



اصلاح ضریب طول موثر ستونها در قابها با اتصالات نیمه صلب و مهاربندی جزئی

حامد صفاری^۱، الهه امیری^۲

بخش مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان، کرمان-ایران

تلفاکس: 3220054، پست الکترونیکی fani_43@yahoo.com

خلاصه

در این مقاله نمودارهایی جهت اصلاح ضریب طول موثر ستونها در قابهای با اتصالات نیمه صلب و مهاربندی جزئی ارائه شده است. برای رسیدن به این هدف پایداری یک قاب با در نظر گرفتن اثر گیرداری اتصالات و اثر مهاربندی جانبی بررسی شده است. در ادامه با استفاده از معادلات شیب-افت معادله مشخصه مربوط به تعیین بار کمانشی ستون به صورت تابعی از سختی تیرها و ستونهای متصل به ستون و سختی فنر معادلسازی شده، بدست آمده است. نهایتاً نمودارهای اصلاح شده تعیین ضریب طول موثر به صورت تابعی از ضرایب گیرداری پایین و بالای ستون و سختی فنر معادل تهیه و ارائه شده است.

کلمات کلیدی: طول موثر، نیمه صلب، مهاربندی جزئی

مقدمه

در طراحی سازه های فولادی برای بیان تاثیر متقابل سایر اعضای قاب بر روی مقاومت عضو فشاری از مفهوم طول موثر استفاده می شود. مفهوم طول موثر تنها روش متداول قابل دسترسی جهت محاسبه بار بحرانی ستونهای یک قاب می باشد. متداولترین روش برای تعیین ضریب طول موثر نمودارهایی است که توسط ژولیان- لورانس [۱] تنظیم و بعد در مرجع [۲] به تفصیل ارائه شده است. جهت تهیه این نمودارها فرضیاتی اختیار شده که گاهی نتایج حاصله را با خطای قابل ملاحظه ای مواجه میسازد. در مراجع [۳ و ۵] نمودارها در حالتی خاص اصلاح شده است. تاثیر نیمه گیرداری اتصالات بر روی ضریب طول موثر در مرجع [۶ و ۷] مورد بررسی قرار گرفته است. یکی از فرضیاتی اساسی جهت تهیه نمودارهای ژولیان- لورانس کمانش همزمان کلیه ستونهای قاب است، در حالیکه در لحظه کمانش یک ستون خاص در قاب، ستونهایی وجود دارند که بار اعمال شده بر آنها متفاوت با بار کمانشی آنها است، لذا عملاً کمانش همزمان کلیه ستونهای قاب صورت نمی پذیرد، که این باعث میشود تادر مقدار K بدست آمده از نمودارهای مرجع [۱] خطا ایجاد شود. در مراجع [۸ و ۹] تاثیر سایر ستون ها یا بادبندها بر روی بار بحرانی ستون مورد بررسی بحث شده است. مرجع [۱۰] رابطه ای برای محاسبه ضریب طول موثر با در نظر گرفتن اثر توام اتصالات نیمه صلب و مهاربندی جزئی ارائه کرده است. در مقاله حاضر با استفاده از روابط ارائه شده در مرجع [۱۰] اثرات بادبندها و سایر ستونهای قاب با فنر معادلسازی و سختی آن محاسبه شده است و در تراز فوقانی ستون قرارداد شده است. سپس اثرات نیمه گیرداری اتصالات و سختی تیرهای متصل به دو انتهای ستون به صورت فنر دورانی در دو انتهای ستون معادلسازی شده است. بدین ترتیب معادله مشخصه مربوط به کمانش ستون به صورت تابعی از سختی فنر انتقالی ناشی از اثر سایر ستونها و بادبندها و سختی معادل تیرها و ستونهای متصل به دو انتهای ستون محاسبه گردیده است. وجه تمایز روش حاضر با روش ارائه شده در مرجع [۱۰] در نحوه منظور کردن اثر سختی خمشی تیرها و محاسبه گیرداری اتصال تیر به ستون است. سختی خمشی تیرها در روش مراجع [۱۰ و ۲] با توجه به وضعیت انحنای تیر حاصل میشود (برای انحنای ساده در قاب مهاربندی شده $2EI/L$ ، برای انحنای مضاعف در قاب مهاربندی نشده $6EI/L$). در اینجا بدلیل مهاربندی جزئی ستون، حداقل سختی برای فنر انتقالی تعیین میگردد که با داشتن این حداقل قاب عملکردی همانند قاب مهاربندی شده داشته باشد. سپس سختی خمشی فنر معادل با تیر با توجه به اصلاحاتی که در مراجع [۱۱ و ۱۲] روی آن انجام شده، و با توجه به نوع اتصال تیر به ستون، عددی بین $2EI/L$ و $6EI/L$ تعیین گردیده است. این در

