

سختی نسبی قاب فولادی دارای مهاربندی برون محور با دو پیوند قائم

سعید صبوری قمی^{*}، بهنام سعادت

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۲۵ شهریور ۱۳۹۲
بازنگری: ۲۰ اردیبهشت ۱۳۹۴
پذیرش: ۵ بهمن ۱۳۹۴
ارائه آنلاین: ۱۵ آبان ۱۳۹۵

کلمات کلیدی:

مهاربند برون محور
پیوند قائم
مهاربند برون محور با پیوند قائم
تغییر شکل‌های برشی
سختی نسبی تحلیلی

چکیده: مهمترین ویژگی‌های قاب‌های ساختمانی را می‌توان در سختی، مقاومت و شکل‌پذیری آن‌ها خلاصه نمود. قاب‌های خمشی دارای شکل‌پذیری خوبی هستند. اما سختی آن‌ها کم بوده و دلیل اصلی استفاده از سامانه‌های مهار جانبی در سازه‌ها، سختی قابل ملاحظه آن‌ها است. یک گروه از مهاربندها که علاوه بر سختی مناسب، شکل‌پذیری خوبی را نیز دارند، مهاربندهای برون محور هستند. سختی شکل‌های متعارف این دسته از مهاربندها پیش‌تر محاسبه شده است. در این تحقیق، سختی نسبی سامانه مهاربندی برون محور با دو پیوند قائم (EBF-DVL) به روش تحلیلی محاسبه خواهد شد. مهاربند EBF-DVL دارای دو پیوند قائم موازی است که از پایین به یک پیوند افقی و از بالا به زیر تیر سقف جوش داده می‌شوند. برای فراهم کردن معادلات مورد نیاز در محاسبه سختی نسبی، از معادلات شیب-افت همراه با لحاظ نمودن تأثیر تغییر شکل‌های برشی استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهند که این نوع مهاربند از سختی نسبی بالایی برخوردار است؛ به صورتی که با انتخاب ابعاد مناسب پیوندها، می‌توان حتی به سختی بیشتری نسبت به مهاربندهای واگرا با پیوند افقی در بین دو بادبند نیز دست یافت. با وجود آن که افزایش هر یک از مؤلفه‌های ممان اینرسی و یا سطح مقطع برشی پیوندهای قائم سبب افزایش سختی می‌شود، اما بازه مؤثر افزایش ممان اینرسی پیوندهای قائم تا حدود ۵۰ درصد ممان اینرسی ستون بوده و بازه مؤثر افزایش سطح مقطع برشی آن نیز تا حدود ۶۰ درصد سطح مقطع برشی تیر است.

۱- مقدمه

مؤلفه‌های سختی، مقاومت و شکل‌پذیری، سه مؤلفه تعیین‌کننده رفتار هر قاب سازه‌ای هستند. قاب‌های خمشی دارای شکل‌پذیری مناسبی بوده، اما سختی آن‌ها پایین است؛ به صورتی که کنترل تغییر مکان در اغلب موارد بر طراحی حاکم می‌شود و در نتیجه، مقاطع بزرگی برای اعضاء بدست خواهد آمد و طرح از حالت اقتصادی خارج می‌شود. قاب‌های مهاربندی شده اغلب سختی مناسبی دارند. اما شکل‌پذیری آن‌ها برحسب نوع سامانه آن‌ها کاملاً متفاوت است. به عنوان نمونه در مهاربندهای ضربدری مرسوم، بادبندها به علت جذب انرژی با عملکرد محوری حتماً کمانش کرده و منحنی چرخه‌ای قاب دارای افت شدید خواهد شد و در نتیجه، شکل‌پذیری و جذب انرژی سامانه به شدت کاهش می‌یابد. همین موضوع در ارتباط با مهاربندهای هم‌محور به شکل عدد ۷ یا عدد ۸ نیز صادق است.

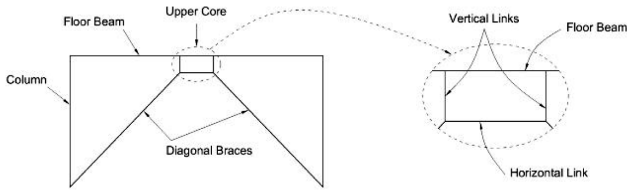
مهاربندهای برون محور با پیوند قائم در صورت طراحی صحیح می‌توانند علاوه بر سختی مناسب، دارای شکل‌پذیری و جذب انرژی زیاد باشند و منحنی چرخه‌ای پایداری را داشته باشند. اولین تحقیق انجام‌شده در ارتباط با این سامانه، توسط یک گروه ژاپنی بر روی مهاربندهای برون محور با یک

پیوند قائم (Y-شکل برعکس) انجام گرفت [۱]. در سال‌های اخیر، تحقیقات زیادی در ارتباط با مهاربندهای برون محور با یک پیوند قائم صورت گرفته و زمینه‌های کاربرد آن‌ها نیز در حال افزایش است [۲-۶].

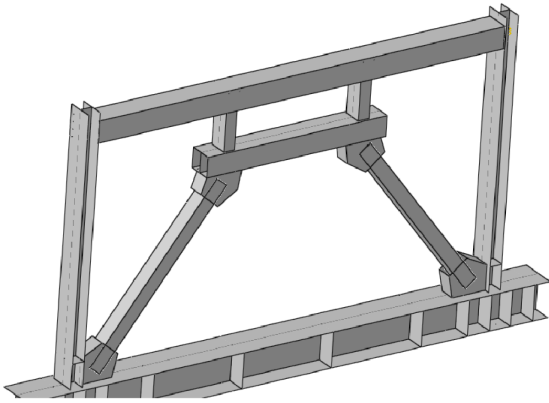
سختی سامانه‌های باربر جانبی می‌تواند با هر یک از سه روش آزمایشگاهی، عددی و یا تحلیلی محاسبه شود. محاسبه تحلیلی سختی نیز به دو روش امکان‌پذیر است. در روش اول، مختصات نقاط کلیدی منحنی بار-تغییر مکان قاب از روش تحلیلی محاسبه شده و شیب خط واصل از مبدأ به نقطه نظیر تسلیم به عنوان سختی قاب در نظر گرفته می‌شود [۷]. اما در شیوه دیگر (که در آن از یکی از روش‌های سنتی تحلیل سازه‌ها استفاده می‌شود)، معادلات نیرویی قاب بر حسب درجات آزادی آن نوشته شده و سپس سختی قاب با حل دستگاه معادلات حاصله بدست می‌آید. در این روش، سختی اولیه سامانه محاسبه می‌شود که در واقع، سختی قاب در حالت کاملاً الاستیک است. در تحقیقات گذشته، سختی نسبی قاب دارای مهاربندی برون محور با پیوند افقی (پیوند در بین دو بادبند و یا بین بادبند و ستون) با استفاده از این روش بدست آمده است [۸،۹]. سختی نسبی به صورت نسبت سختی مطلق قاب مهاربندی شده به سختی مطلق قاب خمشی تعریف می‌شود.

