



تحلیل کمانشی قاب‌های فولادی دو بعدی با پیوندهای گوناگون

محمد رضایی پژند^۱، محسن بمبائی چی^۲، صفا پیمان^۳
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۶/۲۷، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۲/۰۱)

چکیده

در بیشتر قاب‌های فولادی، پیوند میان اعضا را ساده یا سخت می‌پندارند. در حالی که تمامی پیوندها در زیر بار، مقدار مشخصی نرمی از خود نشان می‌دهند. در این مقاله، اثر نرمی پیوند در تحلیل کمانشی قاب‌های فولادی دو بعدی بررسی می‌گردد. در این راستا، با بهره‌جویی از ضریب گیرداری، اثر پیوندهای ساده، سخت، نیمه‌سخت و خورجینی در تحلیل وارد می‌شوند. همچنین، شیوه‌ای برای تحلیل قاب‌های خورجینی ارائه می‌گردد. بر پایه فن پیشنهادی، تمامی رابطه‌های تحلیلی قاب‌های نیمه‌سخت، قابل گسترش برای قاب‌های خورجینی می‌باشند. باید افزود، درستی شیوه پیشنهادی با حل نمونه‌های عددی تأیید می‌شود. به دنبال آن، ماتریس سختی عضو، با وارد نمودن اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند، پیشنهاد خواهد شد. ویژگی اصلی این ماتریس، کلی بودن آن می‌باشد. زیرا، توانایی الگوسازی یک عضو قابی با هر گونه پیوندی را دارد. همچنین، نسبت به ماتریس‌های مشابه از دقت و کارایی بیشتری برخوردار است. بنابراین، با در اختیار داشتن ماتریس سختی اعضا می‌توان ماتریس سختی قاب را برپا نمود. سپس، بار کمانشی قاب با تعیین مقدارهای ویژه این ماتریس به دست می‌آید. سرانجام، حل چند نمونه عددی و مقایسه پاسخ آن‌ها با نتیجه‌های دیگر پژوهشگران، درستی و دقت بیشتر این شیوه را تأیید می‌کند. بررسی‌ها نشان می‌دهند که پاسخ قاب‌های خورجینی در این گونه تحلیل، نزدیک به قاب‌های نیمه‌سخت است.

کلمات کلیدی

قاب‌های فولادی، پیوند نیمه‌سخت، اثرهای مرتبه دوم، تحلیل کمانشی، پیوند خورجینی

Buckling Analysis of Plane Steel Frames with Various Connections

M. Rezaiee-Pajand, M. Bambaeechee, S. Payman

ABSTRACT

The beam-to-column connections in most steel frames are assumed to be pinned or rigid. All structural connections have some specified values of flexibility under the loading. In this paper, the effect of flexibility of connections in buckling analyses of a plane steel frame is investigated. Accordingly, end-fixity factor used for taking into account the pinned, rigid, semi-rigid, and khorjini connections in the analyses. Furthermore, new technique for analysis of steel frames with khorjini joints is proposed. Based on the presented approach, all analytic equations of semi-rigid frames are developed for analysis of khorjin frames. In order to verify the presented method, several numerical examples are solved. Moreover, the stiffness matrix of a beam-column element, which can take into account the second-order effects and flexibility of connections, is derived. This matrix is very general and can be applied to a frame member with any type of connection. The new formula is more accurate and efficient than the corresponding matrices obtained by other authors. By assembling the stiffness matrix of frame and calculating the minimum positive eigenvalue of this matrix, buckling load of the frame is obtained. To demonstrate the validity and efficiency of proposed approach, several numerical examples are solved. Results show that the response of khorjini frame is close to the one with the semi-rigid joints. The buckling loads of the steel frame with khorjini connections are close to the one with the semi-rigid joints.

KEYWORDS

Plane steel frames, Semi-rigid connection, Second-order effects, Buckling analysis, Khorjini connection

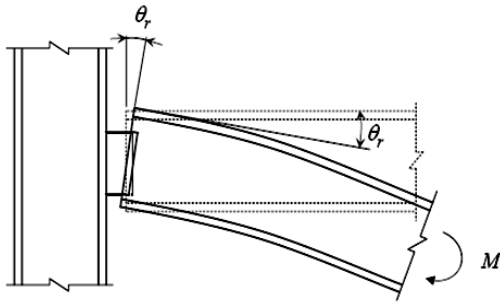
۱- استاد، دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، rezaiee@um.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، Mohsen_bambaeechee@yahoo.com

۳- دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد



Mofid و Mohamadi-shooreh با بهره‌جویی از روش اجزای محدود به تحلیل عامل‌های مؤثر بر روی سختی نخستین پیوندهای جوشی با صفحه‌انتهایی هم‌تراز پرداخته‌اند [۹].



شکل (۱): تغییر شکل دورانی پیوند

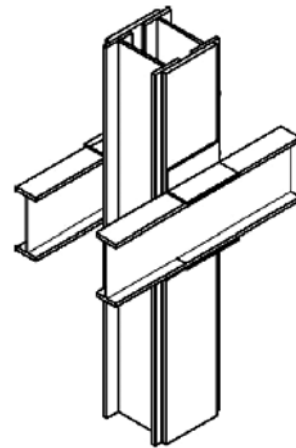
وارد نمودن اثر نرمی پیوند در تحلیل قاب‌های نیمه‌سخت، به طور معمول با یک فرآیند تکراری همراه خواهد بود. این ویژگی به دلیل پاسخ ناخطی بیشتر پیوندها از آغاز بارگذاری می‌باشد. رفتار ناخطی پیوندها را می‌توان ناشی از عامل‌هایی مانند: جاری شدن موضعی، تمرکز تنش، کرنش سخت شوندگی، لغزش پیچ‌ها و مانند این‌ها دانست. در این میان، انتخاب الگویی مناسب برای گونه خاصی از تحلیل، به ویژگی‌های سازه و تجربه تحلیلگر بستگی دارد. برای نمونه، در یک تحلیل کمانشی که تنها سختی نخستین پیوند وارد تحلیل می‌شود، الگوی خطی کاربرد دارد. باید افزود، خطی پنداشتن رفتار پیوند، در تحلیل بهره‌برداری نیز قابل قبول می‌باشد [۸].

پیوند خورجینی یکی دیگر از گونه‌های پیوند تیر به ستون است. این پیوند در گذشته کاربرد فراوانی در ایران داشته است و امروزه نیز با لحاظ نمودن محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای هنوز هم به کار می‌رود. مهمترین ویژگی این پیوند، هم‌محور نبودن پیوند تیر به ستون است. این برون-محوری، سبب رفتار قیچی‌سان پیوند می‌شود. در این گونه پیوند، تیرها از کنار ستون به صورت یکسره عبور می‌کنند و همانند شکل (۲)، بر روی یک نشیمن نرم و یا نشیمن تقویت شده قرار می‌گیرند. نبشی دیگری، بال بالایی تیر را

در شیوه‌های تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی، به طور معمول از دو گونه پیوند (اتصال) برای اعضا استفاده می‌شود. در این روش‌ها پیوندها را ساده (مفصلی) و یا سخت (صلب) می‌پندارند. استفاده از الگوی پیوند سخت یا ساده در تحلیل این گونه قاب‌ها، هر چند گام‌های تحلیل و طراحی را آسان می‌کند، ولی رفتار واقعی سازه را به دست نمی‌دهد. بنابراین، باید از شیوه‌ای برای تحلیل بهره جست که به واقعیت نزدیکتر باشد و اثر نرمی (انعطاف‌پذیری) پیوندها را به کار گیرد. در بسیاری از آیین‌نامه‌های معتبر و از آن میان، آیین‌نامه کانادا [۱]، آیین‌نامه اروپا [۲] و آیین‌نامه آمریکا در بخش‌های طراحی به روش تنش مجاز و روش ضریب بار و مقاومت [۳] و [۴]، درباره نرمی پیوندها سخن به میان آمده است. همچنین، در سال‌های کنونی، کتاب‌ها و مقاله‌های گوناگونی در این باره به چاپ رسیده‌اند. از آن میان می‌توان به کتاب Chan و Chui [۵]، در زمینه تحلیل ناخطی ایستایی و چرخه‌ای قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت (نیمه‌صلب) و نیز کتاب Faella و همکارانش [۶]، درباره تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت اشاره نمود.

در قاب‌های فولادی دو بعدی، نیروهای محوری و برشی و نیز لنگر خمشی با پیوندهای تیر به ستون انتقال می‌یابند. اثر تغییر شکل‌های محوری و برشی قابل چشم‌پوشی است. زیرا، این اثرها در برابر تغییر شکل‌های دورانی ناچیز می‌باشند. بنابراین، تنها بررسی دوران ناشی از لنگر خمشی از اهمیت برخوردار است. به طور معمول، رفتار پیوند را با رابطه لنگر-دوران آن نشان می‌دهند. هنگامی که لنگر M ، به یک پیوند، مانند شکل (۱) وارد می‌شود، دوران به صورت تغییر زاویه میان تیر و ستون از حالت نخست آن تعریف می‌گردد. در واقع، زاویه θ_r برآوردی از دوران نسبی تیر و ستون است. بر این پایه، پژوهش‌گران با بهره‌جویی از نتیجه‌های آزمایشگاهی و رابطه‌های تحلیلی، الگوهای گوناگونی را برای پیش‌بینی رفتار پیوند پیشنهاد کرده‌اند [۵-۸]. در یکی از جدیدترین پژوهش‌های سال ۲۰۰۸،

به ستون وصل می‌کند. همچنین، برای افزایش توانایی باربری پیوند خورجینی، به جای نبشی بالایی، می‌توان از ورق لچکی بهره جست [۱۰]. باید دانست، پیوند خورجینی گونه‌ای از پیوندهای نیمه‌سخت است. با این تفاوت که در آن، تیرها یکسره هستند و در دهانه‌های کناری به تنهایی کار نمی‌کنند. به همین دلیل، این پیوند را نیمه‌سخت پیوسته می‌نامند. بر خلاف آن، در پیوندهای نیمه‌سخت ناپیوسته، تیرها به صورت جدا از هم به ستون‌ها متصل می‌شوند [۱۱].



