

ضریب طول مؤثر ستون در قابهای خورجینی

محمد رضایی پژند* و صفا پیمان**

گروه عمران، دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد

(دریافت مقاله: ۸۰/۵/۱۵ - دریافت نسخه نهایی: ۸۱/۷/۲۷)

چکیده - درباره ضریب طول مؤثر ستون در قابهای خورجینی سخن به میان می آید. برای محاسبه این ضریب، یک شیوه تقریبی با دقت مناسب پیشنهاد خواهد شد. از سوی دیگر، با بهره جویی از روش تحلیلی دقیق، طول مؤثر ستون در چند قاب خورجینی پیدا می شود و نتیجه با پاسخ فن پیشنهادی مقایسه می شود. این قیاس نشانگر درستی رابطه سازی پیشنهادی و دقت مناسب آن است. باید آگاه بود، روش پیشنهادی مشابه راهکار ژولین و لورنس است، با این تفاوت که شیوه پیشنهادی برای قابهای خورجینی به کار می رود و آن دیگری برای قابهای صلب مناسب است. واژگان کلیدی: قاب خورجینی، طول مؤثر، بار انشعاب، سختی دورانی، تحلیل ماتریسی، ضریب ستون.

Column Effective Length Factor in Khorjini Frames

M. Rezaiee-Pajand and S. Payman
Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad

Abstract: This paper discusses the effective length factor of columns in Khorjini frames. In order to find this factor, a proper approximated method is proposed. In addition, accurate analysis is performed and the results are compared with those from the proposed technique. The comparison demonstrates the accuracy of presented FORMULATIONS. The proposed method is similar to Julian and Lawrence's, which is used for rigid frames.

Keywords: Khorjini Frame, Effective Length, Bifurcation Load, Rotational Stiffness, Matrix Structural Analysis, Column Factor.

* - استاد ** - کارشناسی ارشد

۱- مقدمه

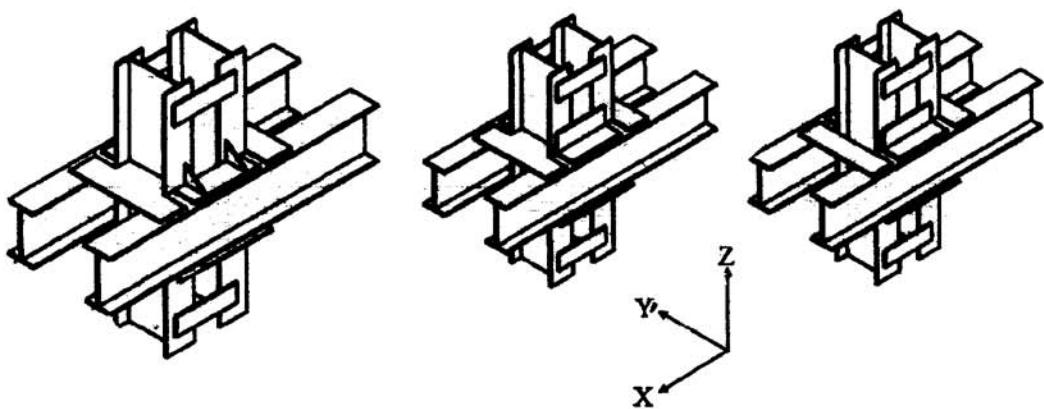
می‌گویند. همچنین، قابی که این گونه اتصال را داشته باشد به "قاب خورجینی" معروف است. شکل (۱) نمایانگر چند نمونه اتصال خورجینی می‌باشد. اتصال خورجینی تا حدودی دارای توانایی انتقال لنگر خمی از تیر به ستون است. از ویژگیهای مهم این اتصال، رابطه بین برآیند لنگر خمی تیرهای دو طرف اتصال، M ، و دوران نسبی θ بین عضوهای اتصال است. آزمایشها آشکار ساخته‌اند، رابطه بین لنگر M و زاویه دوران نسبی θ را می‌توان به صورت یک نمودار نشان داد [۱]. نمودارهای به دست آمده از پژوهش‌های آزمایشگاهی، همانند شکل (۲) هستند. نمودارهای مزبور نشان دهنده رفتار لنگر-دوران غیر خطی برای این اتصال است. بر این اساس، اتصال خورجینی را می‌توان با یک فنر پیچشی الگو سازی کرد.

یادآوری می‌شود، اتصال خورجینی به طور گسترده‌ای در کشور ایران مورد استفاده قرار می‌گیرد. بنابراین، بررسی پایداری قاب خورجینی دارای اهمیت است. در این مقاله، روش تقریبی برای محاسبه بار کمانش یا ضرب طول مؤثر ستون، در قابهای با اتصال خورجینی پیشنهاد خواهد شد. این روش بر پایه رابطه‌های شبی و افت استوار است. باید دانست، اتصالهای خورجینی تا حدودی دارای توانایی انتقال لنگر خمی از تیر به ستون هستند. یک اتصال خورجینی را می‌توان با فنر پیچشی به سختی پیچشی R ارائه کرد. در تحلیل پایداری، برای به دست آوردن سختی دورانی این فنرها، قاب خورجینی زیر اثر بارهای قائم وارد بر ساختمان، با فرض غیر خطی بودن نمودار لنگر-دوران اتصال، تحلیل می‌شود. خاطر نشان می‌کند، این تحلیل از مرتبه اول است. نظر به متغیر بودن سختی دورانی اتصالهای خورجینی در فرایند بارگذاری، بردار بار در n مرحله وارد می‌شود. در قدم اول بارگذاری، اتصالها سختی اولیه R_{ki} را دارند. سپس، در هر مرحله مقداری از بار به صورت تجمعی روی سازه قرار می‌گیرد و در هر قدم لنگر در کلیه اتصالها به دست می‌آید. در مرحله بعد، سختی دوران جدید برای اتصالی که لنگر آن M است، با استفاده از شبیب نمودار لنگر-دوران حساب می‌شود. کمترین سختی دورانی اتصالها در هر طبقه،