در سال‌های اخیر، یک هندسه جدید برای سامانه‌های مهاربندی برون محور ارائه شده است که می‌توان آن را به صورت ترکیبی از

^{*}نویسنده عهده‌دار مکاتبات: sabouri@kntu.ac.ir



(الف)



(ب)

شکل ۱: پیکربندی یک EBF-DVL؛ (الف) طرحواره دو بعدی همراه با نامگذاری اعضا و (ب) شکل سه بعدی

Fig. 1. Configuration of an EBF-DVL; a) Two dimensional sketch with the names of members b) Three dimensional shape

مهاربندهای برون محور مرسوم با پیوند افقی (تیر پیوند در بین دو مهاربند) و قائم (Y-شکل برعکس) در نظر گرفت. این نوع مهاربند دارای دو پیوند قائم موازی است که پایین آن‌ها بر روی یک پیوند افقی نصب شده و بالای آن‌ها به زیر تیر سقف جوش داده می‌شود و در واقع در هر دو راستای افقی و قائم دارای برون محوری است. در این جا، قاب مهاربندی شده حاصل، «قاب مهاربندی شده برون محور با دو پیوند قائم» نامیده شده و برای اشاره به آن نیز از علامت اختصاری EBF-DVL استفاده خواهد شد. طرحواره یک EBF-DVL همراه با نامگذاری اعضای آن، در شکل ۱-الف نشان داده شده است. برای تجسم بهتر این سامانه، شکل سه بعدی نمونه‌ای که بر روی آن آزمایش انجام شده است نیز در شکل ۱-ب آورده شده است. در این جا لازم است تا به تحقیقاتی که بر روی این نوع مهاربندی انجام شده است نیز اشاره شود. در یکی از این تحقیقات، رفتار چند قاب مهاربندی شده با این سامانه مهاربندی به کمک مدل سازی عددی ارزیابی شده [۱۰] و در تحقیق دیگری نیز رفتار پیوندهای قائم آن توسط روش های آزمایشگاهی و عددی سنجیده شده است [۱۱]. همچنین در پژوهش دیگری، ضریب رفتار قاب مهاربندی شده برون محور با دو پیوند قائم با استفاده از ارزیابی های استاتیکی بدست آمده است [۱۲]. تحقیقات دیگری نیز در سال های پیش درباره مهاربندهای برون محور با دو پیوند قائم انجام شده که در آن ها، برخی از ویژگی های سامانه با استفاده از روش های عددی و آزمایشگاهی ارزیابی شده است [۱۳، ۱۴].

در تحقیق حاضر، سختی نسبی یک EBF-DVL با یک دهانه و یک طبقه در حالت کاملاً الاستیک و به روش تحلیلی محاسبه خواهد شد. برای این منظور، روش دوم محاسبه تحلیلی سختی که در بالا به آن اشاره شد، بکار رفته است. این روش مشابه با روشی است که پیش تر برای محاسبه سختی نسبی مهاربندهای برون محور با پیوند افقی انجام شده بود [۸، ۹]. به منظور فراهم نمودن معادلات مورد نیاز در محاسبه سختی نسبی، از معادلات شیب-افت استفاده می‌شود. از آن جایی که طول اعضای پیوند در سامانه های برون محور کوتاه بوده، بنابراین تغییر شکل های برشی نیز حائز اهمیت است و لحاظ کردن آن ها در روابط شیب-افت، تأثیر چشمگیری را بر مقادیر سختی قاب خواهد داشت. از این رو، در ابتدا با اضافه کردن یک جمله به معادلات پایه شیب-افت، معادلات شیب-افت اصلاح شده برای در نظر گرفتن اثر تغییر شکل های برشی بدست خواهد آمد. سپس سختی مطلق قاب خمشی محاسبه شده و سختی نسبی قاب مهاربندی شده با EBF-DVL برحسب چند مؤلفه بی بعد بدست خواهند آمد. برای تفسیر نتایج، نمودارهای سختی برحسب تغییر برخی از این مؤلفه ها رسم شده و درباره تأثیر آن ها بر مقدار سختی شرح داده شده است. در انتهای این بخش، لازم به ذکر است که ویژگی های EBF-DVL مانند مزایا و معایب آن، رفتار غیرخطی، نیروهای درونی اعضا و غیره، در مقالات دیگری در دست انتشار است که در این جا به آن ها اشاره نخواهد شد.

¹ Eccentrically Braced Frame with Dual Vertical Links

۲- بدست آوردن روابط شیب-افت با در نظر گرفتن تغییر شکل های برشی

عضو فرضی شکل ۲ (که به دو انتهای آن دوران و جابجایی نسبی اعمال شده است)، در نظر گرفته می‌شود. روابط شیب-افت عضو فوق با لحاظ کردن تأثیر لنگرهای خمشی به تنهایی، عبارتند از:

$$M_{AB} = \frac{2EI}{L}(2\theta_A + \theta_B - \frac{3\Delta}{L}) \quad (1)$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{L}(2\theta_B + \theta_A - \frac{3\Delta}{L}) \quad (2)$$

$$V_A = V_B = \frac{2EI}{L^2}(3\theta_A + 3\theta_B - \frac{6\Delta}{L}) \quad (3)$$

عضو شکل ۲ را می‌توان به صورت مجموع سه عضو در شکل ۳ تجزیه نمود. بر اساس اصل جمع آثار قوا:

$$M_{AB} \times \theta_{A1} + M_{BA} \times \theta_{A2} + \theta_{A\Delta} = \theta_A \quad (4)$$

$$M_{AB} \times \theta_{B1} + M_{BA} \times \theta_{B2} + \theta_{B\Delta} = \theta_B \quad (5)$$

بر اساس روش بار واحد می‌توان مؤلفه های θ_{A1} و θ_{A2} و θ_{B1} و θ_{B2} و $\theta_{A\Delta}$ و $\theta_{B\Delta}$ را با در نظر گرفتن هر دو جمله مربوط به تغییر شکل برشی و خمشی محاسبه نمود. سپس با جایگذاری آن ها در روابط فوق و همچنین

۳- محاسبه سختی قاب خمشی

فرضیات زیر در محاسبه سختی قاب خمشی در نظر گرفته شده است:

- اتصالات تیر به ستون‌ها از نوع خمشی بوده و تکیه‌گاه‌های پای ستون‌ها گیردار هستند.
- از تغییر شکل‌های برشی ستون‌ها و تیر سقف، به دلیل کوتاه‌نبودن طول آن‌ها صرف‌نظر شده است.
- از تغییر شکل‌های محوری اعضاء صرف‌نظر شده است.
- اثر هر دو نوع غیرخطی‌شدن (اعم از مادی و یا هندسی) حذف شده‌اند.
- برای بدست‌آوردن سختی جانبی سامانه، کافی است تا نیروی لازم برای ایجاد تغییر مکان جانبی واحد محاسبه شود. برای این منظور، یک قاب خمشی همراه با درجات آزادی آن، در شکل ۴ نشان داده شده است. این قاب سه درجه آزادی دارد؛ به گونه‌ای که $\Delta=1$ و $\theta_B=\theta_C$ با نوشتن معادلات شیب-افت و حل دستگاه معادلات مربوطه، برش پایه قاب یا همان سختی جانبی سامانه به صورت زیر حاصل خواهد شد:

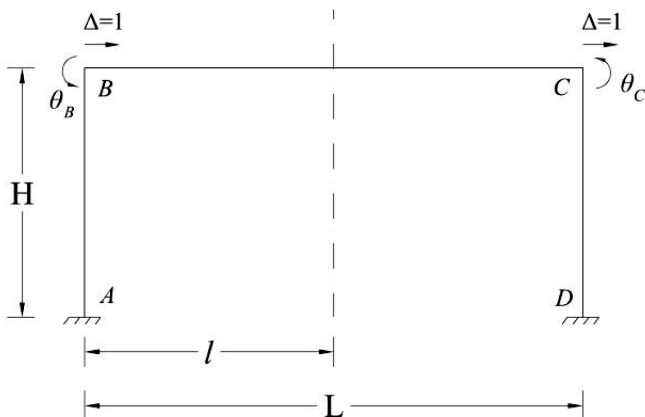
$$V = K_{mf} = \frac{2EI_c}{H^2} (3\theta_B + \frac{6\Delta}{H}) + \frac{2EI_c}{H^2} \quad (۸)$$

$$(3\theta_C + \frac{6\Delta}{H}) \rightarrow K_{mf} = \frac{2EI_c}{H^2} (6\theta_B + \frac{12}{H})$$

که در آن، K_{mf} سختی مطلق قاب خمشی است. مؤلفه‌های I_c و I_b در روابط فوق، به ترتیب ممان اینرسی‌های تیر و ستون هستند و A_b نیز سطح مقطع تیر است.