^۱دانشیار بخش مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان

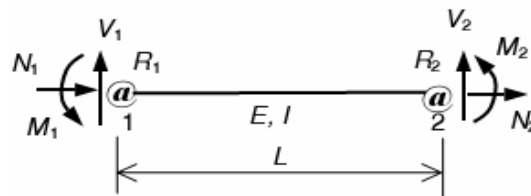
^۲دانشجوی کارشناسی ارشدسازه، دانشگاه شهید باهنر کرمان

حالیستکه در مرجع [۱۰] سختی خمشی تیرهای متصل به ستون در حال کمانش، بدون توجه به وضعیت انحنای تیر، مقداری ثابت و برابر $6EI/L$ که مربوط به انحنای مضاعف در قابهای مهاربندی نشده، فرض شده است. نتایج نشاندهنده این است که این فرض در صورتیکه سختی مهاربندهای جانبی (سختی بادبندها) و سختی فنرهای دورانی (گیرداری اتصال) زیاد باشد، از دقت مناسبی برخوردار نمیشود. این در حالیستکه روش ارائه شده در مقاله حاضر به ازای کلیه مقادیر سختی جانبی فنر انتقالی و سختی دورانی اتصال، از دقت خوبی برخوردار است. در نهایت با استفاده از معادله مشخصه ارائه شده نمودارهای تعیین ضریب طول موثر بصورت تابعی از سختی فنر معادل و با توجه به ضرایب گیرداری-انتهایی رسم شده اند. نتایج حاصل از نمودارهای تهیه شده در مقاله حاضر در مقایسه با نتایج حاصل از نرم افزارهای تحلیلگر غیر خطی و نتایج مرجع [۱۰]، نمایانگر دقت روش ارائه شده میباشد.

سختی جانبی ستون با اتصال نیمه صلب به تیر

به منظور در نظر گرفتن نیمه گیرداری اتصالات در معادله پایداری قاب، فنرهای دورانی در دو انتهای پایین و بالای ستون در نظر گرفته شده است. مقادیر r_1 و r_2 ضرایب گیرداری-انتهایی در پایین و بالای ستون میباشد، که براساس سختیهای چرخشی R_1 و R_2 در دو انتهای ستون به دست می آیند:

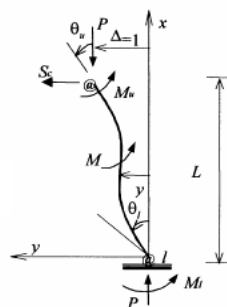
$$r_j = \frac{1}{1 + 3EI_c / (R_j L^3)} \quad j = (1,2) \quad (1)$$



شکل ۱- تیر-ستون با اتصال نیمه صلب

در این رابطه E مدول الاستیسیته، L_c و I_c طول و ممان اینرسی ستون میباشد. در صورتی که دو انتهای ستون کاملاً گیر دار باشد، مقادیر R_1 و R_2 بی نهایت و در نتیجه r_1 و r_2 برابر یک خواهد بود. برای ستون با دو انتهای مفصلی، مقادیر R_1 و R_2 صفر و در نتیجه r_1 و r_2 برابر صفر خواهد بود. برای ستون با دو انتهای نیمه صلب، R_1 و R_2 بین صفر و بی نهایت و در نتیجه r_1 و r_2 بین صفر و یک خواهد بود.

در شکل (۲) مدلی کلی از ستون یک قاب مهار شده، مهار نشده و یا بامهاربندی جزئی شده نشان داده شده است، که لنگرهای انتهایی M_1 و M_2 را در دو انتهای خود تحمل میکند. بطوریکه ممان اینرسی ستون I و مدول الاستیسیته آن E در طول عضو مقداری ثابت است. در این شکل اثر تیرها و ستونهای متصل به دو انتهای ستون با فنرهای دورانی معادلسازی شده است و نیز اثر سایر ستونها و یا بادبندهای طبقه با فنر انتقالی معادلسازی شده است. با توجه به ضرایب گیرداری-انتهایی r_1 و r_2 ، سختی جانبی ستون تحت اثر بار محوری از معادله زیر بدست می آید:



شکل ۲- مدل سازه ای ستون و فنرهای معادل انتهایی

$$S_{ci} = \frac{12EI_i}{L^3} \beta \quad (2)$$

در رابطه اخیر β ضریب سختی جانبی اصلاح شده است، که برابر است با:

$$\beta = \frac{\phi_i^2}{12} \frac{a_1 \left(\frac{\phi_i}{\tan \phi_i} \right) + 9r_1 r_2 - a_2 \phi_i^2}{9r_1 r_2 \left(\frac{2}{\phi_i} \tan \frac{\phi_i}{2} - 1 \right) + a_1 \left(1 - \frac{\phi_i}{\tan \phi_i} \right) + a_2 \phi_i^2} \quad (3)$$

در این رابطه مقدار ϕ_i برابر است با:

$$\phi_i = \pi \sqrt{\lambda P / P_e} = \frac{\pi}{k} \quad (4)$$

در رابطه (۴)، K ضریب طول موثر ستون و λ ضریب بار کمانشی قاب است. همچنین ضرایب $ai (i=1,2)$ در رابطه (۳) توسط روابط زیر محاسبه میشوند:

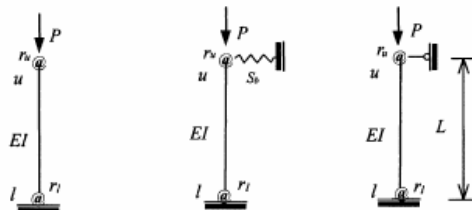
$$a_1 = 3(r_1 + r_2 - 2r_1 r_2), \quad a_2 = (1 - r_1)(1 - r_2) \phi_i^2 \quad (5)$$

با توجه به معادله (۳) و رابطه پیچیده بین ϕ و β در این معادله، محاسبه ضریب λ و محاسبه ضریب طول موثر قابها دشوار خواهد بود، برای حل این مشکل وساده تر شدن حل معادله (۳) از بسط یک جمله ای سری تیلور استفاده میشود:

$$\beta_{i0} = \frac{r_1 + r_2 + r_1 r_2}{4 - r_1 r_2}, \quad \beta_{i1} = \frac{40 + 8(r_1 + r_2)^2 + r_1 r_2 (r_1 + r_2 + 3r_1 r_2 - 34)}{30(4 - r_1 r_2)^2} \quad (6)$$

سختی جانبی ستون نیمه مهار بندی شده

در شکل (۳) شرایط مختلف مهاربندی ستون نشان داده شده است. برای ستون با مهار بندی جزئی، سختی ناشی از مهاربندی جزئی با S_b نشان داده شده، که توسط مهاربندها ایجاد میشود. در ستون کاملاً مهاربندی شده شکل (۳-ب) مقدار S_b بی نهایت خواهد بود و در ستون مهاربندی نشده شکل (۳-الف) مقدار S_b صفر خواهد بود، برای ستون با مهار بندی جزئی شکل (۳-ب) مقدار S_b بین صفرو بی نهایت خواهد بود.



شکل ۳- ستون با شرایط مهاربندی متفاوت (الف) مهاربندی نشده، (ب) مهاربندی جزئی (ج) مهاربندی شده

همچنین در یک قاب مهاربندی شده با m مهاربند جانبی سختی فنر معادل حاصل از تاثیر بادبندها، از رابطه زیر محاسبه میگردد:

$$S_b = \sum_{j=1}^m S_{bj} = \sum_{j=1}^m \frac{EA_{bj} L_{bj}^2}{\left(1 + \left(\frac{L_{bi}}{L_{bj}} \right)^2 \right)^{3/2}} \quad (8)$$

در این رابطه L_{bj} ، L_{cj} به ترتیب طول تیر و ستون و A_{bj} سطح مقطع بادبندها است. سختی مهاربندی جانبی S_b در قاب کاملاً مهار بندی شده بی نهایت است، در نتیجه، تحلیل پایداری ستون مشکل خواهد بود. برای ساده تر شدن حل عددی و مراحل تحلیل، ضریب مهار بندی جانبی α_B برای ستون به صورت زیر تعریف میشود:



$$\alpha_B = \frac{1}{1 + P_e / S_b L} \quad (9)$$

در ستون کاملاً مهار بندی شده، مقدار ($\alpha_B = 1$) خواهد بود، در ستون فاقد مهار بندی مقدار ($\alpha_B = 0$) خواهد بود و برای ستون با مهار بندی جزئی مقدار α_B بین صفر و یک خواهد بود.

