

## تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های فولادی با اتصال نیمه‌صلب با استفاده از مدل المان صلیبی

وحیدرضا افخمی<sup>۱</sup>، محمدطاهر کمالی<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه هرمزگان، بندرعباس، ایران  
۲- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه هرمزگان، بندرعباس، ایران

### چکیده

در بسیاری از طراحی‌ها فرض می‌شود که اتصالات تیر به ستون در قاب فولادی حالت گیردار یا مفصلی دارند، با اینکه در بسیاری از حالات، این اتصالات، حالتی گیردار یا مفصلی نداشته و به شکل نیمه‌صلب (نیمه‌گیردار) رفتار می‌کنند. مطالعاتی که اخیراً صورت گرفته به همراه توصیه‌های آئین‌نامه‌های جدید، بالاخص یوروکد ۳ و یوروکد ۴، شامل روش‌ها و فرمول‌هایی جهت محاسبه و برآورد میزان مقاومت و سختی چشمه‌ی اتصال می‌باشند. با توجه به ضعف‌های مدل اتصال یوروکد، بایو و همکاران روش جدیدی بر مبنای مولفه‌های اتصال جهت مدلسازی اتصالات نیمه‌صلب داخلی و خارجی ارائه کردند که به روش المان صلیبی معروف می‌باشد و ضعف‌های روش یوروکد را مرتفع نموده است. مدلسازی غیرخطی نقش مهمی در تحلیل و طراحی سازه‌ها ایفا می‌کند و تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز یک روش نسبتاً ساده و موثر در تحلیل رفتاری سازه‌ها می‌باشد. در تحقیق پیش رو با استفاده از مدل اتصال صلیبی نیمه‌صلب و با استخراج یک ضریب غیرخطی اجزاء، به تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌ها، با دو نوع از اتصالات نیمه‌صلب شامل اتصال با ورق انتهایی و اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی، در برابر دو نوع توزیع بار جانبی یکنواخت و مثلثی پرداخته می‌شود. نتایج گویای این مسئله است که قاب‌های دارای اتصال تیر به ستون با نبشی نشیمن و فوقانی نسبت به اتصال با ورق انتهایی از سختی اولیه کمتری برخوردار بوده و اثر  $P-\Delta$  ظرفیت باربری آن را بیشتر کاهش داده و این کاهش ظرفیت با افزایش تعداد طبقات سازه افزایش می‌یابد.

کلمات کلیدی: اتصال نیمه‌صلب، المان صلیبی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، اتصال با ورق انتهایی، اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی.

\* نویسنده مسئول: محمدطاهر کمالی

پست الکترونیکی: kamali@hormozgan.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.68957.1010

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.68957.1010>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۰۹/۰۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۳/۱۰

## ۱- مقدمه

اتصالات نیمه‌صلب سالیان متمادی است که مورد توجه ویژه‌ی طراحان قرار گرفته و تلاش مهندسين در جهت شناسایی و تحلیل این اتصالات و بطور کلی مدل‌سازی انواع مختلف اتصالات فولادی، آغاز شده است. از ابتدایی‌ترین و رایج‌ترین مدل‌های ارائه شده‌ی اتصال، مدل چند جمله‌ای فرای-موريس 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 می‌گردد که این چند جمله‌ای دارای یک‌سری ضرائب می‌باشد که از طریق اشکال و جداولی که برای انواع اتصال‌ها ارائه شده است، قابل حصول است. با توجه به رابطه‌ی چند جمله‌ای  $M-\theta$  حدود اتصال از نظر میزان گیرداری مشخص می‌گردد [1]. چن و همکاران، روش دیگری را برای پیش‌بینی رفتار و ویژگی‌های اتصالات تیر به ستون پیشنهاد می‌کنند، در این روش، سختی اولیه‌ی اتصال و ظرفیت خمشی اتصال، بوسیله‌ی یک مدل تحلیلی ساده شده محاسبه می‌گردد. در این روش با توجه به مشخصات اتصال، یک رابطه‌ی توانی سه پارامتری که بیانگر ارتباط لنگر-چرخش اتصال می‌باشد، ارائه می‌گردد که بوسیله‌ی آن حدود گیرداری اتصال مشخص می‌شود [2].

AISC<sup>1</sup> برای درک صحیح از صلیبیت اتصال یک سیستم بی‌بعد را معرفی می‌کند 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 ارائه‌ی پارامترهایی بی‌بعد از نسبت لنگر و چرخش اتصال به لنگر و چرخش پلاستیک تیر مرجع، انواع اتصالات بر مبنای حدود گیرداری طبقه‌بندی می‌شوند [3]. بیوهورد و همکاران، با اصلاح پارامترهای بی‌بعد روش AISC و ارائه‌ی پارامتر ظرفیت چرخشی، مرزهای اتصال گیردار، نیمه‌گیردار و گیردار را مشخص می‌کنند [4]. آئین‌نامه‌های جدید طراحی نیز با اینکه هنوز روش‌ها یا فرمول‌های دقیق مدل‌سازی ارائه نکرده‌اند ولی بر اهمیت مدل‌سازی اتصالات تاکید کرده‌اند [5-6]. یکی از آئین‌نامه‌هایی که به بررسی این موضوع پرداخته، یوروکد (یوروکد ۳ و یوروکد ۴) می‌باشد [7-8]. این آئین‌نامه‌ی طراحی، مدلی از اتصالات نیمه‌صلب ارائه کرده است که در آن مشخصات مختلف اتصال از جمله ابعاد ورق‌ها، پیچ‌ها و دیگر پارامترهای اتصال در این مدل دخالت داده شده است که هر یک از این مشخصات نقش یک فنر را در این مدل ایفا می‌کنند. مجموعه‌ی این فنرها به عنوان یک فنر پیچشی انتهایی عضو تیر عمل می‌کند که در مدل‌سازی، چشمه‌ی اتصال سازه، با این فنر جایگزین می‌شود. از آنجایی که این مدل در تخمین نیروهای برشی و خمشی بصورت تقریبی عمل می‌کند و در برخی موارد از همگرایی مناسب در نتایج برخوردار نیست بنابراین نیازمند اصلاح و تغییر می‌باشد، از این رو در سال ۲۰۰۶ میلادی مدلی از چشمه‌ی اتصال توسط بایو و همکاران [5] ارائه شد که به مدل المان صلیبی<sup>۲</sup> مشهور است که معایب روش یوروکد را مرتفع کرده است.

اتصال با ورق انتهایی یکی از انواع اتصالات نیمه‌صلب می‌باشد که در انواع ساختمان‌ها، پل‌ها و سازه‌های صنعتی به کار می‌رود. این اتصال غالباً برای متصل کردن تیر به ستون در قاب‌های خمشی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این نوع از اتصالات تیر به ستون فولادی، انتهایی تیر یک ورق فولادی است که به بال ستون پیچ و یا جوش می‌شود [9-11]. از انواع دیگر اتصالات نیمه‌صلب تیر به ستون، اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی می‌باشد. در این نوع اتصال، تیر بر روی یک نبشی نشیمن، قرار می‌گیرد و نبشی فوقانی نقش پایدارسازی را ایفا می‌کند. تحلیل استاتیکی غیرخطی به عنوان یک تحلیل شناخته شده در بین مهندسين سازه بوده که هم از نظر سرعت عملیات و هم از نظر دقت کیفیت مناسبی دارد. بنابراین در این تحقیق به تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های فولادی با دو نوع از اتصالات نیمه‌صلب شامل اتصال با ورق انتهایی و اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی با استفاده از مدل المان صلیبی پرداخته می‌شود تا از عملکرد رفتاری اینگونه اتصالات شناخت بیشتری حاصل گردد.

1 American Institute of Steel Construction

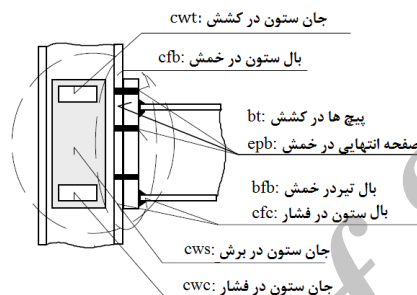
2 Cruciform element model

## ۲- مدل المان صلیبی

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

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

(۱)

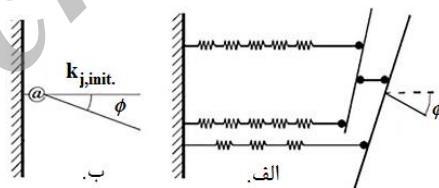


شکل ۱: مولفه‌های موثر در اتصال با ورق انتهایی [12].

در رابطه‌ی ۱،  $h$ ، بازوی تیر و  $k_i$ ، مولفه‌های موثر اتصال هستند که براساس نوع اتصال از جداول موجود در آیین‌نامه‌ی یوروکد [7] بدست می‌آیند. برای مدل‌سازی اتصال با ورق انتهایی بنا به توصیه یوروکد از مولفه‌های  $K_{cwc}$  (سختی جان ستون تحت فشار)،  $K_{cws}$  (سختی جان ستون در برش)،  $K_{eq1}$  و  $K_{eq2}$  (سختی معادل دو سوی اتصال) بهره گرفته می‌شود (مطابق شکل ۳) که از رابطه ۲ بدست می‌آیند.

$$K_{eq} = K_3 + K_4 + K_5 + K_{10}$$

(۲)



شکل ۲: مدل اتصال نیمه‌صلب یوروکد (الف)، مدل ساده شده‌ی اتصال یوروکد (ب) [7].