ممکن است یک عضو فشاری درون قاب فقط در امتداد محور عضو زیر اثر بار محوری باشد. در این صورت، این عضو همانند یک ستون معمولی طرح می‌شود. اگر ستون مزبور زیر اثر دو بارگذاری محوری و خمی قرار گیرد، باید آن را یک تیر ستون پنداشت. در این صورت، با استفاده از یک معادله اندرکنش نیرو-لنگر، ستون مزبور طرح می‌شود. باید آگاه بود، در هر دو مورد، بار بحرانی عضو باید حساب شود. برای تعیین بار بحرانی ستونهای درون قاب، تحلیل پایداری کل قاب یکی از راه حلهاست. چنین تحلیلی، مقدار بارهای خارجی را هنگام نایابدار شدن قاب به دست می‌دهد. سپس، نیروهای وارد بر هر عضو فشاری در هنگام کمانش باسانی پیدا می‌شوند. خاطر نشان می‌سازد، به طور معمول، تحلیل کل قاب برای این گونه طراحی غیر ضروری است. زیرا، شیوه‌های تقریبی به سادگی نتیجه مطلوب را می‌دهند. پژوهشگران روش‌های تقریبی مناسبی برای تحلیل پایداری قابها ارائه کرده‌اند [۴-۲]. از میان این فنها، می‌توان روش "ژولین و لورنس" را نام برد [۲ و ۴]. ارزش این شیوه کار با توجه به این که بار بحرانی می‌تواند به طور هندسی به دست آید، بسیار زیاد است. باید آگاه بود، آینه نامه سازه‌های فولادی، بتی و پل آمریکا و همچنین، آیینه نامه‌های مشابه در کشور ایران، محاسبه بار بحرانی ستونها را با روش مورد بحث می‌پذیرد. بر این اساس، بهبود فن مزبور دارای اهمیت است. در ادامه، پس از تشرییح راهکار پیشنهادی، توانمندیهای آن به نظر خوانندگان می‌رسد.

۲- طول مؤثر ستون در قابهای خورجینی

در ایران، به دلیل کمبود نیمیرخهای بزرگ، برای تیربریزی ساختمنهای متوسط و کوتاه از دو مقطع تیر با فاصله از یکدیگر استفاده می‌شود. در این نوع تیربریزی، به سبب نبودن فضای کافی برای اتصال در محل ستون، تیرها از کنار ستون عبور می‌کنند و توسط نشیهای بالایی و پایینی به ستون متصل می‌شوند. این گونه اتصال تیر به ستون را "اتصال خورجینی"



شکل ۱-چند نمونه اتصال خورجینی

۱-کلیه عضوها از مصالح همگن با رفتار کشسان خطی و ضریب کشسانی E ساخته شده‌اند.

۲-همه عضوهای منشوری و با مقطع متقارن‌اند.
۳-نیروی محوری تیرها ناچیز است.

۴-کمانش در همه ستونها به طور همزمان اتفاق می‌افتد.

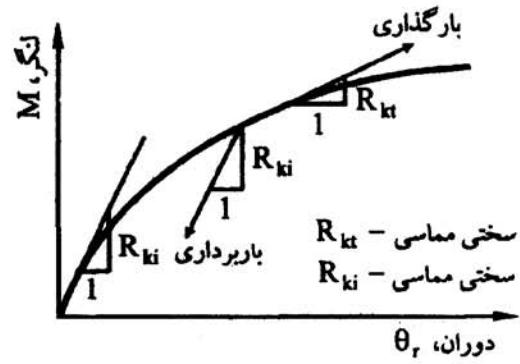
۵-عامل سختی $L\sqrt{P/AE}$ ، برای همه ستونها یکسان است.

۶-هنگام کمانش به دلیل نیمه صلب بودن اتصال خورجینی، دوران تیرها و ستونها در گره‌های A و B یکی نیست. فرض می‌شود، قدر مطلق دوران در دو سر دور و نزدیک تیرها با هم برابر باشد. همچنین، قدر مطلق دوران در سر دور ستونهای C1 و C3، به ترتیب، با قدر مطلق دوران در انتهای نزدیک ستونهای C1 و C3 یکی است.

هنگامی که کمانش اتفاق می‌افتد، در دو سر هر کدام از عضوها لنگر خمی به وجود می‌آید. بنابراین، معادله شیب و افت برای عضوها را می‌توان نوشت. در این راستا، یک عضو تیر ستون با صلیت خمی EI و طول L، همانند شکل (۴)، در نظر گرفته می‌شود. معادله شیب و افت برای این عضو به شکل زیر خواهد بود [۱] :

$$M_A = \frac{EI}{L} \left[S_{ii}\theta_A + S_{ij}\theta_B - \left(S_{ii} + S_{jj} \right) \frac{\Delta}{L} \right] \quad (1)$$

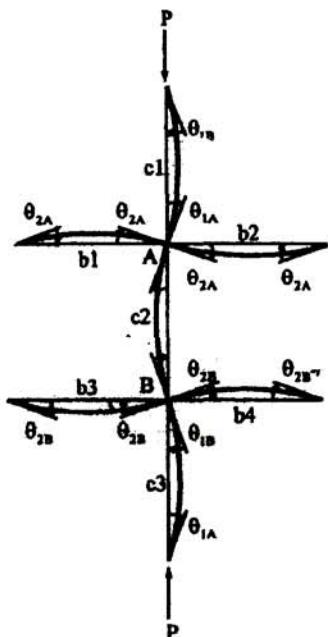
$$M_B = \frac{EI}{L} \left[S_{ji}\theta_A + S_{jj}\theta_B - \left(S_{ji} + S_{jj} \right) \frac{\Delta}{L} \right] \quad (2)$$



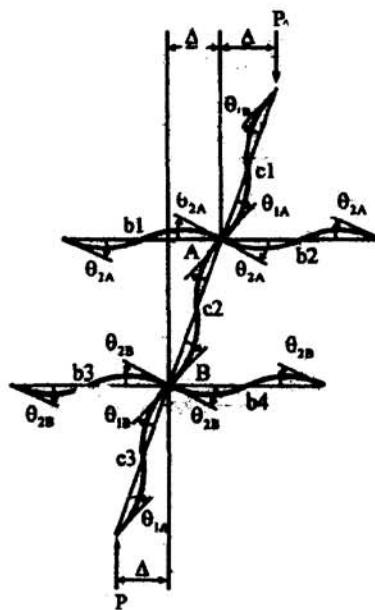
شکل ۲-نمودار لنگر - دوران اتصال خورجینی

پس از آخرین مرحله بارگذاری، برابر با سختی دورانی فرنهای جایگزین شده به جای اتصال‌ها می‌شود.

