

مجله علمی- پژوهشی مهندسی عمران مدرس دوره ۲۵، شماره ۲، سال ۱۴۰۴ صفحات ۸۵ تا ۱۰۰

ارزیابی عددی مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع I، H، لوله ای و قوطی شکل در چشمه اتصال قابهای خمشی فولادی

اباذر اصغرى *، آيدين پاوير `

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران.

۲. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه ارومیه.

* رايانامه نويسنده مسئول: abazar.asghari@ut.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۳/۰۵ – تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۹/۰۳

چکیدہ

در این مقاله روابط آییننامهای و تئوری مقاومت برشی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور قوی، لولهای، قوطی شکل و H شکل نسبت بـه محـور ضـعیف، در چشمه اتصال قابهای خمشی فولادی موردمطالعه قرار گرفته است. برای این منظور، با استفاده از مدلسازی عددی در نرمافزار آباکوس، مقاومت برشی ۳۵ مقطع مختلف ارزیابی شده است. برای تحلیل هر یک نمونهها از تحلیل استاتیکی غیرخطی و چرخهای استفاده شده است. در تمامی نمونهها طول اعضای مورد بررسی به شکلی انتخاب شده است که حالت حدی برش تعیینکنندهتر از حالت حدی خمش باشد. مطابق این تحقیق، اگرچه نتایج حاصل از روابط ارائهشده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور قوی با نتایج مدلسازیهای عددی انطباق بسیار نزدیکی دارد، با این وجود در این نوع مقـاطع، در نسـبتهـای تغییرمکـان جانبی بالاتر، نتایج حاصل از روش AISC 360 حدوداً ۱۰٪ غیر محافظهکارانه است. همچنین نتایج روش AISC 360 برای تعیین مقاومت برشمی اعضای با مقطع لولهای با نتایج مدلسازیهای عددی انطباق نزدیکی داشته و در نسبتهای تغییرمکان جانبی بالاتر، نتایج حاصل از روش AISC 360 حدوداً ۲۰٪ محافظـهکارانـه اسـت. همچنین براساس این تحقیق، نتایج روابط ارائهشده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اعضای با مقطع قوطی شکل با نتایج مدلسازیهای عددی انطباق نزدیکے دارد؛ زیرا در این نوع مقاطع به دلیل بسته بودن مقطع، شرایط بازتوزیع تنش برشی مهیا بوده و هر یک از جانها بهطور یکسان در برابر برش مقاومت میکنند. همچنین مطابق این تحقیق، نتایج حاصل از روابط ارائهشده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور ضعیف با نتایج مدل سازی های عددی انطباق نداشته و مقاومت برشی بهدستآمده از روش AISC 360 حدوداً ۲۰٪ غیر محافظهکارانه است.

كلمات كليدى: مقاومت برشى، مقطع H شكل، مقطع لولهاى، مقطع جعبهاى، بازتوزيع تنش.

۱ – مقدمه

یکی از موضوعات مهم طراحی سازههای فولادی انتخاب نـوع مقطع اعضا است. مقاطع فولادی I شکل، H شکل، قوطی شـکل و لولهای متداول ترین مقاطع فولادی هستند که در سازههای ساختمانی، پلها و سازههای صنعتی مورداستفاده قرار میگیرند. در این زمینه تاجیک و همکاران [1] به مطالعه تجربی و عددی مقاومت جوش های گوشه و شیاری مقاطع جعبهای ساخته شده از ورق، اصغرى و همكاران [3-2] به مطالعه ميـزان حساسـيت رفتـار

مهاربندهای با مقاطع لولهای و نیز به طراحی لرزهای قـاب.های بـا اتصالات زانویی با مقاطع لولهای، پاویر و همکاران [4] به رفتار چرخهای دیوارهای برشی فولادی با اعضای مرزی I شکل، جابری و همکاران [5] به رفتار لرزهای ستون های پیوندیافته با مقاطع H شکل، جلیل زاده و همکاران [6] به مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی سخت شده با اعضای مرزی I و H شکل و اصغری و همکاران [7-9] به مطالعه رفتار لرزهای دیوارهای برشی همبند، کمانش جانبی-پیچشی مقاطع I شکل در مهاربندهای واگرای چنـد

لرزهای قابهای مهاربندی شده همگرا به نوع پیکربندی

ردیفی در ارتفاع و رفتار لرزهای قابهای مهاربندی شده همگرا با ورق میان گذر پرداختهاند. در طراحی این نوع سازه ها یکی از معیارهای طراحی، کنترل برش در اعضای فولادی است. اگر طول اعضای خمشی کوتاه باشد، کنترل آن میتواند بسیار تعیین کننده باشد. درصورتی که پلان سازه به گونهای باشد که امکان تأمین دهانه های مهاربندی فراهم باشد، انتخاب مقطع I و H شکل میتواند بسیار از مشکلات اجرایی این نوع سازه ها را برطرف کند؛ اما اگر استفاده از سیستم قاب خمشی فولادی در هر دو راستای مقاطع I و H شکل مناسب نبوده و باید از مقاطعی مانند مقطع قوطی شکل و صلیبی استفاده شود؛ زیرا در این نوع ساختمان ها مقاطع ستونها باید به شکلی انتخاب شوند که در هر دو راستای اصلی بتوانند لنگر خمشی تیر را تحمل نمایند [10-11].

در بیشتر سازههای فولادی کنترلهای مربوط به چشمه اتصال از اهمیت زیادی برخوردار است. کارهای تحقیقاتی زیادی روی چشمه اتصال سازههای فولادی انجام شده است. برخبی از پژوهشگران نشان دادهاند که ناحیه چشمه اتصال از شکل پذیری مناسبی برخوردار بوده و پایداری خوبی حتی در تغییر شکل های بزرگ دارنـد [12-14]. البته تغيير شكل هاي بزرگ مي تواند باعث تمركز تغيير شكل در بال ستون شده و درنتیجه موجب خرابی جـوش اتصـال تیـر بـه ستون شود [18-15]. جوزيـه براندنيسيو و همكاران بـه مقايسـه مقاومت برشی در چشمه اتصال مقاطع H شکل مطابق آیین نامه اروپا و آمریکا با استفاده از مدل عددی پرداختهاند. آنها نشان دادهانـد کـه تطابق خوبي بين روابط آيين نامه أمريكا و مدل عددي وجـود دارد و روابط آیین نامه اروپا مقاومت برشی را گاهی اوقات تا ۶۰٪ بیشتر نشان میدهد [21-19]. سازمند و همکاران به بررسی مقاومت و سختی چشمه اتصال در مقاطع دوبل پرداختـهانـد [22]. منصـوری و همکاران به ارائه روابط جدیدی برای محاسبه مقاومت برشی چشمه اتصال در مقاطع H شکل با بال های نازک و ضخیم در حضور نیروی محوری پرداختهاند [23]. بن رونگ و همکاران به بررسی آزمایشگاهی و عددی چشمه اتصال در حالت حضور ورق های دیافراگم در ستونهای جعبهای پرداختهاند و سختی، مقاومت و شکل پذیری آن ها را بررسی نمودهاند [24]. پاغله و همکاران به بررسی عددی و تحلیلی مقاومت و سختی چشمه اتصال در ستون های جعبهای پرداختهاند [25].

در این مقاله ابتدا به بررسی روابط تئوری و آیین نامه ای مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل حول محور قوی، لوله ای، مستطیلی و H شکل حول محور ضعیف پرداخته شده است، سپس برای بررسی درستی لزوم ارائه شده در آیین نامه ها، از مدل سازی عددی در نرم افزار آباکوس استفاده شده است [26]. مدل سازی مصالح و اعضا در نرم افزار آباکوس براساس نتایج مدل های آزمای شگاهی درستی آزمایی شده است. همچنین برای ارزیابی عددی، از تحلیل های استاتیکی غیر خطی و چرخه ای بهره گرفته شده و براساس نتایج حاصل از مطالعات عددی، اعتبار روابط آیین نامه ای مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۲– بررسی روابط تئوری الاستیسیته و مقاومت مصالح

در این بخش هدف اصلی بررسی روابط اساسی تئوری الاستیسیته برای شناخت عمیقتر رفتار برشی مقاطع فولادی و پارامترهای موردبررسی در این تحقیق است. تلاش خواهد شد با سادهسازی روابط تئوریهای موجود، لزوم آیین نامهٔ AISC 360 برای مقاطع فولادی مختلف استخراج شود تا از این طریق بتوان منشأ اختلاف نتایج حاصل از لزوم این آیین نامه با نتایج حاصل از مدل سازی های عددی را بهتر تفسیر نمود [27]. برای این منظور ابتدا مطابق شکل (۱) یک تیر دو سر ساده تحت دو لنگر خمشی یکسان در دو انتها که باعث ایجاد انحنای مضاعف در عضو موردنظر می شود و بسیار نزدیک به حالت لنگرهای ایجادشده در یک عضو خمشی ناشی از نیروی زلزله است، مدنظر قرار می گیرد.





