

بررسی چگونگی مدلسازی ناحیه چشمه اتصال در قاب‌های فولادی گیردار با ورق انتهایی

احسان دهقانی^{۱*}، محمدکاظم بحرانی^۲، وحیدرضا افخمی^۳

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه قم

۲- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه قم

۳- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشگاه قم

*dehghani@gom.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۲/۲۸]

چکیده- یکی از مسائلی که مهندسی سازه در طراحی سازه‌های فولادی به وسیله نرم‌افزارهای تجاری از قبیل SAP یا ETABS با آن مواجهند، چگونگی در نظر گرفتن ناحیه همپوشانی المانها (طول ناحیه صلب انتهایی) در چشمه اتصال است. در این نرم‌افزارها امکان در نظر گرفتن این ناحیه به صورت کاملاً صلب یا نیمه صلب وجود دارد، در حالی که اتخاذ هر یک از این گزینه‌ها منجر به تفاوت قابل ملاحظه‌ای در نتایج و محاسبات خواهد شد. در این پژوهش با معرفی دو مدل تحلیلی متعارف در مدلسازی چشمه اتصال و تمرکز روی اتصال با ورق انتهایی، به بررسی دقیق‌تر تاثیر میزان طول ناحیه صلب انتهایی در نتایج مدلسازی قاب‌های فولادی پرداخته شده است. برای این منظور نتایج بدست آمده از تحلیل به روش مرسوم با نتایج بدست آمده از تحلیل دقیق‌تر بر اساس روش پیشنهادی آیین‌نامه یوروکد مقایسه شده‌اند. در نهایت پیشنهاداتی برای در نظر گرفتن میزان صلبیت ناحیه انتهایی المان‌ها به منظور دستیابی به نتایج دقیق‌تر سختی و مقاومت قاب فولادی ارائه شده است.

واژگان کلیدی: چشمه اتصال، طول ناحیه صلب انتهایی، اتصال با ورق انتهایی.

۱- مقدمه

است که از طریق اشکال و جداولی که برای انواع اتصال‌ها ارائه شده است، قابل دستیابی است. با توجه به رابطه‌ی چند جمله‌ای $M-\theta$ حدود اتصال از نظر میزان گیرداری مشخص می‌شود [1]. چن و همکاران^۱، روش دیگری را برای پیش‌بینی رفتار و ویژگی‌های اتصالات تیر به ستون پیشنهاد می‌کنند، در این روش، سختی اولیه اتصال و ظرفیت خمشی اتصال، به وسیله یک مدل تحلیلی ساده شده محاسبه می‌شود. در این روش با توجه به مشخصات اتصال، یک رابطه‌ی توانی سه پارامتری که بیانگر ارتباط لنگر- چرخش اتصال است ارائه می‌شود که به

اتصالات نیمه صلب سالیان متمادی است که مورد توجه ویژه‌ی طراحان قرار گرفته و تلاش مهندسیین برای تحلیل این اتصالات و بطور کلی مدلسازی چشمه اتصال، آغاز شده است. از ابتدایی‌ترین و رایج‌ترین مدل‌های ارائه شده اتصال مدل چند جمله‌ای فرای- موریس است که به ارزیابی رفتاری چندین نوع خاص از اتصالات تیر به ستون می‌پردازد. در این مدل، رفتار $M-\theta$ (لنگر- چرخش) اتصال با یک چندجمله‌ای درجه فرد ارائه می‌شود که این چند جمله‌ای دارای یک سری ضرایب

وسیله آن حدود گیرداری اتصال مشخص می‌شود [2].

AISC برای درک صحیح از صلبیت اتصال یک سیستم بی‌بعد را طبقه بندی می‌کنند که در آن سختی اتصال با سختی تیر مرجع (تیری به طول $5d$ که d عمق تیری است که اتصال به آن وصل شده است) مقایسه می‌شود. در این روش با ارائه پارامترهایی بی‌بعد از نسبت لنگر و چرخش اتصال به لنگر و چرخش پلاستیک تیر مرجع، اتصالات بر مبنای حدود گیرداری طبقه بندی می‌شود [3]. بیهورد و همکاران، با اصلاح پارامترهای بی‌بعد روش *AISC* و ارائه پارامتر ظرفیت چرخشی، مرزهای اتصال گیردار، نیمه گیردار و گیردار را مشخص می‌کنند [4]. آئین نامه‌های جدید طراحی نیز با اینکه هنوز روش‌ها یا فرمول‌های دقیق مدلسازی ارائه نکرده اند ولی بر اهمیت مدلسازی اتصالات تاکید کرده‌اند [5-6]. یکی از آئین‌نامه‌هایی که به بررسی این موضوع پرداخته، یوروکد است [7-8]. این آئین‌نامه طراحی، مدلی از اتصالات نیمه صلب ارائه کرده که در آن مشخصات مختلف اتصال از جمله ابعاد ورق‌ها، پیچ‌ها و دیگر پارامترهای اتصال در این مدل دخالت داده شده است و هر یک از آن‌ها نقش یک فنر را در این مدل ایفا می‌کنند. مجموعه‌ی این فنرها به عنوان یک فنر پیچشی انتهای عضو تیر عمل می‌کند و در مدلسازی‌ها، چشمه اتصال سازه با این فنر جایگزین می‌شود. از آنجایی که این مدل در تخمین نیروهای برشی و خمشی به صورت تقریبی عمل می‌کند و در برخی موارد از همگرایی مناسب در نتایج برخوردار نیست بنابراین نیازمند اصلاح و تغییر است، از این رو در سال ۲۰۰۶ میلادی مدلی از چشمه‌ی اتصال به وسیله بایوئو دیگران ارائه شد که به مدل المان صلیبی مشهور است و معایب روش یوروکد را مرتفع کرده است [5].

اتصال با ورق انتهایی یکی از انواع اتصالات نیمه صلب است که در انواع ساختمان‌ها، پل‌ها و سازه‌های صنعتی به کار می‌رود. این اتصال بیشتر برای متصل کردن تیر به ستون در قاب‌های خمشی استفاده می‌شود. در این نوع از اتصالات تیر به

ستون فولادی، انتهای تیر یک ورق فولادی است که به بال ستون پیچ و یا جوش می‌شود [9-11].

یکی از چالش‌های مهندسان محاسب سازه در مدلسازی اسکلت فولادی با المان‌های قابی، چگونگی مدلسازی ناحیه چشمه اتصال است. المان‌های قابی در مدلسازی با یک خط بدون بعد شبیه سازی می‌شوند حال آنکه در واقعیت تیرها و ستون‌ها دارای ابعاد محدود هستند. هنگامی که دو المان قابی مثل تیر و ستون در یک گره به هم متصل می‌شوند، در نزدیکی گره، مقاطع آن‌ها روی هم می‌افتند. در بسیاری از سازه‌ها این طول قابل ملاحظه بوده و می‌تواند تاثیر زیادی در رفتار سازه داشته باشد [12]. یکی از روش‌های مدلسازی این ناحیه، در نظر گرفتن این طول به صورت صلب است، که البته این روش هم به علت صلب نبودن چشمه اتصال در واقعیت همراه با خطاست.

در این مقاله بناست ابتدا به بررسی دو مدل تحلیلی یوروکد و المان صلیبی در اتصالات نیمه صلب پرداخته و سپس با درستی آزمایی مدل المان صلیبی اتصال و مبنا قرار دادن نتایج آن در تحلیل قاب‌های فولادی با اتصال ورق انتهایی، تاثیر اتخاذ میزان ناحیه صلب انتهایی را در این اتصال بررسی و راهکار مناسبی برای اینگونه اتصالات ارائه می‌کنیم.