شکل (۲): نمونه‌ای از پیوند خورجینی

از میان عامل‌هایی که بر سختی و مقاومت پیوند خورجینی تأثیر می‌گذارند، می‌توان به طول نبشی‌ها، شماره مقطع تیرها، نبشی‌ها، نوع تقویت به کار رفته برای این پیوند و کیفیت جوش‌ها اشاره نمود. به خاطر باید سپرد، چون پیوند خورجینی، یک پیوند استاندارد به حساب نمی‌آید، بنابراین، تمامی یافته‌های رفتاری این پیوند، محدود به پژوهش‌گران داخلی می‌باشد. بررسی‌های علمی و پژوهشی روی این پیوند از سال ۱۳۶۹ و پس از زلزله منجیل آغاز گردید. این بررسی‌ها به پنج شیوه کلی زیر انجام پذیرفته است [۱۶-۱۰]:

- ۱- مطالعه بر روی الگوهای آزمایشگاهی پیوند خورجینی؛
- ۲- بررسی الگوی رایانه‌ای پیوندهای خورجینی؛
- ۳- مطالعه روی الگوی آزمایشگاهی سازه دارای پیوند خورجینی؛

۴- چگونگی الگوسازی رایانه‌ی سازه با پیوندهای خورجینی؛

۵- مطالعه الگوی تحلیلی پیوند خورجینی.

در یکی از جدیدترین بررسی‌های سال ۲۰۰۸، Hosseini Hashemi و Hassanzadeh به مطالعه بر روی خرابی ساختمان‌های فولادی مهاربندی‌شده با پیوندهای خورجینی در زلزله بم پرداخته‌اند [۱۷].

استفاده از پیوندهای خورجینی با توجه به آسانی اجرا و نیاز کمتر به برشکاری و جوشکاری و نیز کاهش مقطع‌های تیرها، در ایران و چند کشور دیگر مانند کُره و اسپانیا رایج می‌باشد. در سال‌های کنونی، پژوهش‌های نظری و تجربی به طور نسبی، گسترده‌ای در زمینه بررسی رفتار پیوندهای خورجینی انجام گرفته است. حاصل مطالعه‌های ارزنده پژوهش‌گران کشور در کمیته تحقیقات ساختمان و مسکن، منجر به تدوین ضابطه‌های طراحی و اجرایی ساختمان‌های با پیوندهای خورجینی گردیده است [۱۸].

در این مقاله، یک ماتریس سختی نوینی که در برگیرنده اثرهای مرتبه دوم نیروی محوری و نرمی پیوند می‌باشد، برای تحلیل کمانشی قاب‌های فولادی دو بعدی با پیوندهای گوناگون پیشنهاد می‌شود. برای وارد نمودن اثر نرمی پیوندها در این ماتریس سختی، از ضریب گیرداری و برای وارد کردن اثرهای مرتبه دوم، از تابع‌های دقیق پایداری بهره‌جویی خواهد شد. ویژگی اصلی این ماتریس، کلی بودن آن می‌باشد. زیرا، توانایی الگوسازی یک عضو با هر گونه پیوندی را دارد. همچنین، نسبت به ماتریس‌های مشابه از دقت بیشتری برخوردار است. چون سختی محوری تیرها و ستون‌ها را وارد تحلیل می‌نماید و از تغییرشکل محوری تیرها نیز چشم‌پوشی نمی‌کند. افزون بر این، شیوه‌ای برای تحلیل قاب‌های خورجینی پیشنهاد می‌گردد. بر پایه فن نویسندگان، تمامی رابطه‌های تحلیلی قاب‌های نیمه‌سخت، قابل گسترش برای قاب‌های خورجینی می‌باشد. باید افزود، درستی هر یک از روش‌های پیشنهادی با حل نمونه‌های عددی تأیید می‌گردند.

۲- ماتریس سختی پیشنهادی عضو نیمه‌سخت

در این بخش، نخست، به بررسی مفهوم ضریب گیرداری پرداخته می‌شود. سپس، از اثرهای مرتبه دوم و چگونگی وارد نمودن آن‌ها در تحلیل قاب‌های دو بعدی سخن به میان می‌آید. در ادامه، با بهره‌جویی از ضریب گیرداری و تابع‌های پایداری، ماتریس سختی پیشنهادی عضو نیمه‌سخت در دسترس قرار می‌گیرد. خاطر نشان می‌کند، عضو نیمه‌سخت، پیوندهای نیمه‌سخت دارد. به سخن دیگر، یک عضو به تنهایی سخت (صلب) است؛ ولی هنگامی که دارای پیوندهای نیمه‌سخت (نیمه صلب) می‌باشد، به اختصار، عضو نیمه‌سخت نامیده می‌شود. بر این پایه، هنگامی که فقط پیوندهای دو سر عضو سخت (صلب) باشند، عضو سخت خواهد بود. یادآوری می‌کند، این تعریف برای قاب نیز به کار رفته است. به سخن دیگر، قاب نیمه‌سخت، قابی است که دارای عضوهایی با پیوندهای نیمه‌سخت می‌باشد.

۱-۲- ضریب گیرداری عضو نیمه‌سخت

شکل (۳)، یک عضو نیمه‌سخت را زیر اثر بارهای خارجی نشان می‌دهد. لنگر لختی، سطح مقطع، ضریب کشسانی و طول تیر، به ترتیب، E, A, I و L می‌باشند. از اندازه‌های فنرهای متصل در دو سر عضو چشم‌پوشی می‌شود. اثر نرمی پیوند، به وسیله فنرهای دورانی به سختی R_1 و R_2 در دو سر تیر الگوسازی می‌گردد.

تا کنون رابطه‌های متفاوتی برای ضریب گیرداری ارائه شده است. باید آگاه بود، ویژگی مشترک آن‌ها وابستگی ناخطی این ضریب به سختی تیر و سختی پیوند می‌باشد. همچنین، ضریب گیرداری بین صفر و یک تغییر می‌کند. برای نمونه، Chan و Zhou رابطه (۱) را برای ضریب گیرداری و یا عامل کنترل سختی پیوند η ، معرفی نمودند [۱۹].

$$\eta = R / [R + 4(EI / L)] \quad (1)$$

Sekulovic و Salatic رابطه میان سختی پیوند و ضریب گیرداری را همانند رابطه (۲) نوشتند [۲۰]. این

پژوهش‌گران، سختی پیوند و ضریب گیرداری را، به ترتیب، با c_j و γ_j نشان دادند.

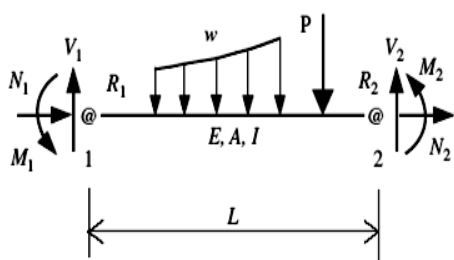
$$C_j = \frac{3EI}{L} \left(\frac{\gamma_j}{1-\gamma_j} \right); j=1,2 \quad (2)$$

پیش از این، یو و شاموگام، رابطه زیر را در تعریف ضریب گیرداری p_j به کار بستند [۲۱].

$$R_j = \frac{4EI}{L} \frac{3p_i}{4(1-p_i)}; j=1,2 \quad (3)$$

در این مقاله، رابطه میان سختی تیر-ستون و فنرهای آن را ضریب گیرداری r_j مشخص می‌کند [۲۲]:

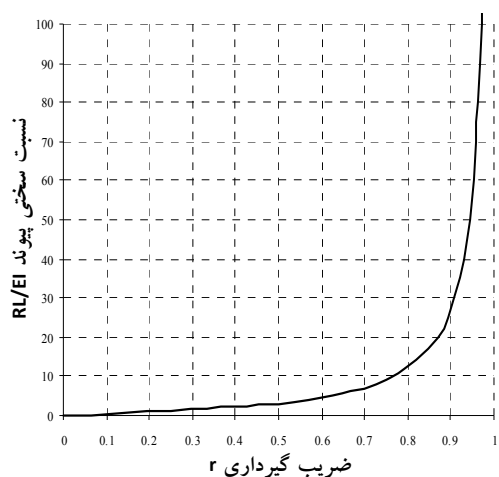
$$r_j = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{R_j L}}; j=1,2 \quad (4)$$



شکل (۳): الگوی عضو نیمه‌سخت زیر اثر بارهای خارجی

برای یک عضو سخت، مقدار ضریب گیرداری برابر یک ($r_j=1$) و برای عضو دو سر ساده، این ضریب برابر صفر است ($r_j=0$). بنابراین، در حالتی که پیوند نیمه‌سخت باشد، ضریب گیرداری بین صفر و یک خواهد بود. بر پایه رابطه (۴)، وابستگی میان ضریب گیرداری و سختی پیوند، ناخطی است. شکل (۴) چنین رابطه‌ای را نشان می‌دهد. بر پایه این شکل، هنگامی که ضریب گیرداری بین صفر و ۰/۵ باشد، رابطه، نزدیک به خطی است. با تعریف ضریب گیرداری، شرط‌های متفاوت دو سر عضو، مانند سخت-ساده، نیمه‌سخت-سخت و نیمه‌سخت-ساده به آسانی و با اختیار مقدارهای مناسب ضریب گیرداری برای دو سر آن‌ها به دست می‌آید. از این الگوی کلی، برای تحلیل قاب‌ها با هر ترکیبی از پیوندهای نیمه‌سخت، سخت





