

«یادداشت تحقیقاتی»

تحلیل مومسان مرتبه دوم قابهای فولادی مستوی با خمش گرد محور ضعیف ستونها

محمد رضایی پزند^{۱*}، وحید رسولزاده باغمیشه^۲

۱- استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

۲- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه فردوسی مشهد

*ایران؛ مشهد؛ صندوق پستی: ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

(دریافت مقاله: مهر ۱۳۸۰، پذیرش مقاله: بهمن ۱۳۸۱)

چکیده - برای نشان دادن اثر خمش گرد محور ضعیف ستونها در تحلیل مومسان مرتبه دوم قابها، از یک سطح مقاومت خمیری جداگانه استفاده می شود. سطح یاد شده، اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی را در کاهش سختی عضو وارد می کند. همچنین برای در نظر گرفتن اثر کاهش سختی عضو خمیری، دو تابع کاهش سختی ارائه می شود. برای نشان دادن توانایی تابعهای مزبور، قابهای گوناگونی با خمش گرد محور ضعیف ستونها تحلیل می شود. این کار به وسیله برنامه رایانه ارائه شده توسط نویسندگان مقاله انجام می شود. پاسخهای به دست آمده گواه آن است که سطح مقاومت خمیری جداگانه برای خمش گرد محور ضعیف دارای خطای کمی است.

کلید واژگان: خمش گرد محور قوی یا ضعیف، سطح تسلیم نخستین، سطح مقاومت خمیری نهایی، تحلیل غیرخطی.

۱- مقدمه

روش تحلیل پیشرفته این توانایی را دارد که رفتار حدی کل قاب را بدون واریسی توانایی تحمل بار یکایک اعضا، پیش بینی کند. برای تحلیل پیشرفته، بهتر است تشکیل و گسترش مفصلهای خمیری در سازه و اثر آن در کاهش سختی، در محاسبه وارد شود. یکی از شیوه های ساده در گروه تحلیلهای پیشرفته، روش مفصل خمیری است [۱].

روش مفصل خمیری، اثر خمیری شدن را فقط در نقاطی از عضو به طول صفر در نظر می گیرد. به سخن دیگر در این روش، تسلیم سطح مقطع در ناحیه بسیار کوچکی از عضو صورت می گیرد. به این ناحیه مفصل خمیری گفته می شود. تشکیل مفصلهای خمیری، سازه را به سوی نوعی ساز و کار (مکانیزم) پیش می برد. همچنین احتمال رخداد

ناپایداری در سازه، با افزایش مفصلهای خمیری زیادتر می شود [۲].

روش دیگری در گروه تحلیلهای پیشرفته، روش ناحیه خمیری است. در این شیوه، از روش گسترش تدریجی خمیری شدن در سراسر حجم سازه پیروی می شود. روش ناحیه خمیری توانایی بیشتری نسبت به روش مفصل خمیری دارد. با وجود این، به دلیل حجم عملیات رایانه ای زیاد و پیچیدگی تحلیل، کارایی آن برای طرحهای عملی بسیار کم است. از سوی دیگر، روش مفصل خمیری به دلیل استفاده از یک یا دو جزء برای هر عضو، به تحلیل کمتری نیاز دارد. هر یک از شیوه های مفصل خمیری که با ناحیه خمیری یا آزمایشها همخوانی خوبی داشته باشد، به تحلیل پیشرفته سازه ها نزدیکتر است. همچنین آسانی کار با

روشهای مفصل خمیری بیشتر از روش ناحیه خمیری است [۱].

در شیوه‌های مفصل خمیری، برای در نظر گرفتن کاهش بر سختی اثر تشکیل مفصل خمیری، از تابعهای کاهش سختی استفاده می‌شود. همچنین برای نشان دادن اثر نیروی محوری بر کاهش سختی مومسان عضو، ضریب کشسان مماسی عضو به کار می‌رود. باید توجه داشت که در بارهای محوری کم، تغییر شیب نمودار تنش- کرنش ناچیز است. با افزایش بار محوری، به دلیل اثر تنشهای پس ماند و نقص نخستین عضو، تغییر شکل عضو دو چندان می‌شود و شیب تنش- کرنش کاهش چشمگیری پیدا می‌کند.

نیروی محوری عضو، در مقاومت خمیری نهایی مقطع نیز اثر می‌گذارد. در واقع با وجود نیروی محوری در عضو، لنگر خمشی نهایی مقطع کاهش می‌یابد. به سخن دیگر، تاب تحمل مقطع بر اثر وجود همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی، همزمان، کاهش پیدا می‌کند. چگونگی کاهش به شکل مقطع بستگی دارد. تاکنون رابطه‌ای که برای تمامی مقطعه‌ها یکسان باشد ارائه نشده است. باید توجه داشت که خمش‌گرد محور ضعیف و قوی در مقطعه‌ها، شکل رابطه کاهش لنگر خمیری را تغییر می‌دهد. از این رو، در حالت‌های خمش‌گرد محور ضعیف، بهتر است از رابطه‌ای جداگانه برای در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگرخمشی استفاده شود. در ادامه مقاله، نخست به بررسی شیوه‌های گذشته پردازیم. به دنبال آن، رابطه‌های پیشنهادی نویسندگان مقاله ارائه می‌شود. این رابطه‌ها اندرکنش نیروی محوری و لنگرخمشی را- هنگامی که ستون زیر اثر خمش‌گرد محور ضعیف باشد- به تحلیل غیرخطی وارد می‌کنند. سرانجام، نمونه‌های عددی که نشانگر دقت و کارایی روش پیشنهادی است، به نظر خوانندگان می‌رسد.