Fig. 1. A simply supported beam with a length of 2L under the effect of the same moment at both ends

براساس روابط حاکم بر تئوری الاستیسیته، اگر تیر نشان داده شده در شکل (۱) به صورت تنش مسطح فرض شود و عمق مقطع تیر برابر 2c و طول عضو برابر LL باشد، براساس شرایط مرزی این تیر، روابط تئوری الاستیسیته به صورت زیر نوشته می شود:

٨6

 $y = \pm c \quad \Rightarrow \quad \tau_{xy} = 0 \tag{1}$

$$y = c \qquad \Rightarrow \quad \sigma_y = 0 \tag{7}$$

$$y = -c \quad \Rightarrow \quad \sigma_x = -\omega$$
 (r)

$$\mathbf{x} = \pm \mathbf{L} \quad \Rightarrow \quad \int_{A} \sigma_{\mathbf{x}} dA = 0$$
 (4)

$$\mathbf{x} = \pm \mathbf{L} \quad \Rightarrow \quad \int_{A} \sigma_{\mathbf{x}} y dA = 0$$
 ($\boldsymbol{\omega}$)

$$\mathbf{x} = \pm \mathbf{L} \quad \Rightarrow \quad \int_{A} \tau_{xy} dA = \pm q \mathbf{L}$$
 (9)

با در نظر گرفتن یک تابع تنش ایری مناسب [28] و با اعمال شرایط مرزی و نیز با فرض $\sigma_x = \frac{2}{3}c^3$ ، مقادیر تـنشهای σ_x و τ_{xy} به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$\sigma_x = \frac{q}{2I}(L^2 - x^2)y + \frac{q}{I}\left(\frac{1}{3}y^3 - \frac{1}{5}c^2y\right)y \tag{V}$$

$$\sigma_y = -\frac{q}{2I} \left(\frac{1}{3} y^3 - c^2 y + \frac{2}{3} c^3 \right) \tag{A}$$

$$\tau_{xy} = -\frac{q}{2I}x(c^2 - y^2) \tag{9}$$

همچنین براساس روابط مقاومت مصالح، مقادیر تنش.های «م، می و _{۲x}۷ بهصورت زیر محاسبه میشوند:

$$M = \frac{1}{2}q(L^2 - x^2) \quad \Rightarrow \quad V = -qx \tag{(1)}$$

$$Q = \frac{1}{2}(c^2 - y^2) \tag{11}$$

$$\sigma_x = \frac{My}{I} = \frac{q}{2I}(L^2 - x^2)y \tag{11}$$

$$\sigma_y = 0 \tag{17}$$

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{It} = -\frac{q}{2I}x(c^2 - y^2)$$
(14)

همان گونه که از روابط (۹ و ۱۴) مشاهده می شود، توزیع تنش برشی براساس روابط مقاومت مصالح کاملاً منطبق بر روابط تئوری الاستیسیته است. برای تعیین مقدار تنش تسلیم برشی میتوان از معیار تسلیم فان میزز استفاده کرد. براساس این معیار، تسلیم در فلزات زمانی رخ می دهد که انرژی کرنشی به یک مقدار حدی مشخص برسد. بیان ریاضی این معیار تسلیم در فضای تنش های صفحهای به صورت زیر است:

$$3\tau_y^2 = F_y^2 \quad \Rightarrow \quad \tau_y = \frac{1}{\sqrt{3}}F_y \cong 0.58F_y \cong 0.6F_y \tag{19}$$

برای تعیین مقاومت برشی یک مقطع I شکل در صورتی می توان از رابطه (۱۶) استفاده کرد که در آن حالت حدی تسلیم برشی حاکم باشد. اگر حالت حدی کمانش برشی موضوعیت داشته باشد، مطابق آییننامه AISC 360، مقاومت برشی این نوع مقاطع از رابطه (۱۷) تعیین می شود:

$$\tau_{Shear \ Stress} = 0.6F_y \times C_V \tag{1V}$$

در ادامه، فلسفه تنش برشی حداکثر برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع ارائه می شود. همان گونه که گفته شد، توزیع تنش برشی ایجادشده در مقطع از طریق رابطه (۱۴) قابل محاسبه است. در این رابطه و بدون لحاظ تقریب، لنگر اول سطح مقطع حول محور خشی را می توان برابر نصف اساس مقطع پلاستیک در نظر گرفت.

$$Q = \frac{A_g}{2} \times y_0 = \frac{Z}{2} \tag{1A}$$

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{It} = \frac{2V}{Sdt} \times \frac{Z}{2} = \frac{V}{dt} \times \frac{Z}{S}$$
(19)

$$V_n = 0.6F_y \times C_V \times dt \times \frac{S}{Z} \tag{(Y \cdot)}$$

برای مقاطع I شکل، نسبت پارامتر بی بعد Z/S برابر با مقدار پارامتر بی بعد $\sigma_{max}/\sigma_{ave}$ بوده اما برای سایر مقاطع مفهوم این پارامتر ها با مفهوم آن در مقاطع I شکل متفاوت است. بنابراین رابطه (۲۰) را می توان به صورت زیر نیز بازنویسی نمود:

$$W_n = 0.6F_y \times C_V \times dt \times \frac{S}{Z} = 0.6F_y \times C_V \times dt \times \frac{\sigma_{ave}}{\sigma_{max}}$$
(71)

همان گونه که از رابطه فوق قابل مشاهده است، هر چقدر مقدار Z/S یا در حالت کلی مقدار $\sigma_{max}/\sigma_{ave}$ بزرگ تر باشد، مقاومت برشی اسمی کمتر خواهد بود. درواقع هدف اصلی و فلسفه وجودی روش تنش برشی حداکثر به این صورت است که در حالت کلی رفتار مقاطع فولادی در برابر برش مانند اعضای معین استاتیکی بوده و اگر در هر یک از اجزای مقطع خرابی برشی اتفاق بیفتد، مقطع باربری برشی خود را از دست میدهد و درنتیجه مسیر انتقال تنش برشی از بین رفته و مقطع ناپایدار می شود.

mcej.modares.ac.ir on 2025-02-

طریق روابط زیر محاسبه میشود:

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{It} \quad , \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad , \quad Q = \int_{y}^{\frac{d}{2}} t(y)ydy \tag{(11)}$$

$$dU = \frac{1}{2}\tau_{xy}\gamma_{xy}dV = \frac{1}{2}\frac{V^2Q^2}{I^2Gt(y)^2}dAdx$$
(YY)

$$U = \frac{1}{2} \int \frac{V^2}{GA} \left[\frac{A}{I^2} \iint \frac{Q^2}{t(y)^2} dA \right] dx \tag{(YF)}$$

$$\alpha = \frac{A}{I^2} \iint \frac{Q^2}{t(y)^2} dA \tag{70}$$

$$U = \frac{1}{2} \int \frac{\alpha V^2}{GA} dx = \frac{1}{2} \int \frac{V^2}{G(\frac{A}{\alpha})} dx$$
 (Y9)

$$A_{Shear} = \frac{A}{\frac{A}{I^2} \iint \frac{Q^2}{t(y)^2} dA} = \frac{I^2}{\iint \frac{Q^2}{t(y)^2} dA}$$
(YV)

۲-۱- مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل در این بخش چگونگی استخراج مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل از روی روابط مقاومت مصالح موردمطالعه قرار می گیرد. برای این منظور همان گونه که در بخش قبلی عنوان شد، در مقاطع فولادی برای تعیین مقدار تنش برشی می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{It} \tag{1}$$

چون در مقاطع I شکل و در حالت خمش حول محور قوی، اساس مقطع پلاستیک حدوداً ۱۳٪ بزرگتر از اساس مقطع الاستیک است، بنابراین اگر برای سادهسازی بهجای Z از S و بهجای S از (2/b)/I استفاده شود، رابطهٔ سادهشده زیر حاصل می شود:

$$\tau = \frac{VZ}{2It_w} \simeq \frac{VS}{2It_w} \quad \Rightarrow \quad \tau = f_v = \frac{V}{dt_w} \tag{79}$$

در رابطهٔ بالا dtw به مساحت جان مقطع I شکل معروف است. مطابق رابطه (۲۹)، در مقاطع I شکل درواقع تـنش برشـی حـداکثر برابـر تنش برشی متوسط فرض شده است. بنابراین برای تعیین مقاومت برشـی اسمی مقطع، کافی است در رابطهٔ (۲۹) بهجای T از _v سایتفاده شود.

$$V_n = 0.6F_y C_V dt_w = 0.6F_y C_V A_w \tag{(7.)}$$

در آییننامه AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل از رابطه (۳۰) استفاده شده است. ملاحظه میشود که در مقاطع I شکل برای تعیین مقاومت برشی اسمی از طریق

بعد از معرفی روش تنش برشی حـداکثر، در ادامـه بـه معرفـی روش انرژی پرداخته میشود. در حالت کلی تغییرشکلهای ایجادشده در اعضای فولادی ناشمی از چهار نوع نیروی داخلی ایجادشده در این اعضا از قبیل نیروی محوری، نیـروی برشـی، لنگـر خمشی و لنگر پیچشی است. در بیشتر اعضای سازه های ساختمانی مقدار لنگر پیچشی ناچیز بوده و می توان از تغییر شکل های ناشی از لنگر پیچشی صرفنظر نمود. همچنین در بیشتر تیـرهـای سـازهـای ساختمان، به دلیل وجود دیافراگم سازهای سقف، نیروی محوری نزدیک به صفر بوده و تغییرشکلهای محوری نیز به دنبال آن نـاچیز خواهد بود؛ اما تغییرشکلهای خمشی و برشی تیرها، معمولا دارای مقداری بزرگتری هستند. در شکل (۲)، تغییرشکل های خمشی و برشی ایجادشده در یک تیر طرهای نشان داده شده است. مطابق این شکل تغییرشکل های خمشی در اثر افزایش طول تارهای کششی و كاهش طول تارهای فشاری حاصل میشوند. نسبت تغییرشکل های خمشی به تغییرشکلهای برشبی ایجادشده در اعضای فولادی به نسبت طول عضو فولادي به عمق مقطع وابسته بوده و هرچقدر طول عضو نسبت به عمق مقطع بزرگ باشد، تغییر شکل های خمشی ایجادشده در عضو دارای مقدار بزرگتری بوده و برعکس هرچقدر طول عضو نسبت به عمق مقطع کوچک باشد، تغییرشکل های برشبی نسبت به تغییرشکلهای خمشی دارای مقدار زیادتری خواهد بود. همچنین اگر طول عضو نسبت به عمق مقطع آن زیاد انتخاب شود در این صورت مفصل پلاستیک ایجادشده در عضو موردنظر از نـوع خمشی خواهد بود. با توجه به این که در این پژوهش، هـدف اصـلی بررسی رفتار برشی در اعضای فولادی است، بنابراین باید طول عضو موردبررسی به شکلی انتخاب شود که شرایط برای تشکیل مفصل پلاستیک برشی مهیا باشد.