شکل (۴): نمودار نسبت سختی پیوند در برابر ضریب گیرداری

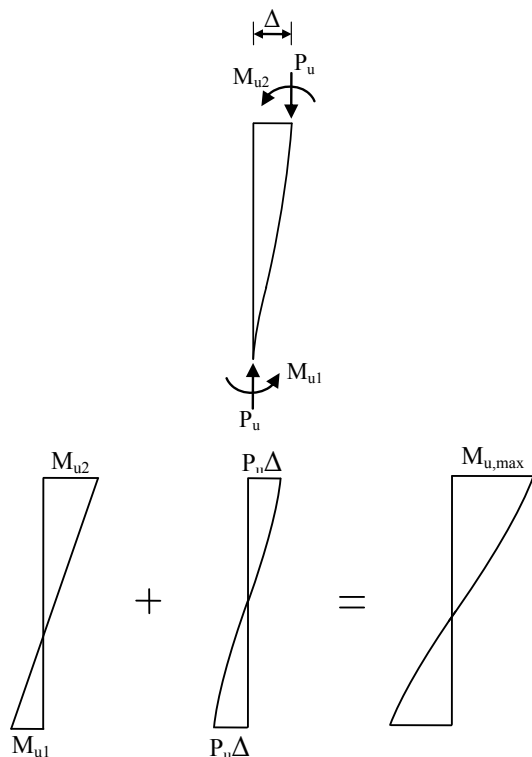
۲-۲- اثرهای مرتبه دوم

تیر-ستون‌های قاب‌ها زیر اثر لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارند. لنگر خمشی در تیر-ستون‌ها شامل لنگرهای مرتبه یکم و دوم می‌شود. لنگرهای مرتبه یکم در اثر بار جانبی متمرکز یا گسترده و لنگرهای مرتبه دوم از اثر نیروی محوری بر خیز عضوها به وجود می‌آیند. عامل‌هایی که سبب ایجاد لنگرهای مرتبه دوم می‌گردند، اثرهای مرتبه دوم نام دارند. در قاب‌ها، اثرهای مرتبه دوم $P-\Delta$ و $P-\delta$ اهمیت بیشتری دارند.

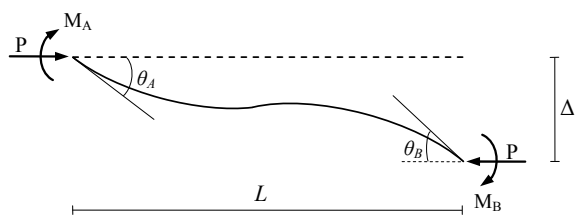
لنگرهای $P-\delta$ از کار نیروی محوری بر روی تغییرمکان‌های جانبی در طول عضو به وجود می‌آیند. این تغییرمکان‌ها نسبت به وتر وصل‌کننده دو سر عضو سنجیده می‌شوند. شکل (۵-الف) عضو مهار شده‌ای را نشان می‌دهد که زیر اثر خمش یک انحنایی قرار دارد. لنگر مرتبه یکم در طول عضو خطی می‌باشد؛ ولی لنگر مرتبه دوم آن ناخطی است. این حالت، در خمش دو انحنایی، همانند شکل (۵-ب) می‌باشد. خاطر نشان می‌کند، بسته به مقدار نیروی محوری و نسبت لنگرهای دو سر، لنگر بیشینه در طول عضو یا یکی از دو سر آن خواهد بود. باید دانست، برای وارد کردن اثر $P-\delta$ بایستی انحنای جزء را به‌هنگام نمود.

و ساده می‌توان بهره جست. به خاطر باید سپرد، ضریب گیرداری عضوها اهمیت زیادی در طراحی دارد. زیرا، یک برداشت فیزیکی از سختی پیوند را آشکار می‌سازد. همچنین، طراح به کمک آن و با یک روش ساده به مقایسه پاسخ عضوهای با پیوندهای نیمه‌سخت در برابر پیوندهای ساده یا سخت می‌پردازد. بر پایه شکل (۴)، هنگامی که سختی پیوند زیاد است، کاهش ضریب گیرداری، تغییر قابل توجهی را در سختی پیوند ایجاد نمی‌کند. برخلاف آن، در سختی‌های کم، افزایش اندک سختی پیوند، افزایش محسوسی در ضریب گیرداری را در پی خواهد داشت. بنابراین، یک پیوند ساده با سختی ناچیز، لنگر مقاوم قابل توجهی ایجاد می‌کند که می‌تواند برای سازه مفید باشد. در برابر آن، تلاش برای دستیابی به افزایش بیشتر سختی پیوند، بیش از محدوده پیوند سخت لازم نیست و اقتصادی نخواهد بود. زیرا، این ویژگی سبب تغییر ناچیزی در ضریب گیرداری می‌شود و در نتیجه، اثر قابل توجهی در پاسخ سازه نخواهد داشت [۲۳]. گریستل گزارش نموده است که تغییرهای نسبت سختی پیوند در طراحی ساختمان‌های معمولی با پیوندهای سخت، میان ۱۰ تا ۵۰ می‌باشد. بر این پایه، تغییر ضریب گیرداری بین ۰/۷۷ تا ۰/۹۴ خواهد بود [۲۴].

از دیدگاه فیزیکی، فنی که هیچ گونه لنگری را از تیر به ستون انتقال ندهد، پیوند ساده یا $R=1$ را الگوسازی می‌کند. در برابر آن، فنی که تمام لنگر سر تیر را به ستون منتقل کند، پیوند سخت یا $R=\infty$ را الگوسازی خواهد نمود. بر این پایه، فنی که بخشی از لنگر سر تیر را به ستون انتقال دهد، پیوند نیمه‌سخت را الگوسازی می‌نماید. آشکار است که سختی پیوندها به جزئیات اجرایی پیوند وابسته می‌باشد. برای آگاهی از جزئیات اجرایی پیوندهای خورجینی می‌توان به مرجع‌های [۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۸] و برای پیوندهای نیمه‌سخت به منابع [۸ و ۲۳] مراجعه نمود.



شکل (۶): اثر $P-\Delta$ بر تیر-ستون مهار شده



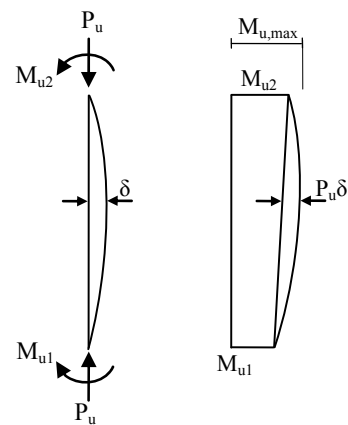
شکل (۷): عضو تیر-ستون با تغییر مکان

با نوشتن رابطه‌های تعادل و معادله دیفرانسیل اولر، تابع تغییر مکان به دست می‌آید. با یک بار مشتق‌گیری از آن و وارد کردن شرط‌های مرزی دوران در دو سر عضو، می‌توان نوشت:

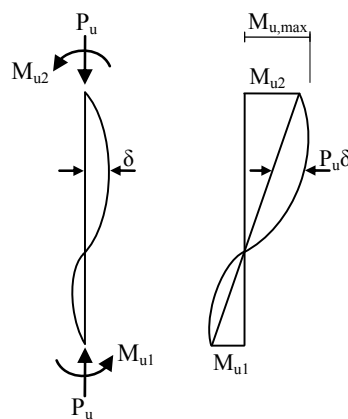
$$M_A = \frac{EI}{L} \left(S_{11}\theta_A + S_{12}\theta_B - (S_{11} + S_{12})\frac{\Delta}{L} \right) \quad (5)$$

$$M_B = \frac{EI}{L} \left(S_{21}\theta_A + S_{22}\theta_B - (S_{21} + S_{22})\frac{\Delta}{L} \right) \quad (6)$$

ضریب‌های S_{11} ، S_{12} ، S_{21} و S_{22} تابع‌های پایداری نام دارند و برای نیروی محوری فشاری به صورت زیر در می‌آیند:



الف- خمش یک انحنایی



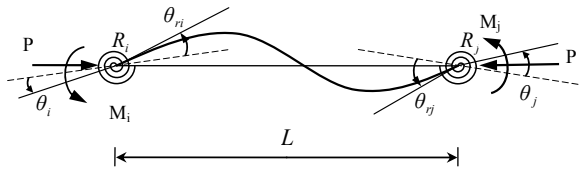
ب- خمش دو انحنایی

شکل (۵): اثر $P-\delta$ بر تیر-ستون مهار شده

لنگرهای $P-\Delta$ از کار نیروی محوری بر تغییر مکان نسبی دو سر عضو به وجود می‌آیند. شکل (۶) عضوی مهار نشده زیر اثر بارهای وزنی و جانبی را نشان می‌دهد. در این حالت نیز، لنگر مرتبه یکم خطی و لنگر مرتبه دوم، ناخطی می‌باشد. برای وارد کردن اثر $P-\Delta$ ، باید هندسه سازه را به‌هنگام نمود.

هر دو اثر $P-\delta$ و $P-\Delta$ را می‌توان به کمک تابع‌های پایداری وارد تحلیل نمود. برای این کار، از رابطه‌های ایستایی و معادله دیفرانسیل اولر بهره‌گیری می‌شود. برای نمونه، یک عضو تیر-ستون که همانند شکل (۷) تغییر مکان جانبی Δ دارد، زیر اثر لنگرهای گره‌ای M_A و M_B و نیز نیروی محوری P قرار می‌گیرد.

سختی پیوند وارد تحلیل می‌شود و بر پایه آن، ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت با بهره‌جویی از رابطه‌های شیب-افت و تابع‌های پایداری در دسترس قرار می‌گیرد. برای انجام این کار، تیر شکل (۸) زیر اثر لنگرهای انتهایی برای M_i و M_j و نیروی محوری فشاری P با پیوندهای مشخص در نظر گرفته می‌شود. این پیوندها به صورت فنرهای چرخشی الگوسازی شده و وجودشان سبب دوران‌های نسبی θ_{ri} و θ_{rj} در دو سر تیر می‌گردد.