۲- روشهای پیشین

در اینجا، روشهایی که توانایی تحلیل قابهایی را دارند که

تحت تأثیر خمش‌گرد محور ضعیف واقع‌اند، مورد بررسی قرار می‌گیرند. این شیوه‌ها در گروه روشهای مفصل خمیری قرار می‌گیرند و فرض تسلیم در یک نقطه از عضو را به کار می‌برند. همچنین فرضهای اصلی زیر در این روشها و روش پیشنهادی مقاله در نظر گرفته شده است:

- ۱- کرنش خطی مقطع،
- ۲- چشم‌پوشی از تغییر شکلهای برشی،
- ۳- وجود مهار جانبی خارج از صفحه در قاب،
- ۴- فشرده بودن مقطع و تقارن کامل در آن.

از مهمترین روشهای تحلیل سازه‌ها با مفصل خمیری، شیوه مفصل کشسان- مومسان کامل و مفصل خمیری اصلاح شده است. در روش مفصل کشسان- مومسان کامل، فرض می‌شود که لنگر در مقطع، تا رسیدن به لنگر نهایی خمیری مقطع، به طور خطی افزایش می‌یابد و پس از رسیدن به مقاومت نهایی، ثابت باقی می‌ماند. اساسی‌ترین فرض در این روش، دو خطی بودن رفتار لنگر- انحنا است. این فرض در مقطههایی که ضریب شکل نزدیک به ۱ دارند، خطای کمتری را در تحلیل وارد می‌کند [۳].

برای در نظر گرفتن گسترش تدریجی تسلیم در سازه، روش مفصل خمیری اصلاح شده مناسبتر است. در این روش فرض می‌شود که با آغاز تسلیم تارهای انتهایی مقطع، سختی عضو کاهش می‌یابد و تا هنگامی که لنگر در مقطع به لنگر خمیری کاهش یافته برسد، کاهش ماتریس سختی ادامه خواهد داشت. همچنین ضریب کشسان مماسی ستون برای برآورد سختی عضو زیر اثر بار محوری موجود، به کار گرفته می‌شود.

برای در نظر گرفتن اثر تدریجی کاهش سختی با تشکیل مفصل خمیری، پژوهشگران رابطه‌های گوناگونی را پیشنهاد کرده‌اند. از میان آنها، روشهای زیر را می‌توان نام برد: روش کینگ در سال ۱۹۹۱ فن‌لیو در سال ۱۹۹۳ [۲] و شیوه وایت، در سال ۱۹۹۲ [۱]. همچنین هسای در سال ۱۹۸۹، برنامه رایانه‌ای CU-STAND را برای تحلیل قابها با مفصل

$$\phi = \frac{(1-\alpha)}{0.3} \quad (5)$$

در روش لیو، رابطه بار- تغییر مکان نموی برای دو درجه آزادی دورانی عضو تیر- ستون به شکل زیر است:

$$\begin{Bmatrix} \delta M_A \\ \delta M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S'_{ii} & S'_{ij} \\ S'_{ji} & S'_{jj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \theta_A \\ \delta \theta_B \end{Bmatrix} \quad (6)$$

در این رابطه، δM_A و $\delta \theta_A$ لنگر و دوران گره A و δM_B و $\delta \theta_B$ لنگر و دوران گره B است. درایه‌های $S'_{ii}, S'_{ij}, S'_{ji}, S'_{jj}$ تابعهای پایداری کاهش یافته بوده و به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$S'_{ii} = \phi_A \left[S_{ii} - \frac{S_{ij}^2}{S_{jj}} (1 - \phi_B) \right] \quad (7)$$

$$S'_{ij} = S_{ij} = \phi_A \phi_B S_{ij} \quad (8)$$

$$S'_{jj} = \phi_B \left[S_{jj} - \frac{S_{ij}^2}{S_{ii}} (1 - \phi_A) \right] \quad (9)$$

در اینجا S_{ii}, S_{ij}, S_{jj} تابعهای پایداری عضو تیر- ستون است که در پیوست مقاله ارائه می‌شوند. خاطرنشان می‌شود، که لیو و همکاران، برای حل رابطه‌های غیرخطی روش، از روند نمودار خودکار استفاده کردند. از این رو، در شیوه آنها، تشکیل مفصل خمیری فقط در انتهای گامها صورت می‌گیرد. این ویژگی موجب جلوگیری از گسترش خطای زیادی می‌شود. آشکار است که اگر در این روشها از مقدار نمو کوچکی برای تحلیل استفاده شود، خطا به مقدار زیادی کاهش می‌یابد [۴و۲].

آنگونه که گفتیم، لیو و همکاران، برای دو خمش گرد محور ضعیف و قوی، از رابطه یکسانی استفاده کرده‌اند. به سخن دیگر، اندرکنش لنگر و نیروی محوری را برای مقاومت نهایی مقطع با رابطه‌های (۱) و (۲) به تحلیل وارد کردند. شکل و محور خمش مقطع در رابطه‌های (۱) و (۲) اثری نداشت. باید اضافه شود که آیین‌نامه فولاد آمریکا رابطه‌های (۱) و (۲) را برای مقطعهای IPB و IPE پیشنهاد

خمیری ارائه کرده است [۳].

