



مروری بر تحقیقات انجام شده در رابطه با سیستم مهاربند واگرا و پانل برشی

شهرام تباشری

دانشجوی دکترای سازه، گروه مهندسی عمران، واحد زنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان، ایران

چکیده

سیستم‌های مهاربند واگرا (EBF) و پانل‌های برشی از مهم‌ترین روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله هستند. تحقیقات نشان می‌دهند که مهاربندهای واگرا با توزیع مناسب نیروها و افزایش شکل‌پذیری، به کاهش خسارات سازه‌ای در زلزله‌های شدید کمک می‌کنند. آزمایش‌های آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی نیز توانایی این سیستم‌ها را در تحمل تغییر شکل‌های بزرگ تایید کرده‌اند. در مقابل، پانل‌های برشی به دلیل سختی بالا و قابلیت توزیع نیروهای برشی، باعث افزایش پایداری و کاهش تغییر شکل‌های جانبی سازه می‌شوند. تحقیقات عملی و تحلیل‌های عددی نشان داده‌اند که این پانل‌ها می‌توانند از خرابی‌های سازه‌ای در زلزله‌های شدید جلوگیری کنند. در مجموع، استفاده از سیستم‌های مهاربند واگرا و پانل‌های برشی به عنوان راه‌حل‌های مؤثر برای مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله توصیه می‌شود. این دو سیستم با ویژگی‌های منحصر به فرد خود، نقش مهمی در افزایش ایمنی و پایداری سازه‌ها ایفا می‌کنند.

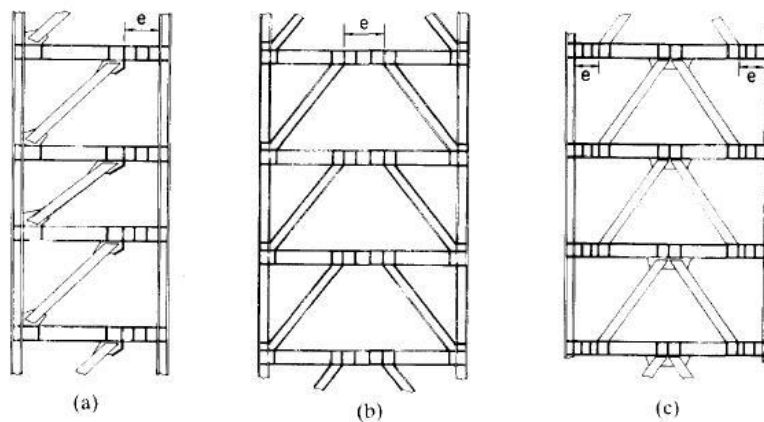
واژگان کلیدی: مقاوم سازی سازه، توزیع نیروهای برشی، پایداری و ایمنی سازه ها

مقدمه

سیستم مهاربند واگرا

معیار تشخیص مهاربندهای واگرا^۱ (EBF) این است که حداقل یک سر هر مهاربند طوری متصل باشد که نیروی مهاربند هم از طریق مهاربند دیگر یا از طریق ستون بوسیله برش و خمش قسمتی از تیر که تیر پیوند نامیده می شود، منتقل شود. (Popov, 1981)

به ناحیه خروج از مرکزیت (فاصله بین مهاربندها و یا مهاربند و ستون) در قابهای مهاربند خارج از مرکز، تیر پیوند گفته می شود. این قاب ها، طوری طراحی می شوند که در طول بارگذاری لرزه ای تیر پیوند فعال شده و در آن جاری شدن اتفاق بیفتد. بنابراین رفتار و پاسخ غیرالاستیک قاب های مهاربند خارج از مرکز، با رفتار تیر پیوند فعال شده آن، معرفی می شود. (Ricles, 1994)



شکل ۱: نمایی از سیستم مهاربند واگرا در سه قاب (Ricle, 1994)

در سیستم های مهاربند واگرا انتظار آن است که تیر پیوند قادر به تحمل تغییر شکل های غیر ارتجاعی قابل ملاحظه ای تحت اثر بار جانبی زلزله باشد، در حالیکه اعضای قطری مهاربندها، ستون ها و ناحیه خارج از تیر پیوند عمدتاً در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. طراحی این قاب ها باید چنان صورت گیرد که این رفتار در آنها تأمین شود. AISC ۲۰۰۵ برای طول تیر پیوند اساساً محدودیت خاصی موجود نیست ولی از آنجا که رفتار سازه ای این تیر وابسته به طول آن است توصیه می شود این طول بزرگ در نظر گرفته نشود و در آیین نامه توصیه شده است که به حدود یک پنجم طول تیر خارج از این ناحیه محدود گردد. (Vetr, 1998)