در این شیوه، فقط اثر ستون مورد نظر و تیرها و ستونهایی که به طور مستقیم به آن متصل‌اند وارد می‌شود. به سخن دیگر، از تأثیر عضوهای دیگر قاب که به طور مستقیم به ستون مستقیم نیستند، چشمپوشی خواهد شد. بر این اساس، همانند شکل (۳)، ستون مورد بررسی و عضوهایی که به طور مستقیم به آن متصل‌اند در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه ضریب طول مؤثر، ستون AB مورد بررسی قرار می‌گیرد. نخستین گام تحلیل، گرینش فرضهای هماهنگ با رفتار واقعی قسمت جدا شده از قاب است. این فرضها به قرار زیر است:



(1)-قاب مهار بندی شده



(2)-قاب مهار بندی شده

شکل ۳-الگوی کمانش برای قسمتی از قاب

$$M_i)_b = E \left(\frac{1}{L} \right)_b 2\theta_{bi} \quad i = A, B \quad (1)$$

۲- معادله‌های شب و افت برای تیر در قاب بدون مهاربندی
جانبی:

$$M_i)_b = E \left(\frac{1}{L} \right)_b 60 b_i \quad i=A, B \quad (2)$$

معادله‌های افت و شب در گره‌های A و B برای هر کدام از ستونها را نیز می‌توان از معادله‌های (۱) و (۲) به دست آورد.
باید افزود، برای ستونهای قاب مهاربندی شده شکل (۳-۱)،
تفییر مکان نسبی دو سر ستون نسبت به هم، Δ ، برابر صفر
خواهد بود. پس از نوشتن معادله‌های شب و افت برای تیرها و ستونها، در گره‌های A و B، به سادگی می‌توان معادله‌های تعادل را برای جزء قابی نوشت. اینک به معادله‌های تعادل در جزء قاب مهاربندی شده پرداخته خواهد شد. برای جزء قاب مهاربندی شده شکل (۳-۱)، می‌توان دو معادله تعادل برای هر کدام از گره‌ها A و B به شکل زیر نوشت:

در اینجا، s_{ii} و s_{jj} تابعهای پایداری عضو تیر ستون نامیده می‌شوند. این تابعها، به هنگامی که نیروی محوری ستون فشاری باشد، به شکل زیر در خواهند آمد:

$$S_{ii} = S_{jj} = \frac{(KL) \sin KL - (KL)^2 \cos KL}{2 - 2 \cos KL - KL \sin KL} \quad (3)$$

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{(KL)^2 - KL(\sin KL)}{2 - 2 \cos KL - KL \sin KL} \quad (4)$$

در اینجا، K به صورت زیر است:

$$K = \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (5)$$

باید آگاه بود، در صورتی که نیروی محوری تیر ستون برایر صفر باشد، $S_{jj} = S_{ii} = 2$ و $S_{ji} = S_{ij} = 0$ خواهد بود. بر این اساس، معادله‌های شب و افت را می‌توان برای هر کدام از تیرها و ستونها جزء قابهای نشان داده شده در شکل (۳)، به صورت زیر نوشت:

۱- معادله‌های شب و افت تیر در قاب مهاربندی شده:

$$\alpha_B = \frac{R_{kA}}{2 \left[\left(\frac{EI}{L} \right)_{b3} + \left(\frac{EI}{L} \right)_{b4} \right] + R_{kB}} \quad (15)$$

اکنون، اگر رابطه‌های (۱)، (۲) و (۱۳) در معادله‌های (۸) و (۹) قرار گیرند، پس از ساده‌سازی، نتیجه زیر به دست می‌آید:

$$\begin{bmatrix} S_{ii} + \frac{2}{G_A} & S_{ij} \\ S_{ij} & S_{ii} + \frac{2}{G_B} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{cA} \\ \theta_{cB} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (16)$$

در اینجا، G_A و G_B به صورت زیر هستند:

$$G_A = \frac{\left(\frac{1}{L} \right)_{cl} + \left(\frac{1}{L} \right)_{c2}}{\alpha_A \left[\left(\frac{1}{L} \right)_{bl} + \left(\frac{1}{L} \right)_{b2} \right]} \quad (17)$$

$$G_B = \frac{\left(\frac{1}{L} \right)_{c2} + \left(\frac{1}{L} \right)_{c3}}{\alpha_B \left[\left(\frac{1}{L} \right)_{b3} + \left(\frac{1}{L} \right)_{b4} \right]}$$

باید آگاه بود، کماش هنگامی رخ داد که دترمینان ماتریس سختی صفر باشد. پس از گسترش دترمینان ماتریس سختی و برابر با صفر قرار دادن آن، با توجه به این واقعیت که نیروی محوری ستونها فشاری است، معادله زیر به دست می‌آید:

$$\frac{G_A G_B \left(\frac{\pi}{K} \right)^2}{4} + \left[\frac{G_A G_B}{2} \right] \left[1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/k)} \right] + \frac{2 \tan(\pi/2k)}{\pi/k} - 1 = 0 \quad (18)$$

در این رابطه، عامل K که ضریب طول مؤثر ستون است، به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$K = \sqrt{\frac{P_e}{P_{cr}}} \quad (19)$$

در اینجا، P_{cr} بار بحرانی ستون مؤثر بررسی و $P_e = \pi^2 EI / L^2$ ، بار بحرانی یک ستون دو سر مفصل است که مشخصه‌های آن همانند ستون C2 می‌باشد. از معادله (۱۹) و با روش آزمون و خطا، به ازای G_A و G_B های مشخص، مقدار K که همان ضریب طول مؤثر ستون C2 است، به دست می‌آید.

$$M_A)_{cl} + M_A)_{c2} + M_A)_{bl} + M_A)_{b2} = 0 \quad (18)$$

$$M_B)_{c3} + M_B)_{c2} + M_B)_{b3} + M_B)_{b4} = 0 \quad (19)$$

با قرار دادن رابطه‌های (۱)، (۲) و (۶) در این معادله‌ها، آشکار می‌شود، که این دو معادله دارای چهار مجهول تیرها و ستونها با اتصال خورجینی که سختی پیچشی آن مشخص است، برقرار شود. بر این اساس، به سادگی می‌توان معادله‌های دوران تیرها و ستونها را در گره‌های A و B به دست آورد.