در این مقاله برای آشنایی با روشهای مفصل خمیری اصلاح شده، روش لیو و همکاران ارائه می‌شود. باید توجه داشت که، لیو، وایت و چن در سال ۱۹۹۳ [۴]، نمودار مقاومت خمیری آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC-LRFD) را در تحلیل به روش مفصل خمیری اصلاح شده به کار برده‌اند. این رابطه برای سطح مقطع فشرده و طول صفر به کار می‌رود و به شکل زیر است:

$$\frac{P}{P_y} \geq 0/2 \quad \text{اگر} \quad \alpha = \frac{P}{P_y} + \frac{8M}{9M_p} \leq 1/0 \quad (1)$$

$$\frac{P}{P_y} < 0/2 \quad \text{اگر} \quad \alpha = \frac{P}{2P_y} + \frac{M}{M_p} \leq 1/0 \quad (2)$$

در این رابطه‌ها، نیروی محوری موجود در عضو با P و نیروی محوری نهایی مقطع با P_y نشان داده شده است. همچنین، M و M_p برتریب لنگر موجود در مقطع و لنگر خمیری نهایی مقطع است.

لیو و همکاران، نمودار تسلیم نخستین را موازی نمودار مقاومت خمیری نهایی فرض کردند و برای این منحنی، α را برابر ۰/۵ یا ۰/۷ در نظر گرفتند. پس از رسیدن α به ۰/۵ یا ۰/۷ در مقطع، سختی عضو شروع به کاهش می‌کند. در هر گام بارگذاری، α واری شده و در صورت زیاد بودن α از ۰/۵ تا ۰/۷، درایه‌های ماتریس سختی با تابع ϕ کاهش می‌یابند. چگونگی کاهش ϕ با سه رابطه زیر مشخص شده است:

۱- رابطه کاهش سختی سهمی گونه با تسلیم نخستین در $\alpha = 0/5$:

$$\phi = 1 - \alpha \quad (3)$$

۲- رابطه کاهش سختی سهمی گونه با تسلیم نخستین در $\alpha = 0/7$:

$$\phi = \frac{(-\alpha^2 + 1.4\alpha - 0.4)}{0.09} \quad (4)$$

۳- رابطه کاهش سختی خطی گونه با تسلیم نخستین در $\alpha = 0/7$:

$$P > 0.5P_y \quad \text{اگر} \quad \frac{E_t}{E} = \frac{4P}{P_y} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (13)$$

در این روابط، ضریب کشسان نخستین عضو با E بار محوری موجود در عضو با P و بار لهدگی مقطع با P_y نشان داده می‌شود. اختلاف عمده بین ضریب کشسان مماسی CRC و LRFD در این است که اولی فقط اثر تنش پس‌ماند را در شبیه‌سازی سختی مؤثر ستون در نظر می‌گیرد، در حالی که دومی اثر نقص هندسی و همچنین تنشهای پس‌ماند را مورد توجه قرار می‌دهد. خاطر نشان می‌شود که، هر دو رابطه ارایه شده برای ضریب کشسان مماسی، از آزمایشهای تجربی به دست آمده و درستی آنها برای مقطعیهای آشکل بال پهن و ساده بررسی و تأیید شده است. در شیوه پیشنهادی نیز از دو ضریب کشسان مماسی LRFD و CRC استفاده می‌شود. در هر گام نموی، با در دست داشتن بار محوری موجود در عضوها، ضریب کشسان نخستین عضو را می‌توان کاهش داد. برای تحلیل سازه، با مقطعیهای آشکل و خمش‌گرد محور ضعیف، از روابط اندرکنش جداگانه‌ای بهره خواهیم برد. شکل کلی این روابط در سال ۱۹۸۹، توسط دو آن و چن پیشنهاد شده است [۶]. این پژوهشگران رابطه‌های اندرکنش را به طور تجربی به دست آوردند و تحلیل‌های عددی انجام ندادند. با فرض طول صفر و در نتیجه لاغری صفر در رابطه‌های دو آن و چن، رابطه‌های اندرکنش لنگر و نیروی محوری مقطعیها را می‌توان به دست آورد. این رابطه‌ها که در روش پیشنهادی نیز به کار رفته است، چنینند:

برای خمش‌گرد محور قوی:

$$\left(\frac{P}{P_y}\right)^{1.3} + \frac{M_x}{M_{px}} \leq 1.0 \quad (14)$$

برای خمش‌گرد محور ضعیف:

$$\left(\frac{P}{P_y}\right)^2 + \frac{M_y}{M_{py}} \leq 1.0 \quad (15)$$

در رابطه‌های (۱۴) و (۱۵) لنگر موجود در مقطع با M و

کرده است. این آیین‌نامه همچنین، رابطه‌های مزبور را در حالت خمش‌گرد محور ضعیف ستونها، محافظه‌کارانه می‌داند.

۳- روش پیشنهادی

در شیوه‌های تحلیل با مفصل خمیری، کمتر به خمش‌گرد محور ضعیف پرداخته شده است. از این رو برای قابهای فولادی با خمش‌گرد محور ضعیف، روشی پیشنهاد شده و پاسخ به دست آمده، با کارهای قبلی مقایسه خواهد شد. در شیوه‌های ناحیه خمیری مانند روش NIFA، اثر خمش‌گرد محور ضعیف، در تقسیم مقطع به تارها و تقسیم عضو به جزهای محدود، وارد می‌شود و استفاده از رابطه‌های اندرکنش لنگر و نیروی محوری لازم نیست [۵]. بر این اساس، روش پیشنهادی مقاله با پاسخهای به دست آمده از روشهای ناحیه خمیری مقایسه خواهد شد.

