سختی محوری الاستیک کابل‌های پس کشیدگی است. با ادامه بارگذاری، نبشی کششی اتصال در نقطه ۲ تسلیم می‌شود. در نقطه ۳ این نبشی به طور کامل تسلیم می‌گردد. در نهایت با ادامه بارگذاری تا نقطه ۵، کابل‌های پس کشیده شده نیز تسلیم می‌شوند. بین نقاط ۳ و ۵ رابطه ممان-دوران تقریباً خطی بوده و سختی اتصال ناشی از سختی محوری کابل‌های

- اتصال، سختی اولیه‌ای مشابه با اتصالات خمشی جوشی دارد.
- اتصال، خود شاقول^۱ و فاقد تغییر شکل‌های ماندگار است.
- تیرها و ستون‌ها اساساً در حالت الاستیک باقی می‌مانند در حالی که تغییر شکل‌های غیر الاستیک و اتلاف انرژی در نبشی‌های بالا و پایین ایجاد می‌گردد.
- نبشی‌ها به آسانی جایگزین می‌شوند.
- اتصال کاملاً گیردار است، برش قائم توسط نبشی‌ها و اصطکاک بین تیر و ستون تحمل می‌شود و اتصال دارای چندین کابل پس کشیده است که در صورت گسیختگی یک یا چند کابل، کارکرد آن ادامه می‌یابد [۴-۲].

۲- بررسی رفتار اتصالات پس کشیده

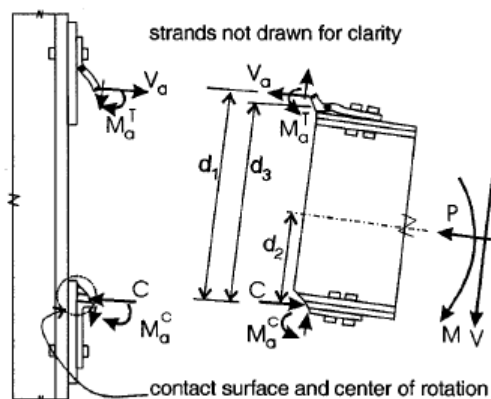
یک اتصال خمشی پس کشیده فولادی، شامل نبشی‌های فوقانی و تحتانی و کابل‌های با مقاومت بالاست. این کابل‌ها، موازی با تیر گذرانده شده و در خارج از اتصال مهار می‌شوند. کابل‌ها، بال‌های تیر را به بال ستون فشرده می‌سازند تا در برابر ممان، مقاومت نمایند، در حالی که دو نبشی و اصطکاک در فصل مشترک تیر و ستون در مقابل برش مقاومت می‌کنند. هدف اولیه از وجود نبشی‌ها، اتلاف انرژی است، ولی آنها همچنین گیرداری و قید لازم را برای مکانیسم‌های انتقال نیرو، برای برش عرضی تیر و ممان، فراهم می‌آورند. بال‌های تیر با استفاده از ورق‌های تقویتی به منظور کنترل تسلیم تیر تقویت شده‌اند. همچنین ورق‌های لایه بین بال‌های تیر و بال ستون به نحوی قرار داده می‌شوند که فقط بال‌های تیر و ورق‌های تقویتی با ستون در تماس باشند [۲ و ۳].

رفتار ایده‌آل شده ممان-دوران ($M-\theta_r$) یک اتصال پس کشیده فولادی در شکل (۲) نشان داده شده است. θ_r در این شکل، چرخش نسبی بین تیر و ستون است [۳].

¹ Self center



(M_a^C و M_a^T) در محل مفصل‌های پلاستیک و نیروی تماسی (C)، می‌باشد [۶ و ۷].



شکل (۳): دیاگرام جسم آزاد اتصال پس کشیده [۷]

نیروهای V_a و C در تعادل افقی با نیروی محوری تیر (P) هستند. P شامل مجموع نیروهای کابل‌های پس کشیدگی (T) به علاوه یک نیروی محوری اضافه در تیر که به وسیله اندرکنش قاب پس کشیده با دیافراگم کف تولید شده است (F_{fd})، می‌باشد. فرض می‌شود که کابل‌های پس کشیدگی، به صورت افقی به نحوی قرار گرفته‌اند که مرکز سطح آنها در مرکز سطح تیر واقع شده است و نیز فرض می‌شود که V_a در محل مفصل پلاستیک ماهیچه ساق ستونی نبشی کششی و در فاصله d_1 از مرکز دوران اثر می‌کند. به علاوه فرض می‌شود که C در مرکز دوران، در بال فشاری اثر می‌کند و با نیروی محوری در تیر (P) به علاوه V_a مساوی است. تحلیل نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مرکز چرخش در مرکز ورق تقویتی است [۶ و ۷].

با جمع کردن ممان‌ها حول مرکز سطح تیر و با کمک رابطه $C = T + F_{fd} + V_a$ ، ممان ایجاد شده در یک اتصال فولادی پس کشیده، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$M = d_1 V_a + (T + F_{fd}) d_2 + M_a^T + M_a^C \quad (1)$$

فشار برداری اتصال هنگامی رخ می‌دهد که برآیند نیروی تماسی در بال کششی تیر، برابر با صفر گردد. ممان فشار برداری تئوریک، از معادله (۲) بدست می‌آید. با در نظر گرفتن F_{fd} برابر با صفر، T برابر است با مجموع نیروی اولیه کابل‌های پس کشیدگی T_o و به دلیل صفر بودن θ_r

پس کشیده است. در حین باربرداری (نقطه ۴)، نبشی‌ها تا هنگامی که شکاف بین بال تیر و بال ستون در نقطه ۸ بسته شده و θ_r برابر با صفر شود، به اتلاف انرژی ادامه می‌دهند. عکس کردن ممان اعمالی، منجر به بروز رفتار مشابه در جهت مخالف بارگذاری خواهد شد [۲ و ۳]. رفتار خمشی یک اتصال پس کشیده، وابسته به عمق تیر، مجموع نیروی کابل‌ها، مقاومت نبشی‌ها، سختی الاستیک و مقاومت کابل‌های پس کشیدگی است. تا زمانی که کابل‌ها به حالت الاستیک باقی بمانند و تسلیم قابل توجهی در تیرها ایجاد نشود، نیروی پس کشیدگی محفوظ مانده و اتصال به محض باربرداری، خود شاقول است (یعنی پس از برداشتن ممان اتصال، θ_r به مقدار صفر بازگشته و قاب خمشی به موقعیت قبل از زلزله خود باز می‌گردد). به منظور اطمینان یافتن از الاستیک باقی ماندن کابل‌ها، آنها با سطح تنشی که به اندازه کافی زیر تنش تسلیم آنهاست، پس کشیده می‌شوند. ظرفیت اتلاف انرژی اتصال با رفتار نبشی‌ها تناسب دارد [۵-۳].

گارلاک و همکارانش در سال ۲۰۰۲ نشان داده‌اند که در نبشی کششی، یک مکانیزم با تشکیل سه مفصل پلاستیک، مطابق شکل (۲-ب)، به وجود می‌آید که یک مفصل پلاستیک بر روی ماهیچه هر ساق نبشی و مفصل سوم، نزدیک پیچ‌هایی که نبشی را به ستون متصل می‌کنند، تشکیل می‌شود [۶-۴].

۳- آنالیز ساده سازی شده از رفتار اتصالات پس کشیده

با استفاده از دیاگرام جسم آزاد نشان داده شده در شکل (۳) می‌توان یک آنالیز ساده سازی شده از رفتار اتصال پس کشیده ارائه نمود. به منظور ساختن جسم آزاد، یک برش از میان ماهیچه نبشی کششی (یعنی جایی که مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود)، ماهیچه نبشی دیگر و سطح تماس بال فشاری تیر، ایجاد شده است. مشاهده می‌شود که نیروهای اولیه‌ای که در ممان ایجاد شده در اتصال پس کشیده مشارکت دارند، نیروی برشی نبشی کششی (V_a)، ممان در نبشی‌های کششی و فشاری

V_a , M_a^T و M_a^C برابر با صفر می‌باشند. بنابراین ممان فشار برداری تئوری عبارت است از:

$$M_{d,th} = d_c \frac{T_o}{2} \quad (2)$$

در رابطه اخیر، d_c فاصله بین مراکز سطح نواحی تماس بین بال‌های تیر و ستون است، یعنی $(d_c = 2d_2)$. در پی فشار برداری، کابل‌های پس کشیده افزایش طول می‌یابند که سبب افزایش در نیروی کابل می‌شود و این افزایش موجب ایجاد نیروهای فشاری اضافه در تیرها و به دنبال آن کوتاه شدن تیرها می‌شود. می‌توان نشان داد که نیروی پس کشیدگی کلی برابر است با:

$$T_{th} = T_o + 2d_2 \cdot \left(\frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \right) \cdot \theta_r \quad (3)$$

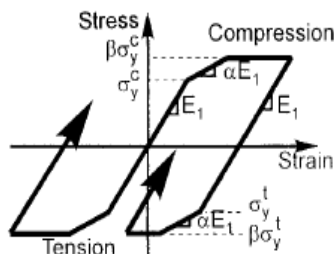
در این رابطه K_s و K_b سختی محوری (EA/L) کابل‌های پس کشیدگی و تیر، L طول یک دهانه و ضریب ۲ برای نشان دادن ۲ اتصال در هر دهانه است و فرض می‌شود که A و E در تمامی طول کابل‌های پس کشیده، ثابت هستند. افزایش طول کلی کابل‌های پس کشیدگی با بازشدگی درز در طول کابل مرتبط می‌باشد، بنابراین برای یک قاب N دهانه با طول مساوی دهانه‌ها، افزایش طول کلی کابل با ضریب N افزایش می‌یابد. بنابراین، رابطه (۳) برای چندین دهانه نیز معتبر بوده و به قوت خود باقی است. در رابطه (۳)، θ_r زاویه بازشدگی اتصال پس کشیده است [۷].