در رابطه‌ی ۲،  $K_3$ ، بیانگر سختی جان ستون در کشش،  $K_4$ ، سختی بال ستون در خمش،  $K_5$ ، سختی ورق انتهایی در خمش و  $K_{10}$ ، سختی پیچها در کشش (با توجه به شکل ۱) می‌باشند.

مطابق اتصال با ورق انتهایی، در اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی نیز علاوه بر مولفه‌های  $K_{cwc}$  (سختی جان ستون تحت فشار)،  $K_{cws}$  (سختی جان ستون در برش)، برخی پارامترهای موثر اتصال در سختی معادل وارد می‌شود که شامل سختی جان ستون در کشش

3 Lever Arm

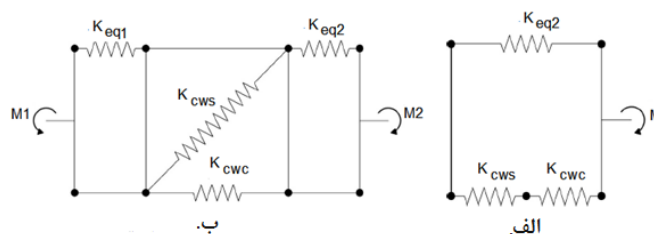
4 Stiffness of column web in compression

5 Stiffness of column web in shear

( $K_3$ )، سختی بال ستون در خمش ( $K_4$ )، سختی نبشی نشیمن در خمش ( $K_6$ ) و سختی مرتبط با پیچ‌های اتصال در کشش و برش و خمش ( $K_{10}$  و  $K_{11}$  و  $K_{12}$ )، می‌باشند. بنابراین،

$$K_{eq} = K_3 + K_4 + K_6 + K_{10} + K_{11} + K_{12}$$

(۳)



شکل ۳: مدل اتصال یک‌سویه (الف.) و دوسویه‌ی اتصال (ب.) براساس یوروکد [5].

شرح روند محاسبه پارامترهای  $K_{cws}$  و  $K_{cwc}$  و  $K_3$  و  $K_4$  و  $K_5$  و  $K_6$  و  $K_{10}$  و  $K_{11}$  و  $K_{12}$  در یوروکد [7] ارائه گردیده است. بنابراین رابطه‌ی ۱ در حالت کلی برای هر دو حالت اتصال (اتصال با ورق انتهایی و اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی) به صورت زیر تبدیل می‌گردد [8].

$$K_{j.ini} = \frac{h^2}{\frac{1}{K_{cwc}} + \frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{eq1}} + \frac{1}{K_{eq2}}}$$

(۴)

در سال ۲۰۰۶ میلادی، بایو و همکاران [5] مدلی را ارائه کردند که این مدل در واقع توسعه‌ی روش مرسوم یوروکد می‌باشد. بدین‌گونه که مولفه‌های موثر اتصال که در مدل یوروکد به آن اشاره شد، در این مدل اجزای محدود (که به مدل المان صلیبی معروف است) نیز لحاظ شده است. در روشی که یوروکد برای مدل سازی اتصال نیمه‌صلب ارائه داده است یک پارامتر به نام  $\beta$  را معرفی می‌کند که پارامتر اثر متقابل نامیده می‌شود و از طریق این پارامتر میزان نیروی برشی در قسمت چشمه‌ی اتصال طبق رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود.

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

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

(۵)

در رابطه‌ی ۵،  $M_1$  و  $M_2$  لنگرهای فعال در دو سوی اتصال،  $V_{c1}$  و  $V_{c2}$  میزان برش در قسمت بالا و پایین اتصال می‌باشند و  $V_{CW}$  میزان برش در چشمه‌ی اتصال می‌باشد 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  $\beta$  عددی بین صفر تا دو می‌باشد که ممکن است در عملیات محاسبات در این حدود بدست نیاید و حتی همگرا نشود که این از معایب روش یوروکد است. بعلاوه در محاسبه‌ی تغییر شکل برشی در این روش، نیازمند عملیات تکراری و آزمایشی می‌باشد که 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 چشمه‌ی اتصال می‌شود.

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

به منظور بدست آوردن ماتریس نرمی سه درجه‌ی آزادی المان صلیبی بسته می‌شود و در نهایت مجدداً ماتریس نرمی با در نظر گرفتن حرکت‌های صلب بدست خواهد آمد (مطابق شکل ۴ الف). در شکل ۴،  $h$  بازوی ارتفاعی تیر اتصال می‌باشد که از جداول مندرج در یوروکد بدست می‌آید و  $d$  عمق ستون اتصال می‌باشد. این مدل در واقع از مدل فنری یوروکد، بدست آمده است.

ماتریس نرمی المان مذکور (المان اتصال شکل ۴ سمت چپ) یک ماتریس  $9 \times 9$  بالا مثلثی مطابق رابطه‌ی ۶ می‌باشد.

$$F = \begin{bmatrix} f(1,91) & 0 & f(1,93) & f(1,94) & 0 & 0 & f(1,97) & 0 & 0 \\ 0 & f(2,92) & 0 & f(2,94) & 0 & 0 & f(2,97) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & f(3,93) & f(3,94) & 0 & f(4,96) & f(3,97) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f(4,94) & f(5,95) & 0 & f(4,97) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f(6,96) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f(7,97) & f(8,98) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f(9,99) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

(۶)

که،

$$f(1,91) = \frac{1}{h^2} \left( \frac{1}{K_{eq1}} + \frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} \right)$$

$$f(1,93) = \frac{1}{h^2 K_{cws}}$$

$$f(1,94) = -\frac{1}{2hK_{cws}}$$

$$f(1,97) = \frac{1}{2hK_{cws}}$$

$$f(2,92) = \frac{1}{K_{eq1}} + \frac{1}{K_{eq2}}$$

$$f(2,94) = \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}}$$

$$f(2,97) = \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}}$$

$$f(3,93) = \frac{1}{h^2} \left( \frac{1}{K_{eq1}} + \frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} \right)$$

$$f(3,94) = -\frac{1}{2hK_{cws}}$$

$$f(3,97) = \frac{1}{2hK_{cws}}$$

$$f(4,94) = \frac{1}{4K_{cws}} + \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}} + \frac{h^3}{24EI_c}$$

$$f(4,96) = -\frac{h^2}{8EI_c}$$

$$f(4,97) = \frac{1}{4K_{cws}} + \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}} + \frac{h^3}{24EI_c}$$

$$f(5,95) = \frac{h}{2EA_c}$$

$$f(6,96) = \frac{h}{2EI_c}$$

$$f(7,97) = \frac{1}{4K_{cws}} + \frac{1}{2K_{eq1}} + \frac{1}{2K_{eq2}} + \frac{h^3}{24EI_c}$$

$$f(8,98) = \frac{h}{2EA_c}$$

$$f(9,99) = \frac{h}{2EI_c}$$

(۷)

$A_c$  و  $I_c$  به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون اتصال و  $E$  مدول الاستیسیته فولاد می‌باشند.

ماتریس سختی المان از معکوس ماتریس نرمی بدست می‌آید. علاوه بر این بایستی سه درجه آزادی مربوط به حرکت‌های صلب نیز وارد ماتریس سختی شود. این حرکت‌های صلب را می‌توان بر حسب سایر درجات آزادی بدست آورد. بطور مثال مقدار درجه آزادی ۲ در شکل ۴ ب، برابر است با مقدار درجه آزادی ۴ منهای مقدار درجه آزادی ۱ در شکل ۴ الف. این ضرایب در ستون دوم ماتریس زیر درج شده‌اند. به همین ترتیب می‌توان سایر درایه‌های ماتریس را براساس ماتریس  $T$  که ماتریس انتقال نامیده می‌شود، بدست آورد.

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

(۸)

در نهایت ماتریس سختی یک اتصال کامل دو طرفه (یک اتصال میانی)، از رابطه‌ی ۹ بدست می‌آید. ماتریس سختی رابطه‌ی ۹ برای یک اتصال میانی است که این اتصال در شکل ۵ به نمایش گذاشته شده است.

$$\tilde{K} = \tilde{T} * \tilde{F}^{-1} * \tilde{T}^T$$

(۹)



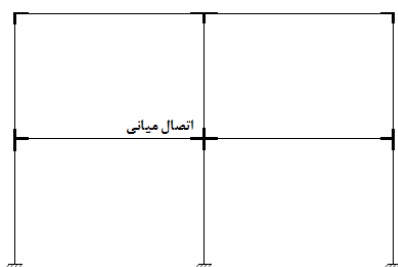
شکل ۴: مدل المان صلبی اتصال (الف)، مدل پایداری شده‌ی المان صلبی اتصال (ب). [5].

طبق این روش و با توجه به درجات آزادی مطرح شده در شکل ۴ (سمت راست)، برای دیگر انواع اتصالات، با فشردن ماتریس سختی اتصال میانی می‌توان به ماتریس سختی این اتصالات نیز رسید [9].