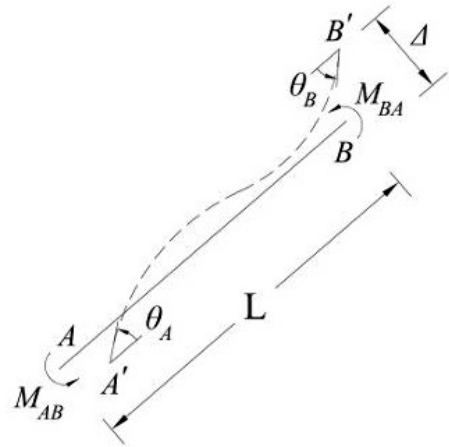
۴- سختی قاب دارای مهاربندی واگرا با دو پیوند قائم (EBF-DVL)

فرضیات بکار رفته در بدست‌آوردن سختی EBF-DVL عبارتند از:



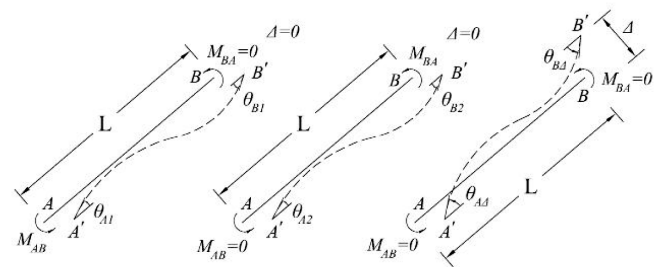
شکل ۴: قاب خمشی و درجات آزادی آن تحت تغییر مکان جانبی واحد

Fig. 4. Moment frame and its degrees of freedom under unit lateral displacement



شکل ۲: یک عضو فرضی تغییر شکل یافته

Fig. 2. An assumed deformed member



شکل ۳: تجزیه مؤلفه‌های شکل ۲

Fig. 3. Decomposition of components in Fig. 2

حل دستگاه دو معادله دو مجهول حاصله، روابط شیب-افت با منظور کردن تأثیرهای هر دو تغییر شکل‌های خمشی و برشی، به صورت زیر بدست خواهد آمد:

$$M_{AB} = \frac{1}{(1 + \frac{12\alpha_s EI}{GAL^2})} \frac{2EI}{L} \quad (۶)$$

$$[(2 + \frac{6\alpha_s EI}{GAL^2})\theta_A + (1 - \frac{6\alpha_s EI}{GAL^2})\theta_B - \frac{3\Delta}{L}]$$

$$M_{BA} = \frac{1}{(1 + \frac{12\alpha_s EI}{GAL^2})} \frac{2EI}{L} \quad (۷)$$

$$[(2 + \frac{6\alpha_s EI}{GAL^2})\theta_B + (1 - \frac{6\alpha_s EI}{GAL^2})\theta_A - \frac{3\Delta}{L}]$$

مؤلفه α_s در روابط فوق، ضریب تبدیل سطح مقطع کل به سطح مقطع برشی است. مشاهده می‌شود که با حذف عبارات مربوط به تغییر شکل‌های برشی ($GA \rightarrow \infty$)، معادلات اخیر تبدیل به معادلات شیب-افت با در نظر گرفتن تأثیر تغییر شکل‌های خمشی به تنهایی می‌شوند.

$$\begin{cases} \sum F_{cy} = 0 \rightarrow V_{CB} = V_{CD} + N_{CG} \\ \sum F_{cy} = 0 \rightarrow N_{CG} = V_{GH} + F_{br} \sin \theta \end{cases} \Rightarrow \quad (9)$$

$$V_{CB} = V_{CD} + N_{CG}$$

$$\sum F_{Gx} = 0 \rightarrow V_{GC} = F_{br} \cos \theta \quad (10)$$

در معادلات فوق، داریم:

$$F_{br} = \frac{EA_{br}}{L_{br}} (\Delta_1 \cos \theta - \delta \sin \theta) \quad (11)$$

لازم به ذکر است که به علت پاد تقارن، در عضو GH نیروی محوری ایجاد نمی‌شود. با نوشتن معادلات تعادل و حل دستگاه معادلات مربوطه و نیز جایگذاری مجهولات تغییر مکانی در معادله سختی، می‌توان سختی مطلق سامانه مهاربندی شده (K_{bf}) را بدست آورد:

$$K_{bf} = 2 \left[\frac{2EI_c}{H^2} (3\theta_B + \frac{6}{H}) + \frac{EA_{br}}{L_{br}} (\Delta_1 \cos \theta - \delta \sin \theta) \cos \theta \right] \quad (12)$$

با تقسیم رابطه ۱۲ بر رابطه ۸ می‌توان سختی نسبی سامانه مهاربندی (K_{Rel}) را محاسبه کرد.

می‌توان کمیت A/α_s را با مؤلفه A' نشان داد؛ به گونه‌ای که A و A' به ترتیب سطح مقطع کل و سطح مقطع برشی عضو هستند. با این فرض و با بررسی جملات موجود در سختی نسبی، می‌توان دریافت که K_{Rel} تابعی از مؤلفه‌های بی‌بعد زیر است:

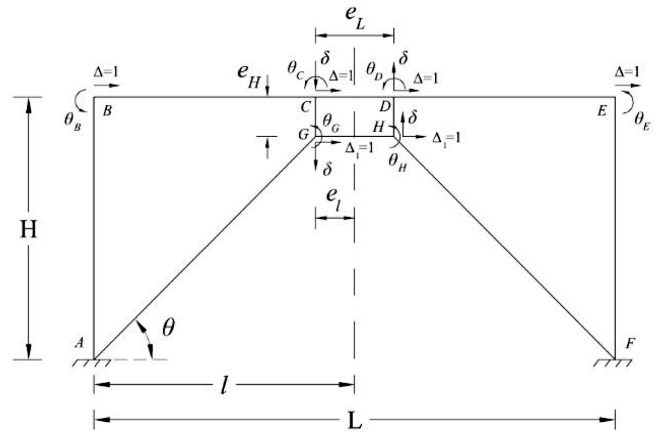
$$K_{Rel} = f \left(\frac{H}{l}, \frac{e_l}{l}, \frac{e_H}{H}, \frac{I_b}{I_c}, \frac{I_{hl}}{I_c}, \frac{I_{vl}}{I_c}, \frac{A'_{hl}}{A'_b}, \frac{A'_{vl}}{A'_b}, \frac{I_b}{A_{br} l^2}, \frac{EI_b}{GA'_b l^2} \right) \quad (13)$$

در رابطه فوق، مؤلفه‌های A'_{vl} و A'_{hl} و A'_b به ترتیب سطح مقطع برشی تیر، پیوند افقی و پیوند قائم هستند. مؤلفه‌های I_{vl} و I_{hl} به ترتیب ممان اینرسی‌های پیوند قائم و پیوند افقی را بیان می‌کنند و A_{vl} و A_{hl} نیز سطح مقطع این اعضاء هستند. در ادامه، سعی خواهد شد تا تأثیر برخی از این مؤلفه‌ها بر سختی نسبی قاب بررسی شود.