محاسبه سختی جانبی نهایی ستون

در لحظه کمانش، سختی جانبی نهایی یک ستون بسیار ناچیز و در حد صفر خواهد بود. بنابراین براساس معادلات (۲)، (۶)، (۸) و (۹) و در حالیکه مهار بند وجود داشته باشد:

$$S_c + S_b = \frac{\phi_i^2 (a_1 (\frac{\phi_i}{\tan \phi_i}) + 9r_1 r_2 - a_2 \phi_i^2)}{9r_1 r_2 (\frac{2}{\phi_i} \tan \frac{\phi_i}{2} - 1) + a_1 (1 - \frac{\phi_i}{\tan \phi_i}) + a_2 \phi_i^2} + \frac{\alpha_B}{1 - \alpha_B} \times \frac{P_e}{L} = 0 \quad (10)$$

برای یک قاب که شامل n ستون و m بادبند است، در لحظه کمانش یک ستون خاص و با در نظر گرفتن اثرات سایر ستونها و مهاربندها رابطه زیر حاصل میگردد:

$$\sum_{i=1}^n S_{ci} + \sum_{j=1}^m S_{bj} = 0 \quad (11)$$

به این ترتیب با توجه به رابطه (۶) و محاسبه β ، S_{ci} توسط رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$S_{ci} = \sum_{i=1}^n \frac{12}{L_{ci}} \left[-P_i \beta_{1i} \lambda + \frac{EI}{L_c} \beta_{0i} \right] \quad (12)$$

با جایگذاری روابط (۸)، (۹) و (۱۲) در رابطه (۱۱) در لحظه کمانش یک ستون خاص از قاب رابطه زیر بدست می آید:

$$\sum_{i=1}^n \frac{12}{L_{ci}} \left[-P_i \beta_{1i} \lambda + \frac{EI}{L_c} \beta_{0i} \right] + \frac{\alpha_B}{1 - \alpha_B} \sum_{i=1}^n \frac{\pi^2 EI}{L_{ci}^3} = 0 \quad (13)$$

بطوریکه در رابطه اخیر مقدار α_B برای یک قاب با n ستون برابر است با:

$$\alpha_B = \frac{1}{1 + \frac{\sum_{i=1}^n P_e i / L_{ci}}{S_b}} \quad (14)$$

برای ساده تر شدن رابطه (۱۳) فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

$$a = \sum_{i=1}^n a_i = \sum_{i=1}^n \frac{12}{L_{ci}} P_i \beta_{1i}, b = \sum_{i=1}^n \frac{12EI}{L_{ci}^3} \beta_{0i} + \frac{\alpha_B}{1 - \alpha_B} \sum_{i=1}^n \frac{\pi^2 EI}{L_{ci}^3} \quad (15)$$

با توجه به روابط (۱۵) و جایگذاری در معادله (۱۳) مقدار ضریب بار کمانشی λ قابل محاسبه است:

$$-a\lambda + b = 0, \lambda = \frac{b}{a} \quad (16)$$

باحل معادله براساس ضریب λ می توان مقدار ضریب طول موثر ستونها در قاب با اتصالات نیمه صلب و مهاربندی جزئی را از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$k = \sqrt{\frac{P_e i}{\lambda_{cr} P_i}} \quad (i = 1, 2, 3, \dots) \quad (17)$$

اصلاح سختی چرخشی تیر (R)

در تیر نیمه صلب شکل (1) معادله شیب-افت براساس ضرایب گیرداری انتهایی (Γ_i) ها به صورت زیر خواهد بود:



$$M_i = \frac{6r_1}{4 - r_1 r_2} \left(\frac{EI_b}{L_b} \right) (4\theta_1 + 2r_2 \theta_2) \quad (18)$$

که M_i لنگر انتهایی تیر در دو انتهای آن، $\frac{EI_b}{L_b}$ سختی خمشی تیر و θ_1 و θ_2 دوران دو انتهای تیر هستند. در روابط فوق جهتهای مثبت θ همجهت با عقربه های ساعت فرض شده است. نسبت θ_1 به θ_2 با ضریبی به نام ν تعریف می شود که بین -1 و 1 متغیر است. $\theta_1 = \theta_2$ مربوطه به حالت انحنای ساده تیر است که شیب دو انتهای تیر مساوی و درخلاف جهت هم میباشد (قاب مهار بندی شده) و مقدار $\theta_1 = -\theta_2$ مربوط به حالت انحنای مضاعف تیر است که شیب دو انتهای تیر مساوی و هم جهت میباشد (قاب مهار بندی نشده). با فرض $\theta_1 = 1$ ، سختی چرخشی R_b تیر که به صورت نیمه صلب به ستون متصل است از رابطه زیر بدست می آید:

$$R_b = \frac{6r_1}{4 - r_1 r_2} \frac{EI_b}{L_b} (2 + \nu r_2) \quad (19)$$

این معادله به تیر این اجازه را میدهد که شرایط گیرداری متفاوتی داشته باشد که می تواند شامل اتصال مفصلی، نیمه صلب و گیردار کامل باشد. روشهایی جهت محاسبه فنر معادل با اثرات سختی خمشی تیرها در مراجع [۲۰] با توجه به وضعیت انحنای تیر آمده است. بر این اساس در حالت مهاربندی شده انحنای تیر ساده و $\frac{2EI_b}{L}$ خواهد بود (مود کمانشی نامتقارن)، در حالت مهاربندی نشده انحنای تیر مضاعف و $\frac{6EI_b}{L}$ خواهد بود (مود کمانشی نامتقارن). مود کمانشی قاب تحت تاثیر فاکتورهای زیادی از جمله شکل قاب، نحوه توزیع بار، سختی اعضای قاب، اتصالات، وضعیت مهار بندی و شرایط تکیه گاهی است. در واقعیت رابطه بین نسبت θ_1 و θ_2 و مود کمانشی قاب تالحنه ای که کمانش اتفاق نیافتد مشخص نمیشود. مود کمانشی یک قاب با مهاربندی جزئی در لحظه کمانش نه کاملاً متقارن و نه کاملاً نامتقارن است. بنابراین فرض $\frac{2EI_b}{L}$ و $\frac{6EI_b}{L}$ برای خیلی از قابهای درحال کمانش باعث ایجاد خطا در محاسبه ضریب طول موثر خواهد شد. همچنین نمودارهای ژولیان- لورانس براساس شرایط گیرداری کامل قاب طراحی شده اند و اثر اتصالات نیمه صلب در آن منظور نشده است. مرجع [۱۰] برای قاب با مهار بندی جزئی و اتصالات نیمه صلب، فرض مود کمانشی نامتقارن مربوط به قاب فاقد مهاربندی را در نظر گرفته است $\frac{6EI_b}{L}$. نتایج نشاندهنده این است که این فرض در صورتیکه سختی مهاربندهای جانبی یا سختی بادبندها کم باشد یا به عبارتی ضریب مهار بندی جانبی α_B کمتر از ۰.۶ باشد از دقت مناسبی برخوردار است ولی در قاب با مهاربندی بالا جوابگو نخواهد بود یا در صورتیکه سختی فنرهای دورانی یا گیرداری اتصال تیر به ستون زیاد نباشد، از دقت مناسبی برخوردار است، اما در اتصال نزدیک به حالت گیرداری کامل، فرض $\frac{6EI_b}{L}$ باعث ایجاد اختلاف زیاد نتایج با حل دقیق خواهد شد. برای حل این مشکل و کاهش خطا در جوابها نسبت به حل دقیق برای قابهای با مهاربندی جزئی بالا با $\alpha_B > 0.6$ یا قابهای با اتصالات نیمه صلب و (r_i) های بالا، به جای استفاده از ضریب $R = \frac{6EI_b}{L_b}$ از ضریب اصلاح شده استفاده شده است.

• در صورتیکه قاب با مهاربندی جزئی و $\alpha_B > 0.6$ باشد، داریم:

$$R' = \alpha_{uf} \frac{2EI_b}{L_b} \quad (20)$$

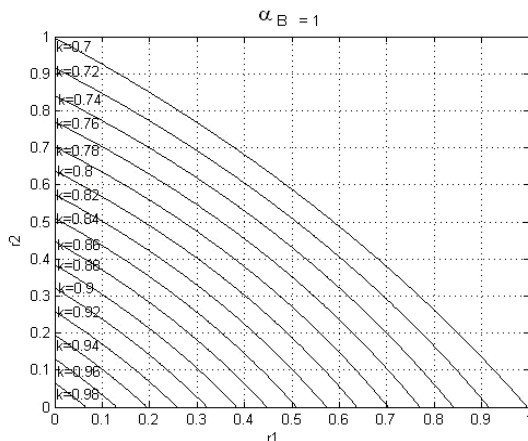
در این رابطه α_{uf} ضریب اصلاح سختی چرخشی است. برای محاسبه α_{uf} با توجه به شرایط گیرداری مختلف دو انتهای تیر از مقادیر α_{uf} مربوط به قاب مهاربندی شده استفاده میشود [۱۱]. با جایگذاری R از رابطه (۲۰) در معادله (۱) مقادیر r_i های اصلاح شده بدست می آید. سپس با استفاده از رابطه (۱۰) و r_i های اصلاح شده مقادیر ضریب طول موثر ستونهای قاب به صورت دقیق و با خطای بسیار کم به دست خواهد آمد. در این حالت استفاده از رابطه (۱۲) باعث ایجاد خطا در جوابها خواهد شد.