به صورت خلاصه اگر داشته باشیم،

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

(۱۰)



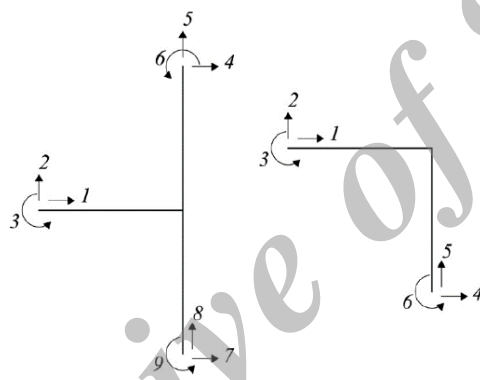
شکل ۵: اتصال میانی [7].

که  $\bar{K}$  ماتریس سختی اتصال میانی بوده و  $d$  نمایانگر درجه‌ی آزادی حذف نشده و  $e$  نمایانگر درجه‌ی آزادی حذف شده می‌باشند، آنگاه برای دیگر انواع اتصال (شبهه اتصالات شکل ۶) ماتریس سختی اینگونه بدست می‌آید.

$$K_{dd}^* = K_{dd} - K_{de}K_{ee}^{-1}K_{ed}$$

(۱۱)

که  $K_{da}^*$  ماتریس سختی اتصال در حالتی غیر از اتصال میانی می‌باشد.



شکل ۶: دو مدل از اتصالات گوشه و کناری و درجات آزادی مرتبط [5].

### ۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های فولادی با اتصال نیمه صلب

در مهندسی سازه جهت برآورد رفتاری سازه‌ها، تحلیل‌های متنوعی وجود دارد که هر یک به نوبه‌ی خود دارای یک سری معایب و یک سری مزایا هستند، تحلیل استاتیکی غیرخطی یکی از مشهورترین این تحلیل‌هاست که به تحلیل پوش‌آور نیز معروف است. این روش به صورت یک سری تحلیل‌های گام به گام می‌باشد که در هر گام از این تحلیل، کاهش سختی اعضا در اثر ایجاد مفاصل پلاستیک بر اثر بارگذاری در تحلیل گام بعدی در نظر گرفته می‌شود. در این روش بار جانبی ناشی از زلزله با یک الگوی بار مشخص، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییر مکان نقطه‌ی کنترل (مرکز جرم طبقه بام) تحت بار جانبی به مقدار مشخصی که تغییر مکان هدف نامیده می‌شود، برسد و یا اینکه سازه فرو بریزد.

یکی از مهمترین نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، تعیین نمودار بار- تغییر مکان یا منحنی ظرفیت است که با مشخص کردن نیروی برش پایه و تغییر مکان جانبی بالاترین سطح سازه در هر گام و رسم این دو پارامتر در مقابل هم بدست می‌آید که به منحنی پوش‌آور

7 Nonlinear static (Pushover) analysis

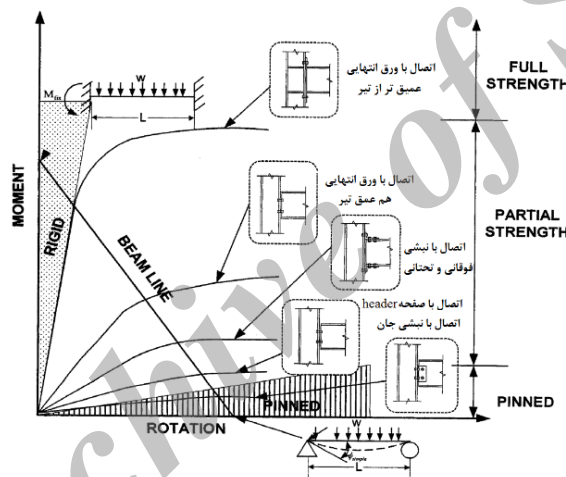
8 Target Displacement

9 Capacity curve

نیز معروف می‌باشد. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باتوجه به سرعت بالای انجام تحلیل‌ها و سادگی تفسیر نتایج در مقایسه با روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی به سرعت مورد اقبال مهندسان واقع شده است.

یکی از اتصالات شناخته شده در سازه‌های فولادی، اتصال با ورق انتهایی می‌باشد. ورق انتهایی از نظر ارتفاع دو نوع است: ورق انتهایی عمیق تر از ارتفاع تیر<sup>۱۰</sup> و ورق انتهایی هم ارتفاع تیر<sup>۱۱</sup>. هر دو این اتصالات در زمره اتصالات نیمه‌صلب می‌باشد (مطابق شکل ۷)، با این تفاوت که در اتصال با ورق انتهایی عمیق تر از تیر (که مبنای این مقاله می‌باشد) گیرداری بیشتری نسبت به نوع دیگر وجود دارد.

از انواع دیگر اتصالات تیر به ستون، اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی می‌باشد. در این نوع اتصال، تیر بر روی یک نبشی نشیمن که می‌تواند تقویت نشده (انعطاف پذیر) یا تقویت شده باشد، قرار می‌گیرد. منظور از اتصالات نشیمن تنها انتقال واکنش تکیه‌گاهی قائم است، بنابراین اتصال نباید در انتهای تیر، گیرداری قابل توجهی ایجاد کند. به منظور دادن پایداری کافی به تیر، همیشه بعد از نصب تیر روی نبشی نشیمن، یک نبشی انعطاف پذیر به بال فوقانی تیر و ستون جوش می‌دهند که این خود باعث قرارگیری این اتصال در دسته‌ی اتصالات نیمه‌صلب می‌شود. در اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی درجه‌ی گیرداری به ابعاد نبشی‌های اتصال، طول دهانه، ارتفاع و مشخصات مقطع تیر و نیز خمش‌پذیری ستون بستگی دارد. در این مقاله، اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی در قاب‌های فولادی به عنوان یک اتصال نیمه‌صلب (با توجه به شکل ۷) در نظر گرفته شده است [15] و به همراه قاب‌های با اتصال با ورق انتهایی عمیق تر از تیر، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند.



شکل ۷: طبقه بندی اتصالات مشهور فولادی [16].

#### ۴- مدلسازی و نتایج

در این قسمت ابتدا به مراحل مدلسازی و انجام تحلیل پرداخته سپس به بررسی نتایج پرداخته می‌شود.

##### ۴-۱- مراحل انجام تحلیل

##### ۴-۱-۱- مدلسازی اتصال به روش المان صلیبی

جهت مدلسازی قاب‌ها در روش المان صلیبی از برنامه نویسی به زبان *MATLAB* بهره گرفته شده است. در این برنامه ابتدا مشخصات هندسی اجزای اصلی قاب (تیر و ستون)، به همراه شرایط مرزی وارد می‌گردد، سپس مشخصات اتصال نیمه‌صلب مورد نظر (اتصال با ورق انتهایی یا اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی) وارد برنامه شده و از این طریق مولفه‌های موثر سختی المان صلیبی اتصال بدست می‌آید. پس از تشکیل ماتریس

10 Nonlinear dynamic analysis

11 Extended Endplate

12 Flush Endplate



سختی المان صلیبی میانی با توجه به مباحث بخش ۲، ماتریس سختی دیگر انواع اتصال نیز محاسبه می شود. پس از محاسبه ماتریس های سختی المان های تیر و ستون به روشهای مرسوم [9]، ماتریس سختی المان اتصال با این المانهای فولادی اسمبل شده و ماتریس سختی نهایی سازه تشکیل می گردد که این ماتریس سختی مبنای تحلیل ها قرار می گیرد و با بدست آوردن ماتریس نهایی سازه می توان میزان تغییرشکل ها و نیروها در اعضا را محاسبه کرد (ذکر این نکته ضروری است که مشخصات قاب های مورد بررسی در این تحقیق در قسمت ۴-۱-۳ ارائه شده است). بنابراین اثر اتصال در ماتریس سختی نهایی سازه وارد می گردد و مشخصات هندسی و ویژگی های مادی اجزای سازنده ی قاب و از جمله مشخصات غیرخطی این اجزا جهت تحلیل استاتیکی غیرخطی به عنوان ورودی این برنامه وارد می گردد.

#### ۴-۱-۲- اعمال رفتار غیرخطی اجزا

جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه ها نیاز است رفتار غیرخطی اجزای سازه مورد بررسی قرار گیرد. روابط ارائه شده در این بخش، برای بیان رفتار غیرخطی مقاطع بر مبنای تئوری های پایداری مبتنی بر ارتباط لنگر- انحنا می باشد، که برای همه ی اعضا با همه ی مقاطع و مواد قابل تعمیم است. چن و همکاران [17] برای مقاطع مختلف کمیت های بی بعدی ارائه کرده اند که در آن روابط لنگر- انحنای مقاطع فولادی به صورت تقریبی در فرم چند جمله ای، با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری،  $p$  ارائه می شود. در این تحقیق روند اعمال رفتار غیرخطی اجزای اصلی قاب (تیر و ستون) بر مبنای روابط و کمیت های ارائه شده توسط چن و همکاران می باشد. الگوریتم و روند اعمال رفتار غیرخطی اجزا در برنامه نوشته شده به زبان *MATLAB* به گونه ی زیر می باشد.

