مهندسی عمران شریف (بهار ۱۳۹۶)
دوره‌ی ۲-۳۳، شماره‌ی ۱/۱، ص. ۷۳-۸۰

Original Article

بررسی رفتار اتصالات خورجینی تحت تأثیر مداوم بار ثقلی و جانبی

حسین بخشی (استادیار)
گروه مهندسی عمران، دانشگاه حکیم سبزواری
فاطمه فقیه‌خراسانی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
گروه عمران، دانشگاه علوم تحقیقات، خراسان رضوی
مهراله رخشانی‌مهر* (استادیار)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه الزهرا

درگذشته علی‌رغم ابهامات جدی در مدل‌سازی و رفتار لرزه‌یی، کاربرد اتصالات خورجینی بسیار متداول و طراحی آن‌ها برای ساده‌سازی به‌صورت مفصلی بوده است، که با توجه به رفتار نیمه‌صلب آن‌ها، برآورد نادرست نیروهای داخلی اعضا را به‌دنبال داشته است. علاوه بر این، با وجود مطالعات انجام‌شده، مطالعات پیرامون اثر توأم بار ثقلی و جانبی، که می‌تواند رفتار لرزه‌یی اتصال را تحت تأثیر قرار دهد، بسیار اندک است. در این نوشتار، تأثیر هم‌زمانی بارهای ثقلی و جانبی در رفتار نمونه‌های مختلف اتصال بررسی شده است. بدین منظور منحنی لنگر ـ دوران اتصالاتی با مشخصات متفاوت تحت بار ثقلی و جانبی چرخه‌یی ترسیم و برای به‌دست‌آوردن سختی اولیه و ثانویه‌ی اتصال، پوش منحنی هیسترزیس رسم شده است. برای مطالعه‌ی شروع ترک‌خوردگی در اتصال، در المانی که بیشینه‌ی کرنش خمیری معادل را دارد، بیشینه‌ی تنش‌های فون‌میسز و هیدرواستاتیک و بیشینه‌ی کرنش خمیری معادل محاسبه شده است. در انتها، شاخص‌های سه‌محوره و کرنش خمیری معادل برای مقایسه‌ی اتصالات تعیین شده است.

واژگان کلیدی: اتصال خورجینی، بار چرخه‌یی، بار ثقلی، سختی اتصال، تحلیل، شاخص خسارت.

h.bakhshi@hsu.ac.ir
ffkhorasani@gmail.com
m.rakhshianimehr@alzahra.ac.ir

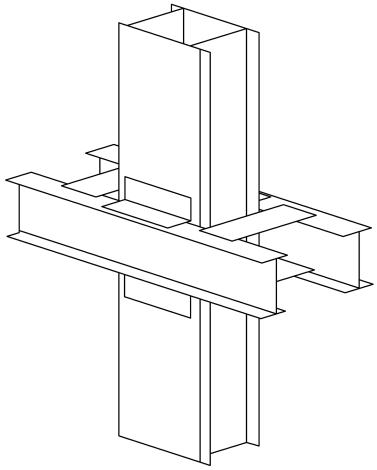
۱. مقدمه

در مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران،[۱] و آیین‌نامه‌ی سازه‌های فولادی AISC،[۲] گروه‌های اصلی اسکلت ساختمانی و مفروضات محاسباتی مربوط به آن، ملاک طراحی و محاسبه‌ی سازه‌ها قرار می‌گیرد. یکی از سیستم‌های سازه‌یی، که درگذشته به‌دلیل سهولت در اجرا و صرفه‌ی اقتصادی بیشتر در سازه‌های فولادی مورد استفاده قرارگرفته است، سیستم قاب با اتصال خورجینی است. همانطورکه در شکل ۱ نشان داده شده در اتصال خورجینی، تیرهای اصلی قاب‌ها به‌صورت یک‌سره از دو طرف ستون‌های یک‌سره عبورکرده و روی نبشی‌های نشیمن، که به ستون جوش شده‌اند، قرار می‌گیرند. همچنین دو نبشی نیز به بال‌های بالایی تیرها و وجه ستون جوش می‌شوند.[۳و۴]

از آنجا که به دلیل مزیت‌های اجرایی و اقتصادی، اتصال خورجینی به طور وسیعی در ساخت‌وسازها مورد استفاده قرارگرفته است و منابع خارجی چندانی در ارتباط با آن در دسترس نیست، لزوم انجام مطالعات در مورد این اتصالات ضروری به نظر می‌رسد.

بررسی های انجام شده نشان می‌دهد، مقاومت اتصال خورجینی از مقاومت تیرهای اتصال کمتراست و اغلب شکست در اتصال رخ می‌دهد. نکته‌ی مهم‌تر اینکه حالت شکست اتصال از نوع تسلیم نیست و اتصال خیلی زود گسیخته می‌شود. با شکست اتصال، سازه باربری ثقلی خود را از دست می‌دهد و در نتیجه کل سازه فرو می‌ریزد. پس از زلزله‌ی منجیل و رودبار و تخریب بسیاری از سازه‌های فولادی، پژوهشگران بسیاری برای شناخت رفتار اتصال خورجینی تلاش کرده‌اند. این پژوهش‌ها به دو صورت آزمایشگاهی و تحلیل مدل رایانه‌یی انجام شده‌اند. برای نمونه، در سال ۱۳۷۰ با استفاده از امکانات آزمایشگاهی موجود در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، به طرح یک مدل آزمایشگاهی از اتصالات خورجینی پرداخته شده و نتایج نشان داده است که با استفاده از ورق‌های بالا و پایین، سختی اولیه بیش از ۷۰٪ و مقاومت نهایی ۲۵٪ افزایش می‌یابد.[۵] همچنین در یک کار آزمایشگاهی با ساختن ۵ نمونه سعی شده است که منحنی لنگر ـ چرخش و درجه‌ی گیرداری اتصال‌خورجینی را مشخص کنند. لذا روابطی برای طراحی اتصال خورجینی ساده ارائه شده است که به دلیل اینکه در روابط مذکور فرض بر حرکت صلب نبشی‌هاست، در حالی که نبشی‌ها رفتاری نرم دارند، روابط مذکور مخدوش هستند.[۶] در مطالعه‌ی

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۱/۲۹، اصلاحیه ۱۳۹۵/۴/۲، پذیرش ۱۳۹۵/۴/۲۹.



شکل ۱. چگونگی اجرای اتصال خورجینی.