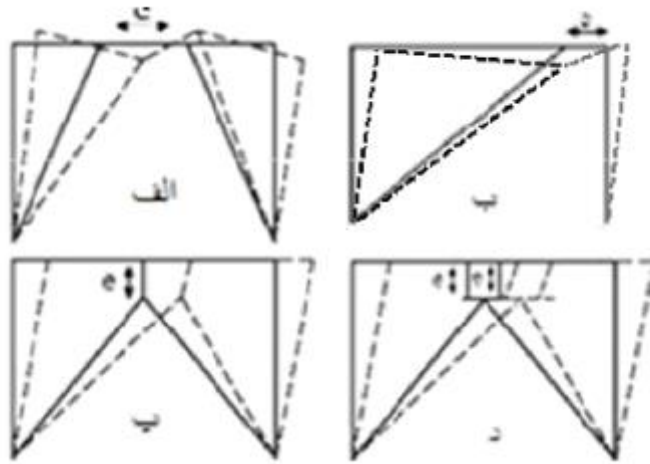
رفتار غیر ارتجاعی تیر پیوند بستگی به طول آن و مشخصات آن به لحاظ مقاومت های برشی و خمشی دارد. طول تیر پیوند پارامتر موثری در تعیین نوع عملکرد آن است، که می تواند به صورت برشی، خمشی و یا ترکیبی از عملکرد برشی و خمشی باشد. مقاومت، ظرفیت پلاستیک برشی و خمشی، سختی و جذب انرژی در قاب های مهاربند خارج از مرکز به نوع رفتار تیر پیوند آنها بستگی دارد.

ویژگی های قاب های مهاربند واگرا

عملکرد عالی سیستم مهاربند واگرا تحت بارگذاری زلزله شدید روی مدل ۱/۳ قابی که در دانشگاه کالیفرنیا در سال ۱۹۷۷ ساخته شده بود مشاهده شد. مدت کمی بعد از این مطالعه ساختمانهای بزرگ متعددی از این سیستم به صورت جزئی از سیستم مقاوم جانبی خود

استفاده کردند، از جمله ساختمان ۱۹ طبقه بانک آمریکا در سان دیگو^۱ و ساختمان ۴۷ طبقه ای در سان فرانسیسکو که هر دو در سال ۱۹۸۱ ساخته شده اند و از آن پس استفاده از این سیستم رواج پیدا کرد. (Engelhard)

تیر پیوند به واسطه عدم تلاقی اعضای مهار و تیر پانل در یک نقطه، ایجاد می گردد و طراحی لرزه ای آن به نحوی است که ضعیفترین بخش قاب در تحمل بارهای لرزه ای باشد. مطابق شکل ۲ بر خلاف قابهای مهاربندی شده واگرا با تیر پیوند افقی (الف و ب) در قابهای مهاربندی شده واگرا با تیر پیوند قائم (پ و د) تغییر شکلهای پلاستیک تیر پیوند در خارج از تیر دهانه رخ می دهد و در نتیجه ملحقتهای متکی بر تیردهانه دچار آسیب نمی شوند. از دیگر مزایای این نوع مهاربندهای واگرا امکان بازسازی آن بعد از وقوع زمین لرزه به واسطه تعویض پیوندهای آسیب دیده با تیرهای پیوند جدید است. (Peter, 2010)



شکل ۲: نمایش انواع مهاربندهای افقی (الف و ب) و قائم (پ و د) و مکانیزم تغییر شکل لرزه ای آنها. (Peter, 2010)

در قابهای مهاربندی شده با دو پیوند قائم علاوه بر مزایای فوق امکان کاهش تعداد پانلهای مهاربندی وجود دارد و در کاربردهای مقاوم سازی آنها نیز محدودیت لزوم رعایت تناسب ابعادی تیر دهانه و پیوندها کاهش می یابد. به علاوه به علت کاهش لنگر متمرکز انتقال یافته در محل اتصال پیوندها به تیر دهانه، طراحی و یا مقاوم سازی تیر دهانه و اتصالات مربوط به آن سبکتر می شود. (Shayanfar, 2008)

شکل پذیری عالی این سیستم ها را می توان به دو عامل نسبت داد:

- عمدتاً به رفتار غیرخطی تحت بارگذاری شدید تناوبی تیرپیوندی نسبت داده می شود که برای تحمل تغییر شکل های غیرخطی بزرگ بدون کاهش مقاومت طراحی شده اند.
- صرف نظر از شدت بارگذاری روی قاب، مهاربندها طوری طراحی شده اند که کماتش نکنند، تیرهای پیوند در سیستم مهاربند واگرا، با جاری شدن ماکزیمم نیروی انتقالی به هر یک از مهاربندها را کاهش می دهند و به عنوان یک فیوز برای بارهای اعضای مهاربندی عمل می کنند. طراحی مهاربندها بطوریکه از تیرپیوند قویتر باشند به طراح این اطمینان را می دهد که صرف نظر از شدت بار زلزله مهاربندها کماتش نخواهند کرد. بنابراین با جلوگیری از کماتش مهاربندها، منحنی های رفتار هیسترتیک، پایداری را تحت شرایط بارگذاری شدید تناوبی خواهیم داشت.

این نکته را نیز باید مدنظر داشت که تیر پیوند نه تنها نیروی مهاربندها بلکه نیروی انتقالی به ستونها را نیز محدود می‌کند و اجازه طراحی قابل قبولی را برای پایداری ستونها می‌دهد. (Engelhardt, 1988)

برخی از آزمایشهای انجام شده بر روی سیستم مهاربند واگرا

از سال ۱۹۷۷ آزمایشات تجربی بسیاری روی مهاربندهای واگرا انجام شده است تا ویژگی‌های ساختاری مناسب آنها را اثبات و قواعد طراحی مناسبی را برای آنها تهیه کنند. کارهای تجربی بسیاری روی تیر پیوند برشی^۱ انجام شده است که نتایج و استنتاج از آنها برای تیر پیوند خمش توصیه نمی‌شود. زیرا این تیرها اساساً رفتار متفاوتی با تیر پیوند برشی دارند.

رودر و پوپوف در سالهای ۷۸-۱۹۷۷ مطالعاتی بر روی مدلهای آزمایشگاهی مهاربندهای واگرا انجام داده‌اند. در این سری آزمایشها روی مدل ۱/۳، سه طبقه در سال ۱۹۷۷ رفتار بسیار خوب این سیستم با تیر پیوند برشی مشاهده شد. علاوه بر اثبات مزیت‌های مهاربندهای واگرا برای طراحی مقاوم در برابر زلزله، سخت شدگی کرنشی گستردهای نیز در تیر پیوند برشی اتفاق می‌افتاد که در این سری از آزمایشها مشاهده شد. (Reoder, 1977)

در طراحی سیستم‌های مهاربند واگرا به منظور جلوگیری از کمانش مهاربندها آنها را مقاومتر از سایر اعضا طراحی می‌کنند. برپایه سری اول این آزمایشها توصیه شده است که مهاربندها براساس نیروی حدی در تیر پیوند برشی طراحی شوند. و این نیروی حدی حداقل $V_p/5$ است که V_p ظرفیت برشی مقطع تیر است. این توصیه توسط انجمن مهندسی سازه کالیفرنیا^۴ (SEAOC) و برنامه ملی کاهش خطر زلزله^۵ (NEHROP) نیز تأیید شده است. (Popov, 1981)

در مطالعات بعدی دیده شد، به دلیل وجود دال مرکب بتنی و نیز تقویت و مقاومت بیشتر جان امکان پیدایش نیروهای نسبتاً بزرگتری در تیر پیوند وجود دارد، یعنی مقاومت جاری شدن واقعی جان از مقدار نرمال آن بیشتر شود که در این حالت به $V_p/9$ نیز می‌رسد.

سری دوم از این آزمایشها در سال ۱۹۸۲ توسط مانهیم^۶ روی مدلی دقیق‌تر با ضخامت کمتر جان تیر پیوند و استفاده از مقاطع و پروفیل‌های I شکل معمول انجام شد. نتیجه آزمایش کمانش غیرالاستیک در تیر پیوند را نشان داد (کمانش پس از جاری شدن برشی اتفاق افتاد) که باعث زوال عملکرد تیر پیوند شد. (Manheim, 1982).