۴- نحوه مدل سازی اتصالات پس کشیده

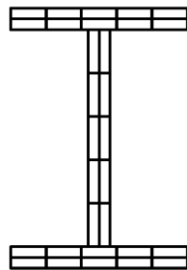
به منظور تحلیل غیرخطی سازه‌ها، غالباً از نرم افزارهای المان محدود استفاده می‌شود. نرم افزار OPENSEES یکی از نرم افزارهای قدرتمند در تحلیل غیرخطی سازه‌ها می‌باشد. در این برنامه برای نشان دادن رفتار غیرخطی سازه (غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی) از مدل‌های عددی مناسب و تئوری‌های تحلیل نسبتاً جدید استفاده می‌شود [۹]. در ادامه نحوه مدل سازی بخش‌های مختلف اتصال تشریح می‌گردد:

الف) تیرها و ستون‌ها:

برای مدل سازی دقیق رفتار مصالح تیر و ستون‌ها با موازی کردن دو مصالح Steel01 که رفتار دوخطی دارد، در نرم افزار OPENSEES به رفتاری سه خطی مشابه شکل (۴-الف) دست می‌یابیم. برای تیرها و ستون‌ها از المان NonlinearBeam-Column استفاده شده است. این المان رفتار غیرخطی عضو را برپایه تئوری نیرو-تغییر مکان (Force-Deformation) و با فرض پلاستیسیته توزیع شده در طول عضو مدل می‌کند. برای مقطع تیرها و ستون‌ها از مقطع Fiber استفاده شده که مطابق شکل (۴-ب)، ۲ رشته یا تار در ضخامت جان وبال و ۵ تار در ارتفاع جان و عرض بال دارد.



الف) نمودار تنش-کرنش مصالح تیر و ستون



ب) جزئیات مقطع تیر و ستون‌ها

شکل (۴): مدل سازی رفتار تیر و ستون در اتصال پس کشیده

ب) چشمه اتصال:

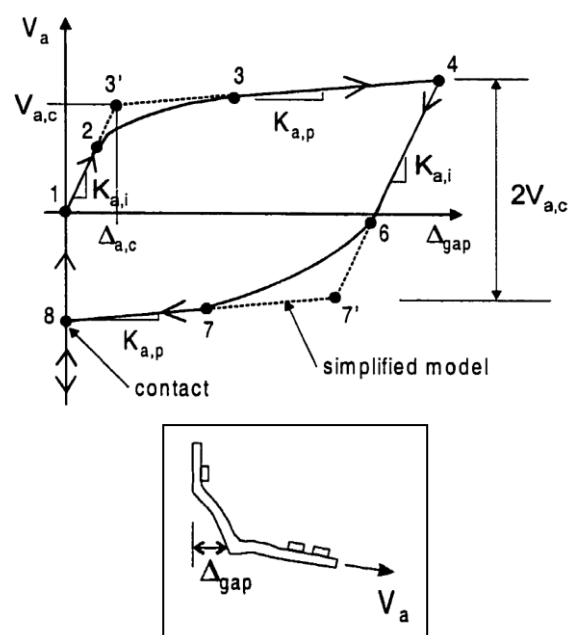
برای چشمه اتصال از مصالح Steel02 با نسبت کرنش سخت شدگی ۰/۰۳ استفاده شده است. برای مدل سازی چشمه اتصال از المان Joint2D استفاده می‌شود.



ج) نبشی‌های اتصال:

برای مدل سازی نبشی‌ها از مصالح Steel01 با رفتار دوطبقی با سختی $K_{a,i}$ و $K_{a,p}$ استفاده می‌شود. المان‌های مورد استفاده برای نبشی‌ها، المان Truss یا خربایی است که فقط نیروی محوری را منتقل می‌کند و نبشی‌ها بوسیله فنرهایی با سختی محوری مدل می‌شوند. این المان سختی محوری نبشی‌ها را که معادل با سختی اولیه رفتار نیرو-تغییر مکان نبشی و سختی پس از تسلیم نبشی‌هاست، بازتاب می‌دهد.

با بکارگیری نتایج بدست آمده از آزمایش نبشی‌ها، یک مدل از رفتار نیرو-تغییر مکان $(V_a - \Delta_{gap})$ برای نبشی ایجاد می‌شود. این مدل تقریباً به صورت منحنی دوطبقی است که مطابق شکل (۵) در آن شیب اولیه $K_{a,i}$ به شیب ثانویه $K_{a,p}$ کاهش می‌یابد [۱۰].



شکل (۵): مدل سازی رفتار نبشی‌های اتصال پس کشیده

سختی اولیه تئوری $K_{a,i,thry}$ که از دو بخش تغییر شکل‌های خمشی و برشی تشکیل شده است، به کمک دو مولفه سختی خمشی و برشی بیان می‌گردد:

$$\frac{1}{K_{a,i,thry}} = \frac{1}{K_{a,i,bend}} + \frac{1}{K_{a,i,shear}} \quad (۴)$$

سختی برشی که وابسته به تغییر شکل‌های برشی است با ضریب پواسون $\nu/3$ برابر است با:

$$K_{a,i,shear} = \frac{EI_a}{0.26gt_a^2} \quad (۵)$$

در این رابطه E مدول الاستیسیته فولاد و t_a ضخامت نبشی و I_a ممان اینرسی سطح مقطع نبشی و g طول آزمون در ساق ستونی نبشی است. کلیه روابط ارائه شده در این بخش بر مبنای سیستم انگلیسی است. لازم به ذکر است که $1/K_{a,i,thry}$ کمتر از ۱۰٪ مجموع $1/K_{a,i,thry}$ است.

سختی اولیه خمشی نیز از رابطه (۶) تعیین می‌شود:

$$K_{a,i,bend} = \frac{V_a}{\Delta_{gap}} = \frac{12EI_a}{g^3} - \frac{6EI_a C_{\theta A}}{g^2} \quad (۶)$$

در این رابطه $C_{\theta A}$ برابر است با:

$$C_{\theta A} = \left[\frac{\frac{3}{g^2} \left(1 + \frac{2e}{g}\right)}{\frac{2}{g} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{e}{g}\right) + \frac{2}{L} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{e}{L}\right)} \right] \quad (۷)$$

g طول آزمون در ساق ستونی نبشی و L طول آزمون در ساق تیری نبشی است. شکل (۶) برای نسبت‌های مختلفی از g و L ارائه شده است.

در صورتی که g_1 یا g'_1 باشد، $e = t_a/2$ خواهد بود و در صورتی که g_2 یا g'_2 باشد، $e = k - t_a/2$ خواهد بود. در این رابطه k طول ناحیه ماهیچه دار ضخامت نبشی است. در شکل (۵) نیروی برشی نبشی در محل تغییر سختی اولیه به حالت ثانویه است. مقدار این نیرو طبق رابطه (۸) برابر است با:

$$V_{a,c} = \frac{1.13V_m K_{a,i}}{K_{a,i} - K_{a,p}} \quad (۸)$$

در این رابطه مقدار V_m برابر است با:

$$V_m = C_V V_p \quad (۹)$$

C_V ضریبی است که مقدار V_m را به صورت درصدی از نیروی برشی که سبب مکانیزم تسلیم در نبشی می‌شود، بیان می‌دارد. مقدار این ضریب برابر است با:



د) کابل‌های پس کشیدگی:

در مدل سازی کابل‌ها از المان Truss با مصالح ElasticPP استفاده می‌شود. این المان‌ها به صورت اعضای خربایی به ابتدا و انتهای قاب پس کشیده متصل شده و تحت تاثیر نیروی پس کشیدگی قرار می‌گیرند. هر المان خربایی شامل مجموعه‌ای از کابل‌هاست که در فاصله یکسان از مرکز تیر و در دوطرف جان تیر قرار می‌گیرند. مصالح کابل‌ها الاستوپلاستیک کامل است که در طراحی اجازه پلاستیک شدن به کابل‌ها داده نشده است.

ه) بازشدگی/اتصال:

به دلیل باز شدگی در اتصالات پس کشیده پس از فشار برداری رفتار مصالح تیر و ستون در محل اتصال فقط فشاری است و متحمل کشش نخواهد شد. به همین دلیل و برای نشان دادن این اثر در مدل سازی از المان با طول صفر یا Zero Length که فقط در فشار عمل می‌نماید، استفاده می‌شود. این المان بین دو گره با موقعیت یکسان قرار می‌گیرد و با توجه به رفتار مصالح Elastic-NoTension که فقط در فشار عمل می‌نماید و رفتار الاستیک دارد، بازشدگی اتصال را نشان می‌دهد. در مدل ارائه شده در شکل (۷)، وابستگی مربوط به درجات آزادی گره‌ها که توسط فرمان Equal DOF اعمال می‌گردد، نشان داده شده است.

برای آشنایی بیشتر با مصالح و المان‌های مورد استفاده از نرم افزار به مرجع [۹] مراجعه شود.

$$C_V = 1.35 - 0.68t_a \quad (10)$$

در این رابطه t_a ضخامت نبشی برحسب اینچ است.

نیرویی که سبب مکانیزم تسلیم در نبشی می‌شود نیز برابر است با:

$$V_p = \frac{2M_{a,p}}{g_2} \quad (11)$$

$M_{a,p}$ ظرفیت ممان پلاستیک نبشی و g_2 طول آزمون در ساق ستونی نبشی است.

برای $V > V_{a,c}$ در شاخه بارگذاری نمودار بار- تغییر مکان نبشی، مقدار نیروی برشی برابر است با:

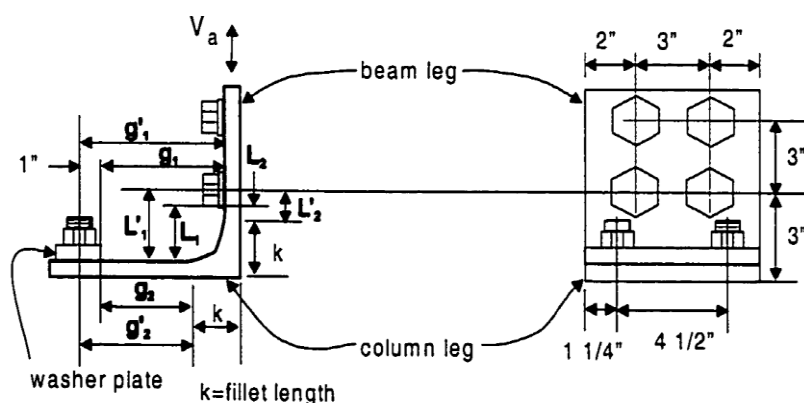
$$V = (1.13 + 1.18\Delta_{gap})V_m \quad (12)$$

که Δ_{gap} برحسب اینچ است.