Fig. 2. Bending and shear deformations of a cantilever beam, (a) Bending deformation and (b) shear deformation



مستطیلی از روی روابط مقاومت مصالح موردمطالعه قرار میگیرد. مانند بخشهای قبلی، در یک مقطع مستطیلی به پهنای b و عمق d برای تعیین تنش برشی اسمی میتوان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\tau_{max} = \frac{VQ}{It} = \frac{V \times \left(\frac{d}{2} \times b \times \frac{d}{4}\right)}{\frac{1}{12} b d^3 \times b} = 1.5 \frac{V}{bd} = 1.5 \frac{V}{A_g} \qquad (\Im)$$

همان گونه که از رابط هٔ (۳۶) مشاهده می شود، در یک مقطع مستطیلی مقدار تنش برشی حداکثر 1.5 برابر تنش برشی متوسط است. بنابراین براساس این رابطه اگر معیار تعیین مقاومت برشی اسمی یک مقطع مستطیلی شکل، تنش برشی حداکثر در مقطع باشد، آنگاه انتظار می رود مقاومت برشی اسمی آن به طور کاملاً منطقی مساوی 2/3 مقاومت برشی اسمی محاسبه شده براساس سطح مقطع کلی در نظر گرفته شود. برخی از پژوهشگران این رابط ه را برای محاسبه مقامت برشی مقاطع نبشی پیشنهاد داده اند [29].

$$V_n = \frac{2}{3} \times 0.6F_y bd = 0.4F_y bd \tag{(YV)}$$

مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل نسبت به محور ضعیف نیز مشابه رابطه (۳۷) خواهد بود؛ با این تفاوت که در این نوع مقاطع به خاطر حضور جان در موقعیت محور خنثی، نسبت تنش برشی حداکثر به تنش برشی متوسط بین 1.2 تا 1.5 خواهد بود. بنابراین اگر معیار تعیین مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع، تنش برشی مداکثر در مقطع باشد، آنگاه انتظار میرفت در آیین نامه AISC مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل نسبت به محور ضعیف به صورت رابطه (۳۸) نوشته می شد.

$$V_n = \frac{1}{1.35} \times 0.6F_y C_V (2b_f t_f) = 0.44F_y C_V (2b_f t_f)$$
 (rA)

در تفسیر آیین نامه AISC 360 عنوان شده است که اگرچه در مقاطع I شکل و برش نسبت به محور ضعیف، مقدار تنش برشی حداکثر در بالهای مقطع حدوداً ۱/۳۵ برابر تنش برشی متوسط (براساس مساحت بالهای مقطع) است، اما وقتی تحت نیروی برشی بزرگ قرار می گیرند، به دلیل رفتار غیر الاستیک مصالح فولادی، در بالهای مقطع باز توزیع تنش صورت می گیرد و مقاومت برشی اسمی آن را می توان از رابطه (۳۹) تعیین نمود. در بخش مدلسازی عددی درستی این ادعا موردبررسی قرار خواهد گرفت.

$$V_n = 0.6F_y(2b_f t_f) \tag{(4)}$$

رابطهٔ (۳۰) سهولت بسیار زیادی فراهم شده است. در شکل (۳) اختلاف تنش برشی حداکثر با تنش برشی متوسط در یک مقطع I شکل نشان داده شده است.



Fig. 3. The difference between the maximum shear stress and the average shear stress in an I-shaped cross-section

$$A_g = 2\pi r t = \pi D t \tag{(11)}$$

$$I = \pi r^3 t = \frac{1}{8} \pi D^3 t \tag{(TT)}$$

$$Q = \frac{A_g}{2} \times \bar{y} = \frac{\pi D t}{2} \times \frac{D}{\pi} = \frac{1}{2} D^2 t \tag{(77)}$$

$$\tau_{max} = \frac{VQ}{I \times (2t)} = \frac{V \times \left(\frac{1}{2}D^2t\right)}{\frac{1}{8}\pi D^3 t \times (2t)} = 2\frac{V}{A_g} = 2\tau_{ave} \qquad (\Upsilon\Upsilon)$$

از رابطهٔ (۳۴) مشاهده میشود که در مقاطع لولهای، تنش برشی حداکثر در حدود دو برابر تنش برشی متوسط بوده و به همین دلیل در آییننامه AISC 360 مقاومت برشی اسمی مقاطع لولهای بهطور منطقی، برابر نصف مقاومت برشی اسمی محاسبه شده براساس سطح مقطع کلی در نظر گرفته شده است.

$$V_n = \frac{1}{2} V_{ave} \tag{(ra)}$$

ملاحظه می شود برای تعیین مقاومت برشی اسمی مقاطع لولهای از طریق رابطه (۳۵) سهولت بسیار زیادی فراهم شده است. درواقع در آیین نامه AISC 360 مقاومت برشی اسمی مقاطع لولهای براساس حداکثر تنش برشی اسمی در مقطع رابطه سازی شده است. ۲-۳- مقاومت دشتی اسمی مقاطع مستطیلی و مقاطع I شکا

۳- مشبندی، نوع مصالح و نوع تحلیل

در این پژوهش، برای تحلیلهای غیرخطی از نرمافزار آباکوس و المان پوستهای چهار گرهی S4 استفاده شده است. این المان در هر گره دارای ۶ درجه آزادی بوده و رفتار خارج از صفحه را بهخوبی مدلسازی میکند. در این المان توزیع مشتقات کرنش در چهار نقطه انتگرالگیری گوس در سطح میانی المان محاسبه میشود. در هر یک از نقاط انتگرالگیری گوس، ۹ نقطه انتگرالگیری سیمسون در راستای ضخامت المان در نظر گرفته شده است تا رفتار غیرخطی ناشی از خمش و آثار کمانش اجزای مقطع بهتر لحاظ شود. برای رسیدن به اندازه مناسب المان ها از روش آنالیز حساسیت روی مش استفاده شده است. برای این منظور با اندازه مختلف المانها، تحليل موردنظر انجام شده و براساس نتايج تحليل، مناسب ترين اندازه انتخاب شده است. مدل پلاستیسیته مواد براساس سطح تسلیم فانمیزز و مدل سختشدگی مصالح براساس سختشدگی سینماتیک در نظر گرفته شده است. فولاد مصرفي از نوع A572Gr.50 بوده و مدول الاستيسيته أن E=200000 MPa فرض شده است. تنش تسليم و تنش كششي نهایی به ترتیب ۳۴۵ و ۴۵۰ مگایاسکال در نظر گرفته شده است.

در این تحقیق برای درستی آزمایی حالت برش نسبتاً ثابت، از دو تیر با شرایط مرزی متفاوت استفاده شده است. در حالت اول از یک تیر دو سر ساده با بار متمرکز یک جهته در وسط دهانه، برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. برای انجام تحلیل چرخهای نیز از یک تیر یک انتها گیردار و یک انتها گیردار لغزنده استفاده شده است. در این مدلها برای ایجاد شرایط مرزی، از گزینه کانسترینت نوع کوپلینگ و برای در نظر گرفتن کمانش احتمالی از شده است. ضمناً تمامی مدلها به صورت کنترل تغییرمکان مورد شده است. در آین نشان دامه محلیل چرخهای از پروتکل بارگذاری آییننامه [30] SAC استفاده شده است. در شکل (۴)

۴- درستی آزمایی مدل اجزاءمحدود با نتایج آزمایشگاهی

۴–۱– درستیآزمایی تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای انجام این درستی آزمایی از تحقیق دلی و همکاران استفاده شده است [31 و 32]. در این آزمایش یک مقطع

فولادی I شکل مورد آزمایش قرار گرفته است. طول تیر ۸/۸۴ متر، ارتفاع جان ۵۵۹ میلی متر و ضخامت جان ۳/۱۵ میلی متر است. نسبت ۳/۱۸ برابر با ۱۷۷ است که نشان می دهد جان تیر لاغر است. عرض بال ۲۰۳ میلی متر و ضخامت بال ۱۹/۱ میلی متر است. نسبت ۸/۱ برابر ۵/۸۷ بوده که ۵ فاصله سخت کننده ها است. ننش تسلیم فولاد جان ۹۲۵ و تنش تسلیم فولاد بال ۹۵۹ است. در شکل (۵) منحنی تحلیل استاتیکی غیرخطی نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی آورده شده است. مقایسه منحنی تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل عددی و آزمایشگاهی نشان می دهد که مدل عددی با دقت خوبی قادر به مدل سازی کمانش ایجادشده در مدل آزمایشگاهی است.