هنگامیکه لینک (تیر پیوند) در سیستم مهاربند واگرا نزدیک ستون قرار گیرد، لنگر غیرالاستیک در انتهای متصل به ستون لینک خیلی بیشتر از لنگر سمت دیگر لینک است. معمولاً نسبت لنگر دو انتها در اینگونه تیرها ۲ تا ۴ برابر و یا بیشتر است. اگر فولاد رفتار کاملاً پلاستیک داشته باشد، تساوی لنگرهای دو انتهای لینک در حالت حدی اتفاق می‌افتد. اما چون سخت‌شدگی کرنشی در فولاد اتفاق می‌افتد در هر صورت تساوی لنگرهای انتهای لینک در این حالت از چیدمان EBF ممکن نیست. یک سری از آزمایشها برای بررسی توزیع لنگرهای نامساوی اولیه در لینک برشی و اثر آنها روی رفتار کلی تیر پیوند

(لینک) توسط پوپوف و همکارش انجام شد. در این آزمایشها اثر نیروی محوری در رفتار لینک نیز مورد مطالعه قرار گرفت. خلاصه نتایج این تست‌ها به این شرح است:

(۱) برای لینک‌های با طول خیلی کم ($e = M_p / V_p$) لنگرهای انتهایی نامساوی اولیه در طول تاریخچه بارگذاری با شکست تیر نامساوی باقی می‌ماند. لنگر بزرگتر در انتهای متصل به ستون در طراحی ستون مهم است. با زیادتر شدن طول تیر، لنگرهای انتهایی حدی گرایش به سوی تساوی پیدا می‌کنند و هنگامیکه طول تیر به $e = 1.3 M_p / V_p$ می‌رسد لنگرهای دو انتها مساوی می‌شوند.

(۲) لنگرهای نامساوی انتهای اولیه تاثیر کمی روی چرخش پلاستیک لینک برشی و حلقه‌های هیستریزیس دارد.

(۳) نیروی محوری در لینک باعث تنزل قابل توجهی در رفتار لینک می‌شود. هر چه تیر بلندتر باشد این تنزل بیشتر است. بنابراین چیدمان سیستم باید به گونه‌ای باشد تا کمترین نیروی محوری در لینک بوجود آید. اگر نیروی محوری در تیر اجتنابناپذیر باشد باید طول تیر را کاهش داد.

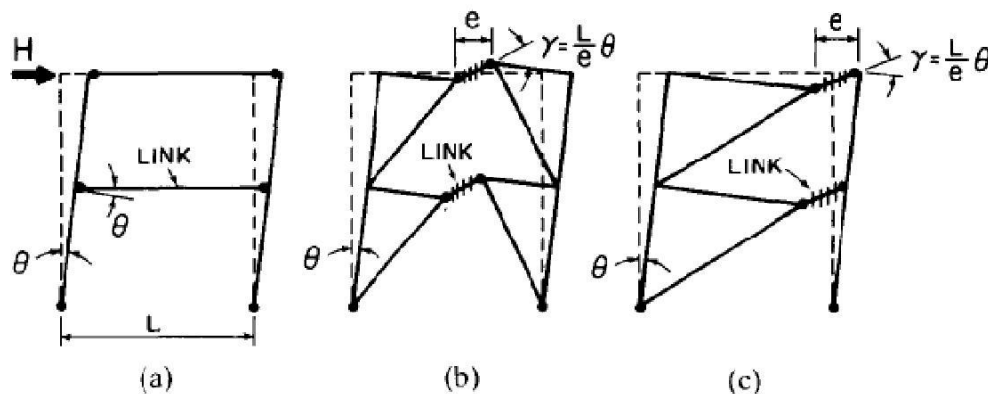
(۴) هنگام پیش‌بینی حالت حدی لینک می‌توان از برهم کنش نیروی برشی و لنگر خمشی صرف‌نظر کرد.

یعنی حتی در صورت وجود نیروی برشی خیلی زیاد، لنگر کاملاً پلاستیک را می‌توان M_p فرض کرد

(علی‌رغم مقدار کم آن بر پایه اینکه تنها در بالها تولید می‌شود). این نتیجه پیش‌بینی تئوری ساده پلاستیسیته را تکذیب می‌کند اما توسط آزمایش‌ها تأیید شده است حذف برهم کنش $M-V$ آنالیز و طراحی لینک‌ها (تیرهای پیوند) را ساده‌تر می‌کند. (Kasai, 1986)

مکانیزم جذب انرژی در سیستم مهاربند واگرا

در طراحی لرزه‌ای سیستم مهاربند واگرا لازم است تا چرخش پلاستیک مورد نیاز در تیر پیوند تخمین زده شود که امروزه در خلال استفاده از مکانیزم جذب انرژی (مکانیزم تخریب) که بر پایه فرض رفتار صلب-پلاستیک^۱ اعضا بنا شده است، تکمیل شده است. مکانیزم خرابی برای قاب خمشی و دو نوع از قاب مهاربندی برون محور در شکل ۲-۳ نشان داده شده است که در هر مورد θ ، $drift$ کلی قاب را نشان می‌دهد برای قاب خمشی چرخش مورد نیاز در مفصل‌های پلاستیک تیر θ است. به هر حال برای سیستم مهاربند واگرا چرخش مورد نیاز تیر پیوند خیلی بیشتر از θ است و از هندسه تیر بصورت $\gamma = e^L \theta$ تعیین می‌شود.