۵- بررسی تأثیر برخی مؤلفه‌ها بر سختی نسبی قاب مهاربندی شده

۵-۱- تأثیر کمیت‌های هندسی برون محوری

در شکل‌های ۶ و ۷، تأثیر کمیت‌های هندسی برون محوری e_H/l و e_l/l



شکل ۵: قاب دارای مهاربندی واگرا با دو پیوند قائم و درجات آزادی آن تحت تغییر مکان جانبی واحد

Fig. 5. Braced frame using EBF-DVL and its degrees of freedom under unit lateral displacement

- اتصال‌های تیر به ستون‌ها از نوع خمشی بوده و تکیه‌گاه‌های پای ستون‌ها گیردار هستند.

- اتصال بادبندها به اعضاء دیگر به صورت مفصلی فرض شده است. به عبارت دیگر، تنها سختی محوری آن‌ها منظور شده است.

- از تغییر شکل‌های برشی ستون‌ها، بادبندها و تیر ناحیه خارج از بین دو پیوند قائم صرف‌نظر شده است؛ در حالی که این موارد در دیگر اعضاء لحاظ شده است.

- از تغییر شکل‌های محوری اعضاء (به غیر از مهاربندها) صرف‌نظر شده است.

- از اثر هر دو نوع غیرخطی شدن (اعم از مادی یا هندسی) صرف‌نظر شده است.

در شکل ۵، ابعاد و درجات آزادی در نظر گرفته شده برای قاب دارای سامانه مهاربندی واگرا با دو پیوند قائم آورده شده است.

به علت وجود پادتقارن در سامانه، دوباره خواهیم داشت: $\theta_B = \theta_E$ و $\delta_C = -\delta_D$ و $\theta_C = \theta_D$ از طرفی دیگر، با صرف‌نظر کردن از تغییر طول محوری اعضاء DH و CG (اصل اساسی روش شیب-افت) نیز می‌توان نوشت: $\delta_C = \delta_G = \delta$ و $\delta_D = \delta_H = \delta$. تغییر مکان افقی گره‌های G و H برابر با Δ_1 فرض شده است. به غیر از سه معادله تعادل لنگر در گره‌های B و C و G، به علت وجود دو درجه آزادی انتقالی، باید دو معادله تعادل نیرویی نیز بدست آید. این دو معادله، از تعادل نیرویی در گره‌های C و D به ترتیب در راستاهای y و x قابل دستیابی است.

می‌توان توجیه نمود که در ابتدا هرچه برون‌محوری قائم زیاد شود، زاویه بادبند با افق کاهش یافته و مؤلفه افقی نیروی محوری آن زیادتر می‌شود. اما از طرفی دیگر، سختی‌های خمشی و برشی پیوندهای قائم در حال کاهش است. وقتی e_H/H از حد مشخصی فراتر رود، این کاهش سختی پیوندهای قائم بر افزایش سختی بادبندها غلبه می‌کند و سبب کاهش سختی نسبی کلی قاب می‌شود.

واضح است که سختی قاب‌های دارای مهاربندی واگرایی با پیوند افقی در بین دو بادبند را می‌توان تقریباً حالت خاص $e_H/H=0$ در نمودارهای فوق در نظر گرفت (اندکی کمتر). مشاهده می‌شود که با انتخاب نسبت مناسب e_H/H می‌توان به سختی بیشتری نسبت به مهاربندهای واگرایی با پیوند افقی در بین دو بادبند رسید. به عنوان مثال، سختی نسبی قاب مرسوم با نسبت‌های $H/l=0.75$ و $I_b/I_c=1$ و $e_H/l=0.15$ در مهاربندی واگرا با پیوند افقی در بین دو بادبند $10/35$ است. در حالی که در همین قاب با انتخاب مناسب نسبت e_H/H در مهاربندی پیشنهادی می‌توان با ۷۳ درصد افزایش به سختی $17/88$ رسید. در ادامه، نشان داده خواهد شد که با افزایش سختی‌های برشی و خمشی پیوندهای قائم می‌توان این سختی را باز هم افزایش داد. بنابراین، می‌توان گفت که شکل‌های ۶ و ۷ راهنمای مناسبی برای انتخاب مقدار برون‌محوری بهینه در رسیدن به بیشینه سختی هستند. ناگفته نماند که ممکن است به خاطر تعبیه بازشو نتوان به سختی بهینه دست یافت.

۵-۲- تأثیر ممان اینرسی پیوندهای قائم

در شکل‌های ۸ و ۹، نمودار سختی قاب برحسب تغییرات I_{v1}/I_c از $0/1$ تا $1/5$ برای دو نسبت متداول H/l رسم شده است. این نمودارها به ازای e_H/l مربوط به نقاط بیشینه شکل‌های ۶ و ۷ رسم شده‌اند.

مشاهده می‌شود که در ابتدا افزایش ممان اینرسی پیوند قائم تأثیر زیادی را بر سختی قاب دارد و بعد از آن، تأثیر آن بسیار کم می‌شود. بازه مؤثر تأثیر با خط‌چین نشان داده شده است. از روی این شکل‌ها می‌توان گفت که بازه مؤثر و اقتصادی افزایش ممان اینرسی پیوند قائم تا نصف ممان اینرسی ستون است (در مورد کمیت سختی). با بیشتر شدن نسبت‌های e_H/l و e_H/H ، افزایش سختی قاب کاهش می‌یابد. به عنوان نمونه، در $H/l=1$ هنگامی که $e_H/l=0.1$ و $e_H/H=0.0875$ باشند، افزایش نسبت I_{v1}/I_c از $0/1$ به $0/5$ تنها ۱۰ درصد سختی را افزایش می‌دهد؛ در حالی که در حالت $e_H/l=0.4$ و $e_H/H=0.3$ ، ۵۶ درصد سختی را زیاد می‌کند. پس به سادگی می‌توان گفت که در برون‌محوری‌های کم، افزایش ممان اینرسی پیوند قائم تأثیر خاصی را بر سختی نمی‌گذارد و در برون‌محوری‌های زیادتر نیز این تأثیر بیشینه در بازه نصف ممان اینرسی ستون است.

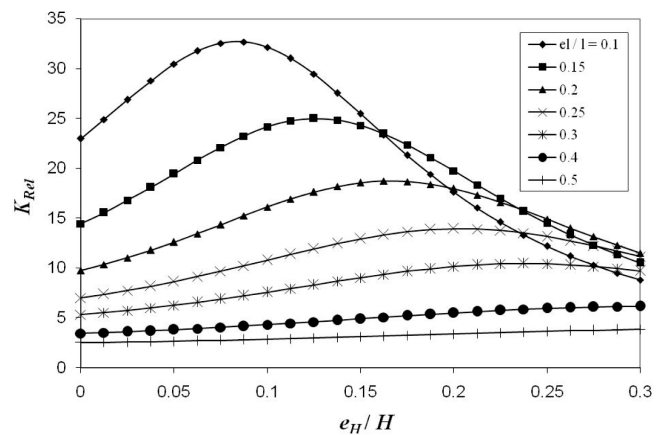
۵-۳- تأثیر سطح مقطع برشی پیوندهای قائم

نمودار تغییرات سختی برحسب A'_{v1}/A'_b در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ آورده

برای دو نسبت مرسوم H/l رسم شده است.