دیگری نیز روی نمونه‌ی اتصال خورجینی، منحنی اولیه و مقاومت نهایی، رفتار اتصال تحت اثر بارهای رفت و برگشتی مورد بررسی قرار گرفته است.[۷] همچنین در سال ۱۳۷۳، به صورت دینامیکی سه نمونه‌ی اتصال خورجینی در مقیاس یک دوم آزمایش شده و نتیجه نشان داده است که به‌طور کلی اتصال مذکور چه با شکست نرم و چه با شکست تُرد در بارهای رفت و برگشتی مشکلات فراوانی دارد،[۸] و نیز در مطالعه‌ی دیگری به آنالیز دینامیکی غیرخطی قاب‌های خورجینی پرداخته شده است.[۹]

با استفاده از برنامه‌ی SAP نیز مدل‌های متنوعی از اتصالات خورجینی و صلب در محدوده‌ی ارتجاعی و تحت بارهای استاتیکی مورد مطالعه قرار گرفته و تغییرات سختی و تمرکز تنش‌ها به‌صورت کیفی بررسی شده است.[۱۰]

همچنین آزمایش‌هایی برای تعیین درجه‌ی گیرداری، مقاومت نهایی، و شکل‌پذیری اتصالات خورجینی انجام شده است.[۱۱] یک برنامه‌ی رایانه‌یی نیز تهیه و به بررسی اثر سختی اتصال در توزیع نیروها در اعضاء سازه پرداخته شده است.[۱۲]

همچنین با استفاده از برنامه‌ی SAP، مدل یک دوم پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله مدل‌سازی شده و نتایج نشان داده است که بسامد مود اول در اتصال خورجینی به اتصال صلب خیلی نزدیک‌تر از اتصال مفصلی است.[۱۳] در سال ۱۳۷۴ نیز به بررسی رفتار اتصالات خورجینی تحت بارهای خستگی‌زا با چرخه‌های کم‌تواتر پرداخته شده است.[۱۴] همچنین روی چند نمونه‌ی اتصال خورجینی تحت بارهای رفت و برگشتی آزمایش‌هایی انجام شده و نتایج نشان داده است که تغییر طول نبشی باعث تغییر متناسب درصد گیرداری اتصال می‌شود.[۱۵] یک اتصال خورجینی ساده در مقیاس یک‌دوم نیز با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS تحت آنالیز غیرخطی با بارهای ثابت رفت و برگشتی قرار گرفته و درنهایت نتیجه‌گیری شده است که اتصالات خورجینی در ناحیه‌ی ارتجاعی، صلبیت بالایی دارد.[۱۶] در سال ۱۳۷۸ هم به آنالیز استاتیکی غیرخطی مدل‌های اجزاء محدود اتصال خورجینی با استفاده از نرم‌افزار ANSYS پرداخته شده است.[۱۷]

در بررسی رفتار غیرخطی اتصال خورجینی تحت لنگر خمشی نیز نتیجه گرفته شده است که در اتصال مذکور، تمرکز تنش در ناحیه‌ی جوش گوشه بوده و حضور تنش‌های هیدرواستاتیک در ناحیه‌ی مذکور باعث تردشکنی اتصال است. همچنین طول نبشی‌های بالا و پایین به همراه ارتفاع تیر، مؤثرترین عوامل در خصوصیات رفتاری اتصال است.[۱۸] در بررسی و اثبات ضعف اتصالات خورجینی در برابر بارهای جانبی نیز تأثیر بهسازی به وسیله‌ی اضافه‌کردن مهاربند در بعضی دهانه‌ها در یک ساختمان ۴ طبقه بررسی شده،[۱۹] و همچنین تأثیر استفاده از دستک درکاهش تمرکز تنش‌های جوش، در اتصالات خورجینی مورد مطالعه قرار گرفته است.[۲۰] به‌طور کلی هدف عمده‌ی مطالعات صورت‌گرفته عبارت‌اند از:

۱. بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌یی قاب‌های با اتصال خورجینی.

۲. تعیین درصد گیرداری اتصالات خورجینی با جزئیات مختلف.

۳. به‌دست‌آوردن منحنی لنگر ـ دوران در اتصال خورجینی با جزئیات و ابعاد متفاوت.

۴. تعیین حدی از سختی برای اتصال خورجینی.

۵. بررسی نحوه‌ی توزیع تنش و تغییرمکان‌ها در اجزاء اتصال و محدوده‌یی از تیر و ستون که مجاور اتصال است.

۶. درک بهتر رفتار این اتصال‌خورجینی تحت بارهای یکنواخت و چرخه‌یی و شناسایی نیازهای ویژه‌ی اتصال در طراحی به خصوص طرح لرزه‌یی آن.[۱۶]

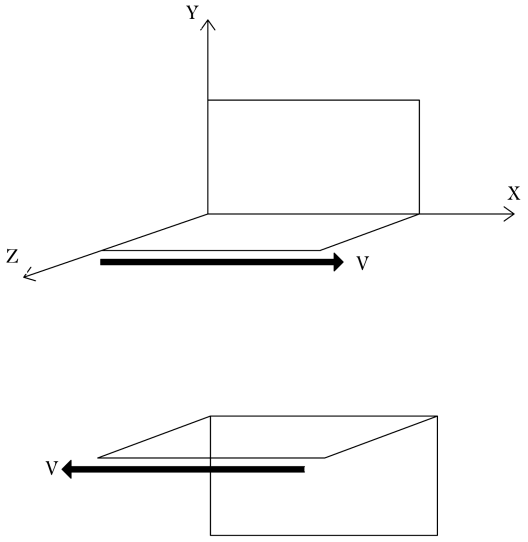
در این نوشتار، در ادامه‌ی مطالعات پیشین، به منظور شناخت رفتار اتصال خورجینی تحت اثر توأم بارهای ثقلی و چرخه‌یی و بررسی تأثیر بارهای ثقلی در رفتار چرخه‌یی اتصالات تحت بارهای رفت و برگشتی، چند نمونه‌ی اتصال خورجینی با مقطع تیر، نبشی، و طول نبشی متفاوت تحت بار ثقلی و چرخه‌یی در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و تحلیل شده است. با توجه به نتایج حاصل از مدل‌سازی مذکور، رفتار چرخه‌یی اتصال و تنش‌های هر کدام از اعضا مورد بررسی قرار گرفته است. جوش‌ها به دلیل عدم تحمل کرنش زیاد زودتر از فولاد دچار ترک‌خوردگی می‌شوند، که برای بررسی شروع ترک‌خوردگی اتصال مقادیرکرنش خمیری معادل در اعضا محاسبه شده است. در نهایت، نتایج حاصل از آنالیز نمونه‌های مختلف مقایسه و آثار بارهای ثقلی در نتایج حاصل مورد بررسی قرار گرفته است.