۲- مدل اتصال یوروکد

آئین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های اروپا بررسی کامل و مفصلی از انواع اتصالات فولادی به ویژه در مبحث سوم خود (EC3) ارائه کرده است [7]. این کد طراحی، مدلی از اتصال نیمه صلب تیر به ستون را معرفی می‌کند که در این مدل برای هر اتصال نیمه صلب، مولفه‌های موثر مختلفی معرفی شده مطابق شکل (۱) که هر یک به صورت فنرهایی مدل شده‌اند و مجموعه‌ی آن‌ها تشکیل فنر پیچشی انتهای عضو را می‌دهند مطابق شکل (۲). سختی پیچشی معادل این فنر از رابطه زیر بدست می‌آید.

4 E. Bayo

5 Cruciform element model

1 American Institute of Steel Construction

2 R. Bjorhorde

3 Euro code

و K_{10} ، سختی پیچ ها در کشش است.

$$K_{j,ini} = \frac{h^2}{\sum_{i=1}^n (1/K_i)} \quad (1)$$

شکل (۳) مدل اتصال ورق انتهایی در یوروکد [5]

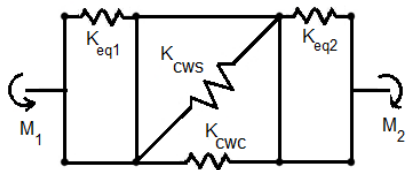


Fig. 3. EC Model for End Plate Connection

شرح روند محاسبه پارامترهای K_5 ، K_{10} ، K_{CWS} ، K_{CWC} در یوروکد [7] ارائه شده است. بنابراین رابطه (۱) برای حالت اتصال با ورق انتهایی به شکل زیر تبدیل می شود [13].

$$K_{j,ini} = \frac{h^2}{\frac{1}{K_{CWC}} + \frac{1}{K_{CWS}} + \frac{1}{K_{eq1}} + \frac{1}{K_{eq2}}} \quad (3)$$

۳- مدل المان صلیبی

در سال ۲۰۰۶ میلادی، بایو و همکاران [5] مدلی را ارائه کردند که این مدل در واقع توسعه ی روش مرسوم یوروکد بود. بدین گونه که مولفه های موثر اتصال که در مدل یوروکد به آن اشاره شده است در این مدل اجزای محدود (که به مدل صلیبی معروف است) نیز لحاظ شد.

در روشی که یوروکد برای مدل سازی اتصال نیمه صلب ارائه داده است یک پارامتر به نام β معرفی شده که پارامتر اثر متقابل نامیده می شود و از طریق این پارامتر میزان نیروی برشی در قسمت چشمه ی اتصال طبق روابط زیر محاسبه می شود.

$$V_{CW} = \frac{M_1}{h} \left[\left(1 + \frac{M_2}{M_1} \right) - \frac{h}{2M_1} (V_{c1} + V_{c2}) \right] = \frac{M_1}{h} \beta_1 \quad (4)$$

$$V_{CW} = \frac{M_2}{h} \left[\left(1 + \frac{M_1}{M_2} \right) - \frac{h}{2M_2} (V_{c1} + V_{c2}) \right] = \frac{M_2}{h} \beta_2$$

در رابطه (۴)، M_1 و M_2 لنگرهای فعال در دو سوی اتصال، V_{c1} و V_{c2} میزان برش در قسمت بالا و پایین اتصال، و V_{CW} میزان برش در چشمه ی اتصال است که در هر دو رابطه فوق باید یک میزان باشد یا به عبارتی هر دو رابطه باید به یک عدد همگرا باشند.

حد مورد قبول برای مقدار β بین صفر تا دو است که ممکن است در عملیات محاسبات در این حدود بدست نیاید و

شکل (۱) مولفه های موثر در اتصال با ورق انتهایی [7]

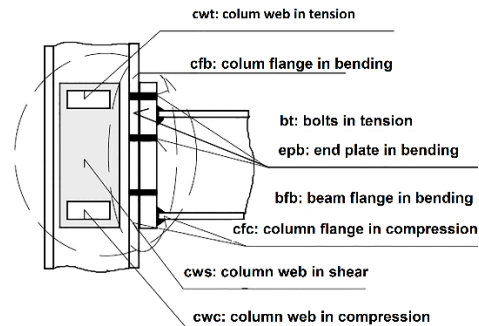


Fig. 1. Effective components in end plate connection

در رابطه ۱، h ، بازوی تیر و k_i ، مولفه های موثر اتصال هستند که براساس انواع اتصالات از جداول موجود در آیین نامه ی یوروکد [3] به دست می آیند.

شکل (۲) مدل اتصال نیمه صلب یوروکد (سمت راست) - مدل ساده شده

یوروکد (سمت چپ) [7]

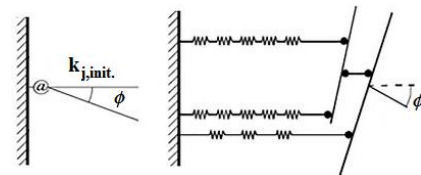


Fig. 2. EC Model of Semi Rigid Connection (Right)- Simplified Model of EC (Left)

برای مدلسازی اتصال ورق انتهایی بنا به توصیه یوروکد از مولفه های K_{CWC} (سختی جان ستون تحت فشار)، K_{CWS} (سختی جان ستون در برش)، K_{eq1} و K_{eq2} (سختی معادل دو سوی اتصال) بهره گرفته می شود مطابق شکل (۳) که از رابطه زیر به دست می آید.

$$K_{eq} = K_3 + K_4 + K_5 + K_{10} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، K_3 ، بیانگر سختی جان ستون در کشش، K_4 ، سختی بال ستون در خمش، K_5 ، سختی ورق انتهایی در خمش

به منظور بدست آوردن ماتریس نرمی سه‌درجه آزادی المان صلیبی بسته می‌شود و در نهایت دوباره ماتریس نرمی با در نظر گرفتن حرکت‌های صلب بدست خواهد آمد.

ماتریس نرمی المان مذکور یک ماتریس 9×9 بالا مثلثی به شکل رابطه ۵ است.

$$F = \begin{bmatrix} f(1,1) & 0 & f(1,3) & f(1,4) & 0 & 0 & f(1,7) & 0 & 0 \\ 0 & f(2,2) & 0 & f(2,4) & 0 & 0 & f(2,7) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & f(3,3) & f(3,4) & 0 & 0 & f(3,7) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f(4,4) & 0 & f(4,6) & f(4,7) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & f(5,5) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f(6,6) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f(7,7) & f(8,8) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f(9,9) \end{bmatrix}$$

(۵)

که،

$$f(1,1) = \frac{1}{h^2} \left(\frac{1}{K_{eq1}} + \frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} \right) \quad (6)$$

$$f(1,3) = \frac{1}{h^2 K_{cws}}$$

$$f(1,4) = -\frac{2hK_{cws}}{1}$$

$$f(1,7) = \frac{1}{2hK_{cws}}$$

$$f(2,2) = \frac{1}{K_{eq1}} + \frac{1}{K_{eq2}}$$

$$f(2,4) = \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}}$$

$$f(2,7) = \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}}$$

$$f(3,3) = \frac{1}{h^2} \left(\frac{1}{K_{eq1}} + \frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} \right)$$

$$f(3,4) = -\frac{1}{2hK_{cws}}$$

$$f(3,7) = \frac{1}{2hK_{cws}}$$

$$f(4,4) = \frac{1}{4K_{cws}} + \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}} + \frac{h^3}{24EI_c}$$

$$f(4,6) = -\frac{h^2}{8EI_c}$$

$$f(4,7) = \frac{1}{4K_{cws}} + \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}} + \frac{h^3}{24EI_c}$$

$$f(5,5) = \frac{h}{2EA_c}$$

$$f(6,6) = \frac{h}{2EI_c}$$

$$f(7,7) = \frac{1}{4K_{cws}} + \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}} + \frac{h^3}{24EI_c}$$

$$f(8,8) = \frac{h}{2EA_c}$$

$$f(9,9) = \frac{h}{2EI_c}$$

A_c و I_c به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون

اتصال است.