۳-۱- فرضها

تمامی فرضیهایی که در روشهای پیشین به کار رفته، در شیوه پیشنهادی نیز به کار می‌رود. از این میان، فرض ضریب کشسان مماسی در ادامه بررسی می‌شود. یادآوری می‌شود که، ليو و همکاران برای به دست آوردن تابعهای پایداری از ضریب کشسان مماسی E_t به جای E استفاده کرده‌اند. ضریب کشسان مماسی به کار رفته در این شیوه‌ها دو تعریف جداگانه دارد:

۱- ضریب کشسان مماسی آیین‌نامه آمریکا

(AISC-LRFD):

$$0.39P_y \leq P \quad \text{اگر} \quad \frac{E_t}{E} = 1.0 \quad (10)$$

$$P > 0.39P_y \quad \text{اگر} \quad \frac{E_t}{E} = -2.7243 \frac{P}{P_y} \ln\left(\frac{P}{P_y}\right) \quad (11)$$

۲- ضریب کشسان مماسی CRC

$$0.5P_y \leq P \quad \text{اگر} \quad \frac{E_t}{E} = 1.0 \quad (12)$$

صریح و در دستگاه کلی با استفاده از عاملهای کاهش سختی و تابعهای پایداری به دست می‌آید و در برنامه رایانه‌ای به کار می‌رود. این ماتریس سختی 6×6 است و همه درجه‌های آزادی یک عضو تیر-ستون مستوی را در بر دارد.

۳-۲- روش تحلیل غیرخطی

برای حل معادله‌های غیرخطی سازه، از روش نموی-تکراری با نمو متغیر استفاده می‌شود. دلیل استفاده از نمو متغیر، الگوسازی تشکیل مفصل خمیری در سازه است. در برنامه رایانه‌ای ما، برای هر گام نموی، نیروهای گرهی با مقاومت نهایی مقطع مقایسه می‌شود. در صورت زیاده‌تر بودن نیروها از مقاومت مقطع، بیشینه اختلاف به دست می‌آید. سپس ضریب نمو بار با نسبت عکس مقدار بیشینه کاهش می‌یابد. پس از کاهش ضریب نمو بار، تحلیل، بار دیگر در همان گام صورت می‌گیرد و تغییر مکانهای به دست آمده، جایگزین مقدارهای پیشین می‌شود.

در هر گام تحلیل، شیوه تکراری نیوتون-رفسون به کار می‌رود. در گامهای نهایی، تکرارهای نیوتون-رفسون نامیزانی تعادل نیروها در گره‌ها را جبران می‌کنند. زیرا پس از تشکیل مفصل خمیری در گره، لنگر خمیری نهایی گره ثابت باقی نمی‌ماند. این لنگر با تغییر نیروی محوری در عضو، بر روی نمودار اندرکنش لنگر و نیروی محوری دو آن و چن حرکت می‌کند. این حرکت، سبب برهم زدن تعادل نیروها در سازه خواهد شد. با انجام تکرارهای نیوتون-رفسون تعادل به سازه باز می‌گردد و گام بعدی با سازه متعادل دنبال می‌شود. همچنین در هنگام بیرون رفتن از برنامه، ناپایداری سازه بررسی می‌شود. در صورت تکین شدن ماتریس سختی کل سازه، ناپایداری روی می‌دهد. این سبب می‌شود که تغییر شکلها در سازه افزایش یابند. در سازه‌ای که دارای بار حدی ویژه نیست، مشخص کردن نقطه دقیق ناپایداری مشکل است. به سخن دیگر، در

لنگر خمیری نهایی مقطع با M_p نشان داده شده است. این رابطه‌ها، سطح مقاومت خمیری نهایی را مشخص می‌کنند. هر نقطه روی این سطح، نشانگر توانایی مقطع در تحمل بار و لنگر مربوط به آن نقطه است. پیش از این، سطح تسلیم نخستین در مقطع آغاز می‌شود. سطحی که این تسلیم را الگوسازی می‌کند، به صورت خطی راست است. به دلیل اثر تنشهای پس‌ماند، سطح تسلیم نخستین در روش پیشنهادی چنین است:

$$\frac{P}{0.8P_y} + \frac{fM}{0.9M_p} = 1.0 \quad (16)$$

در اینجا f ضریب شکل مقطع است و در حالت‌های خمش‌گرد محور قوی و ضعیف، به طور جداگانه محاسبه می‌گردد. عددهای 0.8 و 0.9 ، اثر تنش پس‌ماند را در آغاز تسلیم نخستین وارد می‌کنند. برای نشان دادن اثر کاهش تدریجی سختی، در روش پیشنهادی از ضریب α_i به شکل زیر استفاده می‌شود:

$$\alpha_i = \frac{M_i - M_{yc}}{M_{pc} - M_{yc}} \leq 1.0 \quad (17)$$

در اینجا M_i لنگر موجود در گره او M_{yc} لنگر تسلیم نخستین عضو است که با جانشینی P موجود عضو در رابطه (۱۶) محاسبه می‌شود. لنگر خمیری نهایی، M_{pc} است که با رابطه‌های (۱۴) یا (۱۵)، کاهش می‌یابد. در حالت $M_i > M_{yc}$ ، α_i محاسبه شده و تابعهای کاهش سختی به شکل زیر محاسبه می‌شوند:

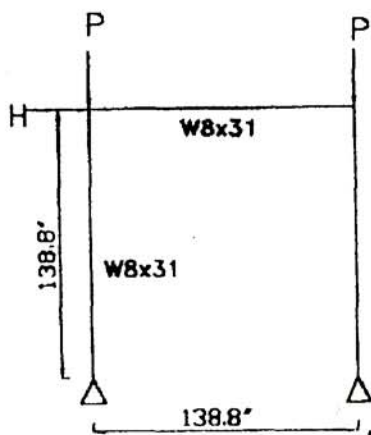
$$\rho_i = 1 - \alpha_i \left(\frac{1-P}{P_y} \right) \quad (18)$$

$$\rho_i = 1 - \alpha_i \left(\frac{P}{P_y} \right) \quad (19)$$

انتخاب یکی از دو تابع (۱۸) و (۱۹) در اختیار تحلیلگر است و اثر آنها در ادامه بررسی خواهد شد.