دو تیر b1 و b2 را می‌توان به صورت تیری یکسره به طول $c2 - (L_{bl} + L_{b2})$ در نظر گرفت. آنها از کنار ستونهای c1 و c2 عبور کرده و در گره A با فری به سختی پیچشی R_{KA} به ستونها متصل شده‌اند. بنابراین، اگر فنر و تیر مورد نظر را از ستونها جدا کرد و تعادل در گره A برای قسمت جدا شده نوشته شود، معادله زیر به دست می‌آید:

$$M_A)_{bl} + M_A)_{b2} + R_{KA} (\theta_{bA} - \theta_{cA}) = 0 \quad (10)$$

اگر $M_A)_{bl}$ و $M_A)_{b2}$ از رابطه‌های (۶) و (۷) به دست آید و در معادله (۱۰) قرار گیرد، نتیجه زیر پیدا می‌شود:

$$\left(\frac{EI}{L} \right)_{bl} 2\theta_{bA} + \left(\frac{EI}{L} \right)_{b2} 2\theta_{bA} + R_{KA} \theta_{bA} - R_{kA} \theta_{cA} = 0 \quad (11)$$

از این معادله θ_{bA} بر حسب θ_{cA} به دست می‌آید:

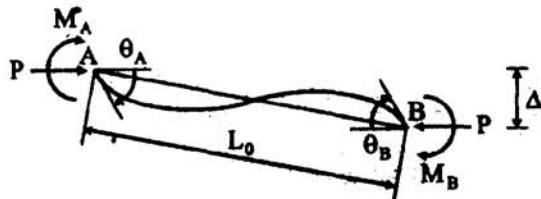
$$\theta_{bA} = \left(R_{kA} / \left[\left(\frac{2EI}{L} \right)_{bl} + \left(\frac{2EI}{L} \right)_{b2} + R_{kA} \right] \right) \theta_{cA} \quad (12)$$

به همین ترتیب، θ_{bB} را نیز می‌توان بر حسب θ_{cB} نوشت. بر این اساس، معادله شب و افت برای تیرها در قاب خورجینی مهاربندی شده به صورت زیر بازنویسی خواهد شد:

$$M_i)_b = \alpha_i \frac{2EI}{L} \theta_{ci} \quad i = A, B \quad (13)$$

در این معادله، عامل α_i برای $i = A, B$ به شکل زیر است:

$$\alpha_A = \frac{R_{kA}}{2 \left[\left(\frac{EI}{L} \right)_{bl} + \left(\frac{EI}{L} \right)_{b2} \right] + R_{kA}} \quad (14)$$



شکل ۴- عضو تیر ستون با نیروهای گرهی

دترمینان ماتریس ضربیها صفر شود. پس از گسترش دترمینان مزبور و برابر با صفر قرار دادن آن، معادله زیر به دست می‌آید:

$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{(\pi/K)}{\tan(\pi/k)} = 0 \quad (25)$$

با روش آزمون و خطأ و به ازای G_A و G_B های متفاوت، مقدار K که همان ضرب طول مؤثر ستون است، مشخص می‌شود. ارزش شیوه پیشنهادی با توجه به این که ضرب طول مؤثر ستون می‌تواند به طور هندسی از نمودارهای نشان داده شده در شکل (۵) به دست آید، بسیار زیاد است. یادآوری می‌کند، نمودارهای مزبور به وسیله ژولین و لورنس برای محاسبه بار انشعاب ستون در قابها صلب پیشنهاد شده‌اند. افزون بر روش پیشنهادی، بار انشعاب ستونها به وسیله رایانه نیز حساب می‌شود. نویسنده‌گان مقاله برنامه رایانه‌ای آماده کرده‌اند و تحلیلهای دقیق را با آن انجام می‌دهند. برنامه نویسنده‌گان توانایی تحلیل پایداری قابهای صلب، نیمه صلب و خورجینی را دارد. درستی کار برنامه با محاسبه بار بحرانی قابهایی، که مقدار آنها در مرجعهای معتبر درج شده‌اند، وارسی شده است. بنابراین، پاسخهای برنامه بدون خطأ هستند.

۳- کارهای عددی

برای نشان دادن توانایی روش تقریبی پیشنهادی برای محاسبه بار انشعاب ستون قابهای خورجینی، چند قاب تحلیل پایداری می‌شوند. خاطر نشان می‌سازد، شیوه بررسی به این صورت است، نخست با استفاده از معادله پیشنهادی، و به

در ادامه، به معادله‌های تعادل در جزء قاب مهاربندی نشده، پرداخته خواهد شد. برای جزء قاب مهاربندی نشده شکل (۲-۳)، افزون بر دو معادله تعادل (۸) و (۹) که از صفر بودن لنگر در گره‌های A و B به دست آمدند، یک معادله تعادل نیز برای ستون C2 به صورت زیر می‌توان نوشت:

$$M_A)_{c2} + M_B)_{c2} + p\Delta = 0 \quad (20)$$

به این ترتیب، سه معادله تعادل به دست می‌آید که دارای پنج مجهول θ_{cA} ، θ_{bA} ، θ_{cB} و θ_{bB} و Δ هستند. همانند، قاب خورجینی مهاربندی شده، در اینجا نیز به سادگی می‌توان دوران تیرها را برابر حسب دوران ستونها در گره‌های A و B نوشت. بر این اساس، معادله شبیه و افت برای تیرها در قاب خورجینی مهاربندی نشده به صورت زیر بازنویسی خواهد شد:

$$M_i)_b = \alpha_i \frac{6EI}{L} \theta_{ci} \quad i = A, B \quad (21)$$

در این معادله، α_i برای گره‌های A و B به صورت زیر تعریف می‌شود:

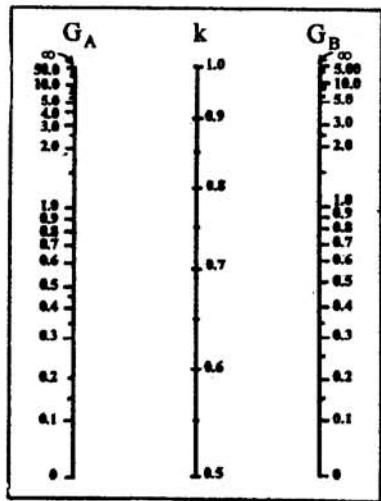
$$\alpha_A = \frac{R_{kA}}{6 \left[\left(\frac{EI}{L} \right)_{b1} + \left(\frac{EI}{L} \right)_{b2} \right] + R_{kA}} \quad (22)$$

$$\alpha_B = \frac{R_{kB}}{6 \left[\left(\frac{EI}{L} \right)_{b3} + \left(\frac{EI}{L} \right)_{b4} \right] + R_{kB}} \quad (23)$$

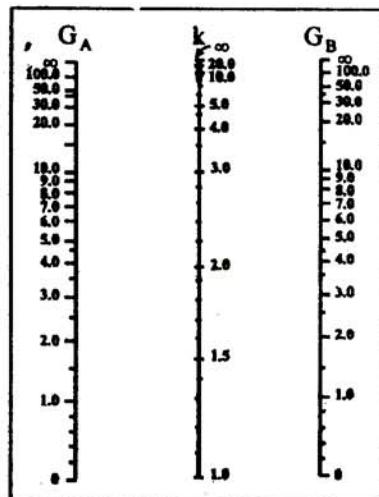
اکنون، اگر معادله‌های (۱)، (۲) و (۲۱) در معادله‌های (۸)، (۹) و (۲۰) قرار داده شوند، پس از ساده‌سازی، نتیجه زیر به دست می‌آید:

$$\begin{bmatrix} \left(S_{ii} + \frac{6}{G_A} \right) S_{ij} - (S_{ii} + S_{ij}) \\ S_{ij} \left(S_{ii} + \frac{6}{G_B} \right) - (S_{ii} + S_{ij}) \\ -\frac{6}{G_A} - \frac{6}{G_B} (KL)_{c2}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_{cA} \\ \theta_{cB} \\ \Delta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (24)$$

عاملهای G_A و G_B از معادله (۱۷) به دست می‌آیند. باید دانست، در اینجا α_A و α_B برای محاسبه G_A و G_B به ترتیب، از معادله‌های (۲۲) و (۲۳) حساب می‌شوند. برای این که معادله (۲۴) پاسخهای غیر صفر داشته باشد، باید



(۱)- قاب مهار بندی شده



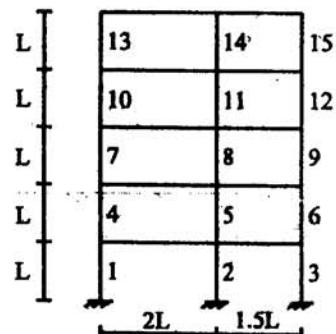
(۲)- قاب مهار بندی نشده

شکل ۵- نمودار محاسبه ضریب طول مؤثر

۱-۳- قاب خورجینی دو دهانه

شکل (۶) نمایانگر یک قاب خورجینی دو دهانه و پنج طبقه است. سختی اتصال خورجینی برای قاب مزبور از مقدار $\frac{EI}{L}$ تا گیرداری کامل متغیر است. صلیت خمی همه تیرها برابر $2EI$ و سختی خمی برای ستونهای کناری EI و برای ستونهای میانی $1.5EI$ است. سطح مقطع همه عضوها برابر $A=I$ در نظر گرفته می شود. اتصال ستون به پی گیردار فرض شده است. قاب مورد نظر زیر اثر بارهای متمرکز در سر ستونها و در راستای قائم قرار دارند.

باید افزود، بار بحرانی ستونهای شماره ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۴، ۱۵ برابر باشد افزود، بار بحرانی ستونهای شماره ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۴، ۱۵ همانند ستون بحرانی ستون ۴، بار بحرانی ستونهای ۸، ۱۱، ۱۴، ۱۵ همانند ستون ۵ و بار بحرانی ستونهای ۹، ۱۲، ۱۵ مساوی ستون ۶ به دست می آید. نتیجه های تحلیل در جدولهای (۱) و (۲) درج می شود.



شکل ۶- قاب خورجینی دو دهانه

کمک نمودارها، ضریب طول مؤثر ستونهای قاب به دست می آید. سپس، به کمک این ضریب، بار کمانش یکایک ستونها محاسبه می شود. به دنبال این کار، برای قاب مورد بررسی به کمک برنامه رایانه ای، تحلیل پایداری دقیق انجام می گیرد. باید آگاه بود، در تحلیل رایانه ای، بارگذاری به گونه ای صورت می گیرد که نیروی محوری ستونها ضریبی از بار کمانش ستونها دست آمده از تحلیل تقریبی باشد، سرانجام، بار کمانش ستونها از روش تقریبی با بار کمانش به دست آمده از روش دقیق مقایسه می شود و دقت آن بررسی می شود.

جدول ۱ - مقایسه بین بار انشعاب شیوه پیشنهادی با روش دقیق برای قاب خورجینی مهاربندی شده