۲. مکانیزم انتقال نیرو در اتصالات

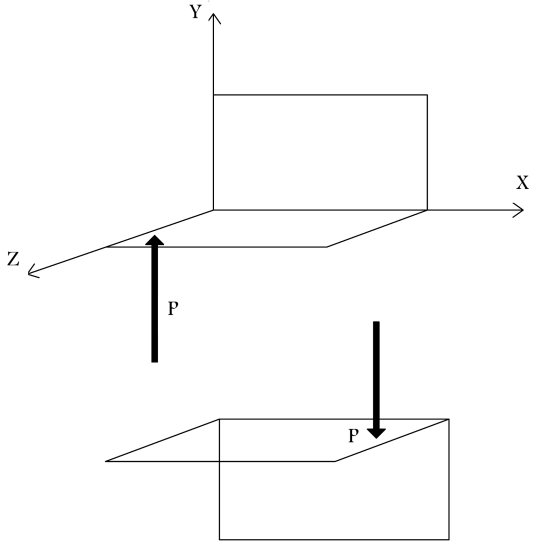
نیروهای مختلفی که توسط اتصالات تحمل و منتقل می‌شوند، عمدتاً عبارت‌اند از:

- **نیروی برشی:** در اتصالات ساده، عمده‌ی نیروی انتقالی نیروی برشی و تکیه‌گاهی است، که غالباً به دلیل خروج از مرکزیت بار، نیروی برشی همراه با لنگر خمشی و پیچشی خواهد بود.
- **لنگرهای خمشی و پیچشی:** معمولاً لنگرهای خمشی و پیچشی همراه با نیروی برشی در اتصال پدید می‌آیند.
- **نیروی محوری:** در برخی اتصالات مانند اتصال وصله‌ی ستون، اتصالات خرپایی و اتصالات بادبندها، نیرویی که از یک عضو به عضو دیگر منتقل می‌شود، به‌صورت نیروی محوری است و در بیشتر مواقع در چنین اتصالاتی نیروی برشی نیز در اتصال وجود دارد.[۸]

یکی از مواردی که در مورد اتصال خورجینی به درستی مشخص نشده است، نحوه‌ی انتقال لنگر در این اتصال است، که برای مشخص‌شدن نحوه‌ی انتقال نیرو، باید نحوه‌ی انتقال لنگر و بار قائم تیرها به نبشی و همچنین نحوه‌ی انتقال لنگر و بار قائم از نبشی به ستون بررسی شود.[۲۱]



شکل ۲. عملکرد پیچشی در پاسخ به زوج نیروی قائم.



شکل ۳. عملکرد برشی در پاسخ به زوج نیروی افقی.

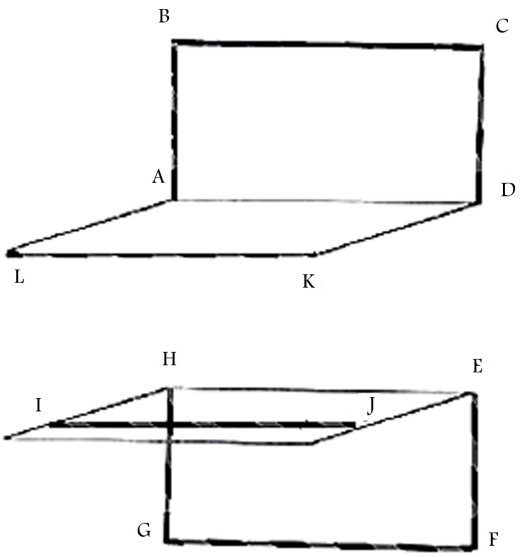
۱.۲. نحوه‌ی انتقال لنگر و بار قائم تیرها به نبشی

با توجه به اینکه در اتصال خورجینی، تیرها روی نبشی‌ها قرار می‌گیرند، بار قائم ناشی از وزن سقف تقریباً به طور کامل توسط نبشی پایین تحمل می‌شود. اگر لنگر کامل وارد بر اتصال با M نمایش داده شود، عملکرد نبشی‌های اتصال را می‌توان مرکب از دو عملکرد پایه، که در شکل‌های ۲ و ۳ قابل مشاهده است، در نظر گرفت (رابطه‌ی ۱).[۲۲]

$$M = M_1 + M_2 = P.L + V.d \qquad (1)$$

که در آن، M_1 کوپل ناشی از نیروی P، M_2 کوپل ناشی از نیروی V، L طول نبشی، d فاصله‌ی بین بال‌های دو نبشی.

با چرخش تیر در محل اتصال، یکی از بال‌های آن در کشش و دیگری در فشار قرار می‌گیرد. با توجه به متصل‌بودن این بال‌ها به نبشی بالا و پایین توسط جوش افقی در راستای x، نیروی افقی متوسطی مانند V را می‌توان در طول نبشی‌ها در نظر گرفت. همچنین لنگر M_1 ناشی از خاصیت اهرمی این اتصال است.



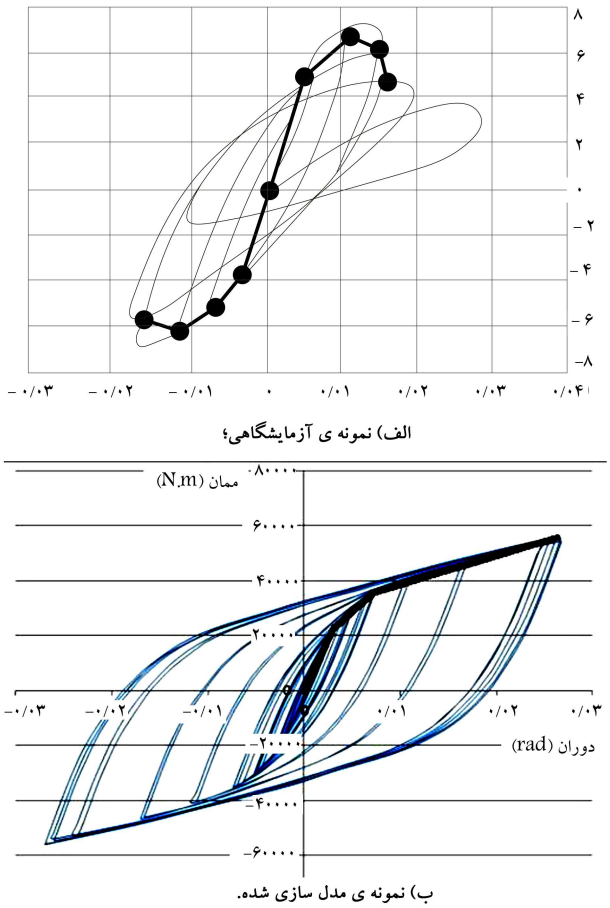
شکل ۴. محل جوشکاری نبشی به تیر و ستون در اتصال خورجینی.