حتی همگرا نشود که این از معایب روش یوروکد است. بنابراین محاسبه‌ی تغییر شکل برشی نیازمند عملیات تکراری و آزمایشی است و بدون شک توأم با خطا و اشتباه و حتی عدم همگرایی است؛ با این اوصاف بایو و همکاران [5] روشی جدید برای رفع این مشکل ارائه کردند که در آن یک المان صلیبی جایگزین چشمه اتصال می‌شود.

این مدل روشی جدید مبتنی بر مدل سازی داخلی و خارجی اتصالات نیمه صلب برای تحلیل قاب‌های فولادی و کامپوزیت ارائه می‌کند و المانی صلیبی با اندازه‌ی مشخص در محیط الاستیک - پلاستیک با چهار گره ارائه می‌دهد شکل (۴). این المان در هر گره دارای سه درجه آزادی است که برای یک المان اتصال میانی، دارای ۱۲ درجه آزادی است.

شکل (۴) المان صلیبی اتصال [5]

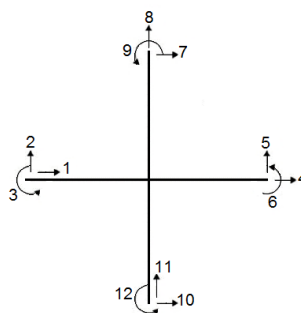


Fig. 4. Cruciform Element of Connection

شکل (۵) مدل پایدار شده المان صلیبی [5]

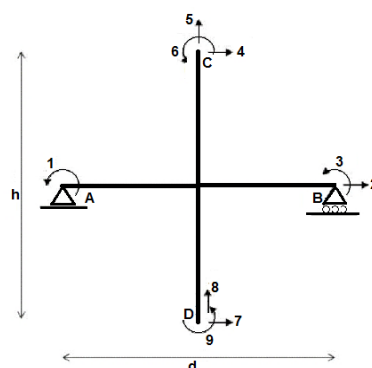


Fig. 5. Stability Model of Cruciform Element

در شکل (۴)، h بازوی ارتفاعی تیر اتصال است که از جداول مندرج در یوروکد به دست می‌آید و d عمق ستون اتصال است. این مدل در واقع از مدل فنری یوروکد، بدست آمده است.

شکل (۶) اتصال میانی [5]

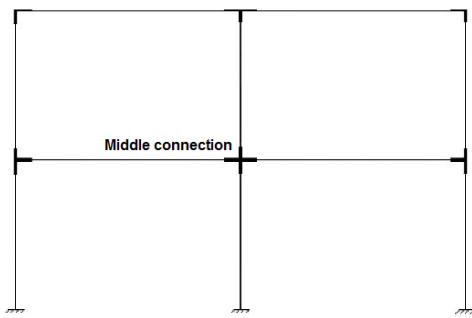


Fig. 6. Middle connection

که \tilde{K} ماتریس سختی اتصال میانی بوده و d نمایانگر درجه آزادی حذف نشده و e نمایانگر درجه آزادی حذف شده می باشد، آنگاه برای دیگر انواع اتصال (شبهه اتصالات شکل ۷) ماتریس سختی اینگونه بدست می آید.

$$K_{dd}^* = K_{dd} - K_{de}K_{ee}^{-1}K_{ed} \quad (10)$$

شکل (۷) دو مدل از اتصالات گوشه و درجات آزادی مرتبط [5]

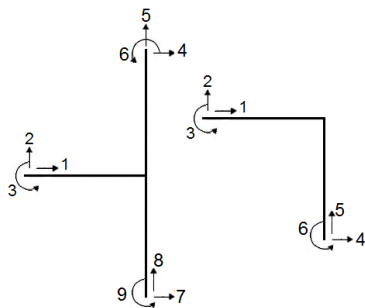


Fig. 7. Two Models of Corner Connections and Degree of Freedom's

که K_{dd}^* ماتریس سختی اتصال در حالتی غیر از اتصال میانی است.

چنانچه مشاهده شد مدل المان صلیبی علاوه بر در نظر گرفتن سختی اتصال، آثار طول همپوشانی انتهایی را هم در نظر می گیرد. در ادامه این نوع مدلسازی با روش های مرسوم مدلسازی مقایسه شده است.

۴- اتصال با ورق انتهایی

یکی از اتصالات شناخته شده در سازه های فولادی، اتصال با ورق انتهایی است. ورق انتهایی از نظر ارتفاع دو نوع است: ورق

ماتریس سختی المان از معکوس ماتریس نرمی بدست می آید. علاوه بر این باید سه درجه آزادی مربوط به حرکت های صلب نیز وارد ماتریس سختی شود. این حرکت های صلب را می توان بر حسب سایر درجات آزادی بدست آورد. برای نمونه مقدار درجه آزادی ۲ در شکل (۵) برابر است با مقدار درجه آزادی ۴ منهای مقدار درجه آزادی ۱ در شکل (۴). این ضرایب در ستون دوم ماتریس زیر درج شده اند. به همین ترتیب می توان سایر درایه های ماتریس زیر که ماتریس انتقال نامیده می شود را بدست آورد.

$$T = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & -1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 1/d & 0 & 1/d & -h/(2d) & -1/2 & 1/d & h/(2d) & -1/2 & 1/d \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1/d & 0 & -1/d & h/(2d) & -1/2 & -1/d & -h/(2d) & -1/2 & -1/d \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (V)$$

در نهایت ماتریس سختی یک اتصال کامل دو طرفه (یک اتصال میانی)، از رابطه زیر بدست می آید.

$$[K] = [T]^* [F]^{-1} [T]^t \quad (8)$$

ماتریس فوق برای یک اتصال میانی است که این اتصال در شکل (۶) به نمایش گذاشته شده است.

طبق این روش و با توجه به درجات آزادی مطرح شده در شکل (۴)، برای دیگر انواع اتصالات، با فشردن ماتریس سختی اتصال میانی می توان به ماتریس سختی این اتصالات نیز رسید [14]. و به صورت خلاصه اگر داشته باشیم،

$$\tilde{K} = \begin{bmatrix} K_{dd} & K_{de} \\ K_{ed} & K_{ee} \end{bmatrix} \quad (9)$$

تحلیل‌ها قرار می‌گیرد (ذکر این نکته ضروری است که مشخصات قاب‌های بررسی شده در این پژوهش در قسمت ۵-۱-۴ ارائه شده است).

۵-۱-۲- مدل‌سازی به روش طول ناحیه صلب انتهایی

در ابتدا مدل‌سازی اجزای اصلی در نرم‌افزار *SAP2000* صورت گرفته سپس با توجه به دستور *End Length Offset* میزان *Rigid Zone Factor (R.Z.F)* در المان‌های تیری (به تنهایی) یا تیر و ستون به صورت همزمان (با توجه به نوع تحلیل مد نظر) وارد می‌شود سپس بقیه مراحل تحلیل و مدل‌سازی انجام می‌پذیرد.