شکل ۴. پروتکل بارگذاری [۳۰]



Fig. 4. Cyclic loading protocol

Cycle NO.



(ب) نتایج نمونه آزمایشگاهی و عددی

Fig. 5. Comparison of the monotonic behavior of experimental and numerical samples

Downloaded from mcej.modares.ac.ir on 2025-02-06

۴-۲- درستیآزمایی تحلیل چرخهای

برای انجام ایـن درسـتی آزمـایی از نتـایج آزمایشـگاهی لـوئیز استفاده شده است [33]. در این تحقیق یک تیر فـولادی بـا مقطـع W12×96 به طول 1.3M_p/V_p مورد

آزمایش قرار گرفته است. جان تیر با استفاده از سخت کننده هایی به ضخامت in 0.63 که در فواصل in 13.3 به جان پروفیل جوش شده اند، تقویت شده است. درنهایت تیر پیوند با استفاده از ورق های انتهایی به ضخامت in 1.5 به تجهیزات آزمایشگاهی متصل شده است. مشخصات مصالح استفاده شده در مدل آزمایشگاهی مطابق جدول (۱) است. برای انجام تحلیل چرخهای از یک تیر یک انتها گیردار و یک انتها گیردار لغزنده استفاده شده و برای ایجاد شرایط مرزی، از گزینه کانسترینت نوع کوپلینگ و نیز برای در نظر گرفتن کمانش احتمالی از گزینه Imperfection شده است.

جدول ۱. مشخصات تنش-کرنش فولاد در تیر پیوند

| W12×96 | Yield Stress (ksi) | Ultimate Stress (ksi) | Elongation | |
|--------|-----------------------|--------------------------|------------|--|
| Flange | 51 | 70 | 0.29 | |
| Web | 61 | 74 | 0.20 | |

Table 1. Stress-strain characteristic of the steel used Link-beam نمونه آزمایشگاهی تحت پروتکل بارگذاری آیین نامه SAC مورد آزمایش چرخهای قرار گرفته و رفتار پسماند نمونه ها استخراج شده است. در شکل (۶) نتایج رفتار چرخهای مدل اجزاءمحدود در کنار مدل آزمایشگاهی آورده شده است. مطابقت خوب بین نتایج حاصل از تحلیل چرخهای، نشان دهنده درستی مدل سازی انجام شده در ارزیابی رفتار چرخهای است.

۵- مقایسه نتایج مدلسازی عددی با روابط آیین نامه ای برای مقاطع I شکل H شکل، لوله ای و قوطی شکل

در مطالعات پارامتریک مقاطع انتخاب شده، شامل مقطع I شکل با برش مانند خمش حول محور قوی (برش در امتداد صفحه جان)، مقطع H شکل با برش مانند خمش حول محور ضعیف (برش در امتداد عمود بر صفحه جان)، مقطع لولهای و قوطی شکل است. برای این منظور از ۳۵ مدل عددی استفاده شده که جزئیات مقطع آن ها مطابق جدول (۲) است. در این جدول منظور از

نام گذاری 8×20×200×Major:I-PL500، این است که اولاً مقطع I شکل بوده، دوم از ورق ساخته شده و سوم رفتار آن در برابر برش نظیر خمش حول محور قوی موردبررسی قرار گرفته است. در نام گذاری فوق، به ترتیب ارتفاع جان مقطع، پهنای بال، ضخامت بال و ضخامت جان آورده شده است. همچنین منظور از مقطع مال و ضخامت جان آورده شده است. همچنین منظور از مقطع مقطع H شکل بوده، دوم مقطع از ورق ساخته شده و سوم رفتار آن در برابر برش نظیر خمش حول محور ضعیف موردبررسی قرار گرفته است. در این نام گذاری نیز، به ترتیب ارتفاع جان مقطع، پهنای بال، ضخامت بال و ضخامت جان آورده شده است. در مقاطع لولهای نیز ابتدا قطر لوله و سپس ضخامت آن و در مقاطع آورده شده است.

شکل ۶. مقایسه رفتار چرخهای نمونه آزمایشگاهی و عددی



الف) نمونه مورد آزمایش و شرایط مرزی آن



350 Experimental Link Shear (kip) 250 150 50 -50 -150 -250 Numerical -350 0.02 0.04 -0.08 -0.06 -0.04 -0.02 0 0.06 0.08 Inelastic Rotation, yp (rad)

ب) تحلیل نمونه مورد آزمایش در نرمافزار آباکوس

پ) نتایج نمونه آزمایشگاهی و عددی

Fig. 6. Comparison of cyclic behavior of experimental and numerical samples

ارزیابی عددی مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع H ،I لولهای و قوطی شکل در چشمه اتصال قابهای خمشی فولادی 🔰 اباذر اصغری، آیدین پاویر

| Section | $\frac{1.6 \frac{M_{n(AISC)}}{V_{n(AISC)}}}{(\text{mm})}$ | L _p (mm) | $\frac{h}{t_w} or \frac{D}{t}$ | $\frac{b}{2t_f}$ | C _{V1} or C _{V2} | L _{Modeling} (mm) | $\frac{Z}{S}$ | $rac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$ | Shear deformation Area (mm ²) |
|------------------------|---|------------------------|--------------------------------|------------------|--|-------------------------------|---------------|------------------------------------|---|
| MajorI:PL500×200×20×8 | 1625.1 | 1998.4 | 62.5 | 5 | 0.98 | 1000 | 1.12 | 1.12 | 4267.5 |
| MajorI:PL500×200×20×10 | 1335.8 | 1920.8 | 50 | 5 | 1 | 1000 | 1.13 | 1.13 | 5312.1 |
| MajorI:PL500×200×20×12 | 1164.6 | 1851.9 | 41.67 | 5 | 1 | 1000 | 1.15 | 1.15 | 6347.8 |
| MajorI:PL500×200×20×15 | 993.4 | 1762.3 | 33.33 | 5 | 1 | 1000 | 1.17 | 1.17 | 7885.2 |
| MajorI:PL500×200×20×20 | 822.2 | 1641.2 | 25 | 5 | 1 | 1000 | 1.20 | 1.20 | 10406.9 |
| MajorI:PL500×200×40×8 | 2826.7 | 2188.7 | 62.5 | 2.5 | 0.98 | 1000 | 1.12 | 1.12 | 4605.5 |
| MajorI:PL500×200×40×10 | 2273.6 | 2136.4 | 50 | 2.5 | 1 | 1000 | 1.13 | 1.13 | 5738.1 |
| MajorI:PL500×200×40×12 | 1942.5 | 2087.9 | 41.67 | 2.5 | 1 | 1000 | 1.14 | 1.14 | 6863.4 |
| MajorI:PL500×200×40×15 | 1611.5 | 2021.4 | 33.33 | 2.5 | 1 | 1000 | 1.15 | 1.15 | 8537.9 |
| MajorI:PL500×200×40×20 | 1280.5 | 1925.2 | 25 | 2.5 | 1 | 1000 | 1.17 | 1.17 | 11294.3 |
| MajorI:PL500×400×20×8 | 2935.3 | 4376.8 | 62.5 | 10 | 0.98 | 1000 | 1.08 | 1.08 | 4302.6 |
| MajorI:PL500×400×20×10 | 2363.0 | 4271.5 | 50 | 10 | 1 | 1000 | 1.09 | 1.09 | 5367.4 |
| MajorI:PL500×400×20×12 | 2020.6 | 4173.6 | 41.67 | 10 | 1 | 1000 | 1.10 | 1.10 | 6427.8 |
| MajorI:PL500×400×20×15 | 1678.2 | 4038.8 | 33.33 | 10 | 1 | 1000 | 1.11 | 1.11 | 8009.9 |
| MajorI:PL500×400×20×20 | 1335.8 | 3841.5 | 25 | 10 | 1 | 1000 | 1.13 | 1.13 | 10624.2 |
| MajorI:PL500×400×40×8 | 5360.1 | 4613.4 | 62.5 | 5 | 0.98 | 1000 | 1.10 | 1.10 | 4636.0 |
| MajorI:PL500×400×40×10 | 4259.8 | 4550.8 | 50 | 5 | 1 | 1000 | 1.10 | 1.10 | 5785.4 |
| MajorI:PL500×400×40×12 | 3597.7 | 4490.6 | 41.67 | 5 | 1 | 1000 | 1.11 | 1.11 | 6931.1 |
| MajorI:PL500×400×40×15 | 2935.6 | 4404.9 | 33.33 | 5 | 1 | 1000 | 1.11 | 1.11 | 8642.5 |
| MajorI:PL500×400×40×20 | 2273.6 | 4272.8 | 25 | 5 | 1 | 1000 | 1.13 | 1.13 | 11476.2 |
| MinorH:PL500×600×8×10 | 540.1 | 9433.7 | 50 | 37.5 | 0.747 | 400 | 1.51 | 1.45 | 8226.4 |
| MinorH:PL500×600×10×10 | 416.5 | 9666.3 | 50 | 30 | 0.967 | 400 | 1.51 | 1.45 | 10280.2 |
| MinorH:PL500×600×12×10 | 402.3 | 9849.4 | 50 | 25 | 1 | 400 | 1.51 | 1.45 | 12333.1 |
| MinorH:PL500×600×15×10 | 401.8 | 10066.9 | 50 | 20 | 1 | 400 | 1.51 | 1.45 | 15411.0 |
| MinorH:PL500×600×20×10 | 401.3 | 10342.2 | 50 | 15 | 1 | 400 | 1.51 | 1.45 | 20536.8 |
| Pipe: 600×8 | 905.4 | 8870.2 | 75 | - | - | 500 | 1.29 | 2.00 | 9922.7 |
| Pipe: 600×10 | 930. 8 | 8840.7 | 60 | - | - | 500 | 1.29 | 2.00 | 12364.1 |
| Pipe: 600×12 | 955.8 | 8811.3 | 50 | - | - | 500 | 1.30 | 2.02 | 14790.5 |
| Pipe: 600×15 | 993.3 | 8767.4 | 40 | - | - | 500 | 1.31 | 2.00 | 18402.3 |
| Pipe: 600×20 | 985.0 | 8694.8 | 30 | - | - | 500 | 1.32 | 2.00 | 24350.4 |
| Box: 600×8 | 1501.7 | 10242.5 | 75 | - | 0.778 | 1000 | 1.14 | 1.09 | 9418.7 |
| Box: 600×10 | 1175.7 | 10208.4 | 60 | - | 0.987 | 1000 | 1.14 | 1.08 | 11779.9 |
| Box: 600×12 | 1152.6 | 10174.4 | 50 | - | 1 | 1000 | 1.15 | 1.07 | 14103.8 |
| Box: 600×15 | 1141.0 | 10123.7 | 40 | - | 1 | 1000 | 1.15 | 1.06 | 17595.9 |
| Box: 600×20 | 1121.8 | 10039.9 | 30 | - | 1 | 1000 | 1.16 | 1.04 | 23367.1 |