شکل (۸): الگوی فنر برای پیوند نیمه‌سخت

چون در تحلیل کمانشی و محاسبه بار بحرانی، تنها به تغییرشکل‌های آبی قاب در نزدیکی موقعیت تغییرشکل نیافته توجه می‌گردد، بدیهی است که تنها سختی نخستین پیوند در نظر گرفته شود. بنابراین، با توجه به این که R_i و R_j سختی‌های نخستین پیوند در دو سر تیر هستند، چرخش نسبی میان گره و انتهای تیر (تغییرشکل دورانی پیوند) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\theta_{ri} = \frac{M_i}{R_i} ; \theta_{rj} = \frac{M_j}{R_j} \quad (12)$$

چنانچه، θ_i و θ_j دوران‌های گره در دو سر i و j باشند، در این صورت، رابطه‌های شیب-افت اصلاح شده، با توجه به پیوندهای موجود، به صورت زیر خواهد بود:

$$M_i = \frac{EI}{L} \left(S_{11}(\theta_i - \frac{M_i}{R_i}) + S_{12}(\theta_j - \frac{M_j}{R_j}) \right) \quad (13)$$

$$M_j = \frac{EI}{L} \left(S_{21}(\theta_i - \frac{M_i}{R_i}) + S_{22}(\theta_j - \frac{M_j}{R_j}) \right) \quad (14)$$

در رابطه‌های کنونی، EI سفتی خمشی تیر و L طول آن می‌باشند. عامل‌های S_{11} ، S_{12} ، S_{21} و S_{22} ، تابع‌های پایداری هستند که پیشتر معرفی شدند. با حل دو معادله پیشین، M_i و M_j به دست می‌آیند [۸]:

$$S_{11} = S_{22} = \frac{kL[\sin(kL) - kl \cos(kl)]}{2 - 2\cos(kl) - kl \sin(kl)} \quad (7)$$

$$S_{12} = S_{21} = \frac{kL[kL - \sin(kl)]}{2 - 2\cos(kl) - kl \sin(kl)} \quad (8)$$

در این رابطه‌ها، kL عامل ستون و برابر $k=(P/EI)^{1/2}$ می‌باشد. P نیروی محوری عضو و در حالت فشاری مثبت خواهد بود. اگر نیروی محوری کششی باشد، شکل کلی رابطه‌ها همانند پیش است و تنها تابع‌های پایداری به صورت زیر تغییر می‌یابند:

$$S_{11} = S_{22} = \frac{kL[kL \cosh(kL) - \sinh(kl)]}{2 - 2\cosh(kl) + kl \sinh(kl)} \quad (9)$$

$$S_{12} = S_{21} = \frac{kL[kL - \sinh(kl)]}{2 - 2\cosh(kl) + kl \sinh(kl)} \quad (10)$$

در ادامه، با بهره‌جویی از معادله‌های تعادل و رابطه‌های ماتریسی، ماتریس سختی یک عضو سخت با در نظر گرفتن اثرهای مرتبه دوم، همانند رابطه (۱۱) در دسترس قرار می‌گیرد. در این رابطه، E ضریب کشسانی و A و I به ترتیب، طول، سطح مقطع و لنگر لختی عضو هستند.

$$K_i^R = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{A}{I} & 0 & 0 & -\frac{A}{I} & 0 & 0 \\ \frac{12}{L^2} \phi_1 & \frac{6}{L} \phi_2 & 0 & -\frac{12}{L^2} \phi_1 & \frac{6}{L} \phi_2 & \\ & & 4\phi_3 & 0 & -\frac{6}{L} \phi_2 & 2\phi_4 \\ & & & \frac{A}{I} & 0 & 0 \\ Sym & & & & \frac{12}{L^2} \phi_1 & -\frac{6}{L} \phi_2 \\ & & & & & 4\phi_3 \end{bmatrix} \quad (10)$$

عامل‌های ϕ_1 ، ϕ_2 ، ϕ_3 و ϕ_4 نیز همان تابع‌های پایداری می‌باشند. این عامل‌ها، بسته به نیروی محوری عضو، به صورت تابع‌های مثلثاتی و سهمی‌گونه در دسترس قرار دارند. باید دانست، هنگامی که نیروی محوری عضو صفر است، تمامی این عامل‌ها برابر یک خواهند بود و ماتریس سختی تحلیل کشسان مرتبه اول به دست می‌آید [۸]. برای وارد نمودن اثرهای مرتبه دوم در تحلیل قاب‌های نیمه‌سخت دو راهکار کلی وجود دارد. در فن نخست،



در رابطه کنونی، Δ جابجایی نسبی دو سر عضو است. به طور مشابه، بین تغییر شکل محوری e و دوران‌های عضو θ_i و θ_j و نیز تغییر مکان‌های دو سر عضو d_i ($i=1 \dots 6$)، وابستگی زیر برقرار است:

$$\begin{bmatrix} e \\ \theta_i \\ \theta_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 1 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} \quad (22)$$

با ترکیب رابطه‌های بالا و نیز بهره‌گیری از رابطه نیرو-تغییر مکان عضو، رابطه میان نیروها و تغییر مکان‌های شکل (۹) به صورت فشرده زیر در می‌آید:

$$r = K_{EL}^{SR} d \quad (23)$$

در این رابطه، K_{EL}^{SR} ، ماتریس سختی و تری عضو نیمه سخت است. این ماتریس که در بر گیرنده اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند می‌باشد، به وسیله Chen و Lui ارائه و برای عضو نیمه سخت شکل (۹)، همانند رابطه (۲۴) نوشته می‌شود [۸]. عامل‌های به کار رفته در این ماتریس پیش از این معرفی گردیدند.

در شیوه دیگر، ضریب گیرداری به کار می‌رود و اثرهای مرتبه دوم نیز به صورت تقریبی و با برداشتن دو جمله یکم دنباله تیلور عامل‌های ϕ_1 تا ϕ_4 ، وارد تحلیل می‌شوند [۲۵]. در هر یک از این فن‌ها، ماتریس سختی به صورت صریح ارائه گردیده است. باید افزود، Sekulovic و Salatic در سال ۲۰۰۱، با بهره‌جویی از روش اجزای محدود و تابع‌های پایداری، ماتریس سختی عضو نیمه سخت را با وارد کردن اثرهای مرتبه دوم، کوتاه شدگی ناشی از خمش و برون‌محوری پیوند، به صورت کلی ارائه نمودند [۲۰].

$$M_i = \frac{EI}{L} (S_{11}^* \theta_i + S_{12}^* \theta_j) \quad (15)$$

$$M_j = \frac{EI}{L} (S_{21}^* \theta_i + S_{22}^* \theta_j) \quad (16)$$

در این رابطه‌ها، تابع‌های پایداری اصلاح شده S_{11}^* ، S_{12}^* ، S_{21}^* و S_{22}^* و عامل R^* به صورت زیر تعریف می‌شوند:

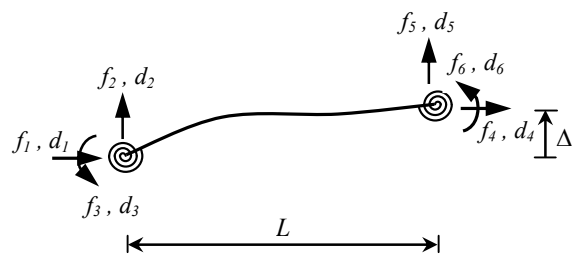
$$S_{11}^* = \left(S_{11} + \frac{EI}{LR_2} S_{11}^2 - \frac{EI}{LR_2} S_{12}^2 \right) / R^* \quad (17)$$

$$S_{22}^* = \left(S_{22} + \frac{EI}{LR_1} S_{22}^2 - \frac{EI}{LR_1} S_{21}^2 \right) / R^* \quad (18)$$

$$S_{12}^* = S_{21}^* = \frac{S_{12}}{R^*} \quad (19)$$

$$R^* = \left(1 + \frac{EI}{LR_1} S_{11} \right) \left(1 + \frac{EI}{LR_2} S_{22} \right) - \left(\frac{EI}{L} \right)^2 \left(\frac{S_{12}^2}{R_1 R_2} \right) \quad (20)$$

از سوی دیگر، رابطه‌های کنونی را می‌توان در رابطه سختی عضوی با شش درجه آزادی، همانند شکل (۹)، وارد کرد و نتیجه زیر را میان نیروهای دو سر آن f_i ($i=1 \dots 6$)، به دست آورد:



شکل (۹): نیروهای گیرداری و تغییر شکل‌های گرهی عضو نیمه سخت

$$\begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & \frac{1}{L} \\ 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P \\ M_i \\ M_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{P\Delta}{L} \\ 0 \\ -\frac{P\Delta}{L} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (21)$$

$$K_i^{SR} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{A}{I} & 0 & 0 & \frac{-A}{I} & 0 & 0 \\ \frac{(S_{11}^* + 2S_{12}^* + S_{22}^*) - (kL)^2}{L^2} & \frac{(S_{11}^* + S_{12}^*)}{L} & 0 & \frac{-(S_{11}^* + 2S_{12}^* + S_{22}^*) + (kL)^2}{L^2} & \frac{(S_{12}^* + S_{22}^*)}{L} \\ & S_{11}^* & 0 & \frac{-(S_{11}^* + S_{12}^*)}{L} & S_{12}^* \\ & & \frac{A}{L} & 0 & 0 \\ Sym & & & \frac{(S_{11}^* + 2S_{12}^* + S_{22}^*) - (kL)^2}{L^2} & \frac{-(S_{12}^* + S_{22}^*)}{L} \\ & & & & S_{22}^* \end{bmatrix} \quad (24)$$