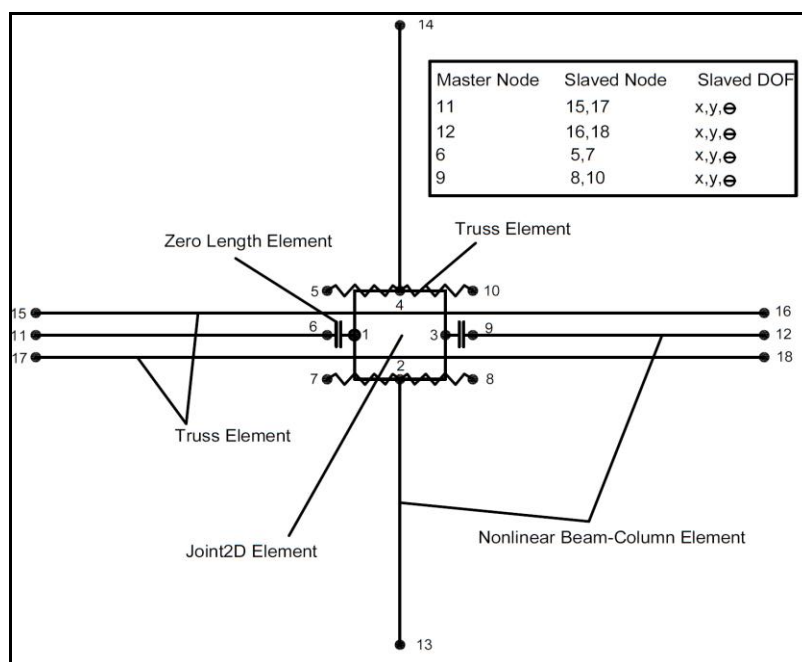
بامشتق گیری از معادله برش (۱۲)، مقدار سختی $K_{a,p}$ برابر است با:

$$K_{a,p} = \frac{dV}{d\Delta_{gap}} = 1.18V_m \quad (13)$$

V_m برحسب kips و $K_{a,p}$ برحسب kips برای اینچ است. منحنی باربرداری دارای سختی $K_{a,i}$ است. درشاخه باربرداری، تسلیم درنیروی برشی معادل $2V_{a,c}$ رخ می‌دهد و سختی از $K_{a,i}$ به $K_{a,p}$ تقلیل می‌یابد [۱۰].



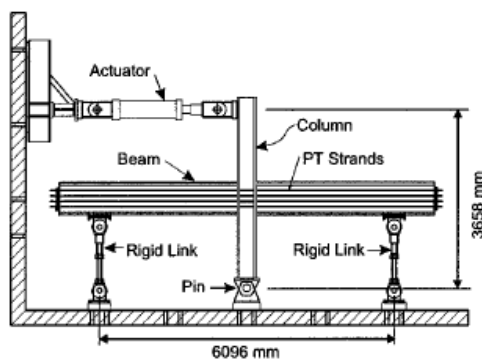
شکل (۶): نمایش طول آزمون در ساق ستونی و تیری نبشی اتصال



شکل (۷): مدل ارائه شده (پیشنهادی) برای اتصال داخلی پس کشیده در نرم افزار OPENSEES

جدول (۱): مشخصات اتصالات پس کشیده [۸]

نیروی پس کشیدگی (kN)	طول سنج نرمالیزه شده g ₂ /t	اندازه	اتصال پس کشیده
۷۲۹	۹	L۶×۶×۵/۱۶	۱
۷۲۹	۴	L۶×۶×۵/۱۶	۲
۷۲۹	۷/۲	L۸×۸×۵/۸	۳
۷۲۹	۴	L۸×۸×۵/۸	۴
۷۲۹	۴	L۸×۸×۱	۵
۷۲۹	۹	L۶×۶×۵/۱۶	۶
۸۷۵	۴	L۸×۸×۵/۸	۷
۱/۰۹۳	۴	L۸×۸×۵/۸	۸



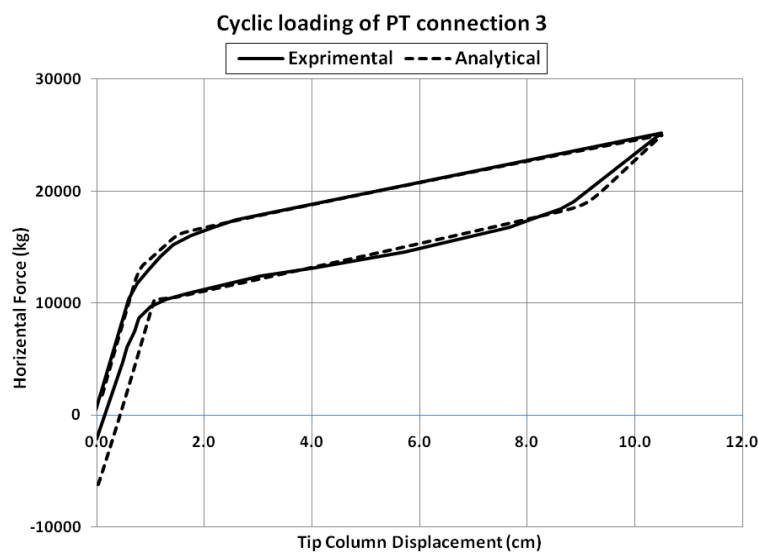
شکل (۸): جزئیات اتصال پس کشیده صلبی داخلی [۸]

۵- بررسی صحت نتایج مدل سازی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

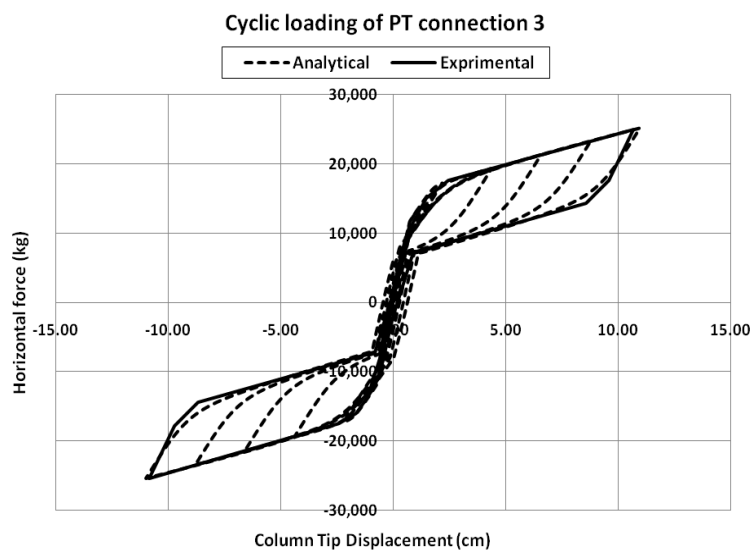
ریکلزو همکارانش در سال ۲۰۰۱ مجموعه ای از ۸ نمونه اتصال پس کشیده را مطابق جدول (۱) مورد آزمایش قرار داده‌اند. هر نمونه آزمایش، شامل شکل صلبی اتصال تیر به ستون است که یک اتصال داخلی در قاب خمشی فولادی را شبیه سازی می‌کند. هر نمونه شامل ستون از فولاد A572 Gr.50 و مقطع W۱۴×۳۱۱ با ارتفاع ۳۶۵۸ mm و تیر از فولاد ASTM A36 و مقطع W۲۴×۶۲ و طول ۶۰۹۶ mm است [۸]. طول ۶۰۹۶ mm ترکیبی از طول دو تیر به اضافه عمق ستون است. نوک ستون تحت یک سری سیکل‌های تغییر مکان جانبی متقارن با دامنه افزایشی قرار می‌گیرد. در سیکل‌های اولیه، ممان خمشی کمتر از ممان فشار برداری است و در سیکل‌های انتهایی، دررفت قاب به ۳٪ می‌رسد. جزئیات اتصال صلبی پس کشیده در شکل (۸) نشان داده شده است [۸].

همانگونه که در این دو شکل مشاهده می‌شود، نتایج بدست آمده انطباق خوبی با نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط ریکلز و همکارانش در سال ۲۰۰۱ دارد که نشان از صحت مدل پیشنهادی دارد. رفتار اتصال پس کشیده خود شاقول و فاقد تغییر شکل‌های پسماند است. همانگونه که مشاهده می‌شود رفتار بار-تغییر مکان در اتصالات پس کشیده دارای ۳ ناحیه مجزاست. ناحیه اول از زمان آغاز اعمال بار تا مرحله بازشدگی اتصال، ناحیه دوم از بازشدگی اتصال تا تسلیم نبشی‌ها و ناحیه سوم از مرحله تسلیم نبشی‌ها تا قبل از تسلیم کابل‌های پس کشیدگی.

با هدف بررسی صحت مدل ارائه شده برای اتصال پس کشیده در نرم افزار OPENSEES، رفتار بار-تغییر مکان نمونه مبنای PT3 در تحلیل و آزمایش با یکدیگر مقایسه شده که در شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است. در مدل سازی، تنش تسلیم اندازه گیری شده برای بال تیر 230 MPa ، جان تیر 266 MPa ، ستون 386 MPa و ورق تقویت 552 MPa است. مقادیر α ، β و E_1 در شکل (۴) بترتیب $0/01$ ، $1/1$ و 200 GPa برای همه المان‌ها در نظر گرفته شده است. هر اتصال شامل ۸ کابل پس کشیدگی است که در ۴ سطح در دو طرف جان تیر قرار می‌گیرند.