در این مقاله چهار حالت برای طول ناحیه صلب انتهایی در نظر گرفته شده است. در دو حالت این طول را تنها برای تیرها اعمال می‌کنیم^۴ (یکبار میزان صلبیت را ۱۰۰ درصد و بار دیگر برابر ۵۰ درصد در نظر می‌گیریم)، در دو حالت دیگر طول ناحیه صلب انتهایی، برای تیرها و ستون‌ها بصورت همزمان در نظر گرفته می‌شود (یکبار میزان صلبیت را ۱۰۰ درصد و بار دیگر برابر ۵۰ درصد در نظر می‌گیریم).

۵-۱-۳- مدل‌سازی چشمه اتصال^۵ به روش یوروکد در نرم‌افزار *SAP2000*

در این روش با توجه به مولفه‌های سختی موثر اتصال براساس آئین‌نامه یوروکد محاسبه شده و با توجه به رابطه (۳) میزان سختی پیچشی فنر انتهایی عضو تیری را بدست می‌آوریم سپس با استفاده از دستور *Panel Zone* در نرم‌افزار *SAP2000* این میزان سختی را در چشمه اتصال وارد می‌کنیم سپس وارد مرحله تحلیل در نرم‌افزار می‌شویم.

در ادامه یک بار با در نظر گرفتن اثر چشمه اتصال با فنر دورانی و بار دیگر بدون در نظر گرفتن آن انجام گرفته است.

۵-۱-۴- مشخصات بارگذاری و هندسه سازه و اتصال

در این مقاله سه قاب فولادی تحلیل و بررسی شده است که جزئیات آن‌ها به همراه چگونگی بارگذاری در شکل‌های (۹ تا ۱۱) به نمایش گذاشته شده‌اند (دقت شود نقطه *i* نقطه ای است که در

انتهایی عمیق‌تر از ارتفاع تیر^۱ و ورق انتهایی هم ارتفاع تیر^۲ هردوی این اتصالات در زمره اتصالات نیمه صلب است شکل (۸)، با این تفاوت که در اتصال با ورق انتهایی عمیق‌تر از تیر (که مبنای ما در این مقاله می‌باشد) گیرداری بیشتری نسبت به نوع دیگر وجود دارد.

شکل (۸) طبقه بندی اتصالات مشهور فولادی [2]

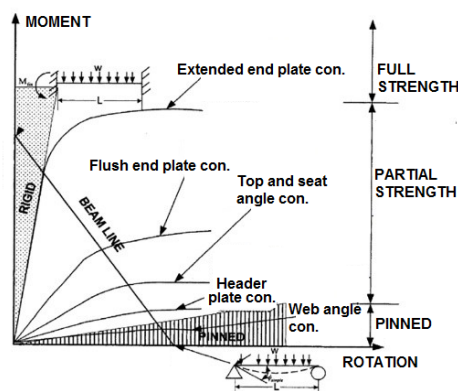


Fig. 8. Classification of Famous Connections

۵- مدل‌سازی و نتایج

در این قسمت ابتدا به مراحل مدل‌سازی پرداخته سپس به بررسی نتایج خواهیم پرداخت.

۵-۱-۱- مراحل انجام تحلیل

۵-۱-۱-۱- مدل‌سازی به روش المان صلیبی

برای مدل‌سازی قاب‌ها در روش المان صلیبی از برنامه نویسی به زبان *MATLAB* بهره گرفته شده است. در این برنامه مشخصات اتصال نیمه صلب با ورق انتهایی عمیق‌تر از تیر وارد برنامه شده و از این طریق مولفه‌های موثر سختی المان صلیبی اتصال بدست می‌آید. پس از تشکیل ماتریس سختی المان صلیبی میانی با توجه به مباحث قسمت ۳، ماتریس سختی دیگر انواع اتصال نیز محاسبه می‌شود. پس از محاسبه ماتریس‌های سختی المان‌های تیر و ستون به روش‌های مر سوم [14]، ماتریس سختی المان اتصال با دیگر المان‌های قاب دو بعدی فولادی اسمبل شده و ماتریس سختی نهایی سازه تشکیل می‌شود که این ماتریس سختی مبنای

4 Column & Beam
5 Panel Zone

1 Extended Endplate
2 Flush Endplate
3 Just Beam.

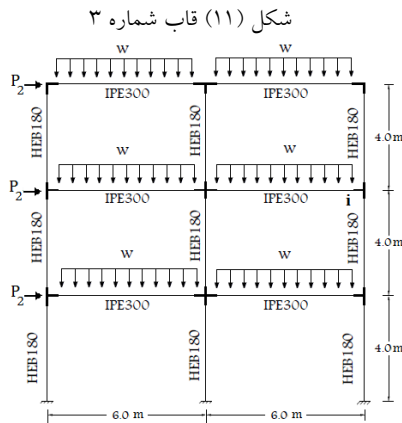


Fig. 11. Frame 3

جدول (۲) میزان سختی مولفه‌های موثر اتصال با ورق انتهایی را نشان می‌دهد.

جدول (۲) مقادیر سختی مولفه‌های موثر

Stiffness/Frame	Frame 1	Frame 2	Frame 3
K_cws (KN/mm)	384.96	843.8	881.6
K_cwc (KN/mm)	1371.1	1336.3	1396.2
K_eq (KN/mm)	873.4	1108.4	1156.9
K_(j.ini) (KN-mm)	27411995	56425647	58932993

Table 2. Effective Components Stiffnesses

۲-۵- بررسی نتایج

۲-۵-۱- درستی آزمایشی نتایج مدل المان صلبی

به منظور اطمینان از درستی عملکرد برنامه نوشته شده برای المان صلبی، ابتدا اتصالات در برنامه *SAP2000* را معادل حالت اتصال صلب فرض می‌کنیم و بدون در نظر گرفتن فنر چشمه اتصال، زمان تناوب اصلی سازه را می‌یابیم. در کد نوشته شده در برنامه *MATLAB* که برای حالت المان صلبی اتصال بوده است نیز با چند برابر کردن ضرایب سختی اتصال تا جایی که دیگر زمان تناوب اصلی سازه دچار تغییر نشود (این ضریب برای قاب ۱، ۲ و ۳ بررسی شده با انجام تحلیل در نرم افزار *MATLAB* برابر ۱۰۰۰ در نظر گرفته شده است). حالت اتصال صلب را ایجاد کرده و پریود سازه را بدست می‌آوریم. الگوی بار استفاده شده در این تحلیل الگوی بار ۱ براساس جدول (۱) است. نتایج حاصل از این دو مدل برای حالت اتصال صلب در جدول (۳) ارائه شده است.

آن نقطه لنگرهای خمشی مورد قیاس قرار گرفته‌اند).

دو الگوی بار در بارگذاری این قابها مطابق جدول (۱) بکار رفته است. در الگوی بارگذاری اول قابها تنها تحت اثر بار ثقلی قرار گرفته اند اما الگوی بارگذاری دوم، بار جانبی یکنواخت است که یک الگوی بارگذاری جانبی مرسوم در آیین‌نامه‌ی یوروکد [7] است.