ساده و سخت ضعف دارد. در حالی که با ماتریس پیشنهادی رابطه (25) این ضعف برطرف می‌گردد. درایه‌های مخالف صفر ماتریس سختی پیشنهادی به قرار زیراند:

$$K_{11} = K_{44} = -K_{14} = \frac{AH}{I} \quad (26)$$

$$K_{22} = K_{55} = -K_{25} = \frac{36\phi_2}{L^2} [3r_1r_2 + (r_1 + r_2 - 2r_1r_2)(2\phi_3 - \phi_4)] - \frac{\rho}{L^2} \quad (27)$$

$$K_{23} = -K_{35} = \frac{18\phi_2}{L} [3r_1r_2 + 2r_1(1-r_2)(2\phi_3 - \phi_4)] \quad (28)$$

$$K_{26} = -K_{56} = \frac{18\phi_2}{L} [3r_1r_2 + 2r_2(1-r_1)(2\phi_3 - \phi_4)] \quad (29)$$

$$K_{33} = 36[r_1r_2\phi_3 + r_1(1-r_2)\phi_2(2\phi_3 - \phi_4)] \quad (30)$$

$$K_{36} = 18r_1r_2\phi_4 \quad (31)$$

$$K_{66} = 36[r_1r_2\phi_3 + r_2(1-r_1)\phi_2(2\phi_3 - \phi_4)] \quad (32)$$

عامل بدون یکای H به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$H = [3r_1 + 4\phi_3(1-r_1)][3r_2 + 4\phi_3(1-r_2)] - 4\phi_4^2(1-r_1)(1-r_2) \quad (33)$$

در رابطه‌های کنونی، r_1 و r_2 ضریب‌های گیرداری دو سر عضو، E ضریب کشسانی و A و I به ترتیب، طول،

۲-۳- ماتریس سختی پیشنهادی

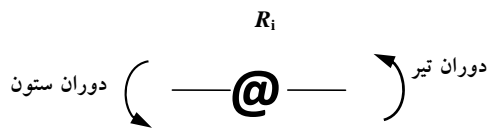
اینک، ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت، با وارد کردن اثرهای مرتبه دوم ($P-\delta$ و $P-A$) و نرمی پیوند، همانند رابطه (25) پیشنهاد می‌گردد. ویژگی اصلی این ماتریس، کلی بودن آن می‌باشد. زیرا، توانایی الگوسازی یک عضو با هر گونه پیوندی را دارد. همچنین، نسبت به ماتریس‌های مشابه از دقت و کارایی بیشتری برخوردار است. یادآوری می‌کند، می‌توان از این ماتریس برای تحلیل‌های مرتبه دوم و پایداری قاب‌های نیمه‌سخت بهره جست.

$$K_i^{SR} = \frac{EI}{HL} \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & 0 & K_{14} & 0 & 0 \\ & K_{22} & K_{23} & 0 & K_{25} & K_{26} \\ & & K_{33} & 0 & K_{35} & K_{36} \\ & & & K_{44} & 0 & 0 \\ Sym. & & & & K_{55} & K_{56} \\ & & & & & K_{66} \end{bmatrix} \quad (25)$$

باید افزود، این ماتریس، مشابه رابطه (24) می‌باشد. با این تفاوت که برای وارد نمودن اثر نرمی پیوند از ضریب گیرداری و برای وارد کردن اثرهای مرتبه دوم از تابع‌های پایداری ϕ_1 ، ϕ_2 ، ϕ_3 و ϕ_4 بهره‌جویی می‌شود. به سخن دیگر، ماتریس پیشنهادی، با جایگزینی ضریب گیرداری به جای سختی پیوند و انجام عملیات ریاضی و ساده نمودن درایه‌های رابطه ماتریس Chen و Lui به دست می‌آید. این کار با بهره‌جویی از نرم‌افزار Maple انجام پذیرفت. آشکار است، ماتریس رابطه (24) در الگوسازی صریح عضوهای



و نیز دوران‌های تیر و ستون متصل به آن گره را در بر می‌گیرد.



شکل (۱۰): الگوی رایج پیوند خورجینی

به سخن دیگر، پس از سوار نمودن ماتریس سختی تیرها و ستون‌ها، ماتریس سختی پیوند خورجینی را همانند رابطه (۴۰) به درجه‌های آزادی متناظر در ماتریس سختی سازه می‌افزایند. در این رابطه، R_i سختی پیوند خورجینی در گره i ام می‌باشد.

$$K_i^{Kh} = \begin{bmatrix} R_i & -R_i \\ -R_i & R_i \end{bmatrix} \quad (40)$$

در فن پیشنهادی، نخست، کلیه پیوندها نیمه‌سخت پنداشته می‌شوند. سپس، سختی پیوندهای دهانه‌های کناری برابر با سختی پیوند خورجینی و سختی پیوندهای میانی، نصف سختی پیوندهای خورجینی منظور می‌گردند. در نتیجه، سازه با پیوند خورجینی، همانند یک سازه با پیوندهای نیمه‌سخت الگوسازی می‌شود. این شیوه در شکل (۱۱) به نمایش در آمده است. خاطر نشان می‌کند، روش پیشنهادی، پیوندهای خورجینی را به پیوندهای نیمه‌سخت تبدیل می‌کند. از ستون‌های میانی در رابطه‌سازی پیشنهادی بهره‌جویی می‌شود و شیب تیرهای میانی وارد کار نمی‌گردند. چون در راهکار نویسندگان پیوستگی تیر از بین می‌رود، نخست، باید دوران ستون میانی در دسترس قرار گیرد. سپس، دوران تیر میانی با در اختیار داشتن دوران ستون میانی و بر پایه‌ی سختی پیوند خورجینی برقرار می‌گردد. بنابراین، سازگاری دوران‌های دو سر پیوند خورجینی به کمک ستون حفظ خواهد شد. بر این پایه، تحلیل قاب‌های خورجینی، همانند قاب‌های نیمه‌سخت و با سه درجه آزادی در هر گره، صورت می‌پذیرد. همچنین، به جای وارد نمودن سختی پیوند خورجینی، می‌توان از ضریب گیرداری بهره جست. بر پایه روش پیشنهادی،

سطح مقطع و لنگر لختی عضو می‌باشند. تابع‌های ϕ_1 ، ϕ_2 ، ϕ_3 و ϕ_4 به صورت زیر تعریف می‌گردند:

$$\phi_1 = \frac{\rho\sqrt{\rho} \sin(\sqrt{\rho})}{12\phi_c} \quad (34)$$

$$\phi_2 = \frac{\rho(1 - \cos(\sqrt{\rho}))}{6\phi_c} \quad (35)$$

$$\phi_3 = \frac{\sqrt{\rho}(\sin(\sqrt{\rho}) - \sqrt{\rho} \cos(\sqrt{\rho}))}{4\phi_c} \quad (36)$$

$$\phi_4 = \frac{\sqrt{\rho}(\sqrt{\rho} - \sin(\sqrt{\rho}))}{2\phi_c} \quad (37)$$

$$\phi_c = 2 - 2\cos(\sqrt{\rho}) - \sqrt{\rho} \sin(\sqrt{\rho}) \quad (38)$$

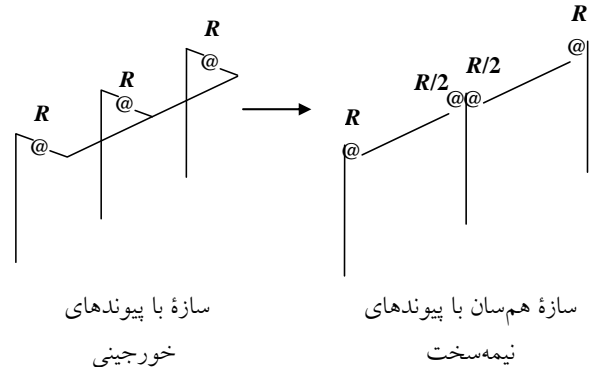
$$\rho = \frac{PL^2}{EI} \quad (39)$$

در این رابطه‌ها، P نیروی محوری عضو و در حالت فشاری مثبت است. باید افزود، رابطه‌های مشابهی را می‌توان برای نیروی محوری کششی ارائه نمود. آشکار است، هنگامی که ضریب‌های گیرداری دو سر عضو، برابر یک باشند، ماتریس رابطه (۱۱) به دست می‌آید.

۳- روش پیشنهادی برای تحلیل قاب‌های خورجینی

آن گونه که آمد، پیوند خورجینی گونه‌ای از پیوندهای نیمه‌سخت است. با این تفاوت که در آن، تیرها یکسره هستند و در دهانه‌های کناری به تنهایی کار نمی‌کنند. به همین دلیل، آن را پیوند نیمه‌سخت پیوسته می‌نامند. با وجود این، همواره در تحلیل این گونه قاب‌ها، پیوند خورجینی را با یک فنر پیچشی، که سختی دورانی و نمودارهای لنگر- دوران آن از نتیجه‌های آزمایشگاهی به دست می‌آید، الگوسازی می‌نمایند. همانند شکل (۱۰)، این فنر، درجه آزادی دورانی تیر و ستون را به هم وابسته می‌کند. بر این پایه، پژوهش‌گران سختی پیوند را وارد تحلیل می‌کنند و با تعریف چهار درجه آزادی در هر گره، به تحلیل قاب‌های خورجینی می‌پردازند [۱۱، ۱۴-۱۲ و ۱۶]. این چهار درجه آزادی، جابجایی‌های افقی و قائم گره

رابطه‌های تحلیلی که تا کنون درباره قاب‌های نیمه‌سخت ارائه شده‌اند، قابل گسترش برای قاب‌های خورجینی می‌باشد. بنابراین، تحلیل قاب‌های خورجینی با بهره‌جویی از ماتریس سختی پیشنهادی نیز امکان‌پذیر می‌باشد.