شکل (۹): انطباق رفتار بار-تغییر مکان تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی نمونه PT3 در نیم سیکل اول بارگذاری.



شکل (۱۰): رفتار بار-تغییر مکان تحلیلی و آزمایشگاهی PT3

۶- رکوردهای مورد بررسی در تحلیل تاریخیچه زمانی

در این مقاله جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌های پیشنهادی از رکورد زلزله ال سنترو^۱، کوبه^۲، منجیل^۳ و نورتریج^۴ استفاده شده که در ادامه به طور خلاصه معرفی می‌گردند.

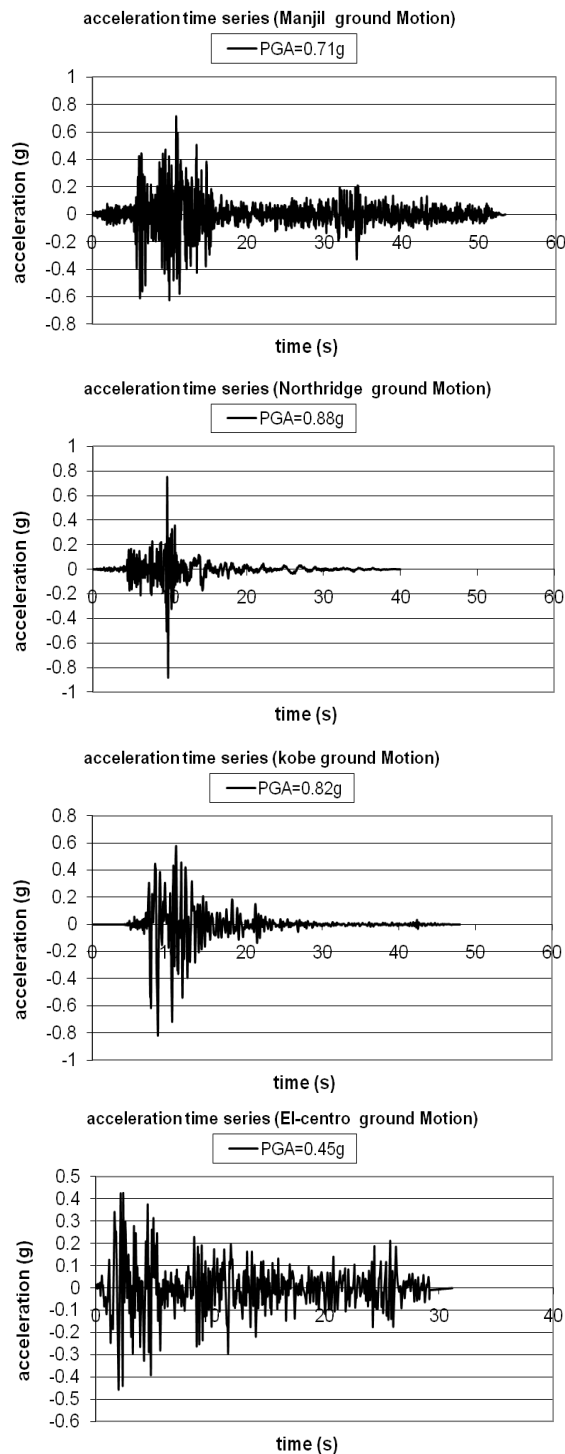
زلزله ال سنترو یکی از مشهورترین زلزله‌های جهان می‌باشد که رفتار سازه‌های آسیب دیده در این زلزله برای مهندسين زلزله دارای اهمیت زیادی می‌باشد. این زلزله در تاریخ ۱۵/۱۰/۱۹۷۹ با بزرگی ۶/۵ ریشتر در منطقه ایمپریال ولی^۵ کشور آمریکا رخ داده است. میزان خسارات این زلزله حدود ۳۰ میلیون دلار بوده است. داده‌های مورد استفاده این زلزله از رکوردهای ثبت شده در ایستگاهی با PGA برابر ۰/۴۵g برداشت شده است که این شتاب حداکثر در زمان ۲/۰۲ ثانیه رخ داده است.

زلزله کوبه نیز همانند زلزله ال سنترو برای مهندسين زلزله اهمیت بالایی برخوردار است. این زلزله با بزرگی برابر ۶/۹ ریشتر در تاریخ ۱۶/۱/۱۹۹۵ در کشور ژاپن رخ داد. این زلزله موجب خسارت و تخریب ۲۰۰۰۰۰ ساختمان شد. داده‌های مورد استفاده برای این زلزله از ایستگاهی با PGA برابر ۰/۸۲g انتخاب شده اند. حداکثر شتاب زمین در زلزله کوبه در زمان ۸/۵۲ ثانیه اتفاق افتاده است.

زلزله منجیل حدود ۳۰ دقیقه بامداد روز پنج شنبه ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ خورشیدی مطابق با ساعت ۲۱ روز چهارشنبه ۲۰ ژوئن ۱۹۹۰ میلادی در استان‌های گیلان و زنجان روی داد. این زمین لرزه باعث ویرانی شهرهای منجیل، رودبار، لوشان و بخش‌های وسیعی از مناطق طارم در استان زنجان گردید. داده‌های مورد استفاده این زلزله از رکورد های ثبت شده در ایستگاهی با PGA برابر ۰/۷۱g برداشت شده است که این شتاب حداکثر در زمان ۱۰/۸۶ ثانیه رخ داده است.

زلزله نورتریج در ساعت ۴ و ۳۰ دقیقه صبح دوشنبه، ۱۷ ژانویه سال ۱۹۹۴ میلادی در حومه لس آنجلس اتفاق

افتاد و به یکباره باعث شهرت یافتن شهر نورتریج در میان مهندسين سازه ایالات متحده و سراسر جهان گردید. داده‌های مورد استفاده این زلزله از رکوردهای ثبت شده در ایستگاهی با PGA برابر ۰/۸۸g برداشت شده است که این شتاب حداکثر در زمان ۹/۸۲ ثانیه رخ داده است.



شکل (۱۱): رکوردهای مورد استفاده در تحلیل تاریخیچه زمانی

- ¹ El-Centro
- ² Kobe
- ³ Manjil
- ⁴ Northridge
- ⁵ Imperial Valley



۷- معرفی قاب‌های مورد مطالعه

در این بخش قاب‌های فولادی طرح شده به منظور تحلیل دینامیکی غیرخطی معرفی می‌گردد. جهت طراحی مقاطع قاب‌ها از نرم افزار ETABS2000 استفاده شده است. به منظور رسیدن به نتایج منطقی‌تر و مقایسه قاب‌ها در دو حالت متفاوت (یکی با اتصالات صلب خمشی جوشی و دیگری با اتصالات پس کشیده)، قاب‌ها به صورت ۴، ۷ و ۱۰ طبقه ۳ دهانه طراحی شده‌اند. در این قاب‌ها، ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه‌ها ۴/۵ متر لحاظ شده و نوع فولاد ساختمانی ST37 با تنش تسلیم 2400 kg/cm^2 و مدول الاستیسیته 210000 kg/cm^2 منظور گردیده است. مقاطع بکار رفته برای تیرها از نوع IPE و برای ستون‌ها از نوع IPB می‌باشد. بار مرده وارد بر کف طبقات میانی کلیه سازه‌ها ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار مرده طبقه بام ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار زنده طبقات میانی با کاربری اداری ۲۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده طبقه بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ شده است. جهت محاسبه بار جانبی ناشی از زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) مورد استفاده قرار گرفته و فرضیات بکار رفته جهت تعیین ضریب زلزله در جدول (۲) آمده است. دریافت طبقات نیز مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم کنترل شده و عرض بارگیر قاب‌ها ۴/۵ متر در نظر گرفته شده است.

جدول (۲): مقادیر پارامترهای مورد نیاز در طراحی مقاطع

قاب‌ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم

پارامتر	مقدار
منطقه با خطر نسبی زیاد (A)	۰/۳۵
ضریب اهمیت (I)	۱/۰
ضریب رفتار سازه (R)	۷/۰ (شکل پذیری متوسط)
نوع خاک	تیپ ۲
S	۱/۵
Ts	۰/۵
T0	۰/۱

طبق جدول (۳)، مقاطع تیروستون قاب‌ها نامگذاری شده و در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