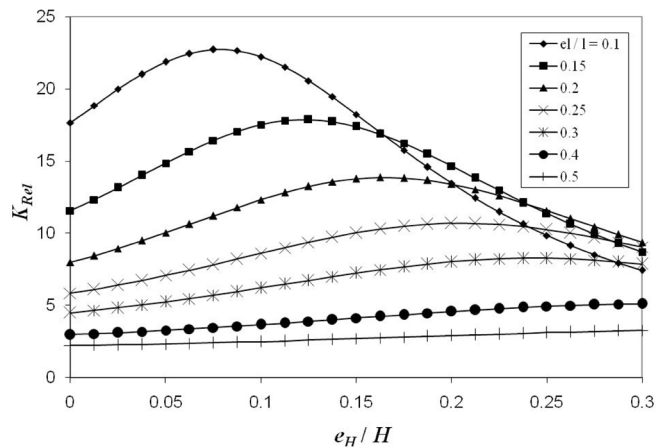
در هر نمودار، مشاهده می‌شود که تقریباً هرچه e_H/l افزایش یابد و برون‌محوری افقی نیز زیادتر شود، سختی کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که این قاعده در قسمت‌های انتهایی نمودار برقرار نیست، اما تأثیر چندانی در این قاعده نمی‌گذارد. علت این کاهش سختی، افزایش زاویه بادبند با افق و کاهش مؤلفه افقی نیروی محوری آن است. از طرفی دیگر، افزایش طول برون‌محوری افقی سبب کاهش سختی‌های خمشی و برشی پیوند افقی می‌شود.

در هر e_H/l ثابت، با افزایش e_H/H در ابتدا سختی افزایش می‌یابد و بعد از رسیدن به مقدار بیشینه خود کاهش می‌یابد. این موضوع را به این صورت



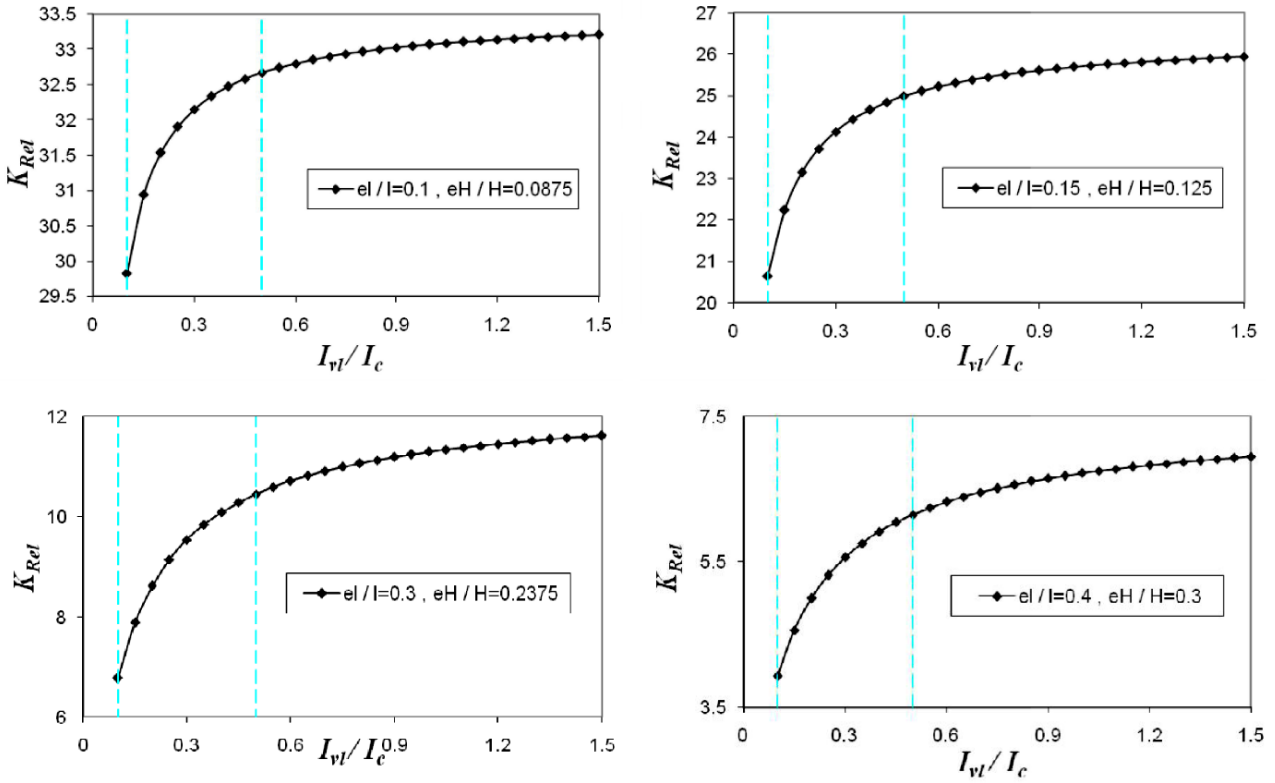
شکل ۶: نمودار تغییرات سختی نسبی برحسب e_H/H و e_H/l برای $H/l=1$

Fig. 6. The diagram of relative stiffness variation with e_H/H and e_H/l , for $H/l=1$



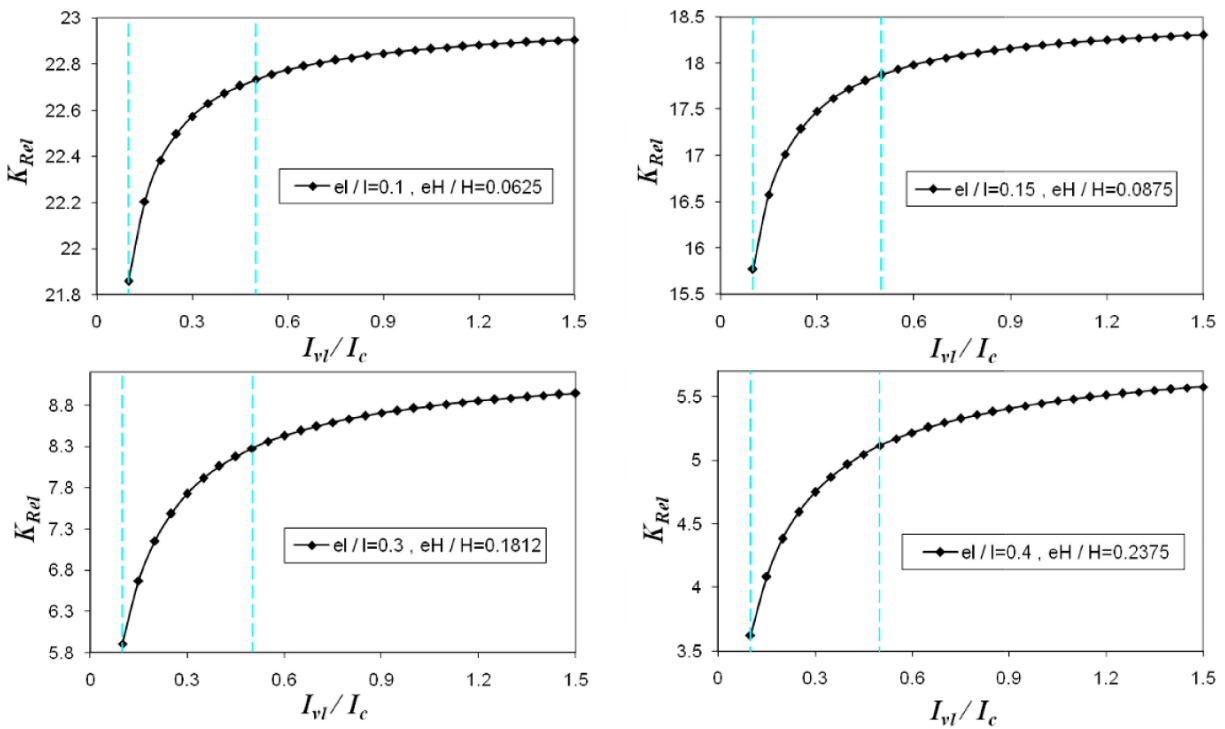
شکل ۷: نمودار تغییرات سختی نسبی برحسب e_H/H و e_H/l برای $H/l=0.75$

Fig. 7. The diagram of relative stiffness variation with e_H/H and e_H/l , for $H/l=0.75$