شکل (۱۱): چگونگی تبدیل سازه با پیوندهای خورجینی به سازه با پیوندهای نیمه‌سخت

وضعیت، یک حالت تعادلی نزدیک به موقعیت تغییرشکل نیافته‌ی نخستین قاب را به دست می‌دهد. بنابراین، برای تعیین بار بحرانی، باید رابطه‌های تعادل قاب را بر پایه وضعیت تغییرشکل یافته قاب نوشت. این حالت، اثرهای مرتبه دوم را نیز در بر می‌گیرد. به سخن دیگر، رابطه (۲۵) برای انجام این تحلیل به کار می‌رود. از سوی دیگر، تحلیل پایداری، تنها به تغییرشکل‌های آنی در نزدیکی وضعیت تغییرشکل نیافته قاب نیاز دارد. بنابراین، تنها سختی نخستین پیوند برای تحلیل پایداری لازم خواهد بود. به این ترتیب، با در اختیار داشتن ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت، ماتریس سختی تیرها و ستون‌ها به دست می‌آیند. به دنبال آن، ماتریس سختی سازه، K ، پس از برهم‌نهی و وارد نمودن شرط‌های مرزی، در دسترس قرار می‌گیرد. سرانجام، می‌توان بار بحرانی را از معادله مشخصه زیر حساب نمود:

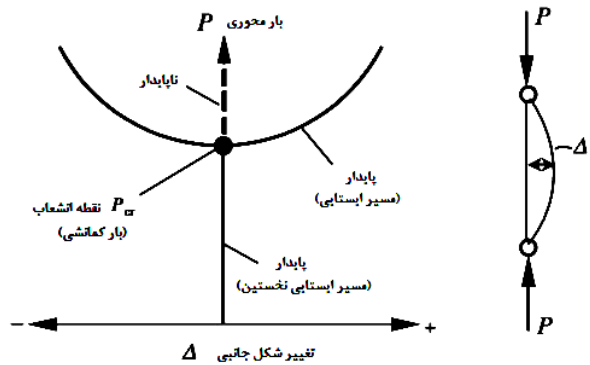
$$\det[K]=0 \quad (41)$$

به سخن دیگر، برای یافتن بار بحرانی یک سازه، بایستی کمترین مقدار ویژه ماتریس سازه را به دست آورد. آشکار است، این کار به کمک روش‌های عددی و با آزمون و خطا انجام می‌پذیرد. برنامه رایانه‌ای نویسندگان اثرهای مرتبه دوم تابع‌های پایداری را وارد تحلیل می‌کند. همچنین، ماتریس سختی پیشنهادی را به کار می‌گیرد. گونه‌های مختلف پیوند تیر به ستون بر پایه ضریب گیرداری وارد تحلیل می‌گردند. این برنامه، توانایی یافتن بار بحرانی قاب‌های فولادی دو بعدی با سه درجه آزادی در هر گره را دارد. به سخن دیگر، با پایدار پنداشتن همه عضوهای قاب، پایداری کل سازه بررسی می‌گردد.

یادآوری می‌کند، در یکی از پژوهش‌های سال ۲۰۰۵، Raftoyiannis، به بررسی اثر گره‌های نیمه‌سخت و سامانه مهاربند کشسان بر روی بار کمانشی قاب‌های فولادی مستطیلی ساده پرداخت. وی با بهره‌جویی از تحلیل پایداری و حل معادله‌های دیفرانسیل حاکم بر قاب یک دهانه و یک طبقه با تکیه‌گاه‌های گیردار و ساده، به یافتن بار کمانشی قاب‌های نیمه‌سخت پرداخت [۲۶]. پیش از آن، Li و Mativo در سال ۲۰۰۰، یک راهکار تقریبی

۴- تحلیل پایداری (کمانشی)

در تحلیل پایداری قاب‌های نیمه‌سخت، بار حالت تعادل دوشاخه‌ای (انشعابی) سازه مشخص می‌شود. این بار را بار بحرانی می‌نامند. شکل (۱۲) نمونه‌ای از این حالت را برای یک ستون دو سر ساده نشان می‌دهد.



شکل (۱۲): بار حالت دوشاخه‌ای (انشعابی) ستون دو سر ساده

در یک تحلیل کمانشی، قاب را پیش از رسیدن به بار بحرانی، بدون تغییرشکل می‌پندارند. همچنین، قاب از نظر هندسی کامل پنداشته می‌شود که هیچ‌گونه لنگر نخستین در آن وجود ندارد. هنگامی که بار به مقدار بحرانی می‌رسد، قاب کمی تغییرشکل دارد، به گونه‌ای که این



بر پایه داده‌های آماری، برای برآورد بار بیشینه قاب‌های نیمه‌سخت ارائه نمودند [۲۷].

۵- نمونه‌های عددی

در این بخش برای واریاسیون درستی ماتریس سختی و نیز اعتبار روش پیشنهادی، چند نمونه عددی تحلیل می‌گردند و پاسخ‌ها با نتیجه‌های دیگر پژوهشگران، مقایسه می‌شوند. همچنین، مقایسه‌ای میان بار بحرانی قاب‌های خورجینی و قاب‌های نیمه‌سخت صورت می‌پذیرد. باید افزود، رفتار همه نمونه‌های عددی در گستره خطی مواد قرار دارند.

۵-۱- تحلیل قاب‌های خورجینی با شیوه پیشنهادی

Moghaddam و kohian در سال ۱۳۷۴، تحلیل مرتبه یکم قاب خورجینی دو طبقه یک دهانه شکل (۱۳) را زیر اثر بارهای گسترده و جانبی با برنامه رایانه‌ای خود و نرم‌افزار SAP 90 انجام دادند [۱۶]. آن‌ها نشان دادند که پاسخ‌های برنامه و نرم‌افزار یکسانند. در این مسأله، مقطع‌های تیرها و ستون‌ها همانند و مساحت و لنگر لختی آن‌ها، به ترتیب، برابر با 0.004 m^2 و $20 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ می‌باشند. این پژوهشگران، سختی پیوندهای خورجینی را بر پایه نتیجه‌های آزمایشگاهی 8 kg.m/rad و 2×10 و ضریب کشسانی فولاد را 10 kg/m^2 پنداشتند.

جدول (۱) و (۲)، به ترتیب، تغییر مکان‌ها (بر حسب سانتی‌متر و رادیان) و نیروهای داخلی (بر حسب کیلوگرم در متر) این سازه را با بهره‌جویی از فن رایج تحلیل قاب‌های خورجینی در مقایسه با روش پیشنهادی نشان می‌دهد. آشکار است، پاسخ‌های به دست آمده هر دو شیوه، یکسان هستند.

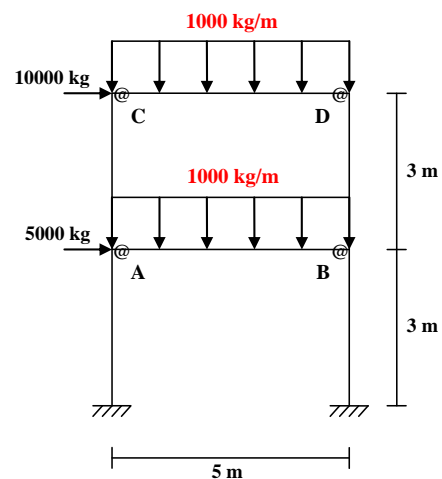
جدول (۱): تغییر مکان‌های قاب دو طبقه یک دهانه با پیوندهای خورجینی

روش پیشنهادی	تغییر مکان	روش Moghaddam و kohian
۸/۸۳۹۰	۸/۸۳۹۱	جابجایی افقی A
۰/۰۱۳۲	۰/۰۱۳۲	جابجایی قائم A
-۳/۳۱۳۹	-۳/۳۱۳۹	دوران A
۸/۸۲۸۰	۸/۸۲۸۰	جابجایی افقی B
-۰/۰۴۸۹	-۰/۰۴۸۹	جابجایی قائم B
-۳/۱۰۷۰	-۳/۱۰۷۱	دوران B
۱۹/۶۸۱۰	۱۹/۶۸۱۱	جابجایی افقی C
۰/۰۱۷۰	۰/۰۱۷۰	جابجایی قائم C
-۲/۴۵۶۸	-۲/۴۵۶۸	دوران C
۱۹/۶۹۴۶	۱۹/۶۹۴۶	جابجایی افقی D
-۰/۰۷۰۶	-۰/۰۷۰۶	جابجایی قائم D
-۱/۹۹۰۷	-۱/۹۹۰۷	دوران D

جدول (۲): نیروهای داخلی تیرهای قاب دو طبقه یک دهانه

با پیوندهای خورجینی

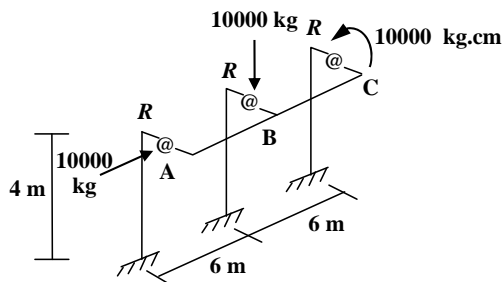
روش پیشنهادی	روش مقدم و کوهیان	نیرو
-۱۸۶۰	-۱۸۶۰	نیروی محوری AB
-۲۶۵۰	-۲۶۵۰	برش AB
۷۶۵۰	۷۶۵۰	برش BA
-۱۱۱۱۲	-۱۱۱۱۲	لنگر AB
-۱۴۶۳۶	-۱۴۶۳۶	لنگر BA
-۵۹۲۰	-۵۹۲۰	نیروی محوری CD
-۱۰۵۳	-۱۰۵۳	برش CD
۶۰۵۳	۶۰۵۳	برش DC
-۷۳۲۱	-۷۳۲۱	لنگر CD
-۱۰۴۴۲	-۱۰۴۴۲	لنگر DC



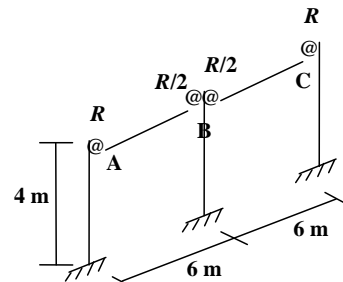
شکل (۱۳): قاب دو طبقه یک دهانه با پیوندهای خورجینی زیر اثر بارهای گسترده و جانبی



ترتیب، IPE22 و IPB14 می‌باشند. سختی پیوند خورجینی و ضریب کشسانی فولاد، به ترتیب، مقدارهای kg.m/rad و 2×10^4 و $2 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$ را دارند. در جدول (۳)، جابجایی‌های این قاب (بر حسب سانتی‌متر و رادیان)، در برابر روش پیشنهادی می‌آید. این نمونه عددی نیز درستی راهکار پیشنهادی را آشکار می‌سازد.