جدول (۱) الگوی بارگذاری

Load Pattern	W(KN/mm)	P1 (KN)	P2 (KN)
1	0.015	0	0
2	0	9	18

Table 1. Load pattern

شکل (۹) قاب شماره ۱

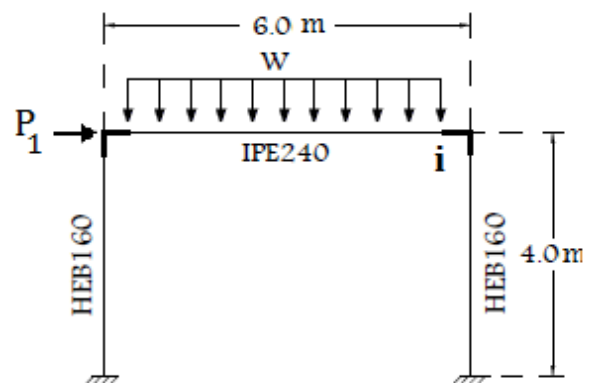


Fig. 9. Frame 1

شکل (۱۰) قاب شماره ۲

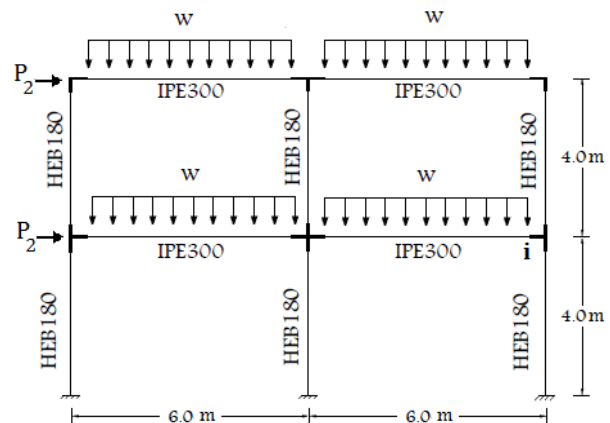


Fig. 10. Frame 2

جدول (۳) زمان تناوب در دو روش با اتصال صلب

Frame	Main Period in Rigid Connection (s)		
	Model C.E	SAP2000 model	Error %
Frame1	0.51371	0.51348	0.04
Frame2	0.80276	0.8017	0.13
Frame3	1.16511	1.16678	0.14

Table 3. Main Period in Rigid Connection in 2 Methods

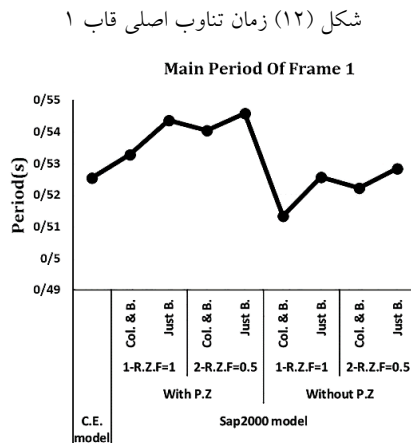


Fig. 12. Main period in frame 1

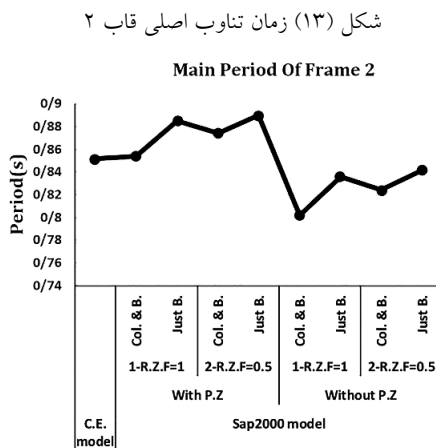


Fig. 13. Main period in frame 2

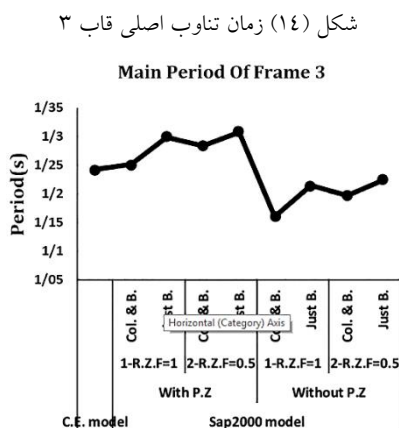


Fig. 14. Main period in frame 3

شکل (۱۵) درصد اختلاف روش مدل‌سازی مختلف اتصال در نرم افزار *SAP2000* را نسبت به روش مدل‌سازی المان صلیبی

همان‌گونه که از جدول (۳) مشخص است میزان انحراف و خطای روش مدل‌سازی به وسیله المان صلیبی در حالت اتصال صلب در محاسبه پیوندها نسبت به مدل اتصال صلب در نرم افزار *SAP2000* کمتر از ۰,۱۴ درصد بوده است که این مسئله درستی و دقت این روش را می‌رساند. با توجه به این نزدیکی مناسب جواب‌ها و اینکه روش المان صلیبی یک روش بعد دار در معرفی اتصالات است در ادامه پژوهش روی اتصال نیمه صلب با ورق انتهایی، نتایج این روش به عنوان نتایج مبنای محاسبات در نظر گرفته می‌شود.

۲-۲-۵- زمان تناوب اصلی

برای مقایسه زمان تناوب اصلی حاصل شده از مدل المان صلیبی و دیگر مدل‌ها، از الگوی بارگذاری نوع ۱ در جدول (۱) بهره گرفته شده و حالت اتصال نیمه صلب با ورق انتهایی مطابق جدول (۲) وارد می‌شود. زمان تناوب ناشی از این مدل‌سازی‌ها در شکل‌های (۱۲ تا ۱۴) ارائه شده است.

ذکر این نکته ضروری است که در اشکال (۱۳ تا ۲۷) از

برخی نمادها استفاده شده است که در زیر تشریح شده است:

محور افقی همه‌ی اشکال مذکور بیانگر انواع مدل‌سازی‌های صورت گرفته است. اولین مدل بررسی شده مدل المان صلیبی اتصال است که با *C.E. model* مشخص شده است. در قسمت دوم محور افقی، مدل‌سازی‌های صورت گرفته به وسیله نرم افزار *SAP* ارائه شده است که خود به دو بخش مدل‌سازی کردن چشمه اتصال (با نماد *With P.Z*) و عدم مدل‌سازی چشمه اتصال (با نماد *Without P.Z*) تقسیم شده است. زیرشاخه دیگر این قسمت طول ناحیه صلب انتهایی (*R.Z.F*) است که در اینجا دو مقدار ۱ و ۰,۵ اختیار کرده و می‌تواند این طول تنها در تیر (*Just B.*) یا در تیر و ستون (*Col & B.*) در نظر گرفته شود.

۲-۲-۵ افزایش طبقات و ارتفاع سازه باعث افزایش اختلاف در میزان تغییر مکان جانبی بام نسبت به مدل المان صلیبی شده است. بیشترین اختلاف‌ها را در زمانی می‌بینیم که فنر معادل یوروکد در نرم افزار SAP2000 مدل نشده است و برای هردو عضو تیرو ستون $R.Z.F$ برابر ۱ فرض شده است. با در نظر گرفتن این نکته که تغییر مکان جانبی (تقریباً) با توان دوم زمان تناوب رابطه مستقیم دارد اختلاف نتایج مدلسازی در این قسمت نسبت به قسمت پیشین مشهودتر بوده و حتی اختلاف در محاسبه تغییر مکان جانبی بام به فراتر از ۵۰ درصد نیز رسیده است.