۱- سختی دوران اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ در نظر گرفته شده است.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۰/۹۳۵۸	۱۶/۰۶۳۸	۱۱/۱۶۹۸	۱۲/۷۴۴۸	۲۰/۰۱۶۸	۱۳/۶۶۰۳	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۱/۷۴۴۸	۱۷/۲۵۲۰	۱۱/۹۹۶۲	۱۳/۶۸۷۶	۲۱/۴۹۷۶	۱۴/۶۷۰۹	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۲- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۲ است.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۱/۹۱۸۴	۱۷/۸۷۷۶	۱۲/۱۸۴۷	۱۳/۳۴۴۰	۲۰/۹۸۱۳	۱۴/۱۵۰۵	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۲/۴۰۶۶	۱۸/۶۰۹۹	۱۲/۶۱۳۳	۱۳/۷۵۰۶	۲۱/۷۱۱۵	۱۴/۴۷۴۳	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۳- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۵ است.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۲/۴۶۰۳	۱۹/۱۱۷۸	۱۳/۳۴۴۶	۱۳/۶۶۰۳	۲۱/۴۸۹۲	۱۴/۷۷۸۱	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۲۳۳۱	۲۰/۳۰۳۱	۱۴/۱۷۲۰	۱۴/۰۹۷	۲۲/۸۲۲۳	۱۵/۰۸۸۷	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۴- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۱۰ است.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۰۳۹۶	۲۰/۴۹۰۵	۱۳/۶۶۰۲	۱۴/۶۷۸۳	۲۲/۵۶۴۵	۱۵/۰۴۳۰	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۸۶۲۳	۲۱/۷۸۳۸	۱۴/۰۲۲۵	۱۵/۶۰۴۸	۲۳/۹۸۸	۱۵/۹۹۲۸	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۵- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۲۵ است.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۱۹۰۷	۲۱/۷۵۱۲	۱۴/۱۰۰۰	۱۴/۸۵۸۸	۲۳/۱۳۱۹	۱۵/۴۲۱۲	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۴/۰۳۲۴	۲۳/۱۳۹۲	۱۰/۰۵۸۸	۱۰/۸۰۷۰	۲۴/۶۰۸۰	۱۶/۴۰۵۳	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۶- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۵۰ است.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۶۶۱۵	۲۲/۵۶۴۳	۱۴/۷۷۸۵	۱۵/۰۴۳۰	۲۴/۰۳۳۴	۱۵/۸۱۴۱	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۴/۲۵۳۷	۲۳/۵۶۴۳	۱۰/۳۱۰۷	۱۰/۷۹۷۹	۲۵/۳۸۷۲	۱۶/۵۰۰۶	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۷- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۱۰۰ است.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۶۶۱۵	۲۲/۵۶۴۳	۱۴/۷۷۸۵	۱۵/۰۴۳۰	۲۴/۰۳۳۴	۱۵/۸۱۴۱	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۴/۳۸۰۰	۲۳/۷۰۲۰	۱۰/۴۰۱۴	۱۰/۸۳۰۹	۲۵/۶۱۱۹	۱۶/۶۴۶۷	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۸- سختی دورانی اتصالهای خورجینی بینهایت فرض می شود.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۶۶۱۵	۲۲/۵۶۴۳	۱۴/۷۷۸۵	۱۵/۰۴۳۰	۲۴/۰۳۳۴	۱۵/۸۱۴۱	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۴/۰۱۱۶	۲۳/۹۶۹۸	۱۰/۰۹۲۸	۱۰/۹۸۰۹	۲۵/۸۴۶۴	۱۶/۷۹۹۳	بار انشعاب از تحلیل دقیق

جانبی، از مهاربندی جانبی استفاده می کنند. بنابراین، بررسی پایداری قاب با اتصالهای خورجینی در حالت بدون مهاربندی جانبی، برای این گونه اتصالها ارزش کاربردی ندارد و تنها از جنبه نظری دارای اهمیت است.

باید آگاه بود، در قابهای نیمه صلب، اگر سختی دوران اتصال کم باشد، تغییر مکان جانبی قاب بر اثر بارهای جانبی زیاد است [۱]. به همین دلیل، هنگامی که اتصالهای قاب انعطاف پذیری زیادی داشته باشند، برای کم کردن تغییر مکانهای

جدول ۲ - مقایسه بین بار انشعاب روش دقیق و شیوه پیشنهادی برای قاب مهاربندی نشده.

۱- اگر سختی اتصال خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۱ باشد.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۰/۸۰۳۸	۰/۹۲۰۳	۰/۸۰۳۸	۲/۶۴۹۶	۳/۷۰۱۱	۲/۶۴۹۶	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۰/۹۲۰۱	۱/۰۰۲۵	۰/۹۲۰۱	۲/۸۷۰۷	۴/۰۰۹۹	۲/۸۷۰۷	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۲- اگر سختی دورانی اتصال خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۲ در نظر گرفته شود.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱/۴۰۵۴	۱/۶۴۴۹	۱/۴۰۵۴	۳/۰۴۶۲	۴/۱۰۰۹	۳/۰۴۶۲	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱/۰۰۰۰	۱/۷۶۲۱	۱/۰۰۰۰	۳/۲۶۳۲	۴/۳۹۳۱	۳/۲۶۳۲	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۳- اگر سختی دورانی اتصال خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۵ فرض شود.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۲/۲۲۸۰	۳/۰۵۹۱	۲/۴۶۷۷	۳/۰۳۹۱	۵/۱۲۳۲	۳/۷۱۴۹	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۲/۳۷۲۸	۳/۲۴۳۲	۲/۶۱۰۶	۳/۷۵۲۱	۵/۴۳۱۵	۳/۹۳۷۶	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۴- سختی دورانی اتصال خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۱۰ است.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۲/۷۹۲۴	۴/۰۱۸۳	۳/۱۸۶۹	۳/۸۰۵۶	۶/۰۰۶۳	۴/۱۶۱۲	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۲/۹۲۳۹	۴/۷۴۷۵	۳/۳۴۷۹	۴/۰۰۵۹	۶/۳۱۱۱	۴/۳۷۲۴	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۵- سختی دورانی اتصال خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۲۵ می باشد.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۴۱۵۱	۵/۷۸۳۰	۳/۸۰۵۳	۴/۲۷۱۸	۷/۲۳۹۷	۴/۸۲۶۵	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۶۱۱۵	۷/۱۱۰۵	۴/۰۷۶۹	۴/۵۱۷۴	۷/۶۵۰۹	۵/۱۰۴۰	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۶- سختی دورانی اتصال خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۵۰ در نظر گرفته شده است.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۶۶۹۵	۶/۸۵۱۵	۴/۲۷۲۵	۴/۵۶۷۱	۷/۶۶۲۸	۴/۹۶۴۵	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۷۶۴۱	۷/۰۲۸۴	۴/۳۸۳۰	۴/۶۸۶۱	۷/۸۶۱۲	۵/۰۹۳۱	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۷- سختی دورانی اتصال خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۱۰۰ فرض می شود.

ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۸۰۵۶	۷/۲۲۹۳	۴/۰۶۶	۴/۵۶۷۳	۷/۷۷۴۲	۵/۰۳۵۷	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۸۴۵۶	۷/۲۲۱۲	۴/۴۹۰۲	۴/۰۵۶۶	۷/۷۵۰۶	۵/۰۲۳۱	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۸- سختی دورانی اتصال بی نهایت می باشد.

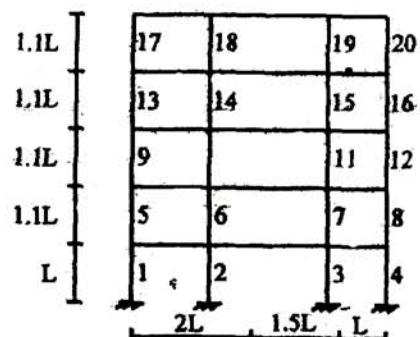
ضریب	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۸۵۱۶	۷/۰۵۰۳	۴/۶۳۰	۴/۶۳۰	۷/۸۸۸۹	۵/۱۰۸۲	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۹۰۱۶	۷/۳۲۶۴	۴/۰۶۰۷	۴/۶۲۳۰	۷/۸۶۸۵	۵/۰۹۶۳	بار انشعاب از تحلیل دقیق

تیرها برای $2EI$ سختی خمثی برای ستونهای کناری EI و برای ستونهای میانی $1.5EI$ است. سطح مقطع همه عضوها برابر $I = A$ در نظر گرفته می شود. اتصال ستون به پی گیردار فرض شده است.

۲-۳- قاب خورجینی سه دهانه

شکل (۷) نمایانگر یک قاب خورجینی سه دهانه و پنج طبقه است. سختی همه اتصالهای خورجینی با هم یکسان است و از L/EI تا گیرداری کامل تغییر می کند. سختی خمثی همه

بار بحرانی ستونهای ۱۳، ۹ و ۱۷ برابر ستون ۵، بار بحرانی ستونهای ۱۰، ۱۴ و ۱۸ همانند ستون ۶، بار انشعابی ستونهای ۱۱، ۱۵ و ۱۹ مساوی ستون ۷ و بار بحرانی ستونهای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ برابر ستون ۸ به دست آمده است.



شکل ۷- قاب خورجینی سه دهانه

جدول ۳- مقایسه بین بار انشعاب شیوه پیشنهادی با روش دقیق برای قاب مهاربندی شده

۱- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۵ در نظر گرفته شده است.

ضریب	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۱/۰۵۹۹	۱۷/۵۴۲۸	۱۷/۱۶۴۷	۱۱/۲۸۹۰	۱۵/۰۴۲۸	۲۲/۰۱۷۲	۲۲/۰۱۷۲	۱۵/۰۴۲۸	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۲/۴۴۶۴	۱۷/۸۱۱۴	۱۷/۴۰۴۴	۱۲/۱۰۰۳	۱۷/۱۹۶۷	۲۳/۷۰۵۸	۲۳/۷۰۵۸	۱۷/۱۹۶۷	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۲- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۲۵ فرض می شود.

ضریب	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۰۸۰۳	۱۹/۸۰۴۸	۱۹/۱۱۷۳	۱۲/۴۳۲۱	۱۷/۲۲۲۲	۲۴/۳۳۳۳	۲۴/۰۲۴۳	۱۵/۸۱۴۱	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۴/۱۰۱۰	۲۰/۲۵۰۷	۱۹/۷۸۸۱	۱۳/۸۲۰۰	۱۸/۴۱۴۸	۲۷/۹۰۲۳	۲۷/۹۰۲۳	۱۸/۴۱۴۸	بار انشعاب از تحلیل دقیق

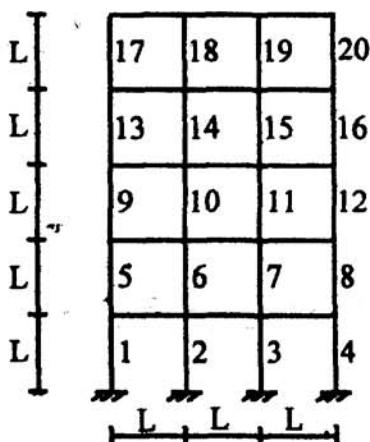
جدول ۴- مقایسه شیوه پیشنهادی و روش دقیق در محاسبه بار انشعاب قاب خورجینی بدون مهاربندی جانبی

۱- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۱۰ در نظر گرفته شده است.

ضریب	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۱۰۸۰	۴/۴۴۰۰	۴/۲۸۷۰	۲/۹۹۶۰	۴/۰۶۷۴	۷۴۰۷۷	۷۲۴۲۴	۴/۳۸۶۵	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۱۶۵۶	۴/۰۵۲۲۳	۴/۴۶۸۳	۳/۰۱۰۵	۴/۶۰۲۰	۷۰۲۶۵	۷۳۵۸۱	۴/۴۶۷۸	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۲- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۵۰ است.

ضریب	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۴/۴۷۵۵	۷۲۴۲۴	۵/۸۱۹۳	۳/۸۷۹۵	۵/۶۶۴۴	۸/۰۰۴۱	۷/۶۶۲۳	۵/۱۰۸۲	بارانشـعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۴/۸۳۲۸	۷۴۰۵۴	۷۰۷۶۹	۴/۲۷۰۴	۶۳۷۹۲	۸/۸۹۷۵	۸/۰۲۸۰	۵/۹۳۱۶	بارانشـعاب از تحلیل دقیق



شکل ۸- قاب خورجینی ۵ طبقه

۳-۳- قاب خورجینی پنج طبقه

شکل (۸) نمایانگر یک قاب خورجینی سه دهانه و پنج طبقه می‌باشد. سختی اتصال خورجینی برای قاب مزبور متغیر فرض می‌شود. سختی خمی همه تیرها و ستونها برابر EI می‌باشد. سطح مقطع همه عضوها $A=I$ است. اتصال ستون به پی گیردار فرض می‌شود. قاب مورد نظر زیر اثر بار مرکز در انتهای ستونها و در راستای قائم قرار دارد.