سازه با پیوندهای خورجینی



سازه هم‌سان با پیوندهای نیمه‌سخت

شکل (۱۴): قاب یک طبقه دو دهانه با پیوندهای خورجینی زیر اثر بارهای گرهی

می‌نماید. باید افزود، تفاوت میان پاسخ‌ها به سبب چگونگی و دقت وارد کردن اثرهای مرتبه دوم می‌باشد.

۳-۵- مقایسه بار بحرانی قاب‌های خورجینی و نیمه‌سخت

در این بخش، قاب دو طبقه و دو دهانه شکل (۱۹)، تحلیل می‌شود و بار بحرانی آن در حالت‌هایی که پیوند تیرها به ستون‌ها نیمه‌سخت و خورجینی است به دست می‌آید. نتیجه‌ها در جدول (۶) و (۷) می‌آیند. باید افزود، در هر یک از این حالت‌ها، مشخصه‌های هندسی و مکانیکی اعضا و نیز سختی پیوندها یکسان هستند. مقطع تیرها همانند و سطح مقطع و لنگر لختی آن‌ها، به ترتیب، برابر 0.004 m^2 و $30 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ می‌باشند. مقطع ستون‌ها نیز یکسان و سطح مقطع و لنگر لختی آن‌ها، به ترتیب، برابر 0.003 m^2 و $15 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ می‌باشند. همچنین، سختی پیوندهای خورجینی و نیمه‌سخت مشابه و از صفر (ساده) تا 10^{15} kg.m/rad (گیردار) تغییر می‌کنند. نتیجه‌ها نشان می‌دهند که در این گونه تحلیل کمانشی، پاسخ قاب‌های خورجینی، میان دو حالت ساده و سخت و نزدیک به قاب‌های نیمه‌سخت می‌باشد. با وجود این، مقدار بار

جدول (۳): تغییر مکان‌های قاب یک طبقه دو دهانه

با پیوندهای خورجینی

تغییر مکان	روش رایج	روش پیشنهادی
جابجایی افقی A	۱/۱۳۸۸	۱/۱۳۸۸
جابجایی قائم A	۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۰۶
دوران A	-۰/۰۰۳۰	-۰/۰۰۳۰
جابجایی افقی B	۱/۱۳۴۳	۱/۱۳۴۳
جابجایی قائم B	-۰/۰۰۵۷	-۰/۰۰۵۷
دوران B	-۰/۰۰۲۷	-۰/۰۰۲۷
جابجایی افقی C	۱/۱۳۲۲	۱/۱۳۲۱
جابجایی قائم C	-۰/۰۰۰۶	-۰/۰۰۰۶
دوران C	-۰/۰۰۳۰	-۰/۰۰۳۰

۲-۵- درستی ماتریس سختی پیشنهادی

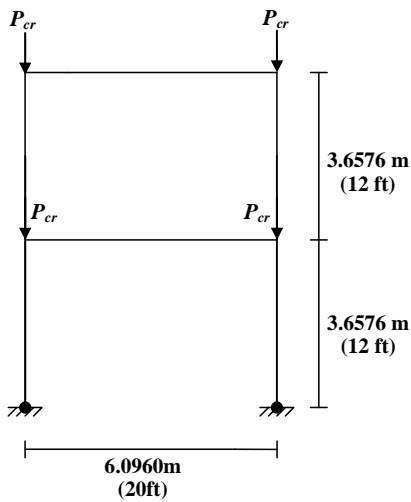
درستی ماتریس سختی پیشنهادی، با یافتن بار بحرانی چهار سازه نمونه واریسی می‌گردد. مشخصه‌های هر یک از این نمونه‌ها در جدول (۴) و شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) می‌آیند. نتیجه‌های جدول (۵) نشان می‌دهد که ماتریس سختی پیشنهادی به درستی و در پاره‌ای از سازه‌ها با دقت بیشتری، اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند را وارد تحلیل

نیمه‌سخت، چنین رفتاری را در محدوده ضریب گیرداری ۰/۳ تا ۰/۷ از خود نشان می‌دهد. باید افزود، بارهای بحرانی به دست آمده از تحلیل قاب خورجینی به روش رایج و فن پیشنهادی یکسان می‌باشند.

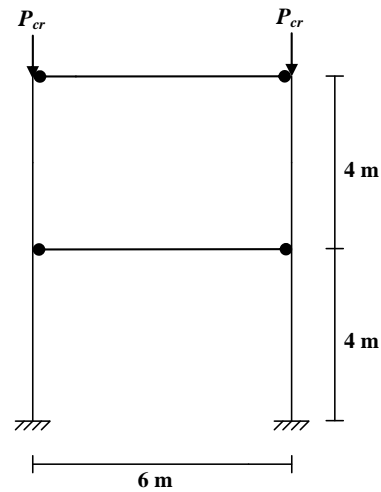
کمانشی یک قاب خورجینی همواره از قاب نیمه‌سخت مشابه، کمتر خواهد بود. این ویژگی در شکل (۲۰) دیده می‌شود. از سوی دیگر، با توجه به شکل (۲۱)، تغییرهای بار بحرانی قاب خورجینی در برابر ضریب گیرداری، به طور تقریبی، خطی می‌باشد. خاطر نشان می‌کند، قاب

جدول (۴): مشخصه‌های مقطع‌ها و پیوندهای نمونه‌های ۱ تا ۴

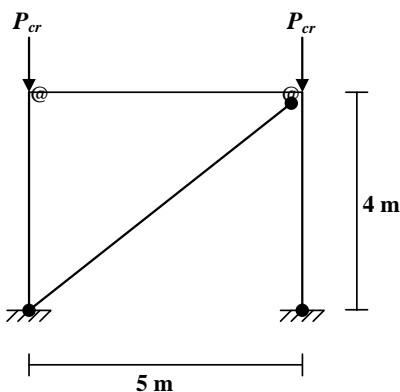
شماره نمونه	وضعیت تکیه‌گاهی	مقطع تیرها	مقطع ستون‌ها	مقطع مهاربندها	ضریب کشسانی (GPa)	سختی پیوندها (kg.m/rad)	ضریب گیرداری	منبع
۱	گیردار	IPE22	IPB14	---	۲۱۰	۰	۰	[۲۰]
۲	ساده	W14×48	W12×96	---	۲۰۰	∞	۱	[۲۳]
۳	گیردار	IPE30	HEA24	---	۲۱۰	۷۵۵۶۶۰/۱۸۵	۰/۴۱۷۷۱۸۵	[۲۶]
۴	ساده	IPE30	HEA24	L60×6	۲۱۰	۷۵۵۶۶۰/۱۸۵	۰/۴۱۷۷۱۸۵	[۲۶]



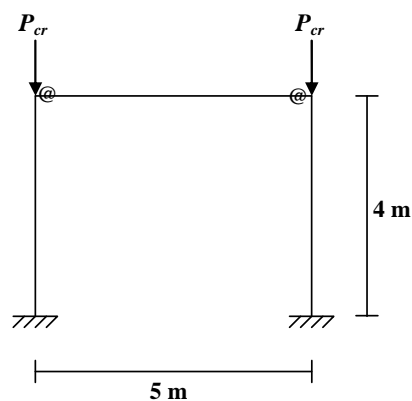
شکل (۱۶): قاب نمونه ۲



شکل (۱۵): قاب نمونه ۱



شکل (۱۸): قاب نمونه ۴



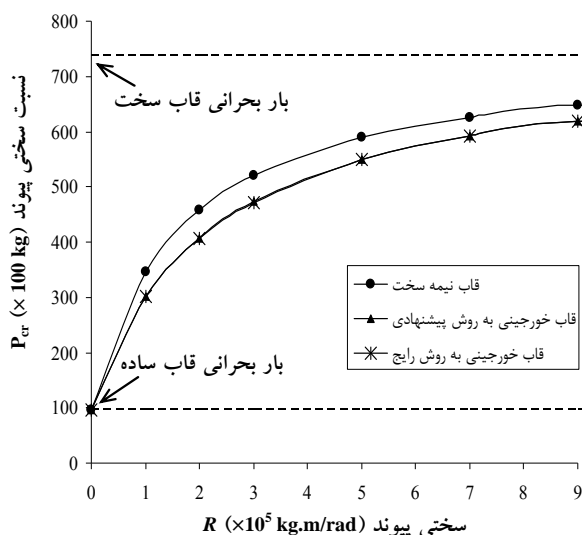
شکل (۱۷): قاب نمونه ۳



جدول (۷): بار بحرانی قاب دو طبقه دو دهانه با پیوندهای

خورجینی

بار بحرانی P_{cr} (kg)	ضریب گیرداری r		سختی پیوند R ($10^5 \times \text{kg.m/rad}$)
	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	
۹۶۹۰	۰	۰	۰
۳۰۱۵۰	۰/۱۴۲۹	۰/۲۵۰۰	۱
۴۰۷۵۰	۰/۲۵۰۰	۰/۴۰۰۰	۲
۴۷۳۱۰	۰/۳۳۳	۰/۵۰۰۰	۳
۵۴۹۷۰	۰/۴۵۴۵	۰/۶۲۵۰	۵
۵۹۲۶۰	۰/۵۳۸۴	۰/۷۰۰۰	۷
۶۱۹۸۰	۰/۶۰۰۰	۰/۷۵۰۰	۹
۷۳۸۳۰	۱	۱	10^7



شکل (۲۰): نمودار بار بحرانی قاب دو طبقه دو دهانه در برابر

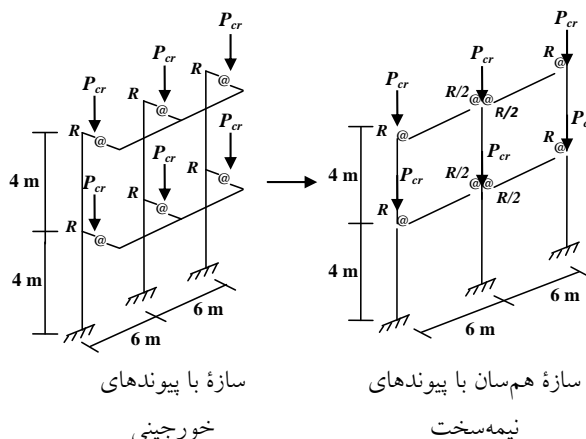
سختی پیوند

۶- نتیجه گیری

آن گونه که آمد، وارد نمودن اثر نرمی پیوند در تحلیل قاب‌ها ضروری است. برای انجام این کار، می‌توان از ضریب گیرداری بهره جست. ضریب گیرداری عضوها اهمیت زیادی در طراحی دارد. زیرا، یک برداشت فیزیکی از سختی پیوند را آشکار می‌سازد. همچنین، طراح به کمک آن و با یک روش ساده به مقایسه پاسخ عضوهای با