۲.۲. نحوه‌ی انتقال لنگر و بار قائم از نبشی به ستون

محل جوشکاری نبشی به تیر و ستون در اتصال خورجینی مطابق با شکل ۴ است. مطابق شکل ۴، در خطوط LK و IJ، تیر به نبشی‌ها و در خطوط AB، BC، CD، HG، GF و EF، نبشی به ستون متصل شده‌است. طبق مطالعات پیشین، تمرکز تنش در نقاط H و D و همچنین در نقاط A و E در اثر لنگر ایجادشده در نبشی رخ داده است و در واقع جوش این نقاط، بیشترین سهم را در انتقال لنگر بر عهده می‌گیرد. همچنین بیشترین تمرکز تنش در ۲ سانتی‌متری ابتدای جوش این نقاط رخ می‌دهد. تنش‌هایی که در خط جوش‌های قائم ایجاد می‌شوند، به سبب تنش‌های ناشی از تحمل نیروهای قائم P در محل نقطه‌ی H جوش، تنش‌های ناشی از لنگری که توسط نیروی P حول محور xها تولید می‌شود، تنش‌های ناشی از نیروی V، تنش‌های ناشی از لنگر نیروی V حول محور yهاست.[۱۷]

۳. مدل‌سازی رایانه‌یی

با توجه به حالات بسیار متنوع یک اتصال نیمه‌صلب مانند اتصال خورجینی (تنوع در شماره‌ی تیر، شماره‌ی نبشی، طول نبشی، و...) انجام آزمایش برای کلیه‌ی شرایط و تعیین منحنی لنگر ـ دوران کاری غیرممکن است؛ بنابراین، با انجام صحت‌سنجی، اتصالات مختلف در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده‌اند. مدل المان محدود ارائه‌شده از لحاظ مشخصه‌ی ماده، دو بخش جوش و فولاد دارد. هر یک از این دو ماده به‌صورت هموژن فرض شده و از تغییرات در خصوصیات آن‌ها در نواحی مختلف صرف‌نظر شده است. برای مدل‌سازی رفتار فولاد و جوش از مدل سخت‌شدگی ترکیبی[۱] با ارائه‌ی مدل رفتاری کامل فولاد و جوش با اثر سخت‌شوندگی استفاده شده است. جهت تعیین مشخصات تنش ـ کرنش آن‌ها از نتایج آزمایش‌های انجام‌شده‌یی در سال ۱۳۹۱،[۳] استفاده شده است. برای اتصال جوش به فولاد از قید tie و قسمت‌هایی که در تماس با یکدیگر هستند، از hard contact استفاده شده است. المان‌های استفاده‌شده در مدل‌سازی، المان ۶ وجهی ۸ گره‌یی (C3D8R) است. برای اطمینان از صحت فرض‌های انجام‌شده، نتایج یک نمونه‌ی اتصال مدل‌سازی‌شده



الف) نمونه ی آزمایشگاهی؛

ب) نمونه ی مدل سازی شده.

شکل ۵. منحنی لنگر ـ چرخش.

با نتایج نمونه‌ی آزمایش‌شده در سال ۱۳۹۱،[۳] مقایسه شده است. مطابق شکل ۵، ممان تسلیم نمونه‌ی مدل‌سازی‌شده، نصف نمونه‌ی آزمایش‌شده و چرخش تسلیم آن برابر نمونه‌ی آزمایش‌شده است، که با توجه به نکته‌ی اشاره‌شده، که در آزمایش ۲ تیر و در مدل‌سازی ۱ تیر وجود دارد، تطابق قابل قبولی بین نتایج وجود دارد. در ادامه، برخی از مفاهیم استفاده‌شده در تحلیل نتایج بیان شده است.

۱.۳. تعاریف و مفاهیم اساسی موردنیاز

- **سختی اولیه‌ی اتصال:** یکی از پارامترهایی که برای مدل‌سازی اتصال خورجینی در نرم‌افزارهایی مانند SAP موردنیاز است، سختی اولیه‌ی اتصال (شیب منحنی $M-\theta$: رابطه‌ی بین لنگر وارد بر اتصال و تغییر زاویه‌ی بین تیر و ستون به واسطه‌ی تغییرشکل ناحیه‌ی اتصال) است، که براساس نتایج مطالعات صورت‌گرفته، سختی اتصال خورجینی وابسته به اندازه و طول نبشی مورد استفاده و ارتفاع تیر است.
- **سختی آستانه:** در بررسی نقش سختی اتصال بر توزیع نیروهای داخلی در هر دو حالت بار ثقلی و بار زلزله مشاهده می‌شود که افزایش سختی اتصال موجب ایجاد تغییراتی در توزیع نیروی داخلی می‌شود. میزان این تغییرات با عبور از محدوده‌ی مشخصی به سمت صفر میل می‌کند و پس از آن تغییرات سختی، تأثیر محسوسی ندارد. حد مذکور، سختی آستانه نامیده می‌شود. اهمیت سختی آستانه در این است که چنانچه سختی اتصال بیشتر از سختی آستانه باشد، می‌توان رفتار اتصال را با تقریب کمی، به‌صورت صلب فرض کرد. همچنین چنانچه اتصال از نظر صلبیت در زیر آستانه قرار گرفته باشد، رفتار آن در محدوده‌ی نیمه‌صلب قرار دارد و باید توسط مدل نیمه‌صلب تحلیل شود.[۲۳]
- **رفتار لنگر ـ چرخش اتصال خورجینی و ممان نهایی:** برای تعیین منحنی لنگر ـ دوران از مدل‌های ریاضی مختلفی استفاده شده است.[۲۴-۲۶] منحنی لنگر ـ چرخش اتصال از جمله مهم‌ترین عوامل رفتار اتصال است. به کمک این منحنی می‌توان میزان صلبیت، شکل‌پذیری، و قابلیت جذب انرژی اتصال را تعیین کرد. از عوامل و متغیرهای اصلی در این منحنی می‌توان به اندازه و طول نبشی‌ها و همچنین انواع تقویت اتصال اشاره کرد. براساس نتایج صورت‌گرفته، چرخش نهایی اتصال خورجینی بین ۰٫۰۲ تا ۰٫۰۳ رادیان است.[۲۲]
- **لنگر تسلیم اتصال:** لنگر تسلیم اتصال، لنگری است که در آن اولین نقطه از جوش اتصال به تنش تسلیم می‌رسد. در مطالعات انجام‌شده، لنگر تسلیم اتصال به‌عنوان شاخصی برای ارزیابی و همچنین طراحی اتصال مورد استفاده قرارگرفته است.[۲۱]
- **درصد گیرداری:** برای محاسبه‌ی درصد گیرداری اتصال خورجینی در بیشتر مطالعات آزمایشی و تحلیل‌های رایانه‌یی انجام‌گرفته، از روش تلاقی معادله‌ی خط تیر با منحنی لنگر ـ دوران اتصال استفاده می‌شود و نسبت لنگر تلاقی به لنگر گیرداری تیر (M_{fa}) به‌عنوان درصد گیرداری اتصال تعریف می‌شود. با توجه به نتایج و مطالعات ارائه‌شده، درصد گیرداری اتصال خورجینی بین ۲۵ تا ۸۰ درصد پیش‌بینی شده است، که به جزئیات اتصال از جمله طول و اندازه‌ی نبشی و مشخصات تیر بستگی دارد.[۶]
- **نحوه‌ی شکست اتصال خورجینی:** براساس آزمایش‌های مختلف انجام‌شده در بیشتر موارد، شکست در اتصال خورجینی از جوش اتصال آغاز می‌شود و در بیشتر مواقع حتی تا نقطه‌ی نهایی بارگذاری، شکست فقط در جوش مشاهده می‌شود و فقط در برخی موارد شکست در بال نبشی، آن هم در مراحل نهایی بارگذاری اتفاق می‌افتد. در مجموع می‌توان گفت اتصال خورجینی پس از بروز و گسترش ترک در اتصال نبشی‌ها رفتار مفصلی خواهد داشت. لذا در صورت عدم شکست، اتصال نبشی پایین به ستون و داشتن مقاومت لازم برای تحمل بار ثقلی می‌تواند بدون جذب لنگر فقط بار ثقلی را تحمل کند. بدیهی‌است در این حالت قاب با اتصال خورجینی نیاز به یک سیستم باربر لرزه‌یی دارد.[۳]