شکل، لولهای و قوطی شکل مورد مطالعه در این تحقیقH شکل، اجدول ۲. مقاطع

Table 2. I-shaped, H-shaped, tubular and box sections studied in this research

برشی زودتر از تسلیم خمشی رخ دهد. همچنین طول نمونه طوری انتخاب شده که در برابر لنگر خمشی، کمانش جانبی-پیچشی حاکم نباشد (L < L). برای جلوگیری از کمانش برشی نیز نسبتهای عمق به ضخامت به گونه ای انتخاب شده اند که حالت حدی کمانش برشی حاکم نباشد. همچنین به غیراز دو مورد در خمش حول محور ضعیف تیرهای H شکل، طول تمام مدل ها یک متر در نظر گرفته شده است. در حالت خمش حول محور ضعیف مقطع H شکل، طول نمونه ها مقادیر پارامترهای V_{1} و V_{2} نیز نشان می دهند که دربیشتر مدل ها مقادیر پارامترهای V_{1} و V_{2} نیز نشان می دهند که دربیشتر مدل ها براساس آیین نامه AISC 360 برای برش مانند حالت خمش حول بر اساس اصول مقاومت مصالح، نسبت تغییر شکل های برشی به تغییر شکل های خمشی به نسبت طول عضو به عمق مقطع بستگی دارد و هراندازه نسبت طول به عمق کمتر باشد، تغییر شکل های برشی زیادتر شده و به دنبال آن مفصل پلاستیک برشی زودتر از مفصل پلاستیک خمشی تشکیل می شود. با توجه به این که در این پژوهش هدف اصلی ارزیابی مقاومت برشی اسمی مقاطع فولادی است، ازاین رو تغییر شکل های خمشی باید کمتر باشد تا هم آثار اندرکنش لنگر خمشی با نیروی برشی کمتر باشد و هم بتوان بیشترین نیروی برشی را در مدل های عددی ایجاد کرد. برای تأمین این هدف و با فرض طول تسلیم در دو انتهای تیر برابر 1.0، طول نمونه ها طوری انتخاب شده که مقدار آن از $\frac{M_p}{V_p}$

محور قوی ۵٬۳۴ برای حالت برش مانند خمش حول محور ضعیف ۱/۲ و برای مقاطع قوطی برابر ۵ فرض شده است. لازم به ذکر است، هر اندازه نسبت Z/S یا در حالت کلی نسبت مقدار بزرگ تری باشد، انتظار میرود مقاومت برشی حاصل از نتایج عددی و آزمایشگاهی کمتر از نتایج آییننامه AISC 360 باشد. در جدول (۲)، برای مقاطع موردبررسی مقادیر این دو پارامتر نیز استخراج شده و مورد مقایسه قرار گرفته است.

در شـکل (v-a) نتـایج توزیـع تـنش برشـی بـرای مقطـع MajorI:PL500×20×20×20×20 أورده شده است. همان گونه که مشاهده می شود، بیشتر تنش برشی توسط جان مقطع تحمل شده است و سهم تنش برشی تحمل شده توسط بالهای مقطع ناچیز است. مقدار بیشتر تنش برشی ایجاد شده در جان این مقطع تقریباً ۲۰۰ مگاپاسکال است که با توجه به حالت تنش مسطح در جان و استفاده از معيار فانميزز تقريباً برابر MPa 207 MPa×345=207 بوده و گویای این موضوع است که با توجه به طول کم انتخاب شده در مدل سازی، تنش های خمشی ایجاد شده در مقطع ناچیز بوده و در معیار فانمیزز تأثیر کمی دارد. همانگونـه کـه در این شکل نیز قابل مشاهده است، هیچیک از المانها دچار خرابی نشده است و عدم وقوع خرابی در این مدل می تواند شکل پذیری خوبی را برای این مدل فراهم کند. در شکل (۷-۳)، توزیع تـنش برشی در مدل H شکل در حالت برش مانند خمـش حـول محـور ضعیف آورده شده است. همانگونه که مشاهده می شود، بیشتر تنش برشی توسط بالهای مقطع تحمل شده و سهم تـنش برشـی تحمل شده توسط جان افقی ناچیز بوده و درنتیجه آیین نامه AISC 360 از سهم برش تحمل شده توسط جان صرفنظر نموده و فقط بالهای قائم را در تحمل نیروی برشی سهیم میداند. همچنین

مقدار بیشترین تنش برشی ایجادشده در جان مقطع قـوطی

تنش برشی بیشتر در وسط بال مقطع اتفاق افتاده است که قابل پیش بینی بود. مقدار بیشتر تنش برشی نشان داده شده در کانتور تنش برشی ایجاد شده در بال های قائم این مقطع ۲۰۰ مگاپاسکال است که با توجه به ایجاد حالت تنش مسطح، براساس معیار فان میزز برابر با MPa 207=345×0.6Fy است. همان گونه که در این شکل قابل مشاهده است، المان های واقع در تارهای دارای بیشترین تنش فشاری و کششی، مقطع دچار خرابی شده است که می تواند موجب کاهش شکل پذیری این نوع مقاطع فولادی شود.

در شکل (v-c)، توزیع تنش برشی در مقطع لولهای آورده شده است. بیشترین تنش برشی برابر ۳۰۹ مگاپاسکال است که به دلیل خطای عددی و تمرکز تنش ایجاد شده است. همانگونه که در این شکل قابل مشاهده است، المانها بـ مصورت قطري دچار پارگي شدهاند که می تواند ناشی از کمانش برشی ایجادشده در مقطع باشد که باعث تمرکز تنش و پارگی المان شده است. برای این مـدل کـه دارای ۲۰ میلیمتر ضخامت است، براساس روابط آیین نامه AISC 360 انتظار وقوع كمانش وجود نداشت ولي در مدل عددي كمانش برشي اتفاق افتاده است. وقوع اين نـوع خرابـي مـيتوانـد موجـب کاهش شکل پذیری مدل شود. در شکل (v-d)، توزیع تنش برشی در مقطع قوطی شکل نشان داده شده است. همانگونـه کـه از ایـن شكل مشاهده مىشود، بيشتر تنش برشى توسط جان مقطع تحمل شده و سهم تنش برشی تحمل شده توسط بال ها ناچیز است. با اینکه ضخامت ۲۰ میلیمتر انتخاب شده برای این مقطع مطابق آیین نامه AISC 360 مقطعی است که برای آن ضریب کمانش برشی برابر یک به دست می آید و گویای این موضوع است که تنش در مقطع می تواند به تنش تسلیم برشی برسد، با این حال در مدل عددی کمانش برشی نیز مشاهده میشود.

شکل ۷: توزیع تنش برشی در مقاطع موردبررسی





شکل ۲۸۳ مگاپاسکال است. همانگونه که مشاهده می شود، در این

Downloaded from mcej.modares.ac.ir on 2025-02-06

مقایسه نتایج حاصل از مدلسازیها با در نظر گرفتن معیار خرابی بوده است.

شکل ۷. مقایسه نتایج عددی و تئوری حاصل برای مقاومت برشی مقطع I شکل در حالت برش نظیر خمش حول محور قوی مقطع



Fig. 7. Comparison of the obtained numerical and theoretical results for the shear strength of the I-shaped cross-section subject to shear in the plane of the web

AISC میزان اختلاف مقاومت برشی حاصل از روابط آیین نامه AISC میزان اختلاف مقاومت برشی حاصل از روابط آیین نامه 360 معدی در حدود ۱۱٪ است و روابط این آیین نامه مقدار بزرگتری را برای مقاومت برشی تخمین می زند؛ این در حالی است که مقاومت برشی محاسبه شده براساس سطح مقطع برشی در حدود ۶٪ بیشتر از نتایج حاصل از مدل سازی عددی مقاومت کمتری را نسبت به نتایج عددی نشان می دهد که می تواند رابطه مناسبی برای محاسبه مقاومت برشی اسمی این نوع مقطع مقاومت برشی اسمی این نوع مقطع مقاومت برشی مقاومت برشی محاکم نیز در حدود ۶٪ باشد؛ زیرا مقدار کمتری را برای مقاومت برشی نتیجه می دهد.