شکل ۸: نمودار تغییرات سختی نسبی بر حسب I_{vl}/I_c برای $H/l=1$

Fig. 8. The diagram of relative stiffness variation with I_{vl}/I_c for $H/l=1$



شکل ۹: نمودار تغییرات سختی نسبی بر حسب I_{vl}/I_c برای $H/l=0.75$

Fig. 9. The diagram of relative stiffness variation with I_{vl}/I_c for $H/l=0.75$

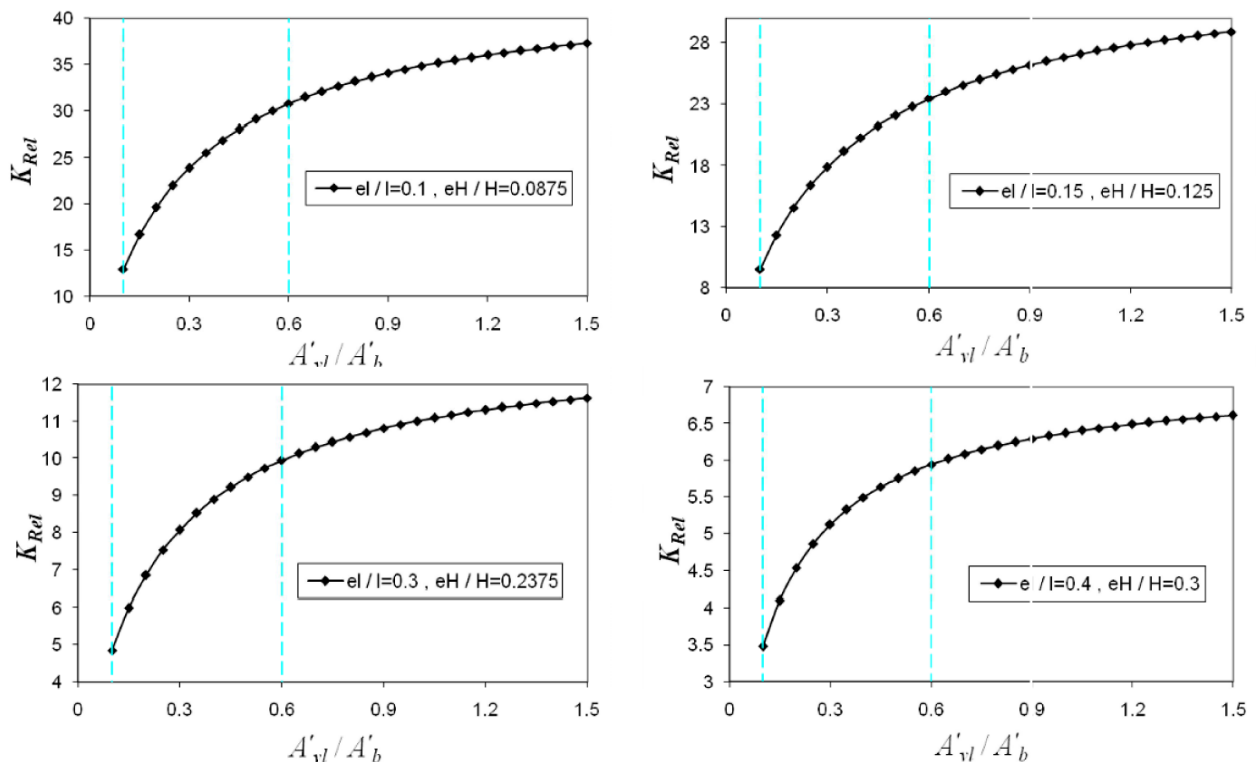
اینرسی، تأثیر مساحت برشی با افزایش برون‌محوری‌ها کاهش می‌یابد که این موضوع، به خاطر حاکم‌شدن رفتار خمشی بر رفتار برشی است. برای درک بهتر و مقایسه بیشتر تأثیر ممان اینرسی و سطح مقطع برشی پیوند قائم بر سختی قاب، می‌توان به شکل ۱۲ مراجعه نمود. حالت پایه به صورت $I_{vl}/I_c = 0.75$ و $A'_{vl}/A'_b = 0.75$ در نظر گرفته می‌شود. دو نمودار نزدیک به حالت پایه مربوط به حالاتی است که با ثابت نگاه‌داشتن سطح مقطع برشی، ممان اینرسی پیوند قائم 0.5 و 2 برابر می‌شوند. مشاهده می‌شود که تأثیر تغییرات چشمگیر ممان اینرسی ناچیز است. اما دو نمودار دیگر (که اختلاف زیادی با حالت پایه دارند)، مربوط به حالتی است که سطح مقطع برشی پیوند با ثابت ماندن ممان اینرسی، 0.5 و 2 برابر شود. تأثیر

شده است. این نمودارها برای دو حالت مرسوم H/l برابر با 0.75 و 1 رسم شده‌اند. باز هم نمودارها به ازای برون‌محوری‌های مربوط به نقاط بیشینه شکل‌های ۶ و ۷ رسم شده‌اند. در مقادیر کم A'_{vl}/A'_b ، تأثیر افزایش سطح مقطع برشی پیوند قائم بر افزایش سختی قاب زیاد است و به تدریج نرخ این افزایش کاهش می‌یابد. در این حالت، می‌توان بازه مؤثر را تا $A'_{vl}/A'_b = 0.6$ در نظر گرفت. با توجه به نمودارها، می‌توان گفت که تأثیر افزایش سطح مقطع برشی پیوند قائم در افزایش سختی قاب به مراتب بیشتر از تأثیر افزایش ممان اینرسی پیوند قائم است. برای این مقایسه، در جدول ۱ تأثیر این دو کمیت بر سختی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. با توجه به جدول ۱، مشخص می‌شود که برخلاف تأثیر ممان

جدول ۱: مقایسه درصد افزایش سختی قاب در اثر افزایش ممان اینرسی و سطح مقطع برشی پیوند قائم ($H/l=1$)

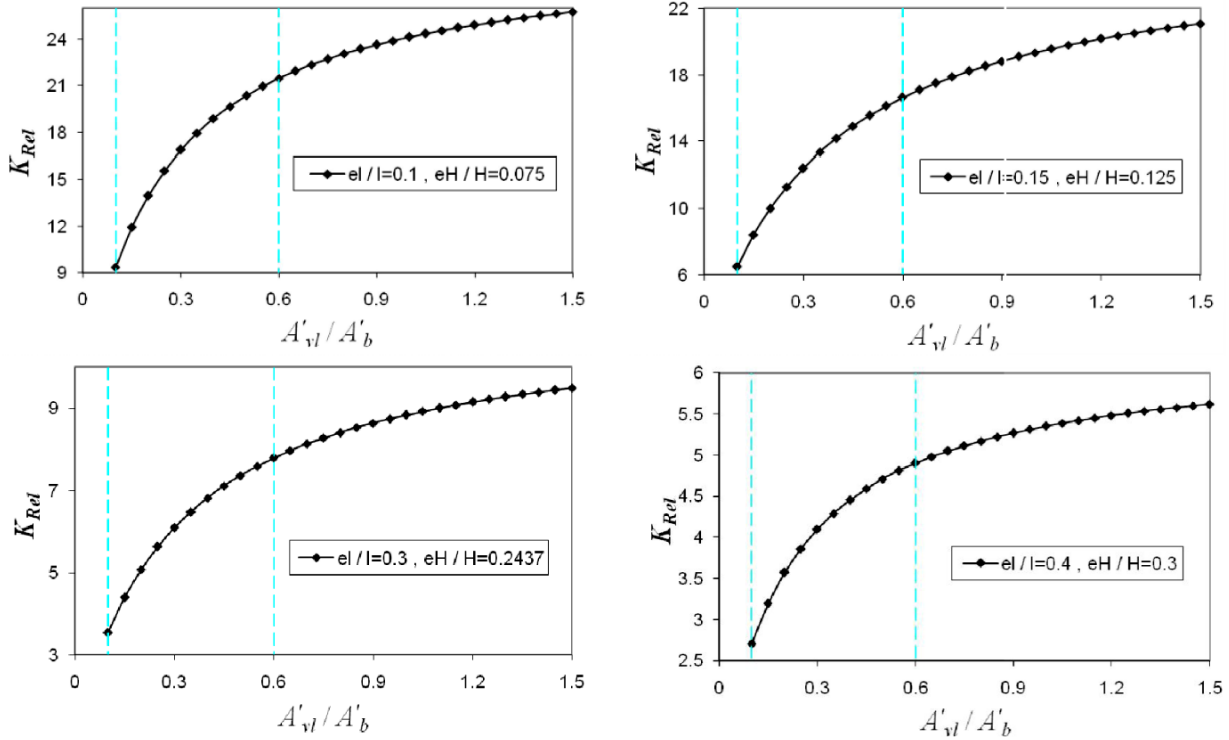
Table 1. The increasing values of frame stiffness by increasing the moment of inertia and shear area of vertical links ($H/l=1$)