شکل ۳: مکانیزم جذب انرژی در (الف) قاب خمشی، (ب) و (ج) سیستم مهاربند واگرا. (Shayanfar, 2008)

چرخش تیر پیوند معمولاً برای تیر پیوند کوتاه با γ نشان داده می‌شود تا بر عملکرد برشی آن تأکید شود. در شکل بالا ملاحظه می‌شود که تیرهای پیوند بصورت افقی هاشور خورده‌اند که نشان دهنده این است که آنها در برش جاری شده‌اند و مفصل پلاستیک برشی تشکیل شده است. رابطه بین دریفت، (θ) و چرخش تیر (γ) بستگی به چیدمان این سیستم و مکانیزم خرابی در آن دارد.

چرخش پلاستیک مورد نیاز در سیستم مهاربند واگرا خیلی بیشتر از قاب خمشی است. چرخش مورد نیاز تیر پیوند با کاهش طول تیر به سرعت افزایش می یابد. به هر حال این نیاز چرخش می تواند با جاری شدن تیر پیوند در برش برآورده شود. طول تیر پیوند نباید خیلی کوچک باشد زیرا تغییر زاویه مورد نیاز بسیار زیاد می شود. ظرفیت چرخش پلاستیک واقعی تیر پیوند بخوبی توسط آزمایش های تجربی بدست آمده است.

برخی از اشکالات سیستم مهاربند واگرا

مقررات لرزه ای سازه های فولادی ۲۰۰۵ قوانین طراحی برای مهاربندهای واگرا را برای تضمین عملکرد شکل پذیری لینک ها و تضمین اینکه تغییر شکل غیر الاستیک قاب عمدتاً در لینک ها رخ دهد تعیین می کند. مقررات لرزه ای سازه های فولادی ۲۰۰۵ به تست هایی در خصوص اتصالات لینک به ستون نیاز دارد تا نشان دهد که چرخش پلاستیک مورد نیاز می تواند قبل از اینکه اتصال گسیخته شود بدست آید. به هر حال تا کنون تعداد کمی از جزئیات اتصالات لینک به ستون توانسته اند معیارهای عملکردی را در تست های آزمایشگاهی ارضا کنند. از اینرو طراحی و اجرای اتصالات لینک به ستون به عنوان یک مشکل بحرانی حل نشده استفاده از مهاربند های واگرا را در آمریکا با محدودیت روبرو ساخته است. (Okazaki, 2009)

شکل ۴ یک لینک را در سیستم مهاربند واگرا را نشان می دهد که در آزمایشگاه تحت بارگذاری سیکلی شدید قرار گرفته است. کمانش موضعی بال و جان در انتهای عضو قابل مشاهده است. چون این مقطع فشرده بوده، قبل از خرابی نهایی بوسیله کمانش موضعی، تغییر شکل های غیر الاستیک بزرگ را ایجاد کرده است (Micheal, 2007)



شکل ۴: کمانش تیر پیوند در مهاربند واگرا. (Micheal, 2007)

سیستم های مهاربند واگرا شکل پذیری خوبی دارند، اگر بتوانند چرخش غیرالاستیک ناشی از بارگذاری لرزه ای را تطبیق دهند. در حالتی که لینک به ستون متصل است ظرفیت چرخش غیرالاستیک کمتری نسبت به حالتی که لینک وسط دهانه است دارد. برای اینکه تمایل به شکست در بال در اتصال وجود دارد. (Trembley, 2006)

بعد از زلزله نورتریج روش های مختلفی برای بهبود بخشیدن اتصالات قابهای ممان گیر فولادی توصیه شد که ممکن است در بهبود بخشیدن اتصالات لینک به ستون هم موثر باشد. در اتصالات ممان گیر با کاهش سطح مقطع تیر بوسیله ضعیف کردن بال در فاصله ی کوتاهی از اتصال تقاضا کم می شود.