۲.۳. مختصات و پارامترهای موردنیاز

شماره‌ی مقطع تیر، شماره‌ی نبشی، طول نبشی، تأثیر هم‌زمان بار ثقلی و جانبی، و کیفیت جوش از مشخصات و مختصات لازم برای مدل‌سازی است.

برای بررسی اتصالات، شاخص‌های خسارت متعددی مانند: شاخص‌های میسز، فشار، کرنش خمیری معادل، گسیختگی، و سه‌محوره وجود دارد، که EL-Tawil آن‌ها را پیشنهاد کرده است.

- **شاخص میسز (MI):** شاخص میسز از تقسیم تنش میسز σ_v بر تنش تسلیم σ_y به‌دست می‌آید، و تنش میسز به‌صورت رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شود:

$$\sigma_v = \sqrt{3j_2} \qquad (۲)$$

که در آن، j_2 دومین تغییرناپذیر تانسور تنش انحراف است، که از رابطه‌ی ۳ به‌دست می‌آید:

$$j_2 = \sqrt{\left[\frac{1}{6}\left[\sigma_1-\sigma_2\right]^2+\left[\sigma_1-\sigma_3\right]^2+\left[\sigma_2-\sigma_3\right]^2\right]} \qquad (۳)$$

- **شاخص فشار (PI)**: شاخص فشار به‌عنوان نسبت تنش هیدرواستاتیکی σ_m بر تنش تسلیم تعریف می‌شود، که تنش هیدرواستاتیکی مطابق رابطه‌ی ۴ به‌صورت منفی یک‌سوم تغییرناپذیر اول تانسور تنش تعریف می‌شود:

$$\sigma_{\mathrm{m}} = \frac{-\sigma_{\mathrm{ii}}}{۳} \qquad (۴)$$

که در آن، σ_{ii} برابر با حاصل‌جمع ۳ تنش اصلی $\sigma_۱$، $\sigma_۲$ و $\sigma_۳$ است.

- **شاخص گسیختگی (RI)**: که به‌صورت رابطه‌ی ۵ تعریف می‌شود:

$$\mathrm{RI} = \frac{\mathrm{PEEQ}}{\varepsilon_r} \qquad (۵)$$

که در آن، ε_r کرنش گسیختگی، PEEQ کرنش خمیری معادل است، که از رابطه‌ی ۶ به‌دست می‌آید:

$$\mathrm{PEEQ} = \sqrt{\left[\frac{۲}{۳}\varepsilon^p_{ij}\varepsilon^p_{ij}\right]} \qquad (۶)$$

که در آن، ε^p_{ij} برابر با مؤلفه‌ی کرنش خمیری است. می‌توان PEEQ را به‌صورت خروجی از نرم‌افزار دریافت کرد.

- **شاخص کرنش خمیری معادل (PEEQI)**: که به‌صورت رابطه‌ی ۷ بیان می‌شود:

$$\mathrm{PEEQI} = \frac{\mathrm{PEEQ}}{\varepsilon_y} \qquad (۷)$$

که در آن، ε_y کرنش تسلیم است.

- **شاخص سه‌محوره (TI)**: شاخص سه‌محوره به‌صورت تقسیم حاصل تنش هیدرواستاتیک بر تنش میسز تعریف می‌شود.

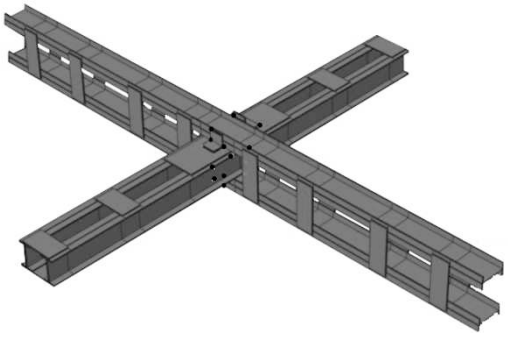
شاخص‌های معرفی‌شده در این قسمت، شاخص‌هایی هستند که با استفاده از آن‌ها می‌توان رفتار اتصالات را تحت بارگذاری‌های مختلف تفسیر کرد. به‌عنوان مثال، هر چه شاخص RI، عدد بزرگ‌تری باشد، پتانسیل رخداد شکست بالاتر می‌رود و هنگامی که RI برابر ۱ می‌شود، گسیختگی رخ داده است. البته در سازه‌های تحت بار چرخه‌یی، به دلیل بزرگ‌بودن مقادیر کرنش خمیری معادل، استفاده از شاخص‌های جایگزین پیشنهاد می‌شود. شاخص تنش خمیری معادل به‌عنوان ابزاری برای اندازه‌گیری شکل‌پذیری در سطح موضعی به‌کار می‌رود و بزرگ‌بودن آن نشان‌دهنده‌ی افزایش کرنش‌های خمیری ایجادشده و در نتیجه افزایش احتمال وقوع شکست چه به‌صورت تُرد و چه به‌صورت شکل‌پذیر است. در شاخص میسز چنانچه عدد به دست‌آمده، مقداری بزرگ‌تر از ۱ باشد، نشان‌دهنده‌ی آن است که در اتصال، رفتارها غیرخطی شده‌اند و بزرگ‌بودن آن نمایانگر تنش‌های غیرخطی بیشتر است. البته این شاخص‌ها، بیشتر برای مقایسه‌ی نسبی رفتار اتصالات تحت بارگذاری‌های مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند و به‌صورت منفرد، بیانگر وقوع شکست در اتصال نیستند.[۲۷]

۳.۳. معرفی نمونه‌ی اتصالات

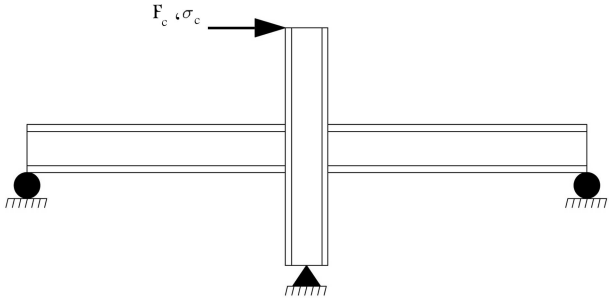
در این نوشتار، ۱۰ نمونه‌ی اتصال مطابق با جدول ۱، ابتدا تحت بارگذاری هم‌زمان ثقلی و جانبی و بار دیگر تحت بارگذاری جانبی تنها مورد بررسی قرار گرفته‌اند. همان‌گونه که در شکل ۶ مشخص است، نمونه‌ها به‌صورت صلیبی و شامل ۲ عدد تیر هستند، که توسط نبشی‌هایی به ورق اتصال یک ستون دوبل متصل

جدول ۱. معرفی نمونه‌های اتصال مورد مطالعه.