شیوه عمل این تابعها مانند روش ليو است و به‌جای ϕ_B و ϕ_A در رابطه‌های (۷) تا (۹)، از ρ_i استفاده می‌شود. در روش پیشنهادی، ماتریس سختی کل عضو به صورت

حالت‌های مختلفی تحلیل کرد و برای ستونها، خمش‌گرد محور ضعیف را نیز در نظر گرفت. اندازه‌های متفاوتی که کانچانالای برای قاب مفصلی به کار برد، کلیه لاغریهای تیر-ستون و سختی خمشی تیرها را در برداشت. در این مقاله، پاسخ یکی از قابهای کانچانالای با روش پیشنهادی مقایسه می‌شود. در این قاب، نسبت سختی $\frac{I}{L}$ ستون به سختی $\frac{I}{L}$ تیر برابر ۳ بوده و این نسبت در حالت خمش‌گرد محور قوی حفظ شده است. همچنین، نسبت لاغری $\frac{L}{r}$ ستون، برابر ۳۰ است. با این فرضها، دهانه قاب کانچانالای ۳ برابر دهانه قاب ال-زانتانی می‌شود. این به شرطی است که برای تیر و ستونها از مقطع $W8 \times 31$ استفاده شود. در حالت خمش‌گرد محور ضعیف، ابعاد قاب کانچانالای تغییر نمی‌کند. از سوی دیگر، نسبت سختی ستون به سختی تیر و همچنین، لاغری اصلی ستون گرد محور خمش تغییر خواهد کرد.



شکل ۱ قاب ال-زانتانی

کانچانالای نمودارهای مقاومت نهایی این قاب را به دست آورد. هر نقطه روی این نمودارها، نشانگر یک حالت نهایی برای سازه است که در اثر بارهای وارد بر آن رخ می‌دهد. بار جانبی H و قائم P به سازه وارد می‌شود. به منظور بی‌بعدسازی نمودارهای به دست آمده، محور افقی

این سازه نقطه دوشاخگی وجود ندارد، بلکه رخداد ناپایداری در یک سطح صورت می‌گیرد. در این حالت، بار حدی با کمی خطا به دست می‌آید که با افزایش گامهای تحلیل، این خطا کاهش می‌یابد. در تحلیل و برنامه رایانه‌ای پیشنهادی، استفاده از نمو متغیر در حالت‌های حدی، خطای ایجاد شده بر اثر ناپایداری را کاهش می‌دهد.

۴- نمونه‌های عددی

در اینجا برای نشان دادن توانایی روش پیشنهادی در قابهای زیر اثر خمش‌گرد محور ضعیف، چند مثال عددی ارائه می‌شود. روش پیشنهادی در چند حالت به کار رفته است. این حالتها با نامهای زیر از یکدیگر جدا می‌شوند:

۱- در صورت استفاده از ضریب کشسان مماسی CRC، نشانه C و ضریب کشسان مماسی LRFD نشانه L در آغاز نام به کار می‌رود.

۲- در صورت استفاده از تابع کاهش سختی (۱۸) در تحلیل، نشانه ۱ و تابع کاهش سختی (۱۹)، نشانه ۳ به کار می‌رود.

برای نمونه، روش L1، شیوه‌ای است که از ضریب کشسان مماسی LRFD استفاده می‌کند و تابع کاهش سختی (۱۸) را به کار می‌برد.

۴-۱- قاب یک طبقه یک دهانه با پای مفصلی

برای نخستین بار، قاب شکل ۱ توسط ال-زانتانی [۴]، با روش ناحیه خمیری تحلیل شد. برای تیر و ستونهای قاب، مقطع $W8 \times 31$ به کار رفته و $\frac{L}{r}$ ستونها در حالت خمش‌گرد محور قوی برابر ۴۰ است. ال-زانتانی در تحلیل خود، تنش پس ماند $\frac{1}{3}F_y$ را به صورت فشاری در نوک بالها فرض کرد. همچنین او هیچ نوع نقص نخستین هندسی را به تحلیل وارد نکرد.