شکل (۱۶) تغییر شکل جانبی بام قاب ۱

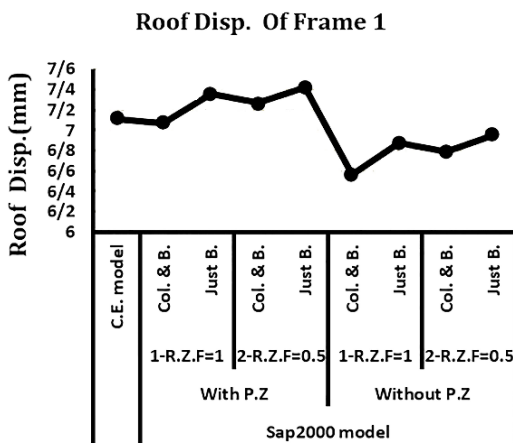


Fig. 16. Roof disp. in frame 1

شکل (۱۷) تغییر شکل جانبی بام قاب ۲

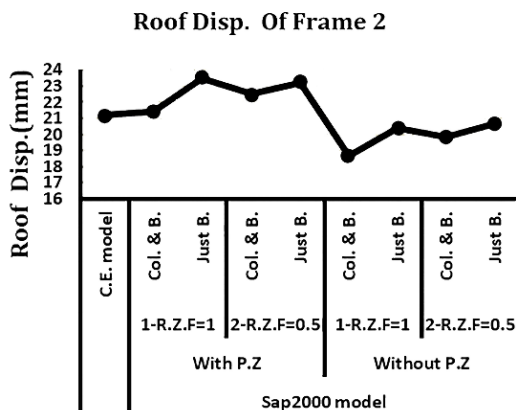


Fig. 17. Roof disp. in frame 2

نشان می‌دهد. همانگونه که از شکل (۱۵) مشخص است در نظر گرفتن چشمه اتصال در نرم‌افزار می‌تواند خطای محاسباتی زمان تناوب‌ها را کاهش دهد. افزایش طبقات و ارتفاع سازه باعث افزایش اختلاف زمان تناوب‌ها نسبت به مدل المان صلیبی شده است. بیشترین اختلاف‌ها را در زمانی می‌بینیم که فنر معادل یوروکد در نرم‌افزار مدل نشده است و برای هردو عضو تیرو ستون $R.Z.F$ (صلبیت) برابر ۱ فرض شده است. تلقی $R.Z.F$ برابر ۱ تنها برای عضوهای تیری نیز از دقت کمتری نسبت به دیگر مدل‌ها برخوردار بوده است با این حال نتایج بهتری نسبت به تلقی $R.Z.F$ برابر ۱ برای عضوهای تیری و ستون‌ها داشته است. دیگر مدل‌های نرم‌افزاری در محاسبه زمان تناوب اصلی اختلافی کمتر از ۶ درصد داشته‌اند.

شکل (۱۵) اختلاف محاسبه زمان تناوب در مقایسه با مدل المان صلیبی

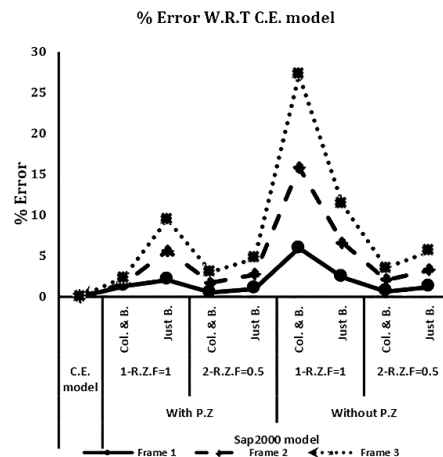


Fig. 15. Main period difference in all models with C.E Model

۲-۳-۵ تغییر مکان جانبی بام

در این قسمت با توجه به الگوی بار گذاری ۲ از جدول (۱) تغییر مکان جانبی طبقه آخر (بام) در همه‌ی قاب‌های مذکور بررسی شده است شکل‌های (۱۶ تا ۱۸) و درصد اختلاف نتایج مدلسازی‌های مختلف با نرم‌افزار با مدل المان صلیبی اتصال در نمودارهای شکل (۱۹) ارائه شده است.

همانگونه که در شکل ۱۶ تا ۱۹ مشاهده می‌شود مشابه قسمت

ذکر این نکته ضروری است که نقطه i در همه این اشکال نقطه ابتدای المان صلیبی است.

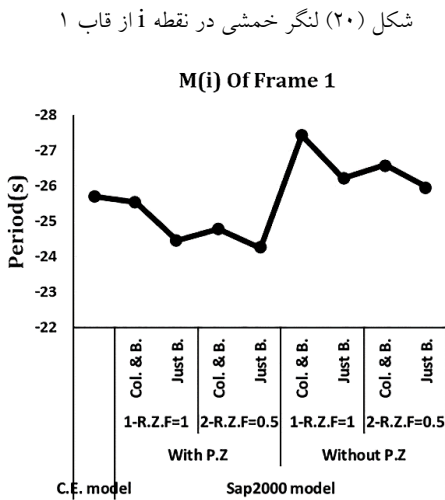


Fig. 20. Moment in node (i) of frame 1

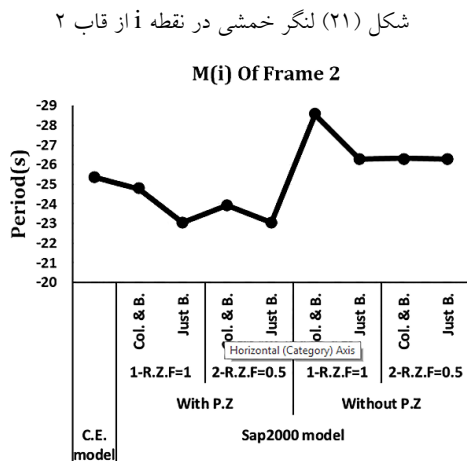


Fig. 21. Moment in node (i) of frame 2

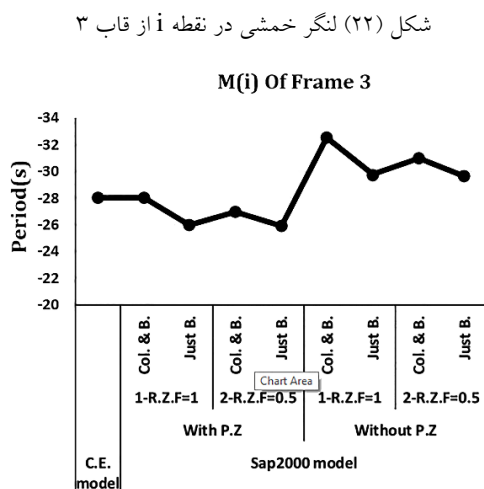


Fig. 22. Moment in node (i) of frame 3

شکل (۱۸) تغییر شکل جانبی بام قاب ۳

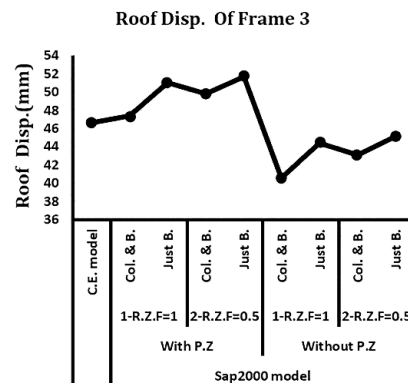


Fig. 18. Roof disp. in frame 3

شکل (۱۹) اختلاف محاسبه تغییر مکان جانبی بام نسبت به مدل صلیبی

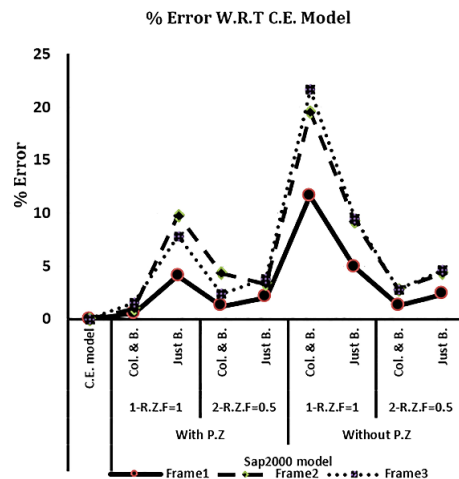


Fig. 19 Roof disp. difference in all models with C.E Model

۴-۲-۵- لنگرهای خمشی

با توجه به قسمت ۵-۱-۴ و شکل‌های (۹ تا ۱۱)، میزان لنگرهای خمشی در نقطه i بررسی شده است. برای مقایسه میزان لنگرهای خمشی از دو الگوی بار جانبی در جدول (۱) بهره گرفته شده است.