جدول (۵): بار بحرانی نمونه‌های ۱ تا ۴

بار بحرانی (P_{cr} (kg)		شماره نمونه
روش پیشنهادی	منبع	
۱۲۳۰۰	۱۲۲۰۰	۱
۳۳۲۱۰۰	۳۳۱۹۰۰	۲
۴۶۵۶۰۰	۴۶۵۸۰۰	۳
۱۱۶۵۴۰۰	۱۱۶۴۷۰۰	۴



سازه با پیوندهای
خورجینی

سازه هم‌سان با پیوندهای
نیمه‌سخت

شکل (۱۹): قاب دو طبقه دو دهانه

جدول (۶): بار بحرانی قاب دو طبقه دو دهانه با پیوندهای

نیمه‌سخت

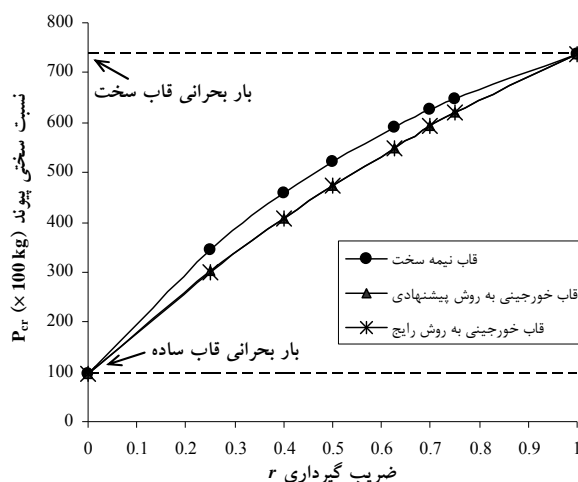
بار بحرانی P_{cr} (kg)	ضریب گیرداری r		سختی پیوند R ($10^5 \times \text{kg.m/rad}$)
	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	
۹۶۹۰	۰	۰	۰
۳۴۵۹۰	۰/۲۵۰	۰/۲۵۰	۱
۴۵۸۰۰	۰/۴۰۰	۰/۴۰۰	۲
۵۲۱۷۰	۰/۵۰۰	۰/۵۰۰	۳
۵۹۰۵۰	۰/۶۲۵	۰/۶۲۵	۵
۶۲۶۵۰	۰/۷۰۰	۰/۷۰۰	۷
۶۴۸۶۰	۰/۷۵۰	۰/۷۵۰	۹
۷۳۸۳۰	۱	۱	10^7

Flexibility of connection	نرمی پیوند
Khorjini connection	پیوند خورجینی
Linear model	الگوی خطی
Maximum load	بار بیشینه
Pinned connection	پیوند ساده
Plane steel frame	قاب فولادی دو بعدی
Rigid connection	پیوند سخت
Second-order effects	اثرهای مرتبه دوم
Semi-rigid connection	پیوند نیمه سخت
Stability analysis	تحلیل پایداری
Stability functions	تابع‌های پایداری
Stiffness of connection	سختی پیوند
Stiffness matrix	ماتریس سختی

۷- مراجع

- [1] Canadian Standards Association (2001), Steel Structures (Limit States Design), CAN/CSA-S16-01, Toronto, Ontario.
- [2] Commission of the European Communities (1992), Eurocode No. 3, Design of Steel Structures, Brussels.
- [3] AISC (1989), Allowable Stress Design, American Institute of Steel Construction, ninth edition, Chicago, IL.
- [4] AISC (2001), Load and Resistance Factor Design Specification, American Institute of Steel Construction, third edition, Chicago, IL.
- [5] Chan, S.L. and Chui, P.P.T. (2000), "Nonlinear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections", Elsevier Science, Amsterdam.
- [6] Faella, C., Piluso, V. and Rizzano, G. (2000), "Structural Steel Semirigid Connections : Theory, Design and Software", CRC Press, Boca Raton, FL.
- [7] Kishi, N. and Chen, W.F. (1990), "Moment-Rotation Relations of Semi-Rigid Connections with Angles", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 7, pp. 1813-1834.
- [8] Chen, W.F. and Lui, E.M. (1991), "Stability Design of Steel Frame", CRC Press, Boca Raton, FL.
- [9] Mohamadi-Shooreh, M.R. and Mofid, M. (2008), "Parametric Analyses on the Initial Stiffness of Flush End-Plate Splice Connections using FEM", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 1129-1141.

[۱۰] آقاچوک، ع. و وشکینی، پ. (۱۳۸۲)، "مطالعه آزمایشگاهی شکل‌پذیری قاب‌های فولادی دارای اتصالات



شکل (۲۱): نمودار بار بحرانی قاب دو طبقه دو دهانه در برابر ضریب گیرداری

پیوندهای نیمه سخت در برابر پیوندهای ساده یا سخت می‌پردازد.

پیوند خورجینی گونه‌ای از پیوندهای نیمه سخت است. رابطه تحلیلی میان این دو پیوند، بسیار اهمیت دارد. در این مقاله، شیوه‌ای نوین برای تحلیل قاب‌هایی خورجینی پیشنهاد شد و وابستگی میان این دو پیوند آشکار گردید.

به کارگیری رابطه‌های تحلیلی قاب‌های نیمه سخت برای قاب‌های خورجینی، از برتری‌های فن پیشنهادی است.

ماتریس سختی هندسی، که اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند را در بر می‌گیرد، با بهره‌جویی از ضریب گیرداری و تابع‌های پایداری، به صورت صریح ارائه گردید. از این ماتریس، می‌توان در تحلیل مرتبه دوم و پایداری قاب‌های نیمه سخت بهره جست. نتیجه‌ها نشان می‌دهند که بار بحرانی قاب با پیوندهای خورجینی نزدیک به بار بحرانی قاب با پیوندهای نیمه سخت است. همچنین، در این گونه قاب‌ها، تغییر بار بحرانی در برابر ضریب گیرداری، به طور تقریبی، خطی خواهد بود.

۷- واژه‌نامه

Bifurcation analysis	تحلیل دوشاخه
Buckling analysis	تحلیل کمانشی
Critical load	بار بحرانی
End-fixity factor	ضریب گیرداری



[22] Monforton, G.R. and Wu, T.S. (1963), "Matrix Analysis of Semi-Rigidly Connected Steel Frames", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. 6, pp. 13-42.

[23] Chen, W.F. Editor. (2000), "Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design", World Scientific, Singapore.

[24] Gerstle, K.H. (1988), "Effect of Connection on Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 10, pp. 241-267.

[25] Xu, L. (2001), "Second-Order Analysis for Semi-Rigid Steel Frame Design", Canadian Journal Civil Engineering, Vol. 28, pp. 59-76.

[26] Raftoyiannis, I.G. (2005), "The Effect of Semi-Rigid Joints and an Elastic Bracing System on the Buckling Load of Simple Rectangular Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, pp. 1205-1225.

[27] Li, G.Q. and Mativo, J. (2000), "Approximate Estimation of the Maximum Load of Semi-Rigid Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 54, pp. 213-225.

خورجینی، "نشریه فنی و مهندسی مدرس، شماره چهاردهم، صفحه ۱۵ تا ۲۷.

[۱۱] مقدم، حسن (۱۳۷۴)، "خواص مکانیکی اتصالات خورجینی"، دومین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

[۱۲] رضایی پزند، م. و پیمان، ص. (۱۳۸۱)، "ضریب طول مؤثر ستون در قاب‌های خورجینی"، نشریه استقلال، سال ۲۱، شماره ۲، صفحه ۱۸۱ تا ۱۹۵.

[۱۳] فروغی، م. و برخورداری، م.ع. (۱۳۸۵)، "تقدی بر پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمان‌های با اتصال خورجینی"، هفتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران.

[۱۴] قاسمی، ع. و آقا کوچک، ع.ا. (۱۳۸۴)، "اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار قابهای فولادی با اتصالات خورجینی"، دومین کنگره ملی مهندسی عمران.

[۱۵] کوهیان، ر. و مقدم، ح. (۱۳۷۴)، "مدل‌سازی و تحلیل قاب با اتصالات خورجینی و اثر آنها بر نیروهای داخلی قاب"، دومین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

[۱۶] مقدم، ح. و کوهیان، ر. (۱۳۷۴)، "بررسی مقاومت ساختمان‌های اسکلت فولادی با اتصالات نیمه‌صلب (اتصالات خورجینی) در برابر زلزله"، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

[17] Hosseini Hashemi, B. and Hassanzadeh, M. (2008), "Study of a Semi-Rigid Steel Braced Building Damaged in the Bam Earthquake", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 704-721.

[۱۸] مقدم، ح.، آقا کوچک، ع.ا.، مزروعی، ع. و میرقادری، ر. (۱۳۸۲)، "پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمان‌های با اتصال خورجینی"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن تهران.

[19] Zhou, Z.H. and Chan, S.L. (1995), "Self-Equilibrating Element for Second-Order Analysis of Ssemirigid Jointed Frames", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 121, pp. 896-902.

[20] Sekulovic, M. and Salatic, R. (2001), "Nonlinear Analysis of Frames with Flexible Connections", Computers and Structures, Vol. 79, pp. 1097-1107.

[21] Yu, C.H. and Shanmugam, N.E. (1986), "Approximate Estimation of the Maximum Load of Semi-Rigid Steel Frames", Computers and Structures, Vol. 23, pp. 639-648.