برای مقاطع H شکل، در حالت برش عمود بر صفحه جان (خمش حول محور ضعیف)، نسبت پارامتر بی بعد <u>محمولاً</u> بین 1.2 تا 1.5 است که برای مقاطع انتخاب شده در این تحقیق این مقدار 1.45 است. بنابراین می توان انتظار داشت که مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط AISC 360 بیش از مقادیر حاصل از مدل سازی های عددی باشد. در شکل (۸)، مقاومت برشی مقطع مدل سازی های عددی باشد. در شکل (۸)، مقاومت برشی مقطع استایکی غیر خطی به همراه مقاومت برشی اسمی حاصل از آیین نامه AISC 360 رابطه انرژی و روش تنش برشی حداکثر آورده شده است. همان گونه که از این شکل مشاهده می شود، در نسبت های تغییر مکان جانبی بالاتر، رفتار چرخهای دچار افت مدل هیچیک از اجزای مقطع دچار خرابی نشده و عدم وقوع خرابی در این مدل میتواند شکلپذیری خوبی را فراهم کند.

مطابق جدول (۲)، مقادیر نسبت $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$ برای مقاطع I شکل و حالت برش نظیر خمش حول محور قوی، دقیقاً برابر با نسبت Z/S است. برای مقاطع متعارف، در حالت برش مانند خمش حول محور قوی، اساس مقطع پلاستیک در حدود ۸ الی ۲۰ درصد از اساس مقطع الاستیک بیشتر است و انتظار میرود در این نوع مقاطع، نسبت تنش برشی بیشتر ایجادشده در مقطع به تنش برشی متوسط در حدود ۸٪ الی ۲۰٪ اختلاف داشته باشد. درواقع در این حالت با توجه به این که اختلاف این نسبت کم است، درنتیجه تنش در جان مقطع می تواند به تنش تسلیم برشی برسد. از اینرو، برای مقاطع I شکل در حالت برش مانند خمش حول محور قوی مقطع، مساحت جان برای محاسبه مقاومت برشی که توسط آیین نامه برشی اسمی این نوع مقاطع دارد.

در شـــكل (۷)، مقاوم..ت برشـــي مقطــع I شــكل 20×20×200×MajorI:PL500 حاصل از تحليل چرخمهای و استاتیکی غیرخطی که از مدلسازی عددی به دست آمده است، با مقاومت برشی حاصل از آییننامیه AISC 360 و رابطیه انرژی و فلسفه تنش برشی بیشتر مورد مقایسه قرار گرفته است. همانگونـه که در این شکل قابل مشاهده است، تا نسبت تغییر مکان جانبی ۳٪، مقاومت حاصل از تحلیل چرخهای منطبق بر نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی است؛ ولی برای نسبت های بزرگتر از این مقدار، رفتار چرخهای دچار افت مقاومت شده که ناشی از خرابی ایجادشده در اثر کرنش پلاستیک تجمعی است. ذکر این نکته ضروری است که، در انجام تحلیل چرخهای آثار شکست در مواد (Low cycle fatigue) نيز لحاظ شده است. البته امروزه براي انجام تحليل چرخهای از معيار شکست (Low cycle fatigue failure index) که پارامتر بسیار مهمی است و براساس تـنش بحرانی و معیار کرنش تعریف می شود، استفاده میکنند. در این تحقيق از معيار خرابي براساس كرنش پلاستيك معادل تجمعي (PEEQ) تقسیمبر کرنش پلاستیک بحرانی استفاده شده است. به طور معمول، معيار خرابي (failure index) تخمين محافظه كارانهاي را از شروع خرابی میدهد. در این پژوهش هدف از مدلسازی معيار خرابي، رسيدن به مقدار دقيق خرابي نبوده؛ بلكه هدف اصلي

روابط AISC 360 با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در حدود ۱۱٪ و با نتایج تحلیل چرخهای در حدود ۱۹٪ است و از روابط آیین نامه AISC 360 مقدار بیشتری برای مقاومت برشی اسمی مقطع حاصل می شود و غیر محافظه کارانه است. همچنین نتایج حاصل از فلسفه تنش برشی بیشتر در حدود ۲۰٪ مقاومت کمتری را نسبت به نتایج مدل سازی های عددی نشان می دهد که می تواند روش مناسبی برای تعیین مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع باشد.

شکل ۸ مقایسه نتایج عددی و تئوری حاصل برای مقاومت برشی مقطع H شکل در حالت برش نظیر خمش حول محور ضعیف مقطع



Fig. 8 .Comparison of the obtained numerical and theoretical results for the shear strength of the H-shaped cross-section subject to shear in the weak-axis

برای مقاطع لولهای نسبت پارامتر بی بعد $\frac{\sigma_{ave}}{\sigma_{ave}}$ برابر ۲ است. به همین علت آیین نامه AISC 360 به طور منطقی از ضریب ۵/۰ برای تعیین مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع استفاده کرده است. در این حالت انتظار می رود نتایج حاصل از آیین نامه AISC 360 با نتایج حاصل از مدل سازی های عددی هماهنگی نزدیکی داشته باشد. در شکل (۹)، مقاومت برشی مقطع 20×000 Pipe:PL600 حاصل از تحلیل چرخهای و استاتیکی غیر خطی در کنار مقاومت برشی حاصل از روابط آیین نامه AISC 360، روش انرژی و روش تنش برشی حداکثر آورده شده است. همان گونه که از این شکل مشاهده می شود، تا نسبت تغییر مکان جانبی ۱٪، نتایج حاصل از تحلیل است؛ ولی برای نسبت های بالاتر، رفتار چرخهای دچار افت مقاومت شده است. میزان اختلاف مقاومت برشی استاتیکی غیر خطی مقاومت شده است. میزان اختلاف مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط آیین نامه AISC 360 با نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی مقاومت شده است. میزان اختلاف مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط آیین نامه AISC 360 با نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی و مقاومت شده است. میزان اختلاف مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط آیین نامه AISC 360 با نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی و

محافظهکارانه است.





Fig. 9. Comparison of the obtained numerical and theoretical results for the shear strength of tubular section



Fig. 10. Comparison of the obtained numerical and theoretical results for the shear strength of box section

در شکل (۱۰)، مقاومت برشی مقطع 20×Box:PL600 حاصل از نتایج تحلیل چرخهای و استاتیکی غیرخطی به صورت مقایسهای در کنار مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط آییننامه AISC م60، روش انرژی و روش تنش برشی حداکثر آورده شده است. همانگونه که از این شکل مشاهده می شود، تا نسبت تغییرمکان جانبی ۲٪، نتایج حاصل از تحلیل چرخهای منطبق بر نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی است. در نسبت های بالاتر رفتار چرخهای دچار افت مقاومت شده که می تواند ناشی از خرابی ایجادشده در اثر کرنش پلاستیک تجمعی باشد. میزان اختلاف مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط آییننامه AISC با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در حدود ۳٪ و با نتایج حاصل از تحلیل چرخهای در حدود ۳/۰٪ است که برآورد مناسبی برای ستون سوم مقاومت برشی مقاطع براساس سطح مقطع برشی آورده شده است. در ستون چهارم این جدول حاصل ضرب مقاومت برشی اسمی حاصل از مساحت مؤثر اعضای مقاوم در برابر برش در نسبت $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$ و در ستون های پنجم و ششم نتایج حاصل از مدلسازی های عددی ارائه شده است. براساس روش سطح مقطع برشی و روش تنش برشی حداکثر، این میزان اختلاف در حدود ۴٪ الی ۷٪ است.

در جدول (۳)، نتایج مدلسازی عددی در برابر نتایج حاصل از روابط آیین نامه ای آورده شده است. در ستون اول این جدول به معرفی مدلهای موردبررسی پرداخته شده است. در ستون دوم، مقاومت برشی مقاطع مختلف براساس آیین نامه AISC 360 و در