۱-۴-۲-۵- لنگرهای خمشی قاب تحت بار ثقلی

در این قسمت قاب‌های بررسی شده در شکل‌های (۹ تا ۱۱) تحت الگوی بارگذاری ۱ در جدول (۱) تحلیل شده و میزان لنگر خمشی در نقطه متعارف i در این شکل‌های مورد مقایسه قرار گرفته‌اند شکل‌های (۲۲-۲۰). شکل (۲۳)، درصد اختلاف لنگرهای خمشی نسبت به مدل المان صلیبی را نشان می‌دهد.

جانبی است، تحلیل شده و میزان لنگر خمشی در نقطه i در این شکل‌های مورد مقایسه قرار گرفته اند شکل‌های (۲۶-۲۴). شکل (۲۷) نیز درصد اختلاف لنگرهای خمشی نسبت به مدل المان صلیبی را نشان می‌دهد.

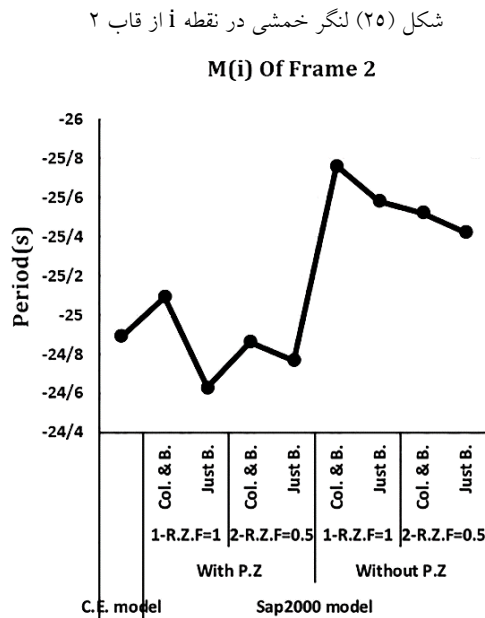


Fig. 25. Moment in node (i) of frame 2

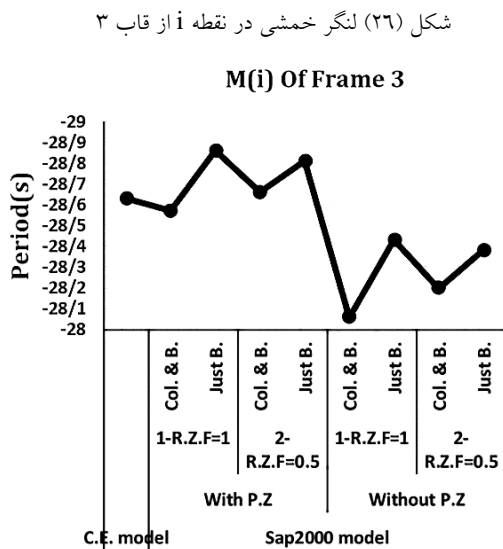


Fig. 26. Moment in node (i) of frame 3

همان‌گونه که از شکل‌های ارائه شده در این قسمت دریافت می‌شود بیشترین اختلاف نتایج را در عدم مدلسازی چشمه اتصال و در نظر گرفتن $R.Z.F$ برابر ۱ خواهیم داشت.

شکل (۲۳) اختلاف $m(i)$ نسبت به مدل المان صلیبی

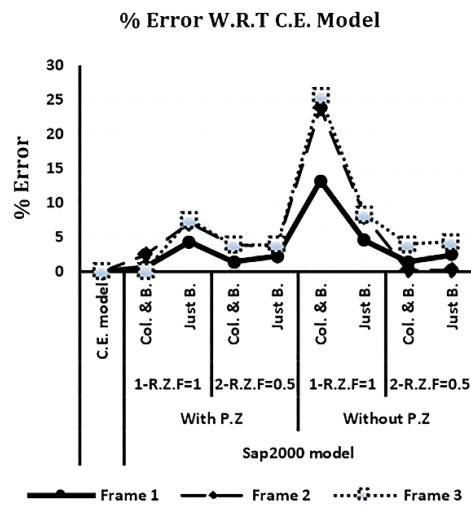


Fig. 23. Moment difference in all models with C.E Model

همان‌طور که از شکل‌های (۲۰ تا ۲۳) دریافت می‌شود بهترین نتایج را در مدلسازی چشمه اتصال با فنر یوروکد و در نظر گرفتن $R.Z.F$ برابر ۱ برای تیر و ستون خواهیم داشت و بیشترین اختلاف نتایج را در عدم مدلسازی چشمه اتصال و در نظر گرفتن $R.Z.F$ برابر ۱ خواهیم داشت.

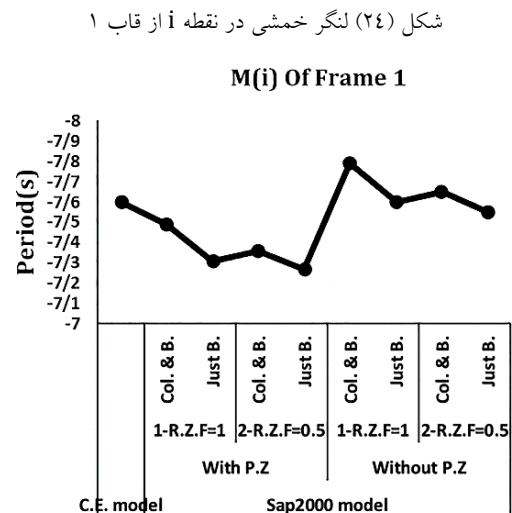


Fig. 24. Moment in node (i) of frame 1

۲-۴-۲-۵- لنگرهای خمشی قاب تحت بار جانبی در این قسمت نیز قاب‌های بررسی شده در شکل‌های (۹ تا ۱۱) تحت الگوی بار گذاری ۲ در جدول (۱) که الگوی بار

هستند پاسخ داده شود طوری که در برخورد با اتصالات پیچی با ورق انتهایی با دقت بالا می‌تواند میزان طول ناحیه صلب انتهایی را در طرح‌های خود اعمال کنند.

با اینکه بهترین مدل رفتاری اتصال در نرم‌افزارهای تجاری مذکور، اعمال فنر شبیه‌سازی شده یوروکد و در نظر گرفتن $R.Z.F$ برابر ۱ در اعضا تیری و ستون‌ها است با این حال با تقریب نسبتاً خوب می‌توان بدون طراحی چشمه اتصال و تنها با اعمال $R.Z.F$ برابر ۰/۵ در اعضا تیری و ستون‌ها به نتایج مطلوب رسید.