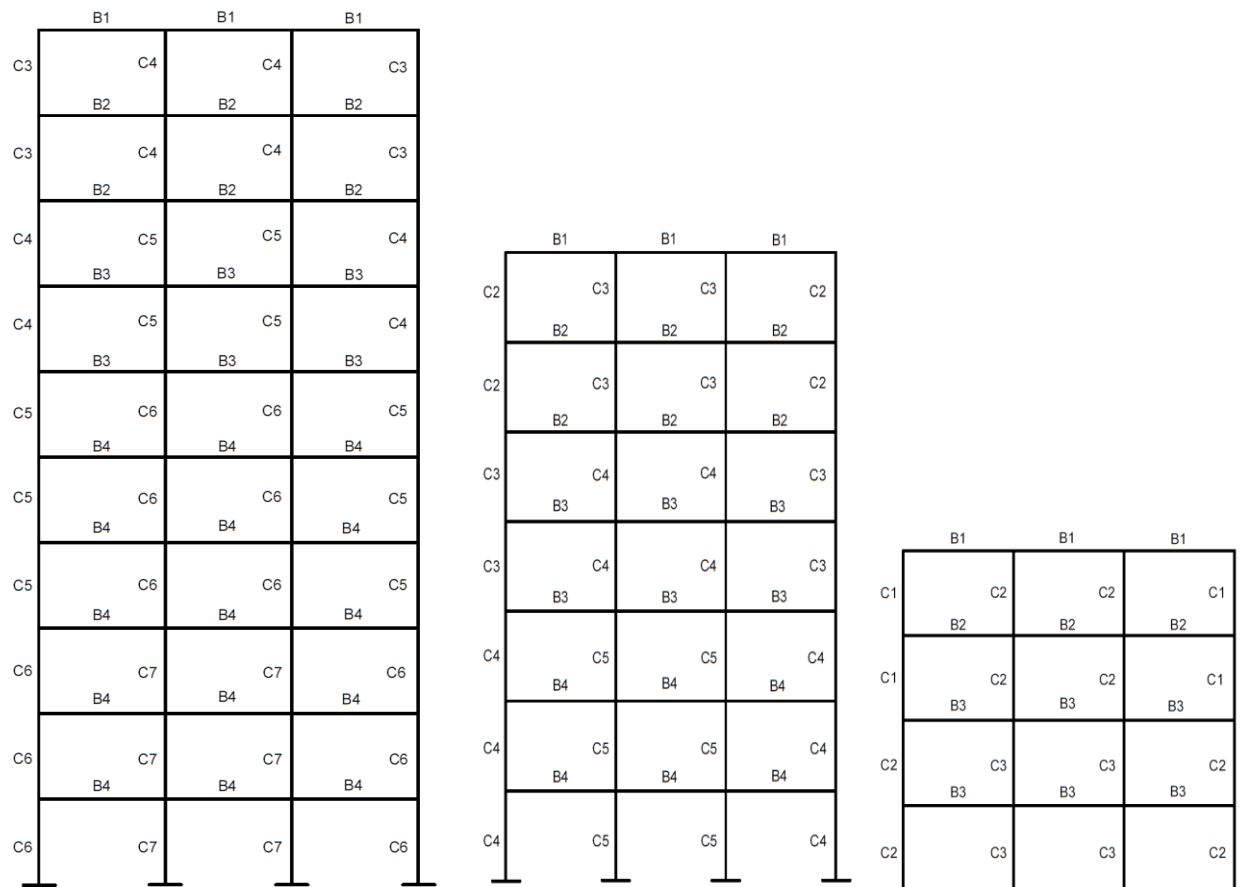
جدول (۳): مقاطع بدست آمده برای تیرها و ستون‌ها با طراحی

قاب‌ها در نرم افزار ETABS2000

ردیف	تیر	ستون
۱	IPE30	IPB22
۲	IPE33	IPB24
۳	IPE36	IPB26
۴	IPE40	IPB28
۵		IPB30
۶		IPB32
۷		IPB34

در جدول (۴) چگونگی تغییر پارامترهای موثر پس کشیدگی در قاب‌های مورد بررسی نشان داده شده است. در این جدول قاب‌های پس کشیده با علامت اختصاری PT از ۱ تا ۹ نمایش داده می‌شوند که این قاب‌ها پارامترهای موثر در رفتار اتصال و قاب پس کشیده را مورد ارزیابی قرار می‌دهند. نمونه PT1 به عنوان نمونه مبنا در کلیه ارزیابی‌ها وارد می‌شود. در قاب‌های PT1 تا PT3 بررسی اثر تغییر در نیروی پس کشیدگی اولیه قاب‌ها به صورت درصدی از ظرفیت تسلیم آنها مورد نظر است. در قاب‌های PT1، PT4 و PT5 اثر تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. تاثیر تغییر در اندازه نبشی‌های اتصال در قاب‌های PT1، PT8 و PT9 مورد بررسی قرار می‌گیرد و بالاخره تغییر در نسبت طول آزمون یعنی فاصله بین محور ماهیچه ساق نبشی و لبه داخلی مهره پیچ ستونی (g2 در شکل (۶)) به ضخامت نبشی‌های اتصال در نمونه‌های PT1، PT6 و PT7 بررسی می‌شود.

در ادامه نحوه تغییرات نیازهای لرزه‌ای سازه شامل: حداکثر زاویه دریافت طبقات، حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر زاویه دریافت پسماند طبقات برحسب پریود قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه با تغییر در پارامترهای مختلف طراحی طبق جدول (۴) تحت اثر تحلیل تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار می‌گیرد.



شکل (۱۰): مقاطع قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه ۳ دهانه مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

جدول (۴): نحوه تغییر پارامترهای مختلف در قاب‌های

پس کشیده PT1 تا PT9

حالت	تغییر پارامتر	T0 (P/Py)	تعداد کابل‌ها	g/t	اندازه
۱ (مبنا)	none	۰/۴	۶	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۲	T0	۰/۲۵	۶	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۳	T0	۰/۵۵	۶	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۴	تعداد کابل‌ها	۰/۴	۴	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۵	تعداد کابل‌ها	۰/۴	۸	۴	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۶	g/t	۰/۴	۶	۶	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۷	g/t	۰/۴	۶	۸	۱۵۰×۱۵۰×۱۵
۸	اندازه زاویه	۰/۴	۶	۴	۱۸۰×۱۸۰×۱۸
۹	اندازه زاویه	۰/۴	۶	۴	۲۰۰×۲۰۰×۲۰

۸- تغییرات حداکثر زاویه دررفت قاب‌ها برحسب

پریود با تغییر در پارامترهای پس کشیدگی

نتایج مربوط به حداکثر زاویه دررفت طبقات برای قاب‌های پس کشیده PT1 تا PT9 به ترتیب در جدول (۵)، (۶) و (۷) نشان داده شده است. برای نمونه تحت اثر رکورد ال سترو تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب پریود با تغییر در نیروی پس کشیدگی اولیه در نمونه‌های PT1، PT2 و PT3 در شکل (۱۳) نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد با افزایش پریود قاب‌ها از ۴ طبقه تا ۱۰ طبقه، مقدار حداکثر زاویه دررفت طبقات افزایش می‌یابد. در نمونه PT3 که نیروی پس کشیدگی اولیه بیشتری دارد، منحنی تغییرات پایین‌تر از نمونه‌های PT1 و PT2 بوده و با کاهش مقدار نیروی پس کشیدگی، منحنی در سطح بالاتری قرار می‌گیرد که نشان دهنده افزایش حداکثر زاویه دررفت طبقات است.



به عنوان مثال برای قابی با پرپود ۰/۷ ثانیه در شکل (۱۳)، حداکثر زاویه دریافت نمونه PT3، ۱۳/۳٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر زاویه دریافت قاب PT2، ۱۰/۲٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. به طریق مشابه تغییرات حداکثر زاویه دریافت طبقات برحسب پرپود با تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی، ضخامت نبشی، نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی به ترتیب در شکل (۱۴)، (۱۵) و (۱۶) ارائه شده است. با افزایش تعداد کابل‌های پس کشیدگی مشابه افزایش نیروی پس کشیدگی اولیه، زاویه دریافت طبقات کاهش می‌یابد، اما تاثیر تغییر تعداد کابل‌ها به میزان

تاثیر تغییر نیروی پس کشیدگی نیست. به عنوان مثال برای قابی با پرپود ۰/۷ ثانیه در شکل (۱۴)، حداکثر زاویه دریافت نمونه PT5، ۶/۵٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر زاویه دریافت قاب PT4، ۲٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. هرچند تاثیر تغییر در ضخامت نبشی و تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی در زاویه دریافت طبقات قابل ملاحظه نیست. اما بطورکلی با افزایش ضخامت نبشی و کاهش نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی، زاویه دریافت طبقات قاب پس کشیده تا حدودی کاهش می‌یابد.

جدول (۵): حداکثر زاویه دریافت برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۴ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریافت
۰/۰۱۸۵	۰/۰۱۸۸	۰/۰۱۹۵	۰/۰۱۹۳	۰/۰۱۷۹	۰/۰۱۹۵	۰/۰۱۶۶	۰/۰۲۰۴	۰/۰۱۹۲	ال سترو
۰/۰۴۳۱	۰/۰۴۴۳	۰/۰۴۶۳	۰/۰۴۴۸	۰/۰۴۲۵	۰/۰۴۹۴	۰/۰۴۱۱	۰/۰۵۰۶	۰/۰۴۴۵	کوبه
۰/۰۱۸۶	۰/۰۱۹۱	۰/۰۲۰۰	۰/۰۱۹۷	۰/۰۱۷۷	۰/۰۲۰۲	۰/۰۱۷۱	۰/۰۱۹۸	۰/۰۱۹۲	منجیل
۰/۰۱۶۲	۰/۰۱۶۳	۰/۰۱۷۵	۰/۰۱۷۲	۰/۰۱۶۳	۰/۰۱۶۷	۰/۰۱۵۹	۰/۰۱۷۹	۰/۰۱۶۳	نورتریج

جدول (۶): حداکثر زاویه دریافت برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۷ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریافت
۰/۰۱۹۰	۰/۰۱۹۳	۰/۰۲۰۰	۰/۰۱۹۸	۰/۰۱۸۴	۰/۰۲۰۰	۰/۰۱۷۳	۰/۰۲۱۶	۰/۰۱۹۶	ال سترو
۰/۰۳۹۴	۰/۰۴۰۳	۰/۰۴۱۹	۰/۰۴۱۱	۰/۰۴۰۰	۰/۰۴۲۰	۰/۰۳۴۵	۰/۰۴۳۶	۰/۰۴۱۳	کوبه
۰/۰۲۳۸	۰/۰۲۳۵	۰/۰۲۴۷	۰/۰۲۴۳	۰/۰۲۳۳	۰/۰۲۴۷	۰/۰۲۲۱	۰/۰۲۵۱	۰/۰۲۴۱	منجیل
۰/۰۱۹۷	۰/۰۱۹۹	۰/۰۲۰۳	۰/۰۲۰۰	۰/۰۱۹۲	۰/۰۲۰۵	۰/۰۱۸۹	۰/۰۲۲۱	۰/۰۲۰۱	نورتریج