| Prototype | Shear strength (kN) (AISC 360 method) | Shear strength (kN) (Shear deformation area) | Shear strength (kN) (Maximum Shear stress) | Numerical shear strength (kN) (Pushover analysis) | Numerical shear strength (kN) (Cyclic Analysis) |
|------------------------|--|---|---|---|---|
| MajorI:PL500×200×20×8 | 876.4 | 865.7 | 785.3 | 900.9 | 832. 8 |
| MajorI:PL500×200×20×10 | 1117.8 | 1099.6 | 992.7 | 1107.6 | 1048.7 |
| MajorI:PL500×200×20×12 | 1341.4 | 1313.1 | 1180.8 | 1312.9 | 1262.8 |
| MajorI:PL500×200×20×15 | 1676.7 | 1632.2 | 1456.7 | 1611.8 | 1569.6 |
| MajorI:PL500×200×20×20 | 2235.6 | 2154.2 | 1905.9 | 2027.7 | 1992.8 |
| MajorI:PL500×200×40×8 | 941.3 | 934.3 | 844.2 | 1137.1 | 883.2 |
| MajorI:PL500×200×40×10 | 1200.6 | 1187.8 | 1060.6 | 1356.8 | 1158.5 |
| MajorI:PL500×200×40×12 | 1440.7 | 1420.7 | 1256.1 | 1574.1 | 1407.8 |
| MajorI:PL500×200×40×15 | 1800.9 | 1767.3 | 1541.9 | 1895.1 | 1739.1 |
| MajorI:PL500×200×40×20 | 2401.2 | 2337.9 | 2001.0 | 2420.5 | 2260.1 |
| MajorI:PL500×400×20×8 | 876.4 | 872.8 | 800.3 | 972.0 | 838.8 |
| MajorI:PL500×400×20×10 | 1117.8 | 1111.1 | 1016.2 | 1182.7 | 1060.1 |
| MajorI:PL500×400×20×12 | 1341.4 | 1330.6 | 1212.8 | 1392.4 | 1291.4 |
| MajorI:PL500×400×20×15 | 1676.7 | 1658.1 | 1505.1 | 1704.3 | 1618.9 |
| MajorI:PL500×400×20×20 | 2235.6 | 2199.2 | 1983.7 | 2217.9 | 2132.4 |
| MajorI:PL500×400×40×8 | 941.3 | 940.5 | 871.6 | 1402.6 | 941.7 |
| MajorI:PL500×400×40×10 | 1200.6 | 1197.6 | 1102.5 | 1624.0 | 1243.2 |
| MajorI:PL500×400×40×12 | 1440.7 | 1434.7 | 1312.1 | 1844.0 | 1541.8 |
| MajorI:PL500×400×40×15 | 1800.9 | 1789.0 | 1621.0 | 2172.1 | 1882.4 |
| MajorI:PL500×400×40×20 | 2401.2 | 2375.6 | 2121.2 | 2719.4 | 2420.1 |
| MinorI:PL500×600×8×10 | 1484.4 | 1272.0 | 1023.8 | 1741.3 | 1585.6 |
| MinorI:PL500×600×10×10 | 2402.0 | 2057.8 | 1656.6 | 2199.3 | 1989.1 |
| MinorI:PL500×600×12×10 | 2980.8 | 2553.0 | 2055.7 | 2642.1 | 2392.6 |
| MinorI:PL500×600×15×10 | 3726.0 | 3190.0 | 2569.7 | 3301.1 | 3000.9 |
| MinorI:PL500×600×20×10 | 4968.0 | 4251.1 | 3426.2 | 4390.8 | 4010.8 |
| Pipe:PL600×8 | 1539.9 | 2054.0 | 770.0 | 1881.1 | 1813.5 |
| Pipe:PL600×10 | 1918.4 | 2559.4 | 959.2 | 2360.6 | 2266.5 |
| Pipe:PL600×12 | 2294.3 | 3061.6 | 1134.7 | 2811.6 | 2741.7 |
| Pipe:PL600×15 | 2853.22 | 3809.3 | 1426.6 | 3525.7 | 3440.8 |
| Pipe:PL600×20 | 3771.8 | 5040.5 | 1885.9 | 4781.2 | 4585.2 |
| Box:PL600×8 | 1546.0 | 1516.9 | 1418.4 | 1932.0 | 1759.7 |
| Box:PL600×10 | 2451.7 | 2406.7 | 2265.9 | 2445.9 | 2317.5 |
| Box:PL600×12 | 2980.8 | 2919.5 | 2775.4 | 2976.8 | 2888.5 |
| Box:PL600×15 | 3726.0 | 3642.4 | 3508.5 | 3773.5 | 3660.4 |
| Box:PL600×20 | 4968.0 | 4837.0 | 4772.3 | 5113.5 | 4955.3 |

جدول ۳. مقایسه نتایج حاصل از روابط تئوری و آییننامهای با نتایج عددی برای مقاطع H ،I لولهای و قوطی شکل

Table 3. Comparison of the numerical and theoretical results for the shear strength of I, H, tubular and box sections

برای مقاطع I شکل و برش در امتداد جان مقطع، با توجه به اینکه معمولاً تنش برشی حداکثر در حدود ۱۳٪ بیشتر از تنش برشی متوسط است، درنتیجه اختلاف زیادی بین نتایج مدلسازیهای عددی و روابط AISC 360 مشاهده نمی شود. برای

بیشتر برای محاسبه مقاومت برشی این نوع مقاطع در مقایسه با نتایج تحلیل چرخهای مدلها می تواند تقریب مناسب تری داشته باشد.

برای مقاطع لولهای، نظر به اینکه تنش برشی حداکثر در حدود دو برابر تنش برشی متوسط است، ازاین رو انتظار می رود که اختلاف زیادی بین نتایج حاصل از مدل سازی، نتایج حاصل از تنش برشی متوسط و روابط AISC 360 وجود داشته باشد؛ ولی همان گونه که در بخش های قبلی بیان شد، آیین نامه AISC 360 به این موضوع توجه داشته و در عمل برای تعیین مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع از روش تنش برشی حداکثر استفاده کرده است.

برای مقاطع قوطی، با توجه به اینکه تنش برشی حداکثر در حدود ۵٪ تا ۱۰٪ بیشتر از تنش برشی متوسط است، ازاینرو انتظار میرود که اختلاف زیادی بین نتایج حاصل از مدلسازی عددی و روابط آییننامه AISC 360 وجود نداشته باشد. نتایج نشان دادهشده در جدول (۳)، برای مقاطع قوطی نیز گویای این مطلب است و اختلافی در حدود ۵٪ تا ۱۰٪ بین روابط آییننامه Box:PL600 به دلیل مدلسازی عددی وجود دارد. فقط در مدل 8×Box:PL600 به دلیل لاغری اعضاء و به وجود آمدن کمانش در اعضای آن، اختلافی در حدود ۵۱٪ مشاهده میشود.

همان گونه که در بخش های قبلی بیان شد، و از جدول (۲) مشاهده می شود نسبت پارامتر $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$ برای مقاطع H شکل و برش در امتداد عمود بر صفحه جان، معمولاً دارای مقداری بین ۱٫۲ تا ۹٫۹ است که برای مقاطع انتخاب شده در این بخش عدد ۱٫۴۵ تا حاصل شده است. همان گونه که در شکل (۸) نیز نشان شده است، مقاومت برشی کم در مدل سازی عددی نسبت به روابط آیین نامه دور از انتظار نیست، در حالی که استفاده از روش تنش برشی حداکثر و روش انرژی نتایج بهتری را برای این مقاطع ارائه می کنند که قابل توصیه برای کاربردهای عملی است.

۶- نتيجه گيري

در این مقاله ابتدا روابط تئوری و آییننامهای مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور قوی، لولهای، قوطی شکل و H شکل نسبت به محور ضعیف موردمطالعه قرار گرفت. سپس مقاومت برشی اسمی هر یک از مقاطع مورداشاره، با

استفاده از مدلسازی عددی در نرمافزار آباکوس ارزیابی شد. مدلسازی مصالح و هندسی نمونه های ساخته شده در نرمافزار آباکوس، براساس مدل های آزمایشگاهی درستی آزمایی شد. همچنین برای ارزیابی عددی پارامتریک، از ۳۵ نمونه با مقطع مختلف استفاده شد و هر یک از آن ها یکبار تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و یکبار تحت تحلیل چرخه ای قرار گرفتند. طول هر یک از این مدل ها به شکلی بودند که در آن ها حالت حدی برش تعیین کننده تر از حالت حدی خمش بود. نتایج حاصل از این تحقیق عبارت اند از:

- ۱- نتایج حاصل از روابط ارائهشده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محرر قوی با نتایج مدلسازیهای عددی در نرمافزار آباکوس انطباق نزدیکی دارد و اختلاف در حدود ۱۰٪ آنها ناشی از این موضوع است که در AISC 360 برای رابطهسازی مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع، به منظور سهولت در انجام محاسبات، مقدار اساس مقطع الاستیک و پلاستیک یکسان فرض شده است. همچنین نتایج این تحقیق نشان میدهد که در این نوع مقاطع در نسبتهای تغییرمکان جانبی بالاتر، نتایج حاصل از AISC 360 در حدود ۱۰٪ غیر محافظه کارانه است.
- ۲- در نسبت های تغییر مکان جانبی پایین تر، نتایج حاصل از آیین نامه AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع لوله ای با نتایج مدل سازی های عددی در نرم افزار آباکوس انطباق بسیار نزدیکی دارد. دلیل آن این است که در آیین نامه AISC 360 برای رابطه سازی مقاومت برشی این نوع مقاطع، از مقدار تنش برشی حداکثر مقطع استفاده شده است. همچنین نتایج این تحقیق نشان می دهد که در این نوع مقاطع در نسبت های تغییر مکان جانبی بیشتر، نتایج حاصل از AISC 360 حدوداً ۲۰٪ محافظه کارانه است.
- ۳- در نسبتهای تغییرمکان جانبی پایین، نتایج حاصل از آییننامه AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل با نتایج مدلسازیهای عددی در نرمافزار آباکوس انطباق بسیار نزدیکی دارد. دلیل آن این است که در این نوع مقاطع به دلیل بسته بودن مقطع، شرایط بازتوزیع تنش برشی در مقطع مهیا بوده و هر یک از جانها به طور یکسان در برابر برش مقاومت میکنند. اختلاف ناچیز بین نتایج 360 AISC و

walls. *International Journal of Civil Engineering*, *15*, pp.775-789. https://doi.org/10.1007/s40999-017-0174-y