کانچانالای در سال ۱۹۷۷، قاب ال-زانتانی را در

و دیرلین [۵] با روشهای ناحیه خمیری و مفصل خمیری تحلیل شد. قابهای مزبور در ۱۶ گونه مختلف با دهانه‌ها و بارگذاریهای متفاوت موجود است. زایمن و همکاران در سال ۱۹۹۲ برای ستونهای قابها، خمش گرد محور قوی را در نظر گرفتند. در سال ۱۹۹۷، زایمن و میلر، همین قابها را با خمش گرد محور ضعیف تحلیل کردند. آنها در تحلیل خود از برنامه رایانه‌ای NIFA برای روش ناحیه خمیری و از برنامه CU-STAND برای مفصل خمیری استفاده کردند. یادآوری می‌شود که برنامه رایانه‌ای NIFA توسط کلارک در دانشگاه سیدنی نوشته شده است. روش تحلیل این برنامه، شیوه ناحیه خمیری است. همچنین برنامه CU-STAND - که از روش تقریبی مفصل خمیری استفاده می‌کند - توسط هسای، دیرلین و مک‌گیر ارائه شده است. قابهای ۱۶ گانه زایمن، براساس ویژگیهای زیر از یکدیگر جدا می‌شوند:

- ۱- بارگذاری نوع H دارای بارهای سنگین مرده و زنده و بارگذاری نوع L شامل بارهای سبک بر طبق جدول ۱؛
- ۲- فولاد مصرفی با دو تنش تسلیم متفاوت ۳۶Ksi و ۵۰Ksi؛
- ۳- تکیه‌گاه‌های گیردار با علامت F و مفصلی با P؛
- ۴- هر دو دهانه متفاوت با علامت U و یکسان با S.

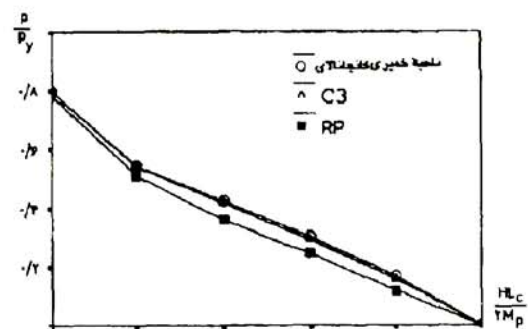
جدول ۱ مقدار بار قابهای ۱۶ گانه زایمن بر حسب KN/m

نوع بار	طبقات	سنگین (H)	سبک (L)
بار مرده	طبقه پایین	۷۴/۶۶	۲۲/۴
	طبقه بالا	۳۴/۸۴	۱۱/۲۰
بار زنده	طبقه پایین	۳۹/۸۱	۱۱/۹۴
	طبقه بالا	۱۸/۵۸	۵/۹۷

برای نمونه، قاب S-P36L دهانه‌هایی یکسان داشته و دارای پای مفصلی است. همچنین فولاد به کار رفته در این قاب دارای تنش تسلیم ۳۶Ksi یا ۲۵۰Mpa است و بارهای سبک مرده و زنده مانند جدول ۱، بر روی قاب قرار دارند.

آنها را $\frac{HL_c}{2M_p}$ و محور قائم نمودارها را $\frac{P}{P_y}$ در نظر گرفته‌اند. توجه کنید که H بار جانبی نهایی، L طول ستون و M_p لنگر خمیری نهایی مقطع است. همچنین، بار قائم نهایی با P و بار لهدگی مقطع با P_y مشخص شده است. در شکل ۲ نمودارهای مقاومت به دست آمده از روش پیشنهادی C3 برای خمش گرد محور ضعیف، با روش ناحیه خمیری کانچانالای مقایسه می‌شود. همچنین در این شکل، نمودارهای به دست آمده از شیوه مفصل خمیری اصلاح شده لیو و همکار - که با RP مشخص شده - نشان داده شده است.

همانگونه که از شکل ۲ بر می‌آید، خطای روش C3 نسبت به شیوه لیو، بسیار کم است. باید توجه داشت که لیو و همکاران فقط از یک سطح مقاومت خمیری برای هر دو حالت خمش گرد محور قوی و ضعیف استفاده کرده‌اند. فن پیشنهادی C3 در این قاب بیش از ۳/۵ درصد محافظه‌کارانه نیست. در صورتی که خطای شیوه لیو به ۱۸/۵ درصد نیز می‌رسد. دلیل دیگر کاهش خطا در شیوه پیشنهادی، استفاده از تکرارهای نیوتون-رفسون در حالت‌های نهایی است. این تکرارها، اثر پخش دوباره نیروها در سازه را بخوبی به تحلیل وارد می‌کنند.



شکل ۲ مقاومت نهایی قاب مفصلی با خمش گرد محور ضعیف ستونها

۲-۴ قابهای دو طبقه دودخانه

نخستین بار این قابها در سال ۱۹۹۲، توسط زایمن، مک‌گیر

نخستین هندسی

نوع قاب	روش پیشنهادی C1	روش ناحیه خمیری NIFA	خطا به درصد
U-F36H	۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۱
U-F36L	۰/۹۹	۰/۹۸	۱/۰۲
U-P36H	۱/۰۱	۰/۹۴	۷/۴۵
U-P36L	۱/۰۵	۱/۰۱	۳/۹۶
U-F50H	۰/۹۵	۰/۹۷	-۲/۰۶
U-F50L	۰/۹۴	۰/۹۹	-۵/۰۵
U-P50H	۰/۹۰	۰/۸۶	۴/۶۵
U-P50L	۰/۹۵	۰/۹۹	-۴/۰۴

جدول ۳ ضریب بار فروپاشی قابهای متقارن زایمن با نقص نخستین

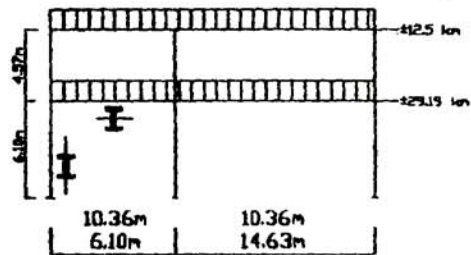
$$\Delta_0 = \frac{H}{500} \text{ هندسی}$$