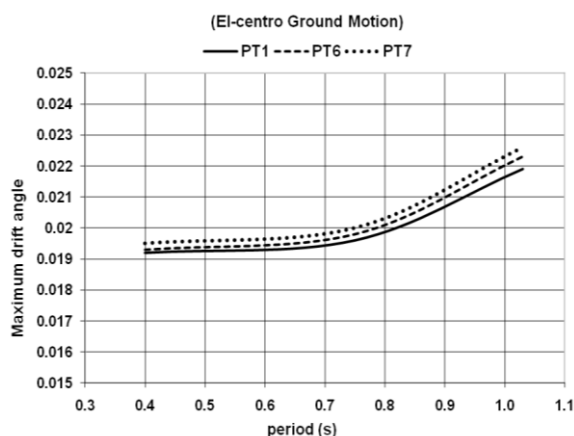
جدول (۷): حداکثر زاویه دریافت برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۱۰ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریافت
۰/۰۲۱۵	۰/۰۲۱۷	۰/۰۲۲۶	۰/۰۲۲۳	۰/۰۲۱۴	۰/۰۲۲۵	۰/۰۲۰۴	۰/۰۲۳۵	۰/۰۲۱۹	ال سترو
۰/۰۴۲۷	۰/۰۴۳۰	۰/۰۴۴۱	۰/۰۴۴۰	۰/۰۴۲۰	۰/۰۴۴۰	۰/۰۳۹۱	۰/۰۴۵۲	۰/۰۴۳۳	کوبه
۰/۰۲۶۶	۰/۰۲۶۵	۰/۰۲۷۱	۰/۰۲۶۹	۰/۰۲۶۵	۰/۰۲۷۳	۰/۰۲۵۴	۰/۰۲۷۲	۰/۰۲۶۷	منجیل
۰/۰۲۴۹	۰/۰۲۵۱	۰/۰۲۵۸	۰/۰۲۵۸	۰/۰۲۵۰	۰/۰۲۶۰	۰/۰۲۳۲	۰/۰۲۶۶	۰/۰۲۵۴	نورتریج

۹- تغییرات حداکثر تغییر مکان جانبی قاب‌ها برحسب پرپود با تغییر در پارامترهای پس کشیدگی
نتایج مربوط به حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برای قاب‌های پس کشیده PT1 تا PT9، ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه به

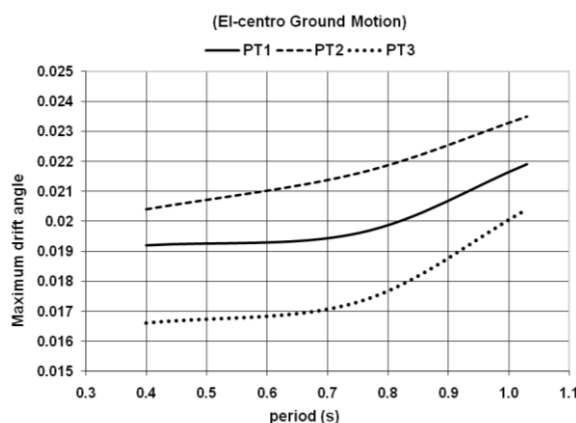
ترتیب در جدول (۸)، (۹) و (۱۰) نشان داده شده است.
برای نمونه تحت اثر رکورد ال سترو تغییرات حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برحسب پرپود با تغییر در نیروی پس کشیدگی در نمونه‌های PT1، PT2 و PT3



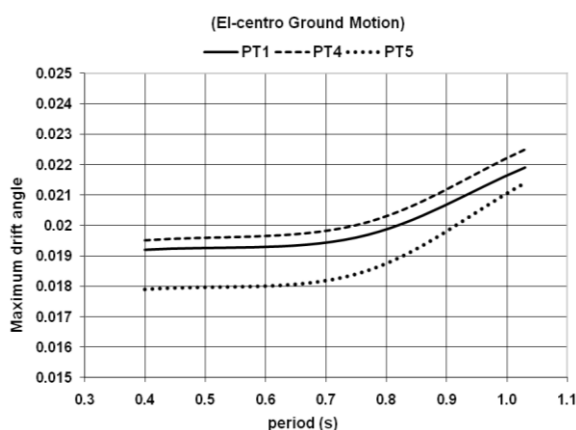


شکل (۱۶): تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب
پریود قاب‌ها با تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی

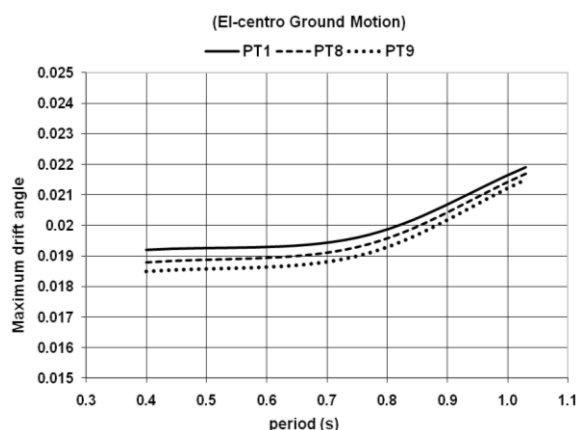
در شکل (۱۷) نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد با افزایش پریود قاب‌ها از ۴ طبقه تا ۱۰ طبقه، مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات افزایش می‌یابد. در نمونه PT3 که نیروی پس کشیدگی بیشتری دارد، منحنی تغییرات پایین‌تر از نمونه‌های PT1 و PT2 بوده و با کاهش مقدار نیروی پس کشیدگی، منحنی در سطح بالاتری قرار می‌گیرد که نشان دهنده افزایش حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات است. به عنوان مثال برای قابی با پریود ۰/۷ ثانیه در شکل (۱۷)، حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه PT3، ۱/۸/۲٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه PT2، ۱۹/۶٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. به طریق مشابه تغییرات حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برحسب پریود با تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی، ضخامت نبشی و نسبت طول به ضخامت نبشی به ترتیب در شکل (۱۸)، (۱۹) و (۲۰) ارائه شده است. تاثیر تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی کمتر از تاثیر تغییر در نیروی پس کشیدگی است بگونه‌ای که برای قابی با پریود ۰/۷ ثانیه در شکل (۱۸)، حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه PT5، ۸٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه PT4، ۵/۲٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. هرچند تاثیر تغییر در ضخامت نبشی و تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی در حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات قابل ملاحظه نیست اما بطور کلی با افزایش ضخامت نبشی و



شکل (۱۳): تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب
پریود قاب‌ها با تغییر در نیروی پس کشیدگی



شکل (۱۴): تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب
پریود قاب‌ها با تغییر در تعداد کابل‌ها



شکل (۱۵): تغییرات حداکثر زاویه دررفت طبقات برحسب
پریود قاب‌ها با تغییر در ضخامت نبشی

کاهش نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی، حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات قاب پس کشیده کاهش می‌یابد.

جدول (۸): حداکثر تغییر مکان جانبی برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۴ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

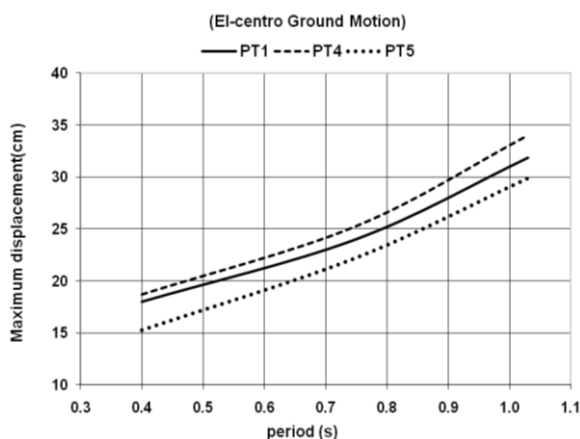
PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریافت
۱۶/۲۷	۱۷/۹۱	۱۸/۸۷	۱۸/۴۶	۱۵/۲۸	۱۸/۶۷	۱۵/۰۰	۱۸/۹۴	۱۷/۹۹	ال سترو
۴۰/۵۵	۴۲/۰۷	۴۳/۵۵	۴۲/۰۶	۳۷/۳۶	۴۵/۹۸	۳۶/۸۰	۴۸/۰۶	۴۱/۳۰	کوبه
۱۳/۱۹	۱۳/۴۷	۱۴/۳۱	۱۳/۹۷	۱۲/۷۲	۱۵/۱۳	۱۲/۹۹	۱۷/۰۹	۱۳/۴۰	منجیل
۱۴/۳۵	۱۴/۶۲	۱۵/۹۵	۱۵/۲۲	۱۴/۵۰	۱۶/۶۰	۱۴/۱۷	۱۶/۳۵	۱۴/۶۴	نورتریج

جدول (۹): حداکثر تغییر مکان جانبی برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۷ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

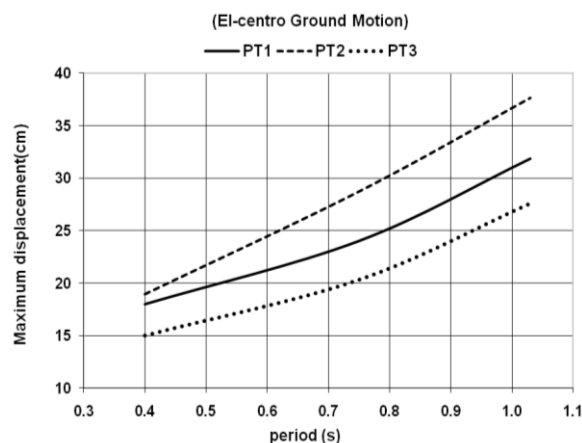
PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریافت
۲۳/۱۲	۲۳/۳۵	۲۵/۹۵	۲۵/۱۴	۲۲/۲۳	۲۵/۲۷	۲۰/۳۳	۲۸/۷۳	۲۴/۰۲	ال سترو
۴۷/۹۰	۴۹/۴۰	۵۱/۸۴	۵۰/۸۴	۴۶/۹۰	۵۲/۹۸	۴۲/۵۰	۵۷/۴۰	۴۹/۶۷	کوبه
۲۶/۰۰	۲۶/۲۷	۲۸/۶۰	۲۷/۷۷	۲۵/۲۰	۳۰/۰۶	۲۲/۴۰	۳۰/۴۷	۲۷/۰۷	منجیل
۲۸/۰۱	۲۸/۳۰	۳۰/۲۰	۲۹/۷۰	۲۶/۴۳	۳۰/۸۵	۲۳/۸۵	۳۲/۹۶	۲۸/۷۰	نورتریج