نمونه	مقطع تیر	نبشی بالا	طول نبشی بالا	نبشی پایین	طول نبشی پایین
$S_۱$	IPE۱۸	$L۸$	LONG۱۰	$L۱۲$	LONG۱۰
$S_۲$	IPE۱۸	$L۶$	LONG۱۰	$L۱۲$	LONG۱۰
$S_۳$	IPE۱۸	$L۸$	LONG۱۰	$L۱۰$	LONG۱۰
$S_۴$	IPE۱۸	$L۶$	LONG۱۰	$L۱۰$	LONG۱۰
$S_۵$	IPE۱۸	$L۸$	LONG۱۰	$L۱۲$	LONG۲۰
$S_۶$	IPE۱۸	$L۸$	LONG۱۰	$L۱۲$	LONG۱۰
$S_۷$	IPE۱۸	$L۸$	LONG۱۰	$L۱۲$	LONG۲۰
$S_۸$	IPE۲۲	$L۸$	LONG۱۰	$L۱۲$	LONG۱۰
$S_۹$	CPE۱۶	$L۶$	LONG۱۰	$L۱۲$	LONG۱۰
$S_{۱۰}$	CPE۱	$L۸$	LONG۱۰	$L۱۲$	LONG۱۰



شکل ۶. نمونه‌ی مدل‌سازی‌شده.



شکل ۷. شرایط مرزی تیر و ستون.

شده‌اند. برای جلوگیری از جابه‌جایی خارج از صفحه و غیرهمگون تیرهای دو طرف اتصال خورجینی، تیرها توسط ورق‌هایی به عرض ۱۰ سانتی‌متر، در فواصل ۳۵ سانتی‌متری از بالا و پایین به یکدیگر متصل شده‌اند. در مدل‌سازی نمونه‌ها از اندازه‌های واقعی استفاده شده است. شرایط مرزی اعمال‌شده مطابق شکل ۷ است.

معرفی نمونه‌ها در جدول ۱ براساس $S_{n,G}$ و $S_{n,L}$ صورت گرفته است، که n بیانگر شماره‌ی نمونه، G بیانگر بارگذاری توأم ثقلی و جانبی و L بیانگر بارگذاری جانبی تنهاست.

در این پژوهش، برای بررسی رفتار چرخه‌یی و به‌دست‌آوردن منحنی هیسترزیس لنگر ـ دوران و رسم منحنی پوش برای تعیین سختی اولیه و ثانویه‌ی اتصالات مختلف طراحی‌شده، از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده و بار رفت و برگشتی زلزله به‌صورت جابه‌جایی متناظر با پروتکل بارگذاری ارائه‌شده مربوط به زلزله‌های دور از

جدول ۲. سیکل‌های تغییرمکان در حالت رفت و برگشتی متناظر با پروتکل بارگذاری SAC.

Load Step	Peak deformation	Number of cycles, n
۱	۰/۰۰۳۷۵	۶
۲	۰/۰۰۵	۶
۳	۰/۰۰۷۵	۶
۴	۰/۰۱	۴
۵	۰/۰۱۵	۲
۶	۰/۰۲	۲
۷	۰/۰۳	۲

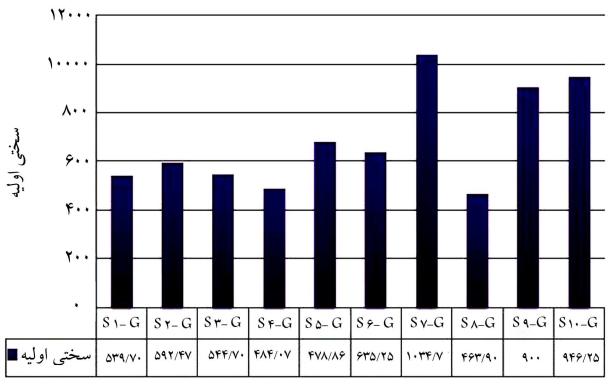
Continue with increments in of ۰/۰۱, and perform two cycles at each step

گسل توسط SAC (نمونه‌ی آزمایشگاهی AISC seismic provision) که در حقیقت جایگزین جهت نیاز لرزه‌یی واقعی است (جدول ۲)،[۵] توسط شرایط مرزی جابه‌جایی در نقطه‌یی در انتهای تیرکه در سطح مقطع به‌صورت نقطه‌ی مرجع تعریف شده است، اعمال شده است. در حقیقت این نحوه‌ی اعمال بار باعث می‌شود که هیچ‌گونه لنگری در انتهای تیر ایجاد نشود. برای درنظرگرفتن شرایط غیرخطی گزینه‌ی Nlgeom در step فعال شده است. همچنین به دلیل درنظرگرفتن بار ثقلی، بار ۲۱۰۰۰۰ نیوتن بر مترمربع به‌صورت گسترده بر روی تیرها و بار محوری ۲۱۰۰۰۰۰ نیوتن بر مترمربع بر روی سر ستون اعمال شده است.[۲۸]