• در صورتیکه قاب مهاربندی نشده با مقدار r_i های زیاد و نزدیک به قابهای صلب باشد، داریم:

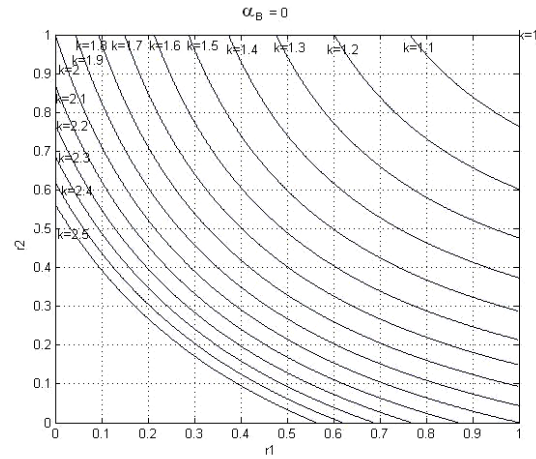
$$R' = \alpha_{uf} \frac{6EI_b}{L_b} \quad (21)$$



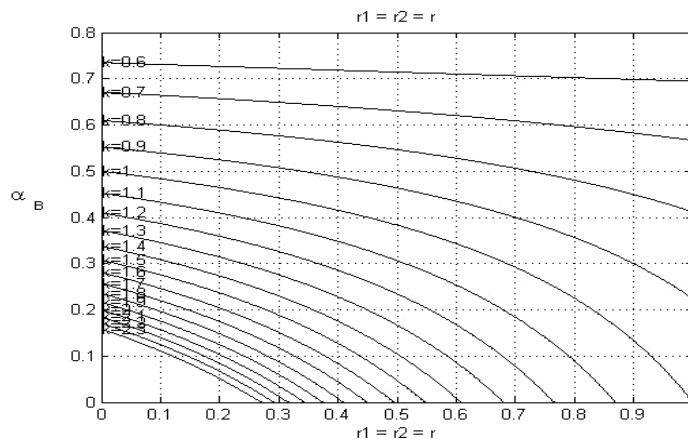
در این حالت برای محاسبه α_{uf} با توجه به شرایط گیرداری مختلف دوانتهای تیر از مقادیر مربوط به قاب مهاربندی نشده استفاده می شود [۱۲]. با جایگذاری R از رابطه (۲۱) در معادله (۱) مقادیر r_i های اصلاح شده بدست می آید. سپس با استفاده از رابطه (۱۳) و r_i های اصلاح شده مقادیر ضریب طول موثر ستونهای قاب به صورت دقیق ویا با خطای بسیار کم به دست خواهد آمد. در ادامه نمودارهایی جهت تعیین ضریب طول موثر ستون به ازاء سخیتهای مختلف مهاربندی جانبی، بصورت تابعی از ضرایب گیرداری پایین و بالای ستون ارائه شده است.



قاب کاملاً مهاربندی شده



قاب مهاربندی نشده



ستون با ضرایب گیرداری یکسان در دو انتها

مطالعات عددی

در این بخش به محاسبه ضریب طول موثر با استفاده از چهار روش مختلف برای چند قاب ساختمانی پرداخته شده است:

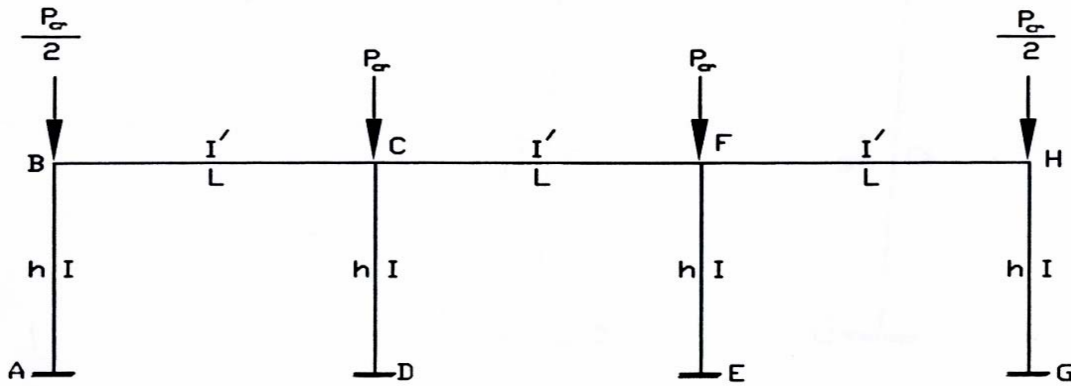
1- قاب یک طبقه و سه دهانه مهاربندی نشده باستونهای با ممان اینرسی یکسان و بار محوری متفاوت.