جدول (۱۰): حداکثر تغییر مکان جانبی برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۱۰ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دریافت
۳۱/۰۶	۳۱/۲۵	۳۳/۲۰	۳۲/۸۰	۲۹/۸۵	۳۴/۰۲	۲۷/۶۲	۳۷/۶۵	۳۱/۸۶	ال سترو
۵۰/۵۲	۵۱/۵۰	۵۶/۲۰	۵۵/۵۰	۴۹/۱۸	۵۵/۶۰	۴۶/۸۴	۵۹/۴۳	۵۲/۵۰	کوبه
۳۱/۱۷	۳۱/۹۰	۳۴/۸۷	۳۴/۲۷	۳۰/۷۳	۳۴/۵۰	۲۹/۱۰	۳۶/۰۴	۳۲/۸۷	منجیل
۳۲/۱۸	۳۲/۶۰	۳۵/۱۸	۳۴/۱۸	۳۱/۷۰	۳۴/۷۱	۳۰/۲۱	۳۵/۵۰	۳۳/۱۸	نورتریج

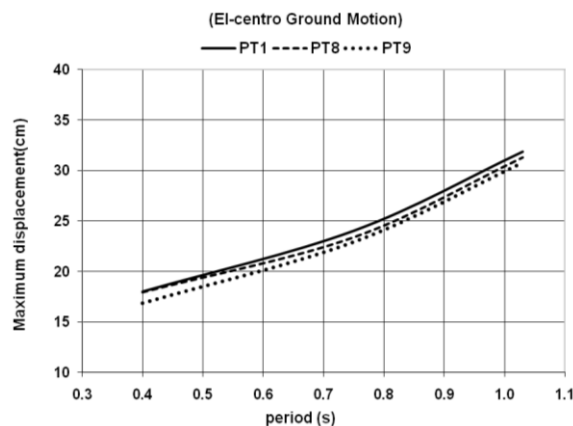


شکل (۱۸): حداکثر تغییر مکان جانبی بر حسب پریود قاب‌ها با تغییر در تعداد کابل‌ها

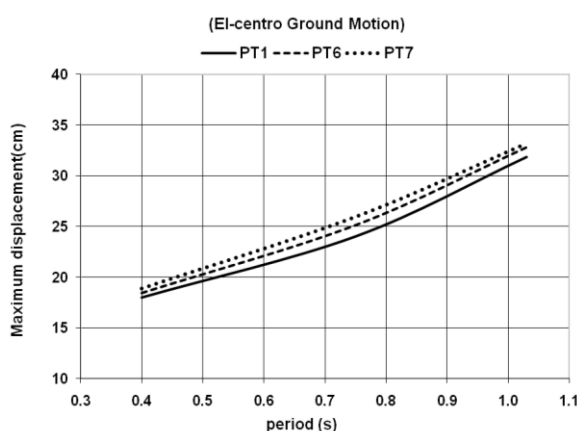


شکل (۱۷): حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات بر حسب پریود قاب‌ها با تغییر در نیروی پس کشیدگی

(۱۳) نشان داده شده است. برای نمونه تحت اثر رکورد ال سترو تغییرات حداکثر زاویه دررفت پسماند برحسب پریود با تغییر در نیروی پس کشیدگی در نمونه‌های PT1، PT2 و PT3 در شکل (۲۱) نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد با افزایش پریود قاب‌ها از ۴ طبقه تا ۱۰ طبقه، مقدار حداکثر زاویه دررفت پسماند افزایش می‌یابد. در نمونه PT3 که نیروی پس کشیدگی بیشتری دارد، منحنی تغییرات پایین‌تر از نمونه‌های PT1 و PT2 بوده و با کاهش مقدار نیروی پس کشیدگی، منحنی در سطح بالاتری قرار می‌گیرد که نشان دهنده افزایش حداکثر زاویه دررفت پسماند است. به عنوان مثال برای قابی با پریود ۰/۷ ثانیه در شکل (۲۱)، حداکثر زاویه دررفت پسماند نمونه PT3، ۱۷/۳٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر زاویه دررفت پسماند نمونه PT2، ۱۷/۵٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. به طریق مشابه تغییرات حداکثر زاویه دررفت پسماند برحسب پریود با تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی، ضخامت نبشی، نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی به ترتیب در شکل (۲۲)، (۲۳) و (۲۴) ارائه شده است. تاثیر تغییر در تعداد کابل‌ها به اندازه تاثیر تغییر در اندازه نیرو پس کشیدگی نیست بگونه‌ای که برای قابی با پریود ۰/۷ ثانیه در شکل (۲۲)، حداکثر زاویه دررفت پسماند نمونه PT5، ۵/۳٪ کمتر از نمونه مبنای PT1 و حداکثر زاویه دررفت پسماند نمونه PT4، ۸٪ بیش از نمونه مبنای PT1 است. مشابه بخش‌های (۸) و (۹) هرچند تاثیر تغییر در ضخامت نبشی و تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی در حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات قابل ملاحظه نیست اما بطور کلی با افزایش ضخامت نبشی و کاهش نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی، حداکثر زاویه دررفت پسماند کاهش می‌یابد.



شکل (۱۹): حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برحسب پریود قاب‌ها با تغییر در ضخامت نبشی



شکل (۲۰): حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات برحسب پریود قاب‌ها با تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی

۱۰- تغییرات حداکثر زاویه دررفت پسماند (ماندگار) قاب‌ها برحسب پریود با تغییر در پارامترهای پس کشیدگی

نتایج مربوط به حداکثر زاویه دررفت پسماند طبقات برای قاب‌های پس کشیده PT1 تا PT9 در جدول (۱۱)، (۱۲) و

جدول (۱۱): حداکثر زاویه دررفت پسماند برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۴ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دررفت
۰/۰۰۳۳۴	۰/۰۰۳۵۲	۰/۰۰۳۹۱	۰/۰۰۳۷۵	۰/۰۰۳۳۹	۰/۰۰۳۷۸	۰/۰۰۳۰۲	۰/۰۰۴۱۱	۰/۰۰۳۶۴	ال سترو
۰/۰۰۲۸۹	۰/۰۰۲۸۷	۰/۰۰۳۰۰	۰/۰۰۲۹۵	۰/۰۰۲۶۰	۰/۰۰۳۰۰	۰/۰۰۲۴۸	۰/۰۰۳۶۹	۰/۰۰۲۹۴	کوبه
۰/۰۰۴۷۴	۰/۰۰۴۷۴	۰/۰۰۴۸۱	۰/۰۰۴۷۹	۰/۰۰۴۲۷	۰/۰۰۴۶۹	۰/۰۰۳۷۰	۰/۰۰۵۰۴	۰/۰۰۴۵۷	منجیل
۰/۰۰۲۷۸	۰/۰۰۲۸۷	۰/۰۰۲۸۹	۰/۰۰۲۸۷	۰/۰۰۲۷۴	۰/۰۰۲۹۴	۰/۰۰۲۲۰	۰/۰۰۳۴۴	۰/۰۰۲۸۳	نورتریج

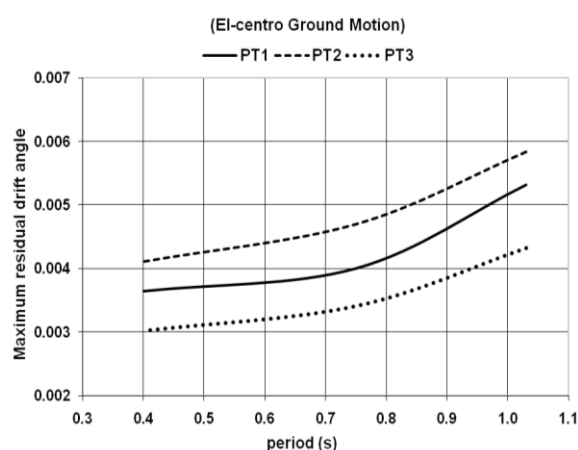
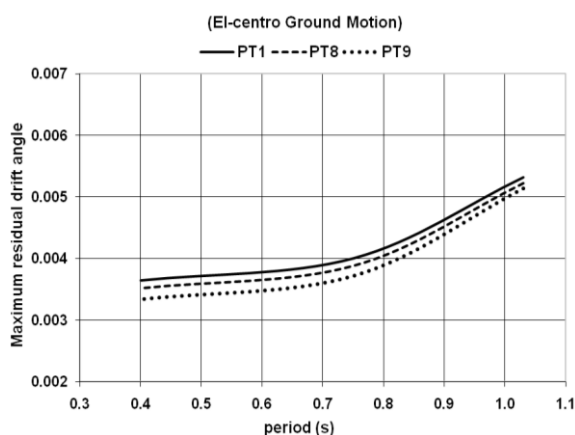


جدول (۱۲): حداکثر زاویه دررفت پسماند برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۷ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دررفت
۰/۰۰۳۷۲	۰/۰۰۳۸۸	۰/۰۰۴۱۷	۰/۰۰۴۱۲	۰/۰۰۳۸۰	۰/۰۰۴۳۲	۰/۰۰۳۴۱	۰/۰۰۴۷۰	۰/۰۰۴۰۰	ال سترو
۰/۰۰۳۱۴	۰/۰۰۳۲۲	۰/۰۰۳۵۰	۰/۰۰۳۴۱	۰/۰۰۳۱۱	۰/۰۰۳۶۰	۰/۰۰۲۸۰	۰/۰۰۳۷۴	۰/۰۰۳۳۰	کوبه
۰/۰۰۴۰۲	۰/۰۰۴۱۰	۰/۰۰۴۲۱	۰/۰۰۴۲۰	۰/۰۰۳۹۳	۰/۰۰۴۳۰	۰/۰۰۴۰۱	۰/۰۰۴۴۰	۰/۰۰۴۱۱	منجیل
۰/۰۰۳۱۰	۰/۰۰۳۲۰	۰/۰۰۳۴۱	۰/۰۰۳۳۳	۰/۰۰۲۹۳	۰/۰۰۳۴۰	۰/۰۰۲۷۰	۰/۰۰۳۸۰	۰/۰۰۳۲۱	نورتریج