References

۶- مراجع

- [1] Frye, M.J. & Morris, G.A. "Analysis of flexibility connected steel frames," Canadian Journal of Civil Engineering, pp. 82-91, 1975.
- [2] Toma, S. & Chen, W.F. "Advanced Analysis of Steel Frames," CRC Press, Inc, 1994.
- [3] AISC, Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, Chicago, IL, 1994.
- [4] BJORHOVDE, R. & COLSON, A. & ZANDONINI, R. Connections in Steel Structures III, Bpcwheatons Ltd, 1996.
- [5] Bayo, E. & Cabrero, J.M. & Gil, B. "An effective component-based method to model semi-rigid connections," Engineering Structures, 2006.
- [6] "SAP2000, Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures.," Computers and Structures, Inc., 2004.
- [7] CEN. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints, 2003.
- [8] "SSEDTA. Eurocodes for composite structures. Structural steelwork Eurocodes development of a trans-national approach. Module 4: joints," 2001.
- [9] McGuire, W. & Gallagher, R. & Ziemian, R. "Matrix structural analysis," John Wiley, 2000.
- [10] CEN. Eurocode 4: Design of steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings, 2003.
- [11] "Introductory Tutorial Parts I & II ETABS Integrated Building Design Software," Computers & Structures, Inc., 2013.
- [12] Toma, W.A.S. "Advanced Analysis of Steel Frames.," CRC Press, Inc, 1994.
- [13] Yongjiu, S. & Gang, S. & Yuanqing, W. "Behavior of end-plate moment connection under earthquake," Engineering structures, 2007.
- [14] Elrahman, F. & Shaker, M.F. & Abd, W.M. "Behavior of Flush and Extended End-Plate Beam-To-Column," World Applied Sciences Journal, 2014.
- [15] Abolmaali, A. & Kukreti, A.R. & H. Razavi, "Hysteresis behavior of semi-rigid double web angle steel connections," Journal of Constructional Steel Research, 2003.
- [16] Chen, W.F. "Practical analysis for semi-rigid frame design," World, 2000.

شکل (۲۷) اختلاف $m(i)$ نسبت به مدل المان صلیبی

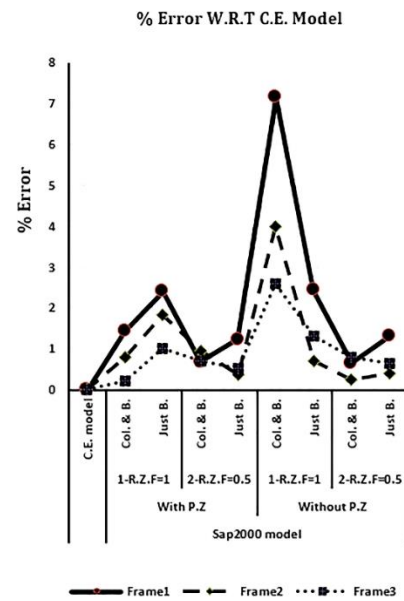


Fig. 27. Moment difference in all models with C.E model

۵-۲-۵- درستی آزمایشی نتایج مدل المان صلیبی

نتایج این قسمت گواه این مطلب است در بررسی قاب‌های با اتصال نیمه صلب با ورق انتهایی، بهترین حالت اعمال فنر شبیه سازی شده یوروکد و تلقی $R.Z.F$ برابر ۱ است، با این حال چون بیشتر مهندسین از انجام مدل‌سازی چشمه اتصال به علت زمانبر بودن چشم‌پوشی می‌کنند با توجه به مدل‌های ارائه شده در این قسمت به مهندسین سازه در برخورد با اینگونه اتصالات اعمال $R.Z.F$ برابر ۰/۵ برای اعضای تیری و ستون‌ها پیشنهاد می‌شود. در هر حال اعمال $R.Z.F$ برابر ۱ برای اعضای تیری و ستون‌ها (بدون اعمال سختی فنر انتهایی عضو) به هیچ وجه توصیه نمی‌شود و این کار می‌تواند خطای محاسباتی را حتی تا ۵۰ درصد افزایش دهد.

۵- نتیجه گیری

مدل المان صلیبی اتصال به عنوان یکی از جدیدترین روش‌های مدل‌سازی اتصالات فولادی مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. در این مدل که توسعه یافته مدل یوروکد است اجزای اتصال و ابعاد آن‌ها وارد مدل‌سازی می‌شود و دقت نتایج را تا حد زیادی بالا می‌برد.

در این مقاله سعی شده است که به مسئله مهمی که مهندسین در طراحی‌های خود به وسیله نرم‌افزارهایی تجاری مرسوم، روبرو

Numerical Modeling of Panel Zone in Steel Moment Frames with End Plate Connections

E. Dehghani¹ *, M.K. Bahrani², V.R. Afkhami³

1- Assist. Prof., Civil Eng. Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., University of Qom

2- Assist. Prof., Civil Eng. Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., University of Qom

3- PhD Candidate, Structural Eng. Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., University of Qom

* dehghani@qom.ac.ir

Abstract:

In the design of most of steel frames, the beam to column connections are assumed to be rigid or pinned. However, in many steel frames beam-column connections show semi-rigid behavior. Structures with semi-rigid connections contain systems with the connections in joints which are not completely rigid, but allow, usually, some relative movements in directions of general displacements. However, semi-rigid design has not received widespread attention due to its perceived complexity and the lack of effective tools for global analysis.

Early experimental studies showed the importance of shear deformations in panel zone for stable energy dissipation under cyclic loading. Modeling of panel is very important because of its role in prevention of local failure of columns under ultimate limit state.

A substantial effort has been made in recent years to characterize the behavior of semi-rigid connections. Recent studies and modern codes, especially *EC3* and *EC4*, include methods and formulas to derive resistance and stiffness of panel zone. *EC3* proposes a mechanical model for semi-rigid connection -in which each component is modeled by an equivalent linear spring. In this case, some components of the connection are showed by springs. These springs are assembled by a single bilinear (elastic-plastic) rotational spring alternating the connection, and is attached at beam-column intersection in the global analysis.

Stiffness and strength of the springs in *EC3* and *EC4* depend on β factor which implies an approximation of the internal forces at the joint. Therefore, adopting accurate β factor requires an iterative process at the time of performing the global analysis of the structure. Modifying *EC* methods; *E. Bayo* et al proposed a new component-based method (or cruciform element method) for modeling the internal and external semi-rigid connections. In this model, a cruciform element (a four-node element) is proposed to avoid β factor, and the inherent initial assumption and iterative process that it requires, and includes the finite size and deformation modes of the joint.

One of main problems with which structural engineer deals is considering *End Length Offset* in conventional software. *Extended end plate* connection is one of beam-column semi rigid connections that is to evaluate by its behavior, using cruciform connection model and other panel zone models.

In this paper, three 2-dimensional frames with extended end plate connections are modeled in *MATLAB* using cruciform element method and the results are compared with the analytical results of *SAP2000* for eight cases (including four models regarding the presence of the panel zone and four models disregarding it). At one state, *End Length Offset* is considered just for beams and at the other, for both beams and columns (in two cases of *Rigid Zone Factor*: 0.5 and 1). The results show that modeling panel zones according to *EC* method and considering *Rigid Zone Factor* equal to 1 in columns and beams are the best assumptions for analyzing 2D frames with extended end plate connections. However, if the panel zones are not modeled, *Rigid Zone Factor* must be considered equal to 0.5 simultaneously in columns and beams - to give actual results.

Keywords: semi rigid connections, extended end plate, Rigid Zone Factor, End Length Offset