$$h = 400\text{cm}, l = 500\text{cm}, I_c = 3880\text{cm}^4, I_b = 1320\text{cm}^4, E = 21 \times 10^3 \text{ kN/cm}^2$$

$$R = \frac{6EI_b}{L_b} = 230985.21, r_{2AB} = r_{2GH} = \frac{1}{1 + \frac{3EI_c}{L_c R}} = 0.2743, r_{2CD} = r_{2EF} = 0.431$$

در این مسئله مقدار $\alpha_B > 0.6$ شده است. در نتیجه مقدار α_{uf} با توجه به رابطه $R' = \alpha_{uf} \frac{6EI_b}{L_b}$ و شرایط دو انتهای نیمه گیردار تیر از

جدول اصلاح سختی چرخشی تیر مربوط به قاب مهاربندی نشده [۱۲] به صورت زیر محاسبه شده است:



شکل 3- مشخصات هندسی قاب مسئله 1

$$7.01 \times 10^{-3} \lambda P + 2243.3 = 0, \lambda P = 324126.65$$

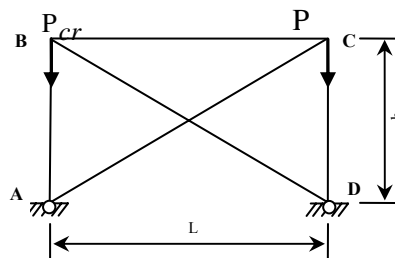
$$K_{AB} = K_{GH} = 1.719 K_{CD} = k_{EF} = 1.215$$

با استفاده از رابطه (۱۳) داریم:

جدول ۱- مقایسه نتایج حاصل از حل مسئله با روشهای مختلف.

$\frac{p_{cr} - p_{cr}(FEM)}{p_{cr}(FEM)}$	p_{cr} (KN)	K	ستون CD, EF	$\frac{p_{cr} - p_{cr}(FEM)}{p_{cr}(FEM)}$	p_{cr} (KN)	K	ستون GH, AB
-8.02	296779.6	1.26		48.43	237391.3	1.42	نمودارهای ژولیان - لورانس
12.17	361947.7	1.15		12.6	180163.3	1.63	AISC-1994
0	322661.3	1.218		0	159937.1	1.73	FEM(ANSYS)
43.7	463718.11	1.016		44.73	231485.5	1.438	روش مرجع (۱۰)
0.49	324256.7	1.215		1.28	161990.6	1.719	مقاله حاضر

۲- قاب یک طبقه یک دهانه مهار بندی شده، با ستون های با ممان اینرسی یکسان و بار محوری یکسان.



شکل 4- مشخصات هندسی قاب مسئله ۲

$$h = 400\text{cm}, L = 500\text{cm}, I_C = 7760\text{cm}^4, I_b = 8360\text{cm}^4, E = 21 \times 10^3 \text{ KN/cm}^2, R_{KA} = R_{KB} = 755660.85$$

$$: S_b = 138.38 \text{ KN/cm} \text{ داریم (۲۴)}$$

$$A_C = 53.8\text{cm}^2, A_{brace} = 6.91\text{cm}^2, \alpha_B = 0.73 > 0.6$$

در این مسئله مقدار $\alpha_B > 0.6$ شده است. در نتیجه مقدار α_{uf} با توجه به رابطه $R' = \alpha_{uf} 2 \frac{EI_b}{L_b}$ و شرایط دو انتهای نیمه گیردار تیر از

جدول اصلاح سختی چرخشی تیر مربوط به قاب مهاربندی شده [۱۱] به صورت زیر محاسبه شده است:



$$\alpha_{uf} = 0.518 \rightarrow R = 2 \times \alpha_{uf} \times \frac{EI_b}{L_b} = 364388, r_{1AB} = r_{1CD} = 1, r_{2AB} = r_{2CD} = 0.23$$

با قرار دادن مقادیر بالادرمعادله (۱۰) مقدار ضریب طول موثر بدست آمده است:

$$\phi = 3.38 \rightarrow k = 0.929$$

جدول ۲-مقایسه نتایج حاصل از حل مسئله با روشهای مختلف.