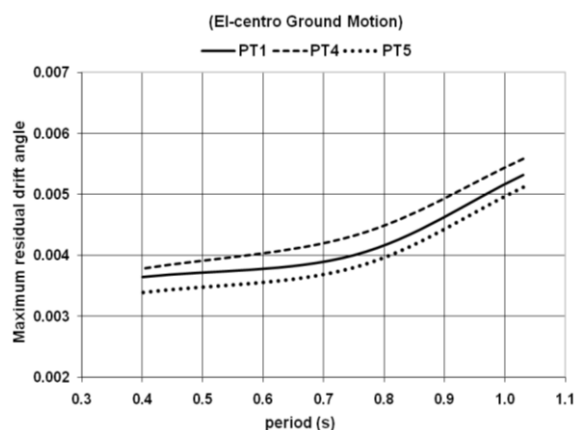
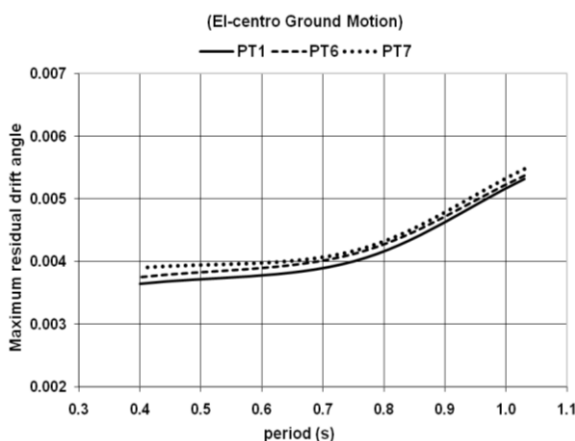
جدول (۱۳): حداکثر زاویه دررفت پسماند برای قاب‌های پس کشیده و صلب ۱۰ طبقه تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی

PT9	PT8	PT7	PT6	PT5	PT4	PT3	PT2	PT1	ماکزیمم زاویه دررفت
۰/۰۰۵۱۴	۰/۰۰۵۲۲	۰/۰۰۵۴۸	۰/۰۰۵۳۷	۰/۰۰۵۱۲	۰/۰۰۵۵۸	۰/۰۰۴۳۲	۰/۰۰۴۵۸۴	۰/۰۰۵۳۲	ال سترو
۰/۰۰۳۷۴	۰/۰۰۳۷۴	۰/۰۰۳۹۳	۰/۰۰۳۸۸	۰/۰۰۳۵۹	۰/۰۰۴۰۰	۰/۰۰۳۱۲	۰/۰۰۴۲۴	۰/۰۰۳۸۱	کوبه
۰/۰۰۴۶۲	۰/۰۰۴۷۵	۰/۰۰۴۷۳	۰/۰۰۴۷۲	۰/۰۰۴۲۷	۰/۰۰۴۷۹	۰/۰۰۳۹۹	۰/۰۰۴۹۷	۰/۰۰۴۶۹	منجیل
۰/۰۰۳۲۳	۰/۰۰۳۳۲	۰/۰۰۳۴۹	۰/۰۰۳۳۳	۰/۰۰۲۹۴	۰/۰۰۳۵۸	۰/۰۰۲۶۱	۰/۰۰۳۸۷	۰/۰۰۳۴۰	نورتریج



شکل (۲۳): حداکثر زاویه دررفت پسماند برحسب پریود قابها با تغییر در ضخامت نبشی

شکل (۲۱): حداکثر زاویه دررفت پسماند برحسب پریود قابها با تغییر در نیروی پس کشیدگی



شکل (۲۴): حداکثر زاویه دررفت پسماند برحسب پریود قابها با تغییر در نسبت طول به ضخامت نبشی

شکل (۲۲): حداکثر زاویه دررفت پسماند برحسب پریود قابها با تغییر در تعداد کابل‌های پس کشیدگی

۱۱- نتیجه گیری

۱- به طور کلی اتصالات پس کشیده خودشاقول، فاقد تغییر شکل‌های پسماند، دارای ظرفیت اتلاف انرژی و ظرفیت دورانی مناسب می‌باشند. خودشاقولی از ویژگی‌های ممتاز این نوع اتصال خمشی است. همچنین در این اتصالات با توجه به تغییرشکل‌های غیر الاستیک و اتلاف انرژی در نبشی‌ها، تیرها و ستون‌ها در حالت الاستیک باقی می‌مانند.

۲- افزایش نیروی پس کشیدگی اولیه در کابل‌های قاب با اتصالات پس کشیده منجر به کاهش نیازهای لرزه‌ای سازه می‌شود بطوری که با افزایش ۱۵٪ این نیرو در نمونه PT3 نسبت به نمونه PT1، به طور میانگین تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی زاویه دررفت طبقات ۱۰٪، تغییر مکان جانبی طبقات ۱۳/۷۵٪ و زاویه دررفت پسماند طبقات ۲۰٪، کاهش می‌یابد.

۳- تغییر نیروی پس کشیدگی بیشترین تاثیر را در عملکرد لرزه‌ای قاب پس کشیده دارد به نحوی که افزایش آن نیازهای لرزه‌ای قاب را کاهش داده و سختی اتصال، قابلیت باربری و خودشاقولی آن را افزایش می‌دهد، اما افزایش بیش از حد آن منجر به پدیده کماتش موضعی در بال‌های تیر و احتمال تسلیم کابل‌های پس کشیدگی می‌گردد، بنابراین افزایش نیروی پس کشیدگی باید کاملاً کنترل شده و با ایجاد تمهیدات لازم جهت جلوگیری از کماتش موضعی بال تیر صورت گیرد.

۴- افزایش تعداد کابل‌های پس کشیدگی منجر به کاهش نیازهای لرزه‌ای سازه می‌شود به طوری که در نمونه PT5 با ۸ کابل نسبت به نمونه PT1 با ۶ کابل پس کشیده، به طور میانگین تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی زاویه دررفت طبقات ۳/۸۵٪، تغییر مکان جانبی طبقات ۷/۵٪ و زاویه دررفت پسماند طبقات ۱۰٪، کاهش می‌یابد.

۵- افزایش تعداد کابل‌های پس کشیده اگرچه در بهبود رفتار سازه موثر است، اما تاثیر آن به میزان تغییر در نیروی پس کشیدگی نیست. افزایش تعداد کابل‌ها، به سختی اتصال افزوده و نیروی پس کشیدگی را به نحو موثری در

ارتفاع تیر توزیع می‌کند. همچنین افزایش تعداد کابل‌ها، احتمال تسلیم آنها را کاهش می‌دهد.

۶- با افزایش ضخامت نبشی در نمونه PT8 نسبت به نمونه PT1، به طور میانگین تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی نیازهای لرزه‌ای قاب پس کشیده حداکثر به میزان ۳٪ کاهش می‌یابد. با کاهش نسبت طول آزمون به ضخامت نبشی در نمونه PT1 نسبت به نمونه PT6، به طور میانگین تحت اثر ۴ رکورد مورد بررسی نیازهای لرزه‌ای قاب پس کشیده حداکثر به میزان ۴٪ کاهش می‌یابد.

۷- گرچه تغییر در ضخامت نبشی و نسبت طول به ضخامت آن تاثیر چندانی در کاهش نیازهای لرزه‌ای سازه ندارد، اما با افزایش ضخامت نبشی و کاهش نسبت طول به ضخامت آن به دلیل تاخیر در تشکیل مفاصل پلاستیک در نبشی‌ها، تا حدودی نیازهای لرزه‌ای قاب پس کشیده را کاهش می‌دهد.

۸- با توجه به اینکه با افزایش ارتفاع قاب پس کشیده نیازهای لرزه‌ای آن به شدت افزایش می‌یابد، انتخاب بهینه پارامترهای پس کشیدگی نقش موثری در کاهش این نیازها به ویژه در قاب‌های بلند مرتبه دارد.

۹- مراجع

- [1] Ricles, J.M., Sause, R. and Garlock, M.M. (2000), "Post-Tensioned Moment Connections for Seismic Resistant Steel Frames", In Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures, (Roanoke, VA), American Institute of Steel Construction (AISC).
- [2] Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and Lu L.W. (2002), "Experimental Evaluation of Earthquake Resistant Posttensioned Steel Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 7, pp. 850-859.
- [3] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005), "Experimental Studies of Full-Scale Post Tensioned Steel Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 3, pp. 438-448.
- [4] Garlock, M.M., Sause, R. and Ricles, J.M. (2005), "Design and Behavior of Post-Tensioned Steel Moment Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- [5] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause R. (2008), "Influence of Design Parameters on Seismic Response of Post Tensioned Steel MRF Systems", Journal of Engineering Structures, Vol. 30, No. 4, pp. 1037-1047.
- [6] Garlock, M.M. and Li J. (2008), "Steel Self-Centering Moment Frames with Collector Beam Floor Diaphragms",



Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, No. 5, pp. 526-538.

[۷] خاتمی، م. (۱۳۸۷)، "اثرات اتصالات جدید پس کشیده در رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی"، سمینار کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه سمنان.

[8] Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao C. (2001), "Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 2, pp. 113-121.

[9] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, R.L. (Printed on 1 July 2009), "OpenSees Command Language Manual".

[10] Garlock M.M. (2002), "Full-Scale Testing, Seismic Analysis, and Design of Post Tensioned Seismic Resistant Connections for Steel Frames", Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University.