- [8] Rezaee, M. and Asghari, A., 2024, October. Lateraltorsional buckling investigation of multi-tiers eccentrically braced frames with shear link beam. In *Structures*, 68, p. 107063). https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107063
- [9] Asghari, A. and Hosseini, S., 2024. Seismic Behavior Assessment of Special Concentrically X-braced Frame with Through Gusset Plate. *Iranian Journal of Science* and Technology, Transactions of Civil Engineering, pp.1-13. https://doi.org/10.1007/s40996-024-01524-4
- [10] Chen, X. and Shi, G., 2018. Experimental study of end-plate joints with box columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 143, pp.307-319. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.12.029
- [11] Shek, P.N., Tahir, M.M., Siang, T.C. and Kueh, A.B.H., 2011. Experimental Investigation of End-Plate Connection with Cruciform Column Section. *Advanced Materials Research*, 250, pp.3730-3733. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.250-253.3730
- [12] Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E.P., 1971. Inelastic behavior of steel beam-to-column subassemblages, 71(7). University of California, Berkeley.
- [13] Bertero, V.V., Krawinkler, H. and Popov, E.P., 1973. *Further studies on seismic behavior of steel beamcolumn subassemblages*. Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Krawinkler, H., 1978. Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal*, 15(3), pp.82-91. https://doi.org/10.62913/engj.v15i3.318
- [15] FEMA-355C. 2000. State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [16] FEMA-355D. 2000. State of the art report on connection performance. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [17] FEMA-355F. 2000. State of the art report on performance prediction and evaluation of steel moment-frame buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [18] Ricles, J.M., Fisher, J.W., Lu, L.W. and Kaufmann, E.J., 2002. Development of improved welded moment connections for earthquake-resistant design. *Journal* of Constructional Steel Research, 58(5-8), pp.565-604. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00095-5
- [19] Brandonisio, G., De Luca, A. and Mele, E., 2012. Shear strength of panel zone in beam-to-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 71, pp.129-142.

نتایج حاصل از مدلسازی های عددی به این علت است که در AISC 360 در رابطه سازی مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع نیز مقدار اساس مقطع الاستیک و پلاستیک یکسان فرض شده است.

۴- نتایج حاصل از روابط ارائهشده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور ضعیف با نتایج مدلسازی های عددی در نرمافزار آباکوس انطباق ندارد و مقاومت برشی اسمی به دست آمده از AISC محدوداً ۲۰٪ غیر محافظه کارانه است. دلیل این اختلاف این است که در این نوع مقاطع اختلاف تنش اسمی حاصل از این است که در این نوع مقاطع اختلاف تنش اسمی حاصل از ناین است که در این نوع مقاطع اختلاف تنش سمی حاصل از ناین است که در این نوع مقاطع اختلاف تنش سمی حاصل از ناین است که در این نوع مقاطع اختلاف تنش معی ما این است که در این نوع مقاطع اختلاف تنش اسمی حاصل از ناین است که در این نوع مقاطع اختلاف تنش اسمی ما می مود و در میشوند.

۷- مراجع

- Tajik, N., Mirghaderi, S.R., Asghari, A. and Hamidia, M., 2024. Experimental and numerical study on weld strengths of built-up steel box columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 213. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108362
- [2] Asghari, A. and Azimi, B., 2017. Evaluation of sensitivity of CBFs for types of bracing and story numbers. *Scientia Iranica*, 24(1), pp.40-52. https://doi.org/10.24200/sci.2017.2375
- [3] Asghari, A. and Saharkhizan, S., 2019. Seismic design and performance evaluation of steel frames with kneeelement connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp.161-176. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.11.011
- [4] Pavir, A. and Shekastehband, B., 2017. Hysteretic behavior of coupled steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 133, pp.19-35. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.01.019
- [5] Jaberi, V. and Asghari, A., 2022. Seismic behavior of linked column system as a steel lateral force resisting system. *Journal of Constructional Steel Research*, 196. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107428
- [6] Jalilzadeh Afshari, M., Asghari, A. and Gholhaki, M., 2019. Shear strength and stiffness enhancement of cross-stiffened steel plate shear walls. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11(2), pp.179-193. https://doi.org/10.1007/s40091-019-0224-6
- [7] Asghari, A. and Azimi Zarnagh, B., 2017. A new study of seismic behavior of perforated coupled shear

1, vol. 1-3. USA: Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc.

- [27] ANSI/AISC 360–22, 2022. Specification for structural steel buildings.
- [28] Sadd, M.H., 2009. *Elasticity: theory, applications, and numerics*. Academic Press.
- [29] Trahair, N.S., 2002. Bearing, shear, and torsion capacities of steel angle sections. *Journal of Structural Engineering*, 128(11), pp.1394-1398. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:11(1394)
- [30] Venture, S.J., 1997. Protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens. *Rep. No. SAC/BD-97*, 2.
- [31] Daley, A.J., Brad Davis, D. and White, D.W., 2017. Shear strength of unstiffened steel I-section members. *Journal of Structural Engineering*, 143(3). https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001639
- [32] Daley, A. and Davis, B., 2015. Shear strength of prismatic steel I-shaped members. *Metal Building Manufacturers Association, Cleveland.*
- [33] Lewis, G.R., 2010. *Replaceable shear and flexural links for the linked column frame system* (Doctoral dissertation, Portland State University. Civil and Environmental Engineering).

https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.11.004

- [20] Standard, B., 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. *Part*, *1*, pp.1998-1.
- [21] AISC Committee, 2010. Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10). American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois.
- [22] Sazmand, E. and Aghakouchak, A.A., 2012. Modeling the panel zone in steel MR frames composed of builtup columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 77, pp.54-68. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.04.002
- [23] Mansouri, I. and Saffari, H., 2014. A new steel panel zone model including axial force for thin to thick column flanges. *Steel and Composite Structures*, *16*(4), pp.417-436. http://dx.doi.org/10.12989/scs.2014.16.4.417
- [24] Rong, B., Liu, S., Yan, J.B. and Zhang, R., 2018. Shear behaviour of panel zone in through-diaphragm connections to steel tubular columns. *Thin-Walled Structures*, *122*, pp.286-299. https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.10.029
- [25] Paghale, F.J., Saffari, H. and Fakhraddini, A., 2018. Panel Zone Modelling of Box Columns: an Analytical and Numerical Approch. *Advanced Steel Construction*, 14(3), pp.361-376.
- [26] ABAQUS. 2008. standard user's manual. Version 6.8-

Numerical Evaluation of Shear Strength of Members with I, H, Tubular and Box Sections in the panel zone of steel moment-resisting frames

Abazar Asghari¹*, Aydin Pavir²

- 1. School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran. P.O. Box: 4563-11155, Tel: +98(21) 61112950.
- 2. PhD student, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran.

* Corresponding Author Email: abazar.asghari@ut.ac.ir

Received: 2024/07/24 - Accepted: 2024/11/23

Abstract

Introduction One of the important topics in the design of steel structures is the selection of member cross-section types. I-shaped, H-shaped, box-shaped, and tubular sections are the most common steel sections used in building structures, bridges, and industrial structures. In the design of these types of structures, one of the design criteria is controlling shear in steel members. If the lengths of the flexural members are short, controlling this limit state can be very necessary.

Study of theoretical and regulatory relationships: In this article, first, theoretical and code-based relationships of nominal shear strength of H-shaped members with respect to the strong axis, tubular, box-shaped, and H-shaped members with respect to the weak axis were studied. Then, the nominal shear strength of each mentioned section was evaluated using numerical modeling in Abaqus software. The material and geometric modeling of the created members in Abaqus software were validated based on laboratory models. For numerical parametric evaluation, 35 members with different cross-sections were used. Each of these members was modeled in Abaqus software and each of them was subjected to both pushover and cyclic analyses. The lengths of each of these models were such that in all models, the shear limit state was more decisive than the flexural limit state.

Conclusion: Based on this research, the results of the relationships presented in the AISC 360 for determining the nominal shear strength of H-shaped members with respect to the strong axis have very close conformity with the results of numerical modeling in Abaqus software, and the difference of approximately 10% between them is due to the fact that in the AISC 360, for calculating the shear strength of these types of sections, in order to make calculations easier, the same value for the elastic and plastic section modulus is assumed. Also, the results of this research show that in this type of sections at higher drifts, the results of the AISC 360 method are approximately 10% less conservative. At lower drifts, the results of the relationships presented in the AISC 360 for determining the nominal shear strength of tubular sections have very close conformity with the results of numerical modeling in Abaqus software. The reason for this is that in the AISC 360, for determining the shear strength of these types of sections, the maximum shear stress of the section has been used. Also, the results of this research indicate that in this type of sections at higher drifts, the results of the AISC 360 method are approximately 20% more conservative. At lower drifts, the results of the relationships presented in the AISC 360 for determining the nominal shear strength of box-shaped members have very close conformity with the results of numerical modeling in Abaqus software.The reason for this is that in this types of sections due to the closed section, conditions for redistribution of shear stress are available, and each of the flanges resists shear equally. In this case, the insignificant difference between the results of the AISC 360 method and the results of numerical modeling is due to the fact that in the AISC 360, for determining the shear strength of these types of sections, in order to make calculations easier, the same value for the elastic and plastic section modulus is assumed. The results of the relationships presented in the AISC 360 code for determining the nominal shear strength of H-shaped members with respect to the weak axis do not have close conformity with the results of numerical modeling in Abaqus software, and the nominal shear strength obtained from the AISC 360 is about 20% non-conservative. The reason for this difference is that in these types of sections, the difference between the nominal stress obtained from the AISC 360 approach and the average stress of the section is about 35%, and in higher drifts, it is not possible to redistribute 100% of the shear stress and only 15% of these stresses are redistributed.

Keywords: Shear Strength, H-shaped Section, Tubular, Box-shaped sections, Redistribution of stress.