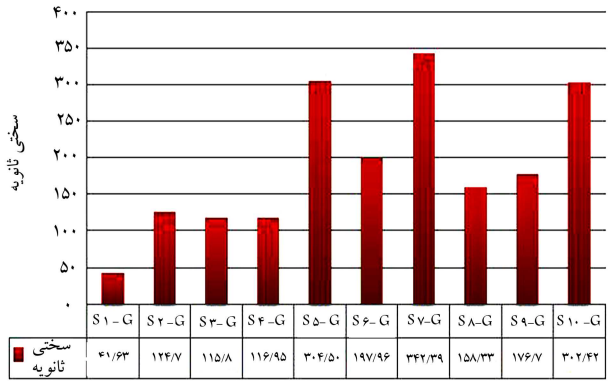
۴. تحلیل و تفسیر نتایج

از آنجا که هدف پژوهش حاضر، مطالعه‌ی رفتار اتصال خورجینی و تأثیر حضور بار ثقلی در مشخصه‌های اتصال است، با مدل‌سازی نمونه‌های مختلف اتصالات خورجینی، برای تمامی آن‌ها منحنی لنگر ـ دوران تحت بار جانبی چرخه‌یی و بار ثقلی تحت تحلیل پوش‌اُور رسم شده و برای به‌دست‌آوردن سختی اولیه (K) و سختی ثانویه‌ی اتصال (K_S)، منحنی پوش لنگر ـ دوران اتصال از متصل‌کردن نقاط بیشینه‌ی هیسترزیس در هر چرخه‌ی بارگذاری رسم شده است. در اعضاء اتصال، در المانی که بیشینه‌ی کرنش خمیری معادل را داشته است، بیشینه‌ی تنش فون‌میسز $(\sigma_v)_{MAX}$ و بیشینه‌ی تنش هیدرواستاتیک $(\sigma_m)_{MAX}$ و بیشینه‌ی کرنش خمیری معادل $PEEQ_{max}$ برای تیر، ستون، و خط جوش‌های بحرانی در نبشی بالا و پایین از نرم‌افزار قرائت شده و شاخص‌های سه‌محوره (TI) و کرنش خمیری معادل (PEEQI)؛ برای مقایسه‌ی اتصالات محاسبه شده است. برای محاسبه‌ی دوران اتصال از تغییرشکل مقطع عرضی تیر به علت تغییرمکان نقاط بالایی و پایینی مقطع مجاور اتصال استفاده شده ($\frac{\Delta_1-\Delta_2}{H_{beam}}$) و از تغییرشکل مقطع عرضی ستون ناشی از تغییرمکان مقطع ستون در طرفین ناحیه‌ی اتصال به دلیل کوچکی صرف‌نظر شده است. در شکل ۸، مقدار سختی اولیه‌ی اتصالات مختلف مورد بررسی نوشتار حاضر، تحت بارگذاری هم‌زمان ثقلی و جانبی با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

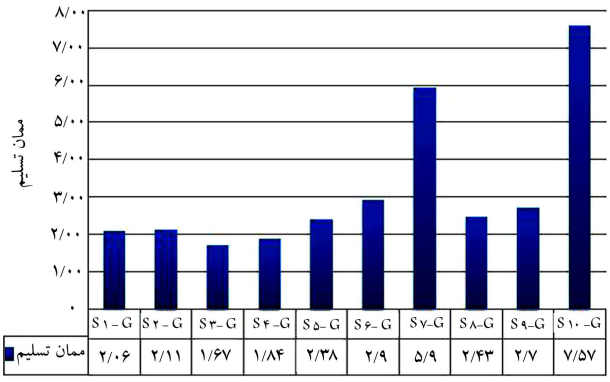
با توجه به سختی اولیه‌ی محاسبه‌شده برای اتصالات مورد بررسی، افزایش هم‌زمان طول نبشی بالا و پایین و استفاده از تیرلانه‌زنبوری بیش از سایر موارد باعث افزایش سختی اولیه اتصال می‌شود.



شکل ۸. مقدار سختی اولیه.



شکل ۹. مقدار سختی ثانویه.



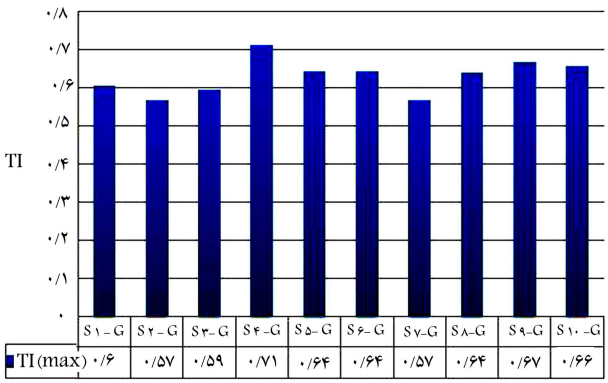
شکل ۱۰. مقدار ممان تسلیم.

در شکل ۹، مقدار سختی ثانویه‌ی اتصالات مختلف مورد بررسی نوشتار حاضر تحت بارگذاری هم‌زمان ثقلی و جانبی با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

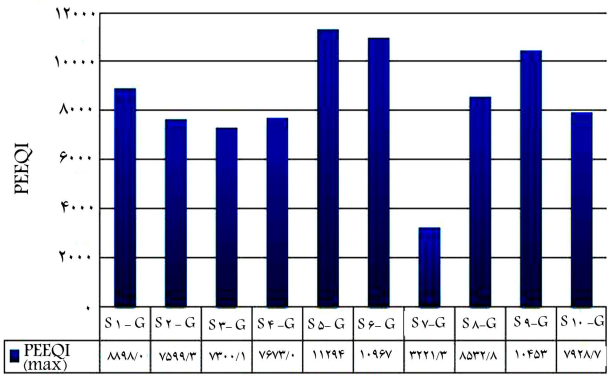
بررسی سختی ثانویه برای نمونه‌های مختلف نشان می‌دهد که افزایش هم‌زمان طول نبشی بالا و پایین و یا افزایش طول نبشی پایین بیشترین تأثیر را در افزایش سختی ثانویه اتصال دارد. در شکل ۱۰، مقدار ممان تسلیم اتصالات مختلف مورد بررسی نوشتار حاضر تحت بارگذاری هم‌زمان ثقلی و جانبی با یکدیگر مقایسه شده است.

با مشاهده‌ی مقادیر ممان تسلیم در اتصالات مختلف موردبررسی نتیجه گرفته شده است که افزایش هم‌زمان طول نبشی بالا و پایین، بیشترین نقش را در افزایش ممان تسلیم اتصال دارد.

در شکل ۱۱، مقدار شاخص TI بیشینه‌ی اتصالات مختلف مورد بررسی نوشتار حاضر تحت بارگذاری هم‌زمان ثقلی و جانبی با یکدیگر مقایسه شده است.



شکل ۱۱. مقدار شاخص TI بیشینه.



شکل ۱۲. مقدار شاخص PEEQI بیشینه.

در بررسی شاخص گسیختگی TI درتیرهای اتصالات مختلف مشاهده شده است که افزایش ارتفاع تیر و افزایش طول نبشی پایین، بیشترین تأثیر را در افزایش شاخص مذکور داشته است.

در بررسی شاخص گسیختگی TI در نبشی بالا در اتصالات مختلف مشاهده شده است که مقدار شاخص ذکرشده به طور کلی در این عضو بالاست و افزایش طول نبشی پایین و استفاده از تیرهای لانه‌زنبوری سبب بالارفتن مقدار شاخص TI از عدد ۰/۶ شده است.

در بررسی شاخص گسیختگی TI در نبشی پایین در اتصالات مختلف مشاهده شده است که افزایش طول نبشی بالا، بیشترین تأثیر را در افزایش مقدار شاخص TI و بالابودن آن از عدد ۰/۶ را دارد. در شکل ۱۲، مقدار شاخص PEEQI بیشینه‌ی اتصالات مختلف مورد بررسی نوشتار حاضر تحت بارگذاری هم‌زمان ثقلی و جانبی با یکدیگر مقایسه شده است.