افزایش I_{vl}/I_c از 0.1 با 0.5	افزایش A'_{vl}/A'_b از 0.1 با 0.6	افزایش I_{vl}/I_c از 0.5 با 1.0	افزایش A'_{vl}/A'_b از 0.1 با 1.5	
۱۰	۱۳۸	۲۱	۲۱	$e_H/H=0.10875$ و $e/l=0.1$
۲۲	۱۴۶	۲۳	۲۳	$e_H/H=0.125$ و $e/l=0.15$
۵۸	۱۰۵	۱۷	۱۷	$e_H/H=0.2375$ و $e/l=0.3$
۶۱	۷۱	۱۱	۱۱	$e_H/H=0.3$ و $e/l=0.4$



شکل ۱۰: نمودار تغییرات سختی نسبی بر حسب A'_{vl}/A'_b برای $H/l=1$

Fig. 10. The diagram of relative stiffness variation with A'_{vl}/A'_b , for $H/l=1$



شکل ۱۱: نمودار تغییرات سختی نسبی بر حسب A'_{vl}/A'_b برای $H/l=0.75$

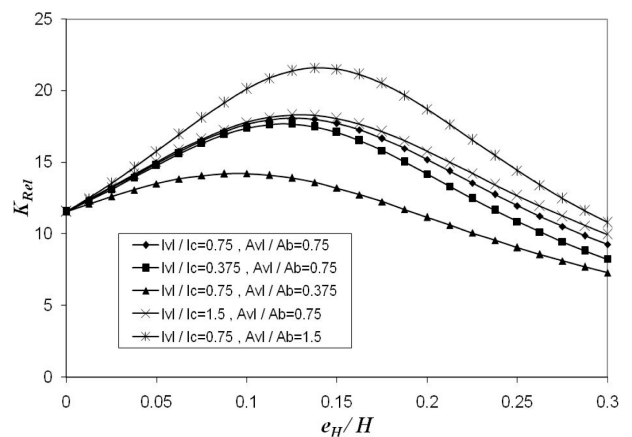
Fig. 11. The diagram of relative stiffness variation with A'_{vl}/A'_b , for $H/l=0.75$

بخش بعدی به صحت‌سنجی نتایج بدست‌آمده از طریق مدل‌سازی عددی پرداخته می‌شود.

۶- صحت‌سنجی نتایج توسط مدل‌سازی عددی

مدل‌سازی عددی این قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار آباکوس^۱ انجام شده است. برای یکسان‌بودن فرضیات دو روش تحلیلی و عددی، مش‌بندی سازه با استفاده از دو نوع المان FRAME2D و B22 انجام شد؛ به این صورت که اعضای که در آنها تنها اثر تغییر شکل‌های خمشی حائز اهمیت است، با المان FRAME2D و اعضای که اثر تغییر شکل‌های برشی نیز قابل ملاحظه بود، با المان B22 المان‌بندی شدند. برای محاسبه سختی هر سازه، بار جانبی با یک مقدار فرضی به یکی از نقاط بالای سازه وارد می‌شد و با تقسیم مقدار این بار بر تغییر مکان جانبی آن نقطه، سختی سازه بدست می‌آمد. این سختی برای هر دو حالت قاب مهاربندی‌شده و قاب خمشی متناظر با آن بدست آمده و با تقسیم آن‌ها بر یکدیگر، سختی نسبی قاب محاسبه شده است. شرایط تکیه‌گاهی پای ستون‌ها به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. در شکل ۱۳، نوع المان‌ها، بار وارده و شرایط تکیه‌گاهی در دو حالت قاب مهاربندی‌شده و قاب خمشی متناظر با آن نشان داده شده است.

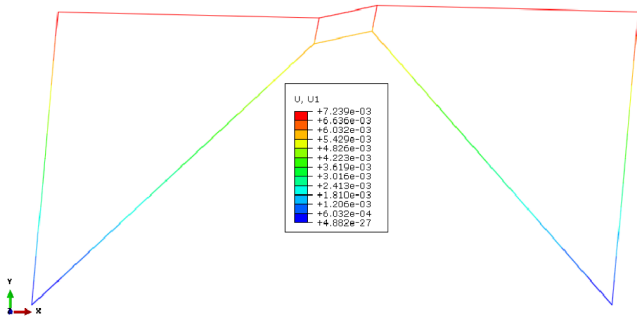
فراوان این مسئله بر کاهش و افزایش سختی واضح است. از آنجایی که حجم معادلات و محاسبات تحلیلی برای محاسبه سختی‌ها و رسم شکل‌های فوق، زیاد بود و احتمال اشتباه در آن‌ها نیز وجود داشت، بنابراین این محاسبات باید با حل عددی تأیید می‌شد. از این‌رو، در



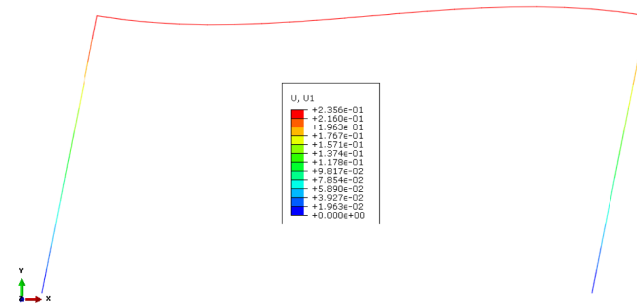
شکل ۱۲: مقایسه نمودارهای سختی برای مقادیر مختلف I_{vl}/I_c و A'_{vl}/A'_b در حالت $H/l=0.75$ و $e/l=0.15$

Fig. 12. Comparison of stiffness diagrams for different values of I_{vl}/I_c and A'_{vl}/A'_b , in the case of $H/l=0.75$ and $e/l=0.15$

^۱ ABAQUS



(الف)



(ب)

شکل ۱۴: پهنه‌بندی رنگی تغییر مکان؛ الف) قاب مهاربندی شده و ب) قاب خمشی متناظر

Fig. 14. Displacement contour; a) The braced frame b) Corresponding moment frame

بادبند) دست یافت.

– بازه مؤثر و اقتصادی افزایش ممان اینرسی پیوندهای قائم تا حدود ۵۰ درصد ممان اینرسی ستون است؛ به گونه‌ای که افزایش نسبت ممان اینرسی پیوندهای قائم به ستون از ۰/۱ به ۰/۵ سبب افزایش حدوداً ۱۵ درصدی و ۶۰ درصدی به ترتیب در برون‌محوری‌های کم و زیاد می‌شود. در حالی که با افزایش این نسبت از ۰/۵ به ۱/۵، سختی نسبی در برون‌محوری‌های کم و زیاد به ترتیب ۲ و ۱۰ درصد افزایش می‌یابد.