$\frac{p_{cr} - p_{cr}(FEM)}{p_{cr}(FEM)}$	P_{cr} (KN)	K	ستون CD,AB
10.46	12980	0.88	نمودارهای ژولیان - لورانس
11.94	13010.2	۰.۸۷۹	AISC-1994
0	11622.5	0.93	FEM(ANSYS)
-13.5	10050.2	1.0001	روش مرجع (10)
0.22	11647.4	0.929	مقاله حاضر

نتیجه گیری

در این مقاله روشی جهت تعیین ضریب طول موثر ستونها در قابهای با اتصالات نیمه صلب و مهار بندی جزئی ارائه شده است. اثرات سایر ستونهای قاب و بادنندها بصورت فنر انتقالی در بالای ستون مورد بررسی معادلسازی شده است، همچنین اثرات نیمه گیرداری اتصالات و تیرهای متصل به دو انتهای ستون به صورت فنر دورانی در دو انتهای ستون معادلسازی شده است. با توجه به سختی خمشی تیرها وضعیت انحنای تیر مشخص شده است و مقادیر ضرایب گیرداری انتهایی محاسبه شده است و براساس مقدار سختی مهار بندهای جانبی، ضریب مهار بندی جانبی بدست آمده است. بدین ترتیب با نوشتن معادلات تعادل و سازگاری تغییر شکل ها، معادله مشخصه تعیین ضریب طول موثر حاصل گردیده است. با حل چند مثال عددی نشان داده شده است که دقت روش ارائه شده نسبت به روشهای موجود نمودارهای ژولیان - لورانس و AISC-1994 بیشتر است. از سوی دیگر با ارائه نمودارهایی که ضریب طول موثر را به ازاا سختیهای مختلف مهار بندی جانبی بصورت تابعی از ضرایب گیرداری ابتدا و انتهای ستون ارائه مینمایند، نشان داده شده که روش فوق علاوه بر دقت از کارایی مناسبی برخوردار است

مراجع

- [۱] Johnson B. G. (1976) Structural Stability Research Council, Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures 3rd. Ed, John Wiley and Sons, Inc, New York.
- [۲] Kavanagh. T. C. (1962) Effective Length of Framed Columns *Tran Sactions. ASCE, Vol. 127, pp. 81 – 101.*
- [۳] Cheony-Siat-Moy.E. (1986) K –Factor Paradox, *J. Struct. Engrg ASCE, Vol. 112, No. 8, pp. 1747 –1760.*
- [۴] Cheong-Siat-Moy.E. (1991) Column Design in Gravity-Loaded Frames *J. Struct.Engrg., ASCE, Vol. 117 , No. 5, pp. 1448 – 1461.*
- [۵] Aristizabal-Ochoa. J. D. (1994) K – Factor For Columns in Any Type of Construction; Nonparadoxical Approach *J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 120, No.4, pp. 1272 – 1290.*
- [۶] Aristizabal _ Ochoa. J. D. (1994) Stability of Columns Uniform Load With Semirigid Connection *J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 120, No. 11, pp. 3212 –3222.*
- [7] Xu,L,liu,Y.and Chen,J. (2000) Stability of Unbraced Frames under Non-Proportional Loading *Submitted for publication in Structural Engineering and Mechanics.*
- [8] Aristizabal _ Ochoa. J. D. ,(1995), Story Stability and Minimum Bracing In R/C Framed Structures: A General Approach, *ACI, Struct. J. Vol. 92, No. 6, pp. 735 –744.*
- [9] Francois Cheong_Siat _ Moy. (1999). An Improved K-Factor Formola. *J. Struct. Engrg. ASCE, Vol. 125 , No. 2, pp. 169–174.*
- [10] L.xu , Y Liu. (2001) Story Stability of Semi-Braced Steel Frames, *J,Constructional Steel Reasearch, Vol 58,pp.467-491.*
- [۱۱] N.Kishi,W.F.Chen,Y.GOTO,M.Komuro. (1998) Effective Length Factor of Column In Flexibly Jointed and Braced Frams. *J, Constructional Steel Reasearch, Vol47,PP.93-118.*
- [1۲] N.Kishi,W.F.Chen,Y.GOTO. Effective Length Factor of Column In Semi-Rigid and Unbraced Frames.
- [۱۳] Georgios E.Mageirou , Charis J. Gantes. (2005) Buckling Strength Of Multi-story sway, non –sway and partially-sway frame with Semi-rigid Connections. *J, Constructional Steel Reasearch, Vol61,pp.1205-1225.*