با بررسی شاخص گسیختگی PEEQI در تیرهای اتصالات مختلف مشاهده شده است که افزایش طول نبشی بالا و پایین بیشترین تأثیر را در افزایش شاخص PEEQI داشته است.

با بررسی شاخص گسیختگی PEEQI در نبشی بالا در اتصالات مختلف مشاهده شده است که افزایش طول نبشی پایین و استفاده از تیر لانه‌زنبوری، بیشترین تأثیر را در افزایش شاخص PEEQI داشته است.

با بررسی شاخص گسیختگی PEEQI در نبشی پایین در اتصالات مختلف مشاهده شده است که افزایش ارتفاع تیر و افزایش طول نبشی بالا، بیشترین تأثیر را در افزایش شاخص PEEQI داشته است.

۵. نتیجه‌گیری

نتایج حاصل پس از بررسی و مقایسه‌ی کلی اتصالات مدل‌سازی‌شده به این شرح است:

۱. افزایش نسبت طول نبشی به اندازه‌ی نبشی و همچنین افزایش مدول مقطع کشسان تیر باعث کم‌رنگ‌شدن تأثیر بار ثقلی بر روی مشخصه‌های رفتاری اتصال (سختی اولیه، سختی ثانویه و ممان تسلیم) می‌شود.

۲. با بررسی شاخص گسیختگی TI در نمونه‌های موردبررسی مشاهده شده است که افزایش طول نبشی بالا اگر چه باعث افزایش سختی اتصال شده است، ولی با توجه به شاخص TI احتمال شکست در ستون در محل اتصال را به طور قابل ملاحظه‌یی افزایش می‌دهد. همچنین افزایش ارتفاع تیر، تأثیر قابل توجهی در افزایش شاخص TI در ستون در محل اتصال داشته است.

۳. با بررسی شاخص گسیختگی PEEQI در نمونه‌های موردبررسی مشاهده شده است که مقدار شاخص PEEQI در ستون، در نمونه‌های مختلف مقدار قابل توجهی نیست.

۴. با مشاهده‌ی نمونه‌های مختلف به‌طورکلی می‌توان گفت درنظرنگرفتن بار ثقلی، بدترین تأثیر را در طراحی جوش‌ها دارد و نادیده‌گرفتن آن می‌تواند سبب شکست زودهنگام جوش و خسارت جبران‌ناپذیری شود.

پانوشت

1. combine

منابع (References)

1. *Design and Implementation of Steel Buildings*, National Building Regulations, 10th Topic (1392).

2. Eftekhari, M. “Check members ductility of high strength steel and comparing them with soft steel”, Master’s Thesis, (2007).

3. Amiri Hormozaki, H.R. “Saddle connections common behavior under low loads sweep with a staggering number and how to defeat them”, PhD Thesis, Tarbiat Modarres University (2012).

4. Salagegheh, A. “Study of saddle connection behavior and strengthen in steel frame structures”, Master’s Thesis, Sistan and Baluchestan University (2011).

5. Karami, R. " Mechanical properties of saddle connections", Master's Thesis, Sharif University of Technology (1991).
6. Tahooni, Sh. and Farjoodi, J. "The reported study of rigidity saddle connections", Islamic Revolution Housing Foundation (1992).
7. Hosseinkhani, A. "Saddle connections", Master's Thesis, Islamic Azad University, South Branch (1992).
8. Ghane, A. "Study of the dynamic behavior of structures by saddle connecting", Master's Thesis, Sharif University of Technology (1994).
9. Fallah, A.A. "Nonlinear dynamic analysis of V semi-rigid connections under earthquake loads", Master's Thesis, University of Science and Industry (1994).
10. Tarighat, A. "Study the elastic behavior of saddle connections", Master's Thesis, Tehran University (1994).
11. Yaghubi Sarsakhti, M. "Study of all joints in steel frames and evaluate the experience and the theoretical behavior of conventional saddle connections", Master's Thesis, Shiraz University (1994).
12. Moghaddam, H. and Kouhian, R. "Strength steel structures with semi-rigid connections (saddle connections) under earthquake loads", International Institute of Seismology and Engineering Earthquake (1995).
13. Maleki, M. "Study of saddle connection performance under dynamic loads", Master's Thesis, Amirkabir University of Technology (1995).
14. Piroozbakht, S. "Dynamic behavior and hysteresis cycle of saddle connections in steel frames under fatigue loads with limited cycles", Master's Thesis, Shiraz University (1995).
15. Mazrouee, A. and Mostafavi, H. "Ways of improving saddle connections", The Second Workshop of Saddle Connections, Building and Housing Research Center (1992).
16. Arbabi, F. "Nonlinear deformation of satchel connections", *J. of Seismology and Earthquake Eng.,* Iran, **1**(1), pp. 51-57 (1998).
17. Sadeghian, P. "Saddle connections", Sharif University of Technology (1999).
18. Moghaddam, H., Rahmani, A. and Harati, M. "Saddle connection nonlinear behavior under bending moment", *International Conference on Modern Research in Civil Engineering*, Architectural and Urban Development, Tehran (2015).
19. Abbaslou, A., Mahyar, P. and Nabizadeh Rafsanjani, H. "Evaluation and seismic rehabilitation of steel structure by using nonlinear static analysis method", *International Conference on Civil Engineering Architecture & Urban Sustainable Development,* Tabriz , Iran (18-19 December 2013).
20. Watar, M.G., Davari, S.M. and Shayesteh, A. "The effect of using of picket on welding reducing the stress concentration in saddle connection", *The Second National Conference on Structure-Earthquake-Geotechnic,* Mazandaran (2012).
21. Moayyed Alami, A. "Saddle connection structures Seismic reinforcement", Sharif University of Technology (2000).
22. Alavi, S.A. "Study of saddle connections momentarily behavior under cyclic loads", Mazandaran University of Science and Technology (2006).
23. Moghaddam, H. asan, *Earthquake Engineering, fundamentals andapplication*, farhang pub, Tehran (2002).
24. Chen, W.F., N Kishi, se,iriyid steel beam- to- column connection, *Journal of Constructional structural Engineering* , **115**, (1989).
25. Chen, W.F. and Kishi, N. "Semi-rigid steel beam tocolumn buillding connections date and modeling", *Journal of Straction Engineering, ASCE,* **115**(1), pp. 105-119 (January 1989).
26. Kishi, N. and Chen, W.F., Matsuoka, K.G. and Nomachi, S.G., "Moment-rotation relation of semi-rijid connections with angle", *Journal of Straction Engineering, ASCE,* **116**(7), pp. 1813-1834 (1 January 1990).
27. Dardaie Jooghan, S. "Damage index values in direct connections with sheet steel flange on the frame", Tarbiat Modarres University (2010).
28. Faghih Khorasani, F. "A study on the cyclic behavior of ordinary saddle connection in the present of gravity loads", Islamic Azad University Science and Research Branch- Khorasan Razavi (2013).