در ابتدا  $\phi$  (انحنا) مرتبط با اعضا تحت بارگذاری محاسبه می شود:

$$\phi = \frac{\Delta\theta}{\Delta s} \quad (12)$$

در رابطه ۱۲،  $\Delta\theta$  تغییر زاویه و  $\Delta s$  طول عضو می باشند. در مرحله بعد با توجه به نیروی محوری و لنگر خمشی اعضا، مقادیر کمیت های بی بعد  $m_1$ ،  $m_2$  و  $m_{pc}$  را محاسبه می شود. فرضیات این قسمت با توجه به مدل رفتار غیرخطی چن و همکاران [17] بدینگونه است:

$$p = \text{abs}\left(\frac{P}{P_y}\right); m = \text{abs}\left(\frac{M}{M_y}\right); \phi = \text{abs}\left(\frac{\phi}{\phi_y}\right) \quad (13)$$

در رابطه ی ۱۳،  $p$  و  $m$  و  $\phi$  به ترتیب کمیت های بی بعد نیروی محوری، لنگر خمشی و انحنا،  $P$  و  $M$  و  $\phi$  به ترتیب نیروی محوری، لنگر خمشی و انحنا در هر قسمت عضو و  $P_y$  و  $M_y$  و  $\phi_y$  به ترتیب نیروی محوری، لنگر خمشی و انحنا مرتبط با نقطه تسلیم عضو می باشند و همچنین فرض می شود:

$$\begin{aligned} \phi_{et} \phi_{ec} &= \phi_1 \\ \phi_{tc} \phi_{ct} &= \phi_2 \end{aligned} \quad (14)$$

که  $\phi_{et}$  انحنا مرتبط با تسلیم کششی،  $\phi_{ec}$  انحنا مرتبط با تسلیم فشاری و  $\phi_{tc}$  و  $\phi_{ct}$  انحنا مرتبط با تسلیم کششی-فشاری و بالعکس می باشند.

جدول ۱ کمیت های بی بعد دیگر مورد استفاده را با توجه به بازه ی  $p$  به نمایش می گذارد.

جدول ۱: کمیت‌های بی بعد مدل غیرخطی چن و همکاران [17]

بازه/کمیت	$0 \leq p \leq 0.225$	$0.225 \leq p \leq 1$
$m_1$	$1 - p$	$1 - p$
$m_{pc}$	$1.11 - 2.64p^2$	$1.238 - 1.143p - 0.095p^2$
$\theta_1$	$1 - p$	$1 - p$
$m_2$	$1 + 0.778p - 4.78p^2$	$1.2(1 - p)$
$\theta_2$	$\frac{1}{1 - 3.7p + 8.4p^2}$	$2.2(1 - p)$

با توجه به کمیت‌های بی بعد جدول ۱، مقدار  $m$  محاسبه می‌شود،

$$\begin{cases} m = a\theta & (\theta \leq \theta_1) \\ m = b - \frac{c}{\sqrt{\theta}} & (\theta_1 \leq \theta \leq \theta_2) \\ m = m_{pc} - \frac{f}{\theta^2} & (\theta_2 \leq \theta) \end{cases} \quad (15)$$

که،

$$\begin{cases} a = \frac{m_1}{\theta_1} \\ b = \frac{m_2 - m_1\sqrt{\theta_1/\theta_2}}{1 - \sqrt{\theta_1/\theta_2}} \\ c = \frac{m_2 - m_1}{\frac{1}{\sqrt{\theta_1}} - \frac{1}{\sqrt{\theta_2}}} \\ f = (m_{pc} - m_2)\theta_2^2 \end{cases} \quad (16)$$

در انتها با توجه به  $m$  و  $\theta$  برای هر المان، ضریب کاهش  $EI$  عضو، محاسبه می‌شود.

$$\alpha = \frac{m}{\theta} \quad (17)$$

ضریب  $\alpha$  محاسبه شده‌ی هر عضو در هر مرحله به  $EI$  عضو مربوطه اعمال شده و الگوریتم بالا با توجه به بارگذاری افزایشی جانبی در هر مرحله به‌روز می‌شود و در هر مرحله امکان تسلیم در اعضای دیگر نیز با توجه به کاهش سختی دیگر اعضا بررسی می‌گردد. بنابراین در این مقاله، رفتار غیرخطی اجزا با توجه به الگوریتم این قسمت وارد مدل تحلیلی قرار می‌گیرد.

#### ۴-۱-۳- الگوی بارگذاری

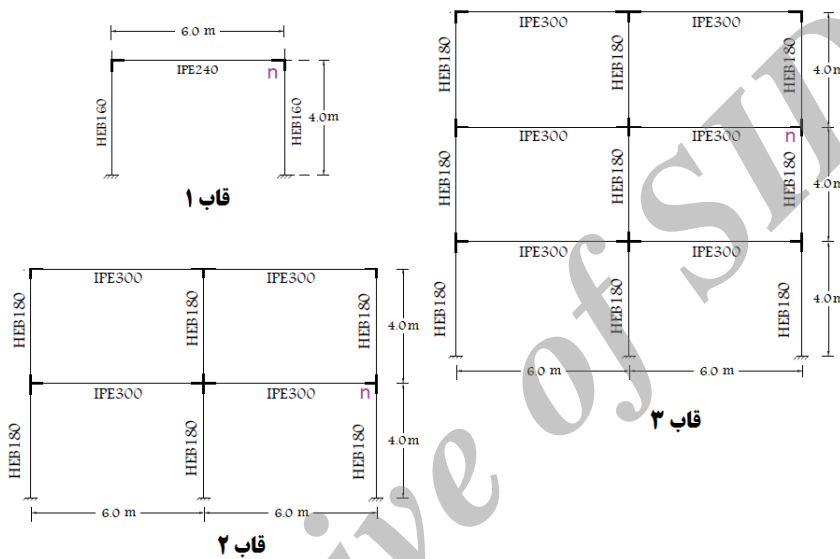
براساس  $FEMA-356$  [13] در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید حداقل دو الگوی بار جانبی برای ارزیابی سازه در نظر گرفته شود. الگوی بار جانبی باید در دو جهت مثبت و منفی به صورت جداگانه به سازه اعمال شود. در سازه‌های نامنظم اعمال یک الگوی بار جانبی در دو جهت مثبت و منفی منجر به نتایج متفاوتی می‌شود.

در این تحقیق بر مبنای  $FEMA-356$ ، از دو الگوی بار برای در نظر گرفتن اثرات بارهای ثقیل مرده و زنده، بهره گرفته می‌شود. این دو ترکیب بار عبارتند از:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (18)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (19)$$

که  $Q_D$  بار مرده،  $Q_L$  بار زنده و  $Q_S$  بار برف است که در حال اثر کردن است. با توجه به اینکه ترکیب بار رابطه‌ی ۱۸ در مقایسه با ترکیب بار رابطه‌ی ۱۹ در اکثر مواقع حالت بحرانی‌تری را ایجاد می‌کند، بنابراین در این مقاله تنها این حالت بار، به عنوان بار قائم اعمالی، در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق بار مرده اعمالی برابر  $1000 \text{ kg/m}$ ، بار زنده برابر  $250 \text{ kg/m}$  و بار برف برابر صفر در نظر گرفته شده است.



شکل ۸: قاب‌های مرجع.

نحوه‌ی اعمال بار جانبی نیز براساس توصیه‌ی FEMA-356، بصورت دو نوع توزیع بار مثلثی<sup>۱۳</sup> و یکنواخت<sup>۱۴</sup> و به صورت افزایشده اعمال شده است.

در این مقاله سه قاب فولادی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است که جزئیات و مشخصات هندسی آن‌ها در شکل ۸ به نمایش گذاشته شده است. جدول ۲ میزان سختی مولفه‌های موثر اتصال در دو نوع اتصال با ورق انتهایی و اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی را در قاب‌های مرجع به نمایش می‌گذارد.

جدول ۲: مقادیر سختی مولفه‌های موثر اتصال

قاب / سختی	(KN/mm)	(KN/mm)	(KN/mm)	(KN. mm)	
قاب ۱	اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی	347.54	1167.12	378.55	19351147
	اتصال با ورق انتهایی	384.96	1371.1	873.4	27411995
قاب ۲	اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی	599.44	1159.7	986.9	47501223
	اتصال با ورق انتهایی	843.8	1336.3	1108.4	56425647
قاب ۳	اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی	674.39	1285.31	1063.76	50640732
	اتصال با ورق انتهایی	881.6	1396.2	1156.9	58932993

13 Triangular distribution

14 Uniform distribution

به هنگام وقوع زلزله به دلیل جابجایی جانبی طبقات ساختمان، نقطه اثر نیروی وزن نیز جابجا شده که این موضوع باعث به وجود آمدن لنگرها و تغییر مکان‌های ثانویه در ستون‌ها می‌شود، این پدیده را اثر  $P-\Delta$  می‌نامند که در ساختمان‌های بلند حائز اهمیت‌تر می‌باشد. با این توضیح که قاب‌های مورد بحث در این قسمت دارای اتصال نیمه صلب هستند، و نیز در هر مرحله بارگذاری در تحلیل استاتیکی غیرخطی، با افزایش جابجایی، این اثر، تشدید می‌شود بنابراین لحاظ کردن اثرات  $P-\Delta$  امری مهم (خصوصاً با افزایش تعداد طبقات) می‌باشد.