نوع قاب	روش پیشنهادی L1	روش ناحیه خمیری	خطا (درصد)
S-F36H	۰/۹۱	۰/۹۰	۱/۱۱
S-F36L	۱/۰۰	۰/۹۹	۱/۰۱
S-P36H	۰/۹۷	۰/۹۱	۵/۷۷
S-P36L	۱/۰۹	۱/۰۴	۴/۸۱
S-F50H	۰/۹۸	۰/۹۵	۳/۱۶
S-F50L	۰/۹۵	۱/۰۰	-۵/۰
S-P50H	۰/۹۵	۰/۸۵	۱۱/۷۶
S-P50L	۱/۰۴	۱/۰۰	۴/۰

از بررسی پاسخهای به دست آمده به نتایج زیر می توان رسید:

۱- بیشینه خطای روش C1 با NIFA برای قابهای نامتقارن ۷/۴۵ درصد و در قاب U-P36H است. این قاب دارای تکیه گاه های مفصلی بوده و بارگذاری سنگین بر روی آن قرار دارد. همچنین تنش تسلیم فولاد قاب برابر ۳۶Ksi است. خطای زیاد این قاب ناشی از مفصلی بودن تکیه گاه ها و بارگذاری آن است. در قابهای مفصلی، پخش دوباره

ابعاد هندسی قابها و مقدار بارهای جانبی وارد بر آنها، در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳ قابهای ۱۶ گانه

کارهای زایمن و میلر در سال ۱۹۹۷ نشان داد که تحلیل مفصل خمیری برای این قابها در حالت خمش گرد محور ضعیف، پاسخهای غیرمحافظة کارانه به دست می دهد. میانگین خطای روشهای مفصل خمیری در قابهای متقارن بیشتر است. در قابهای با بارگذاری سنگین، این خطا به ۱۳ درصد نیز می رسد.

برای مقایسه، قابهای ۱۶ گانه زایمن با روش پیشنهادی ما تحلیل می شود. در تحلیل هر یک از قابها، مقاطع بهینه طرح شده به وسیله زایمن و میلر به کار می رود. همچنین ترکیب بارگذاری پیشنهادی LRFD به شکل زیر بر روی قاب قرار داده خواهد شد:

$$U_1 = 1/2 \text{ (بار مرده)} + 1/6 \text{ (بار زنده)} \quad (20)$$

$$U_2 = 1/2 \text{ (بار مرده)} + 0/5 \text{ (بار زنده)} + 1/3 \text{ (بار جانبی)} \quad (21)$$

کمترین ضریب بار نهایی برای فروپاشی سازه، با روش پیشنهادی به دست می آید. نتایج در جدولهای ۲، ۳ ارائه می شود. برای قابهای نامتقارن، به دلیل چشم پوشی از نقص نخستین هندسی از شیوه C1 و برای قابهای متقارن، از روش L1 استفاده شده است. باید دانست که تابع کاهش سختی رابطه (۱۹) نیز برای این قابها به کار رفت؛ اما پاسخهای به دست آمده چندان دقیق نبود. از این رو در اینجا فقط پاسخهای C1 و L1 درج می شود:

جدول ۲ ضریب بار فروپاشی قابهای نامتقارن زایمن بدون نقص

درصد دارد. همچنین در قابهای متقارن با نقص هندسی، خطای میانگین روش مفصل خمیری با ناحیه خمیری ۷/۱۱ درصد است. این خطا با روش پیشنهادی ۱/۵۸ به درصد کاهش می‌یابد. بر این اساس، استفاده از سطح مقاومت خمیری جداگانه برای خمش گرد محور ضعیف مقطع، نتیجه بهتری به دست می‌دهد [۵].

۴- بررسی خطاهای هر دو گروه قاب متقارن و نامتقارن، نشان می‌دهد که پاسخهای روش پیشنهادی برای بارگذاری کم، مناسبتر است. به سخن دیگر، استفاده از روشهای مفصل خمیری در سازه‌های با بارگذاری سنگین پیشنهاد نمی‌شود. زایمن و میلر نیز در سال ۱۹۹۷ به این نتیجه مهم دست یافتند.

۵- نتیجه گیری

در تحلیل قابهایی که در آنها خمش ستون گرد محور ضعیف آن رخ می‌دهد، سطح مقاومت خمیری جداگانه‌ای مورد استفاده قرار گرفت. تحلیل مومسان مرتبه دوم چند قاب با تابعهای کاهش سختی پیشنهادی انجام شد. پاسخهای به دست آمده نشان می‌دهد که استفاده از سطح مقاومت خمیری جداگانه برای خمش گرد محور ضعیف مقطع، دقت تحلیل را بالا می‌برد. همچنین تابعهای کاهش سختی به کار رفته، برای حالت خمش گرد محور ضعیف دقت خوبی دارند. اثر این تابعها در قابهای گوناگون دیگر، توسط نویسندگان بررسی شده است. به دلیل حجم کم محاسبات رایانه‌ای و ساختار ساده تحلیل قابها با مفصل خمیری، می‌توان از این روشها در تحلیل پیشرفته بیشتر سازه‌ها استفاده کرد و از تحلیلهای پیچیده و آزمایشهای سنگین دوری جست. از سوی دیگر، دربارهای ثقیل زیاد بر روی سازه، باید به دنبال روش بهتری برای تحلیل بود. این کاستی در قابهای با خمش گرد محور ضعیف، بیشتر به چشم می‌خورد. افزون بر این، شیوه پیشنهادی را می‌توان برای دامنه وسیعی از قابهای فولادی مستوی به کار برد. خطای

نیروها بخوبی صورت نمی‌گیرد و فروریختگی سازه بیشتر بر اثر ناپایداری کشتان رخ می‌دهد. تحلیل قاب U-F50L، دارای خطای ۶۰۷ درصد است. دلیل این موضوع، رفتار غیرخطی قاب است، زیرا قاب مزبور دارای مقطعهای قویتری است و اثر کماتش مومسان در عضوهای قاب چشمگیرتر نیست.