– تأثیر افزایش سطح مقطع برشی پیوندهای قائم در افزایش سختی قاب به مراتب بیشتر از تأثیر افزایش ممان اینرسی آن‌ها است. لازم به ذکر است که بازه مؤثر تا حدود ۶۰ درصد سطح مقطع برشی تیر است؛ به گونه‌ای که افزایش نسبت سطح مقطع برشی پیوندهای قائم به ستون از ۰/۱ به ۰/۶ سبب افزایش حدوداً ۱۴۰ درصدی و ۸۵ درصدی به ترتیب در برون‌محوری‌های کم و زیاد خواهد شد. در حالی که با افزایش این نسبت از ۰/۶ به ۱/۵، سختی نسبی در برون‌محوری‌های کم و زیاد به ترتیب ۲۲ و ۱۵ درصد افزایش می‌یابد.

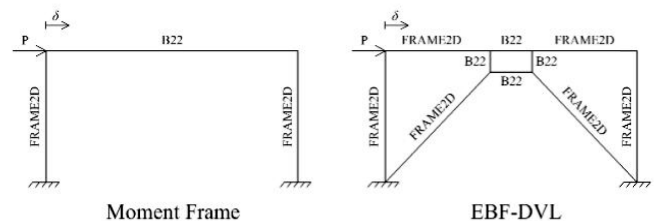
رفتار مصالح به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته شده است. برای جلوگیری از تأثیر شکل مقاطع بر نتایج حاصله، کلیه مقاطع از نوع General تعریف شده‌اند. این مقاطع، شکل مشخصی ندارند و مشخصات هندسی آن‌ها مانند سطح مقطع، ممان اینرسی و غیره، باید به عنوان اطلاعات ورودی به نرم‌افزار داده شوند. این روش، شرایطی مشابه با روش تحلیلی برای وارد کردن مؤلفه‌های مربوط به مشخصات مقطع اعضا ایجاد می‌کند. داده‌های ورودی هر مدل به گونه‌ای تنظیم می‌شد که مؤلفه‌های بی‌بعد رابطه ۱۳ به صورت صحیح وارد شده باشند و مقدار مطلق داده‌ها اهمیتی ندارد. از آنجایی که تعداد نقاط نمودارهای تحلیلی بسیار زیاد بود و امکان مدلسازی عددی برای تمامی آن‌ها وجود نداشت، بنابراین دو یا سه نقطه کلیدی بر روی هر نمودار انتخاب و مدل آن ساخته شد. شکل ۱۴ پهنه‌بندی رنگی تغییر مکان جانبی قاب مهاربندی شده و قاب خمشی متناظر با آن را برای نقطه بیشینه سختی منحنی $e/l=0.1$ در شکل ۶ نشان می‌دهد.

با توجه به یکسان بودن مقدار بار در هر دو حالت قاب مهاربندی شده و قاب خمشی متناظر، مقدار بار اهمیتی ندارد و با تقسیم مقدار تغییر مکان جانبی آن‌ها بر یکدیگر، سختی نسبی این حالت برابر با $32/542$ محاسبه می‌شود. اختلاف مقدار $32/542$ با مقدار تحلیلی $32/668$ در شکل ۶ برابر با 0.39 درصد بدست می‌آید که بسیار ناچیز است. بیشینه مقدار اختلاف دو روش عددی و تحلیلی در کلیه مدل‌ها در بیشترین حالت در حدود 0.7 درصد بود. این اختلاف بسیار اندک نشان‌دهنده صحت نتایج حاصل از روش تحلیلی است.

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، سختی مطلق یک قاب خمشی و یک قاب مهاربندی شده با سامانه مهاربندی برون‌محور دارای دو پیوند قائم، با استفاده از روش شیب-افت و با منظور کردن تأثیر تغییر شکل‌های برشی محاسبه شد. با تقسیم سختی قاب مهاربندی شده بر سختی قاب خمشی، سختی نسبی سامانه EBF-DVL بدست آمد. از تحلیل و تفسیر پاسخ‌ها، نتایج زیر حاصل می‌شوند:

- هرچه برون‌محوری افقی افزایش یابد، سختی کاهش خواهد یافت.
- با انتخاب مقدار مناسب برای برون‌محوری‌های افقی و قائم، می‌توان به سختی بالا (حتی بیشتر از مهاربندهای واگرای با پیوند افقی در بین دو



شکل ۱۳: نوع المان‌های بکار رفته در هر مدل

Fig. 13. The used element types in each model

- [8] K. D., Hjelmstad; E. P., Popov; Cyclic Behavior and Design of Link Beams, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 109, pp. 2387-2403, 1983.
- [9] K. D., Hjelmstad; E. P., Popov; Characteristics of Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 110, No. 2, pp. 340-353, 1984.
- [10] S. M., Zahrai; H. R., Shahab; The investigation of Using Double Shear Panel to Upgrade the Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames, *1st National Conference of Steel and Structure*, 2010 (In Persian).
- [11] S., Sabouri-Ghomi; B., Saadati; Numerical Modeling of Vertical Links Behavior in Eccentrically Braced Frames with Dual Vertical Links, *7th National Congress on Civil Engineering*, 2013 (In Persian).
- [12] S. M., Zahrai; Study of Using Double Shear Panel to Upgrade the Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames, *Modares Civil Engineering Journal*, Vol. 13, No. 1, pp. 59-73, 2013 (In Persian).
- [13] M. A., Shayanfar; A. R., Rezaeian; S., Taherkhani; Introduction and Study of Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames With Double Vertical Link (DV-EBFs), *Journal of Structure and Steel*, Vol. 4, No. 3, pp. 74-84, 2008 (In Persian).
- [14] M. A., Shayanfar; M. A., Barkhordari; A. R., Rezaeian; Experimental Study of Cyclic Behavior of Composite Vertical Shear Link in Eccentrically Braced Frames, *Steel and Composite Structures*, Vol. 12, No. 1, pp. 13-29, 2011.
- [1] T., Hisatoku; T., Segawa; H., Mukai; Experimental Study on the Static Behaviour of the Y-typed Bracings, Report No. 12, *Takenaka Technichal Institute*, 1974.
- [2] S. M., Zahrai; A., Moslehi-Tabar; Cyclic Behaviour of Steel Braced Frames Having Shear Panel System, *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, Vol. 7, No. 1, pp. 13-26, 2006.
- [3] M., Dicleli; A., Mehta; Efficient Energy Dissipating Steel-Braced Frame to Resist Seismic Loads, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 7, pp. 969-981, 2007.
- [4] S. M., Zahrai; A., Moslehi-Tabar; Analytical Study on Cyclic Behavior of Chevron Braced Frames with Shear Panel System Considering Post-yield Deformation, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 40, pp. 633-643, 2013.
- [5] A., Ghobarah; H., Abou-Elfath; Rehabilitation of a Reinforced Concrete Frame Using Eccentric Steel Bracing, *Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 745-755, 2001.
- [6] F. M., Mazzolani; Innovative Metal Systems for Seismic Upgrading of RC Structures, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 882-895, 2008.
- [7] S., Sabouri-Ghomi; C., Ventura; M., Kharrazi; Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 6, pp. 878-889, 2005.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

S., Sabouri-Ghomi, B., Saadati, "The Relative Stiffness of Steel Eccentric Braced Frame with Dual Vertical Links". *Amirkabir J. Civil Eng.*, 49(1) (2017) 3-12.

DOI: 10.22060/ceej.2016.682