در استخراج منحنی ظرفیت که بر مبنای برش پایه و تغییر شکل طبقه‌ی بام می‌باشد با در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$  از رابطه ۲۰ بهره گرفته می‌شود.

$$V_{P-\Delta} = V - F * \frac{\Delta_{st1}}{H_{st1}}$$

(۲۰)

در رابطه‌ی ۲۰،  $V$ ، برش پایه بدون اثر پی دلتا در هر مرحله،  $F$  بار قائم،  $\Delta_{st1}$  جابجایی افقی طبقه اول در هر مرحله بارگذاری و  $H_{st1}$  ارتفاع طبقه اول می‌باشد.

#### ۴-۱-۴- مدلسازی اتصال در SAP2000

در این تحقیق جهت صحت‌سنجی اولیه منحنی ظرفیت بدست آمده از مدل اتصال با ورق انتهایی با منحنی ظرفیت منتهجه از نرم‌افزار SAP2000 و بر مبنای مدل چشمه‌ی اتصال یوروکد مورد مقایسه قرار می‌گیرد. علت استفاده از نرم‌افزار SAP2000، جامعیت این نرم‌افزار در کاربردهای مهندسی سازه و در ترسیم منحنی ظرفیت قاب‌ها بوده است. جهت این مدلسازی، ابتدا مدلسازی اجزای اصلی (تیر و ستون) قاب در نرم‌افزار SAP2000 صورت گرفته سپس با توجه به امکانات این نرم‌افزار چشمه اتصال مدل می‌گردد. نحوه مدلسازی چشمه‌ی اتصال در این نرم‌افزار با توجه به روش یوروکد صورت گرفته است (مطابق بخش ۲)، بدینصورت که با توجه به مولفه‌های موثر اتصال و سختی متناظر هر مولفه، یک فنر پیچشی الاستیک را جایگزین اتصال کرده و سختی پیچشی بدست آمده از رابطه‌ی ۴ را به عنوان سختی پیچشی چشمه‌ی اتصال در نرم‌افزار در نظر گرفته و با توجه به ویژگی‌های مادی مصالح سازنده‌ی تیر و ستون در قاب‌ها و مفاصل خمشی در آن‌ها، به تحلیل استاتیکی خطی یا غیرخطی قاب پرداخته می‌شود و در ادامه نتایج بدست آمده از روش مذکور را با نتایج مدل المان صلیبی مقایسه می‌شود.

#### ۴-۲- نتایج

در این قسمت از تحقیق جهت بررسی در صحت نتایج، ابتدا نتایج تحلیل استاتیکی خطی از مدل المان صلیبی اتصال، با نتایج مدل یوروکد منتهجه از نرم‌افزار SAP2000 مورد مقایسه قرار می‌گیرد و آنگاه به مقایسه‌ی منحنی‌های ظرفیت بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی با توزیع بار جانبی یکنواخت در دو مدل المان صلیبی و مدل یوروکد (بوسیله‌ی نرم‌افزار SAP2000) پرداخته می‌شود. در ادامه به نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی (منحنی ظرفیت) ناشی از دو نوع توزیع بار و دو حالت اتصال مذکور با اثر  $P-\Delta$  یا بدون تاثیر این اثر در قاب‌های مرجع ارائه می‌شود. دقت شود که مبنای تغییر شکل، مرکز جرم بالاترین طبقه (بام) می‌باشد. در ارائه‌ی منحنی‌های ظرفیت این مقاله علائم اختصاری خاصی بکار رفته است که قبل از ارائه‌ی آن‌ها، این علائم معرفی می‌گردند. قاب‌های ۱، ۲ و ۳ به ترتیب با  $F.1$ ،  $F.2$  و  $F.3$  نمایش داده شده‌اند. مدل مبتنی بر المان صلیبی با علامت اختصاری *Cruciform* و مدل مبتنی بر نرم‌افزار SAP2000 با علامت *SAP* مشخص گردیده است. به علاوه، حالت اتصال با ورق انتهایی با *E.P. Con.* و حالت اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی با *T-S. Angles Con.* نمایش داده شده است. در حالتی که در منحنی ظرفیت اثر  $P-\Delta$  لحاظ شده، عنوان اختصاری *W.P-delta effect* و در صورت عدم لحاظ کردن این اثر، عنوان *W/O.P-delta effect* بکار رفته است.

## ۴-۲-۱- مقایسه نتایج مدل المان صلیبی با نتایج نرم افزار SAP2000 در حالت اتصال با ورق انتهایی

جهت تحقیق در صحت نتایج ابتدا به مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی خطی ناشی از مدل المان صلیبی اتصال و مدل یوروکد پرداخته می شود. فرض می شود قاب های مرجع (قاب های شکل ۸) در حالت اتصال با ورق انتهایی، تحت بار ثقلی یکسان در طبقات و برابر  $1500 \text{ kg/m}$  قرار گرفته اند. جدول ۳ به مقایسه میزبان لنگر ایجاد شده تحت بارگذاری مذکور در گره  $n$  در انتهای تیر (با توجه به شکل ۸) در دو مدل اشاره شده می پردازد. جدول ۴ زمان تناوب اصلی قاب های مرجع را تحت بارگذاری ثقلی مذکور در دو مدل المان صلیبی و یوروکد به نمایش می گذارد. همانگونه که در جداول ۳ و ۴ مشاهده می شود نتایج تحلیل استاتیکی خطی در دو مدل المان صلیبی و یوروکد، اختلاف کمی نسبت به هم دارند و مدل المان صلیبی تعریف شده در برنامه *MATLAB* از دقت مناسبی برخوردار می باشد. بنابراین مدل المان صلیبی اتصال که برخلاف مدل یوروکد دارای بعد اتصال می باشد در تحلیل های خطی می تواند جایگزین مناسبی برای مدل یوروکد باشد.

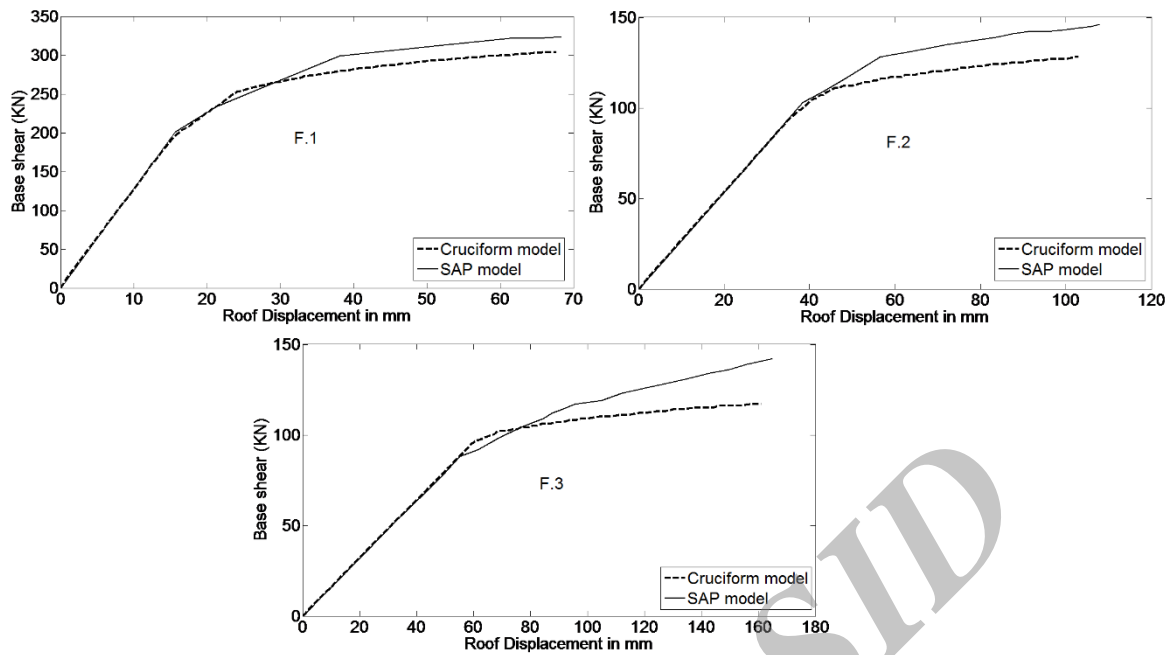
جدول ۳: لنگر خمشی در گره  $n$  در دو مدل تحلیلی

درصد خطا	مدل یوروکد (KN.m)	مدل المان صلیبی (KN.m)	قاب
0.654	-25.54	-25.707	قاب ۱
2.381	-24.78	-25.37	قاب ۲
0.075	-28.05	-28.029	قاب ۳

جدول ۴: زمان تناوب اصلی در دو مدل تحلیلی

درصد خطا	مدل یوروکد (S)	مدل المان صلیبی (S)	قاب
1.355	0.53274	0.52552	قاب ۱
0.325	0.85421	0.85143	قاب ۲
0.676	1.25141	1.24294	قاب ۳