بار انشعاب ستونهای ۱۳، ۹ و ۱۷ برابر بار انشعاب ستون ۵، بار انشعاب ستونهای ۱۰، ۱۴ و ۱۸ همانند ۶، بار انشعاب ستونهای ۱۱، ۱۵ و ۱۹ مساوی ستون ۷ و بار بحرانی ستونهای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ برابر بار بحرانی ستون ۸ است.

جدول ۵- پاسخ شیوه پیشنهادی و روش دقیق برای بار انشعاب قاب خورجینی دارای مهاربندی جانبه.

۱- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۵ است.

ضریب	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۰۳۹۵	۱۴/۳۲۶۴	۱۴/۳۲۶۴	۱۳/۰۳۹۵	۱۴/۳۲۶۳	۱۰/۴۲۱۴	۱۰/۴۲۱۴	۱۴/۳۲۶۳	بارانشـعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۰۱۲۷	۱۴/۸۴۰۲	۱۴/۸۴۰۲	۱۳/۰۱۲۷	۱۴/۸۴۰۲	۱۰/۹۸۰۰	۱۰/۹۸۰۰	۱۴/۸۴۰۲	بارانشـعاب از تحلیل دقیق

۲- سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L}$ ۵۰ فرض شده است.

ضریب	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۳/۶۶۰۱	۱۵/۸۱۴۸	۱۵/۸۱۴۸	۱۳/۶۶۰۱	۱۰/۰۴۲۸	۱۷/۲۲۲۲	۱۷/۲۲۲۲	۱۵/۰۴۲۸	بارانشـعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۱۴/۷۰۷۰	۱۷/۰۲۶۶	۱۷/۰۲۶۶	۱۴/۷۰۷۰	۱۷/۱۹۶۲	۱۷/۴۶۶۳	۱۷/۴۶۶۳	۱۷/۱۹۶۲	بارانشـعاب از تحلیل دقیق

جدول ۶- مقایسه بین پاسخ روش تقریبی و روش دقیق برای بار انشعاب قاب خورجینی بدون مهاربندی جانبی.

۱- اگر سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L} 50$ باشدست.

ضریب	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۲/۰۹۵۹	۲/۷۳۴۸	۲/۷۳۴۸	۲/۰۹۵۹	۳/۰۳۹۲	۳/۹۰۴۷	۳/۹۰۴۷	۳/۰۳۹۲	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۲/۲۹۱۶	۲/۹۸۹۳	۲/۹۸۹۳	۲/۲۹۱۶	۳/۸۶۹۴	۴/۲۶۸۵	۴/۲۶۸۵	۳/۸۶۹۴	بار انشعاب از تحلیل دقیق

۲- اگر سختی دورانی اتصالهای خورجینی $\frac{EI}{L} 50$ باشد.

ضریب	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	شماره ستون
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۶۶۹۰	۵/۱۰۸۸	۵/۱۰۸۸	۳/۶۶۹۰	۴/۴۴۶۶	۵/۵۹۶۷	۵/۴۹۶۷	۴/۴۴۶۶	بار انشعاب از روش پیشنهادی
* $\frac{EI}{L^2}$	۳/۸۳۴۶	۵/۳۳۹۵	۵/۳۳۹۵	۳/۸۳۴۶	۴/۶۴۷۸	۵/۷۴۴۵	۵/۷۴۴۵	۴/۶۴۷۸	بار انشعاب از تحلیل دقیق

بسیار غیر اقتصادی و خیلی محافظه کارانه است. زیرا، با در نظر

گرفتن سختی دورانی بسیار کم برای اتصال، بار کمانش قاب به مقدار زیادی افزایش می‌یابد.

۵- در نظر گرفتن اتصال خورجینی به صورت یک اتصال به طور کامل صلب نیز عملی بسیار خطرناک است. زیرا، اثر سختی پیچشی اتصال خورجینی در تحلیل ایستایی و پویایی قاب خورجینی بسیار زیاد است [۱]. خاطر نشان می‌سازد، بسیاری از تحلیلگران به اشتباه این اتصال را صلب در نظر می‌گیرند.

۶- همان گونه که نمودارهای ژولین و لورنس را آیین نامه‌های معتبر به کار می‌برند، روش پیشنهادی شایستگی لازم برای بهره‌جویی طراحان را دارد.

۴- نتیجه گیری

افزون بر مستله‌های درج شده، چندین قاب دیگر تحلیل پایداری شده است. نتیجه همه پاسخهای به دست آمده، مشابه این مثالها هستند. از مقایسه بار کمانش حاصل از تحلیل دقیق برای ستونهای قاب، با بار بحرانی محاسبه شده برای این ستونها با روش تقریبی پیشنهادی، نتیجه‌های زیر به دست می‌آید:

۱- روش پیشنهادی پاسخهای نزدیک به دقیق در اختیار می‌گذارد.

۲- روش پیشنهادی با استفاده از نمودار و با سرعت تحلیل را انجام می‌دهد. در برابر آن، تحلیل ماتریسی وقتگیر است و نیاز به رایانه، برنامه، داده‌دهی و داده‌ستانی دارد.

۳- با توجه به این که در این روش فرض شد که تمامی عضوهای مصلح به ستون مورد نظر دچار کمانش می‌شوند، و در عمل چنین اتفاقی نادر است، روش پیشنهادی می‌تواند تا حدودی محافظه کارانه نیز باشد.

۴- در نظر گرفتن اتصال خورجینی به صورت یک اتصال ساده،

مراجع

1. مقدم، ح.، و کوهیان افضلی، د.، بررسی مقاومت ساختمانهای اسکلت فولادی با اتصالهای نیمه صلب (اتصالهای خورجینی) در برابر زلزله، مژسسه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۴.
2. Chen, W.f., and Lui, E.M., *Stability Design of Steel Frames*, CRC Press London, (1992).
3. Aristizabal-ochoa, J. D., "K-Factor for Columns In Any Type of Construction Nonparadoxical Approach," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 4, PP. 1272-1290, 1994.
4. Kishi, N., Chen, W.F., and Goto, Y., "Effective Length Factor of Columns in Semirigid and Unbraced Frames," *Journal of Structural Engineering* Vol. 123, No.3, PP 313-320, 1997.