از سوی دیگر در قابهای نامتقارن با تنش تسلیم زیاد، بیشتر پاسخها محافظه‌کارانه است. باید افزود که قابهای با تنش تسلیم کم، جوابهای غیرمحافظه‌کارانه‌ای به دست می‌دهند. دلیل این امر، قوی بودن مقطعه در قابهای گروه ۵۰ است. مقطع قوی زیر اثر خمش گرد محور ضعیف، رفتار غیرخطی زیادتری دارد. به سخن دیگر، نمودار لنگر-انحنای این مقطعه، با نمودار دو خطی کامل متفاوت است.

کمترین خطای تحلیل، مربوط به قابهای U-F36H و U-F36L است. این نتیجه نشان می‌دهد که روش پیشنهادی را می‌توان با اطمینان کامل برای اینگونه قابها به کار برد. در این سازه‌ها، خطای ایجاد شده توسط عاملهای غیرخطی، با پدیده پخش دوباره نیروها کاهش می‌یابد. این پدیده در سازه‌های با درجه نامعینی زیاد، بخوبی در رفتار سازه اثر می‌گذارد.

۲- در قابهای متقارن، بیشینه خطای روش L۱ با روش ناحیه خمیری زایمن، ۱۱/۷۶ درصد است. این خطا در قاب S-P50H رخ می‌دهد. خطای روشهای مفصل خمیری پیشین برای قابهای متقارن بیشتر از قابهای نامتقارن است. زیرا پخش لنگر در قابهای متقارن، کمتر صورت می‌گیرد. با وجود این، در قابهای S-F36H و S-F36L کاربرد روش پیشنهادی، دقت زیادی دارد. بیشتر خطاهای به دست آمده در قابهای متقارن، غیرمحافظه‌کارانه است. این خطا در همه سازه‌ها بجز قاب S-P50H، از ۵/۷۷ درصد بیشتر نیست.

۳- میانگین خطای شیوه مفصل خمیری CU-STAND با NIFA در قابهای نامتقارن ۴/۳۸ درصد است؛ در حالی که روش پیشنهادی C۱ در این قابها، خطای میانگین ۳/۸۶

۷- منابع

- [1] White, D.W.; Liew, J.Y.R.; Chen, W.F.; "Toward Advanced Analysis in LRFD;" SSRC Purdue University, 1992.
- [2] Richard Liew, J.Y.; White, D.W.; Chen, W.F.; "Socond-Order Refined Plastic-Hinge Analysis for Frame Design, Part I;" Journal of structural Engineering; Vol. 119, No.11, 1993; pp. 3196-3216.
- [3] AL-Mashary, Faisal Abdull; Simplified Nonlinear Analysis for Steel Frames; PhD Dissertation, Purdue University; 1989.
- [4] Liew, J.Y.R.; White, D.W.; Chen, W.F.; "Second-Order Refine Plastic-Hinge Analysis for Frame Design, Part II;" Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No.11, 1993; pp. 3217-3237.
- [5] Ziemian, R.D.; Miller, A.R.; "Inelastic Analysis and Design: Frames with Members in Minor- Axis Bending;" Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No.2, 1997; pp. 151-156 .
- [6] Duan, L.; Chen, W.F.; "Design Interaction Equation for Steel Beam-Columns;" Journal of Structural Engineering; Vol. 115, No.5, 1989; pp. 1225-1243.

ایجاد شده از این روش بیش از ۵ درصد نیست. این مقدار در مقایسه با خطای روشهای تحلیل خطی سازه‌ها و طراحی با ضریبهای افزایشنده نیرو بسیار ناچیز است. همچنین، با شیوه‌های تحلیل مومسان مرتبه دوم، می‌توان رفتار گام به گام سازه را تا بار نهایی پیش‌بینی کرد.

۶- پیوست

تابعهای پایداری تیر- ستون شامل اثر نیروی محوری بر سختی خمشی اعضا هستند که همان اثر مرتبه دوم است. برای فشاری P:

$$S_{ii} = S_{jj} = \frac{EI}{L} \left[\frac{KL \sin(KL) - (KL)^2 \cos(KL)}{2 - 2 \cos(KL) - KL \sin(KL)} \right]$$

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{EI}{L} \left[\frac{(KL)^2 - KL \sin(KL)}{2 - 2 \cos(KL) - KL \sin(KL)} \right]$$

$$KL = \pi \sqrt{|P|/Pe} = L \sqrt{|P|/EI}$$

برای P کششی:

$$S_{ii} = S_{jj} = \frac{EI}{L} \left[\frac{(KL)^2 \cosh(KL) - KL \sinh(KL)}{2 - 2 \cosh(KL) + KL \sinh(KL)} \right]$$

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{EI}{L} \left[\frac{KL \sinh KL - (KL)^2}{2 - 2 \cosh(KL) + KL \sinh(KL)} \right]$$

در این رابطه‌ها: L: طول عضو، E: ضریب کشسان مماسی نخستین یا مماسی عضو؛ I: لنگر لختی گرد محور خمشی عضو. همچنین، نیروی محوری موجود در عضو با P و بار کمانش اولر با P_e مشخص شده است.