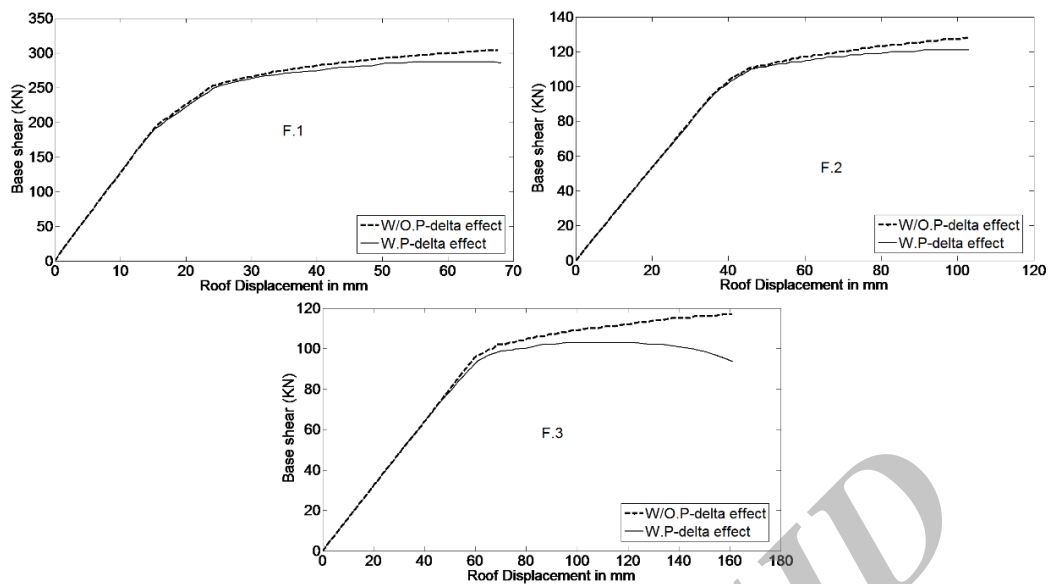
در ادامه ی بررسی نتایج حاصل از مدل المان صلیبی، نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی در این مدل، با توزیع بار جانبی یکنواخت (در حالت اتصال با ورق انتهایی) با نتایج نرم افزار *SAP2000* (تحت الگوی بارگذاری معرفی شده در بخش ۴-۱-۳) مورد مقایسه قرار گرفته است. شکل ۹ منحنی های ظرفیت سه قاب مرجع (قاب های شکل ۸)، در هر دو مدل المان صلیبی و مدل نرم افزار *SAP2000* با در نظر گرفتن حالت اتصال با ورق انتهایی و بارگذاری یکنواخت، را به نمایش می گذارد. همانگونه که از این شکل ها مشخص می گردد، نتایج مدل المان صلیبی از قرابت نسبتاً مناسبی با مدل نرم افزار *SAP2000* برخوردار است و این حقیقت را می رساند که ضریب استخراج شده از مدل غیرخطی لنگر - انحنای چن و همکاران [17]، توسط نویسندگان و استفاده از آن در تحلیل پوش آور قاب های دارای اتصال نیمه صلب از دقت مناسبی برخوردار بوده است.



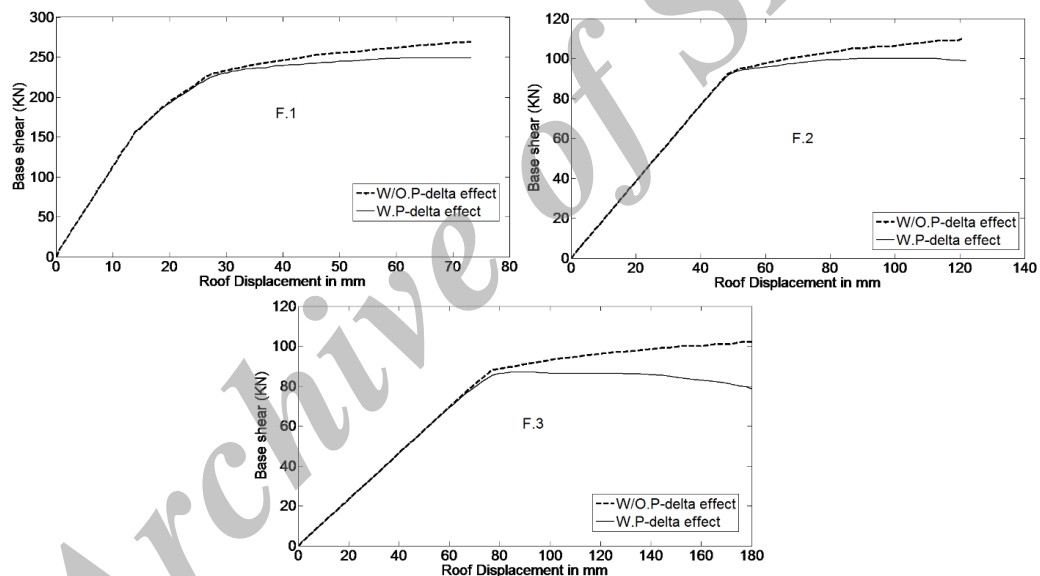
شکل ۹: منحنی ظرفیت قاب‌های مرجع با اتصال با ورق انتهایی در دو مدل تحلیلی.

#### ۲-۲-۴- مقایسه نتایج دو مدل اتصال و دو الگوی بار جانبی

با توجه به مباحث بخش ۴-۱-۳، استفاده از دو الگوی بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت در تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها مرسوم می‌باشد، به علاوه همانگونه که در بخش ۴-۲-۱ اشاره شد، ضریب رفتار غیرخطی اجزا که از مدل غیرخطی لنگر - انحنای چن و همکاران [17]، استخراج شده است از دقت مناسبی در تحلیل پوش‌آور برخوردار بوده بنابراین در این قسمت با استفاده از این ضریب و مدل المان صلیبی اتصال به تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های مرجع پرداخته و منحنی ظرفیت منتهی از دو الگوی بار جانبی ارائه شده است. با توجه به اهمیت اثر  $P-\Delta$  در ترسیم منحنی ظرفیت قاب‌ها، اعمال یا عدم اعمال این اثر بررسی شده است. شکل‌های ۱۰ و ۱۲ به ترتیب منحنی‌های ظرفیت مرتبط با قاب‌های مرجع با دو نوع اتصال با ورق انتهایی و اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی تحت اثر بار جانبی یکنواخت افزایش یافته را به نمایش می‌گذارند. همچنین شکل‌های ۱۱ و ۱۳ نیز منحنی‌های ظرفیت قاب‌های مرجع با دو نوع اتصال مذکور اما تحت اثر بار جانبی مثلثی افزایش یافته را نشان می‌دهند. همانگونه که از شکل‌های ۱۰ تا ۱۳ مشخص می‌باشد اثر  $P-\Delta$  با افزایش ارتفاع و طبقات قاب‌ها نقش بیشتری در کاهش ظرفیت سازه ایفا کرده است.

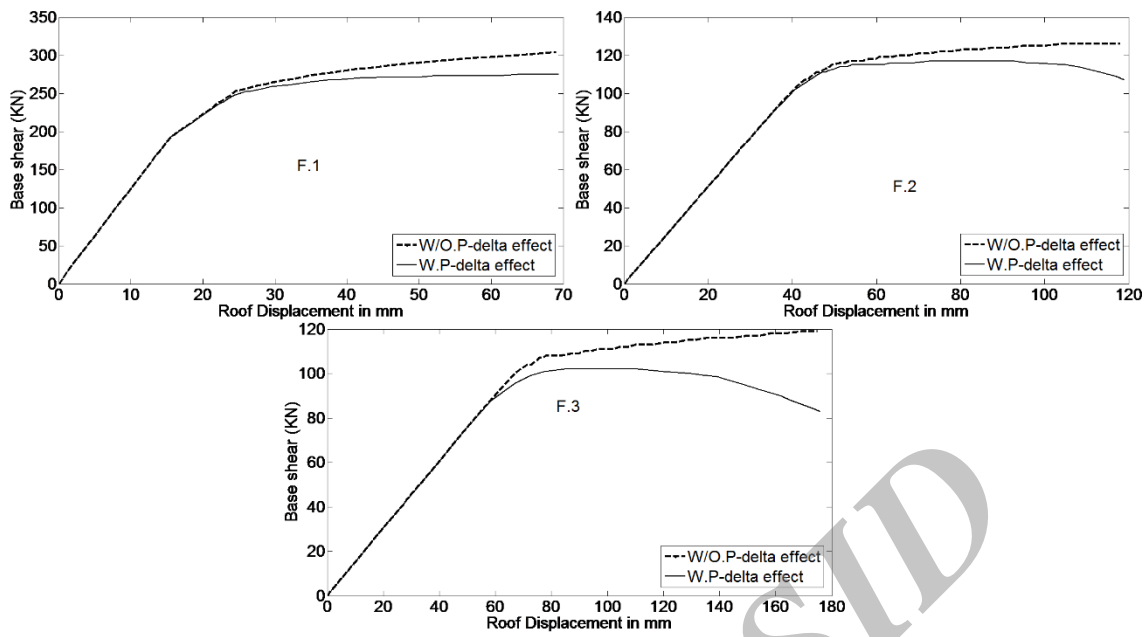


شکل ۱۰: منحنی ظرفیت قاب‌های مرجع با اتصال با ورق انتهایی برای توزیع بار جانبی یکنواخت.

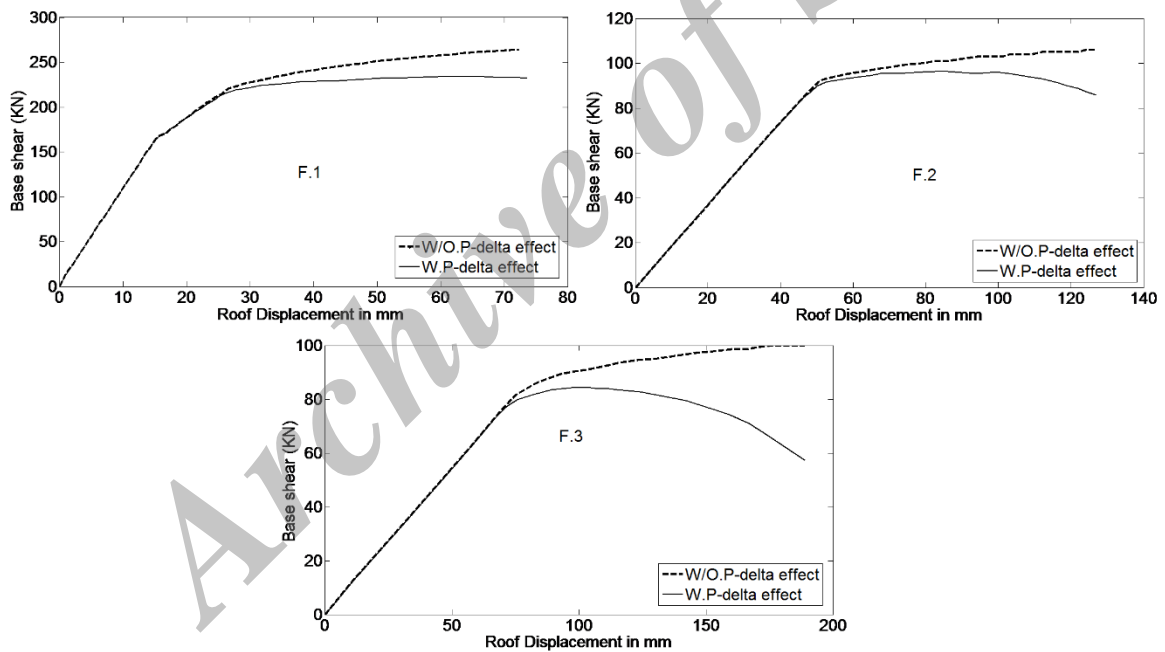


شکل ۱۱: منحنی ظرفیت قاب‌های مرجع با اتصال با ورق انتهایی برای توزیع بار جانبی مثلثی.

نمودارهای مرتبط با شکل‌های ۱۴ تا ۱۶ و ۱۷ تا ۱۹ به مقایسه‌ی منحنی ظرفیت حاصل از دو مدل اتصال نیمه‌صلب (به ترتیب اتصال با ورق انتهایی و اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی) تحت اثر بارگذاری جانبی یکنواخت و مثلثی می‌پردازند و با توجه به این شکل‌ها مشخص می‌گردد که در حالت اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی با اینکه سختی اولیه کمتر می‌باشد بیشتر تحت تاثیر اثر  $P-\Delta$  قرار می‌گیرد و افت ظرفیت بیشتری تحت این اثر (خصوصاً با افزایش تعداد طبقات) از خود نشان می‌دهد. نتایج گویای این واقعیت است که میزان برش پایه در حالت بارگذاری یکنواخت نسبت به بارگذاری مثلثی بیشتر می‌باشد و نیز اثر  $P-\Delta$  به عنوان یک عامل موثر در برابر بارهای جانبی وارده به سازه بوده که می‌تواند حتی فراتر از ۲۰ درصد، میزان برش پایه‌ی را بکاهد و باعث کاهش جذب نیروی ناشی از بارگذاری جانبی می‌شود که این مسئله خود موجب کاهش باربری قاب‌های ساختمانی در هنگام زلزله خواهد شد.

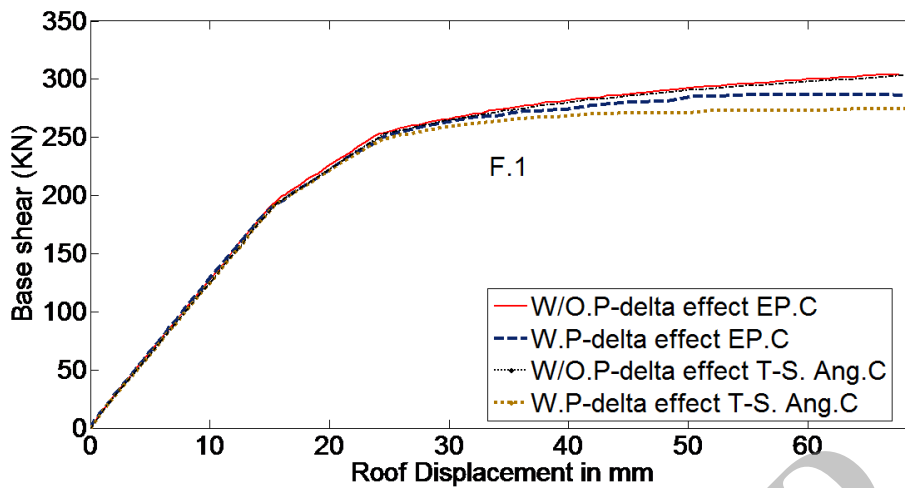


شکل ۱۲: منحنی ظرفیت قاب‌های مرجع با اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی برای توزیع بار جانبی یکنواخت.

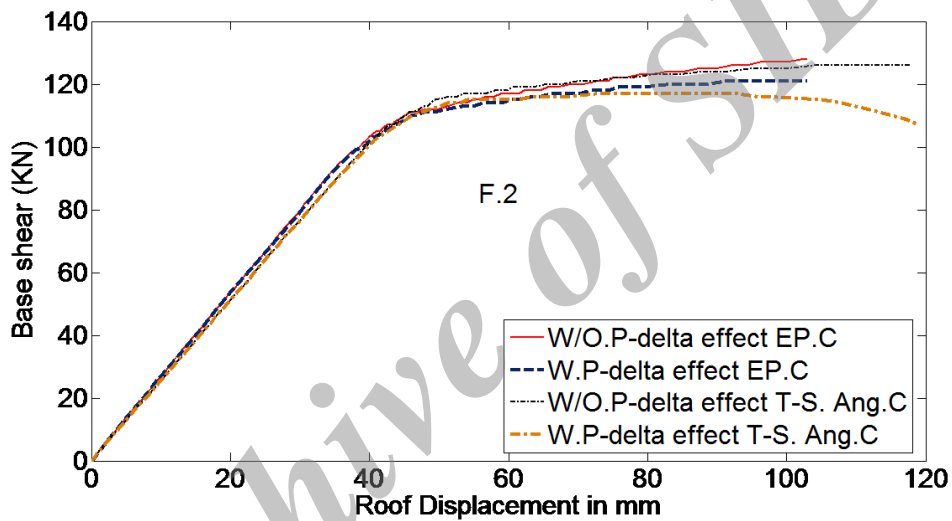


شکل ۱۳: منحنی ظرفیت قاب‌های مرجع با اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی برای توزیع بار جانبی مثلثی.

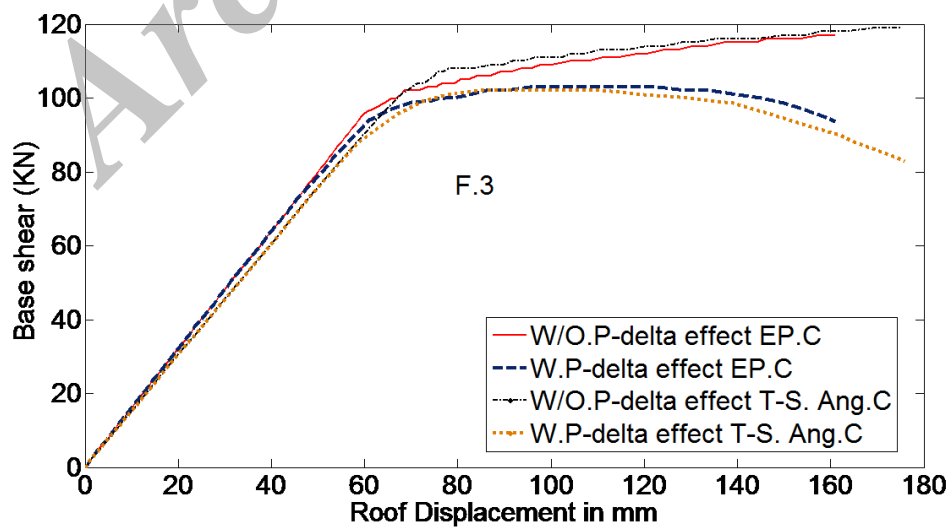




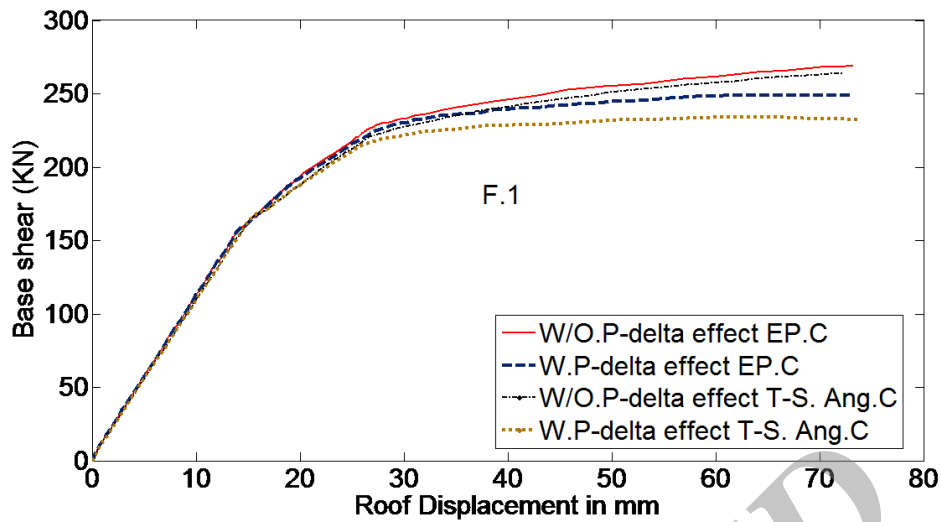
شکل ۱۴: منحنی ظرفیت قاب ۱ در دو نوع اتصال مبنا برای توزیع بار جانبی یکنواخت.



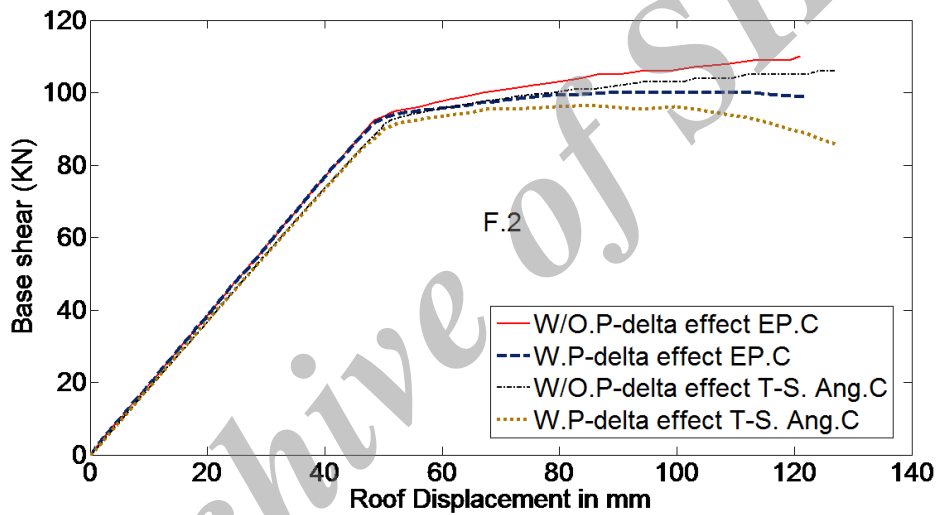
شکل ۱۵: منحنی ظرفیت قاب ۲ در دو نوع اتصال مبنا برای توزیع بار جانبی یکنواخت.



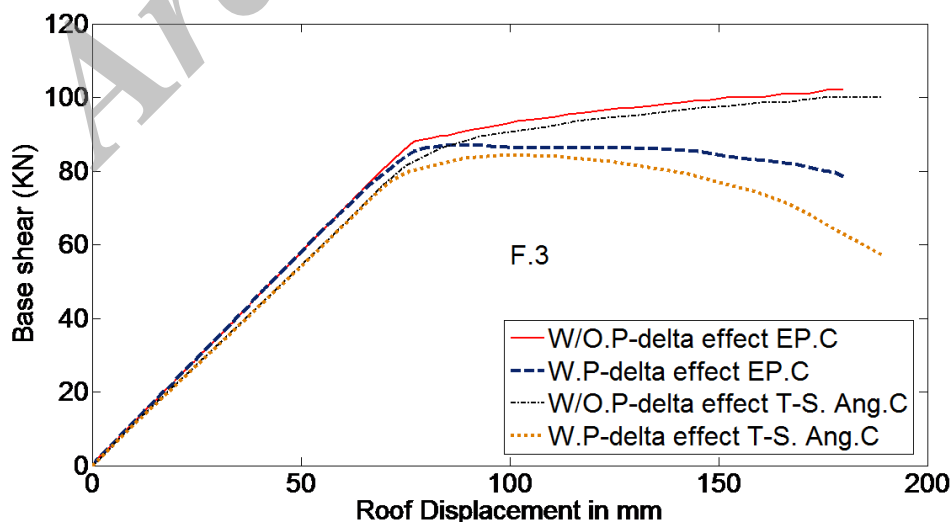
شکل ۱۶: منحنی ظرفیت قاب ۳ در دو نوع اتصال مبنا برای توزیع بار جانبی یکنواخت.



شکل ۱۷: منحنی ظرفیت قاب ۱ در دو نوع اتصال مبنا برای توزیع بار جانبی مثلثی.



شکل ۱۸: منحنی ظرفیت قاب ۲ در دو نوع اتصال مبنا برای توزیع بار جانبی مثلثی.



شکل ۱۹: منحنی ظرفیت قاب ۳ در دو نوع اتصال مبنا برای توزیع بار جانبی مثلثی.

## ۵- نتیجه گیری

در این مقاله به ارائه روشی مبتنی بر اجزای محدود در مدلسازی اتصالات نیمه‌صلب تیر به ستون در قاب‌های فولادی پرداخته شد. این روش که به روش المان صلیبی معروف است، در جهت تقویت و اصلاح روش‌های گذشته، خصوصاً روش یوروکد، ارائه شده است. از آنجایی که مدل المان صلیبی مبتنی بر المان دارای بعد واقعی برای اتصال بوده نسبت به مدل‌های پیشین که در آن‌ها یک فنر پیچشی جانشین اتصال می‌شود، به علت قرار گرفتن المان اتصال در بعد واقعی خود، از نظر رفتاری به واقعیت نزدیکتر است، که این خود کمک بزرگی در درک رفتار واقعی سازه‌های فولادی می‌کند.

با توجه به اینکه یکی از مطرح‌ترین تحلیل‌ها در مهندسی سازه، روش پوش‌آور یا تحلیل استاتیکی غیرخطی است، در این تحقیق تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از این تحقیق، انجام تحلیل استاتیکی خطی و غیرخطی و ارائه منحنی‌های ظرفیت چندین قاب مورد بررسی می‌باشد که با نتایج حاصل از روش یوروکد مورد مقایسه قرار گرفته است. یکی از اهداف اصلی این مقاله ارائه راهکاری جدید در اعمال رفتار غیرخطی اجزا در تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های فولادی بوده است، این مهم با استخراج و ارائه یک ضریب از مدل غیرخطی لنگر - انحنای چن و همکاران، توسط نویسندگان صورت گرفته است. نتایج گویای این حقیقت است که ضریب استخراج شده از دقت مناسبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های فولادی برخوردار بوده است. در این تحقیق قاب‌هایی با دو نوع اتصال نیمه‌صلب، اتصال با ورق انتهایی و اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی، تحت اثر بار جانبی یکنواخت و مثلی افزایش یافته مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به منحنی‌های ظرفیت ارائه شده این حقیقت به اثبات می‌رسد که سازه‌ی دارای اتصال تیر به ستون با ورق انتهایی نسبت به حالت اتصال نبشی نشیمن و فوقانی از سختی بیشتری برخوردار است ضمناً اثر  $P-\Delta$  در حالت اتصال با نبشی نشیمن و فوقانی سازه را بیشتر تحت تاثیر خود قرار می‌دهد و باعث کاهش ظرفیت سازه خصوصاً با افزایش ارتفاع سازه می‌گردد.

## 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] Bjorhorde, 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, vol. 28, pp. 97-108, 2006.
- [6] CEN. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints, 2003.
- [7] Weynand, K. Jaspart, J., Design of Structural Steel Joints, European Commission, 2014.
- [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] Ahmed, E. Kishi, N. Matsuoka, K. Komuro, M., "Nonlinear Analysis on Prying of Top and Seat-Angle Connections," Journal of Applied Mechanics, vol. 4, pp. 227-236, 2001.
- [11] Kishi, N. Chen, W.F., "Steel Connection Data Bank Program," Structural Engineering Report No. CE-STR-86-11, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1986.
- [12] Chen, W.F. Atsuta, T., Theory of beam-columns, Volume 1, 2008.
- [13] "Federal Emergency Management Agency, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," Report FEMA-356, Washington.
- [14] Yongjiu, S. Gang, S. Yuanqing, W., "Behavior of end-plate moment connection under earthquake," Engineering structures, vol. 29, pp. 703-716, 2007.
- [15] Fattouh, Elrahman. Shaker, M.F. M. Abd, Waseem., "Behavior of Flush and Extended End-Plate Beam-To-Column," World Applied Sciences Journal, 2014.
- [16] CEN. Eurocode 4: Design of steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings, 2003.

- [17] Abolmaali, A. Kukreti, A.R. Razavi, H., "Hysteresis behavior of semi-rigid double web angle steel connections," Journal of Constructional Steel Research, 2003.
- [18] Chen, W.F., "Practical analysis for semi-rigid frame design, World scientific, 2000.

Archive of SID