طرح دیگری که بوسیله پرینز انجام شده ولی اجرای آن هنوز شایع نشده این است که تقاضای اتصال را با ایجاد سوراخ هایی در جان تیر کاهش می دهند. اگر چه ایجاد سوراخ ها ممکن است باعث کاهش نیرو ها شود ولی از طرفی ما تمرکز تنش ها را به دلیل وجود سوراخ ها خواهیم داشت. (Kasai, 2005 & Iwata, 2006)

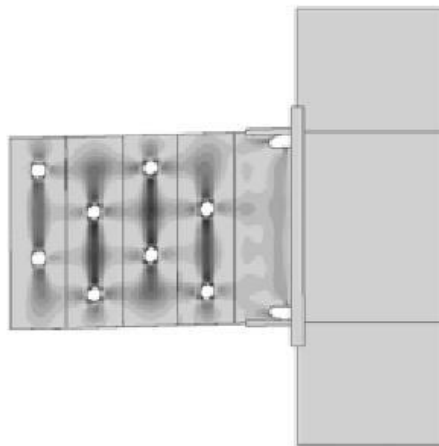
ریچارد و یونگ برای بررسی کاهش مقاومت لینک، ناشی از کماتش موضعی بال و جان، از مدل های اجزا محدود استفاده کردند. برمن و برون از مدل های اجزا محدود برای بررسی رفتار لینک های لوله ای شکل استفاده کردند.

نتایج این تحقیق به شرح زیر است. (شکل ۵)

۱- ایجاد سوراخ در ورق جان لینک، کرنش پلاستیک را در بال های لینک در نزدیک اتصال کاهش می دهد.

۲- ایجاد سوراخ در ورق جان لینک، کرنش های پلاستیک و تنش های سه محوری در جان را، قبل از کماتش جان، در گوشه های سوراخ افزایش می دهد.

۳- حالت تنش-کرنش در گوشه سوراخ های جان بدتر از بالها در حالت بدون سوراخ است. در واقع لینک با جان سوراخ شده مد گسیختگی متفاوت و ظرفیت چرخشی کمتری نسبت به حالت سوراخ نشده دارد.



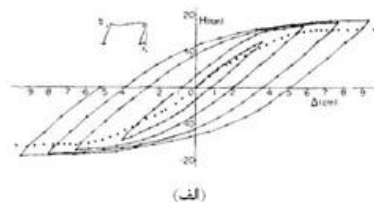
شکل ۵: کرنش های پلاستیک در ورق جان در مدل مربوط به لینک های لوله ای (Takeuchi, 2010)

مقایسه سیستم مهاربند واگرا با برخی از سیستم های مقاوم در برابر زلزله

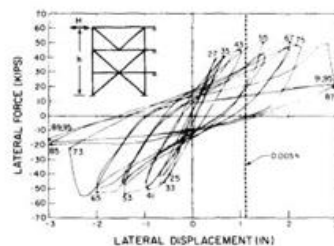
در گذشته از سیستم های قاب خمشی و قاب مهاربندی همگرا (CBF) به عنوان سیستم مقاوم جانبی سازه های فولادی استفاده می شد، چون هیچکدام از این سیستم های مقاوم جانبی نمی توانستند همزمان نیازهای لرزه ای سازه، یعنی سختی و شکل پذیری را به طور اقتصادی تامین کنند، از بکارگیری این دو سیستم، سیستم مهاربند واگرا به وجود آمد. این سیستم مزیت های هر یک از سیستم های قاب خمشی و سیستم مهاربند همگرا را در بردارد در حالیکه نقاط ضعف آنها، بسیار کمتر و محدود شده اند. قاب های مهاربند برون محور سیستم مقاوم جانبی برای ساختمانهای فلزی هستند که می توان آنها را به عنوان پیوندی بین قاب های خمشی متعارف (MRFs) و سیستم مهاربند همگرا دانست. سیستم مهاربند واگرا مزیت های هر یک از سیستم های قاب خمشی و سیستم مهاربند هم مرکز را در بردارد در حالیکه نقاط ضعف این دو سیستم در سیستم مهاربند واگرا بسیار کمتر و محدود شده اند. شکل پذیری

و جذب انرژی سیستم های مهاربند واگرا با مقایسه رفتار واقعی قاب های معمولی تحت بارگذاری تناوبی بهتر قابل درک است. در شکل ۶ نمودار تجربی نیروی جانبی- تغییر مکان برای قاب های خمشی (MRF)، قاب مهاربند هم مرکز (CBF) و قاب مهاربند برون محور (EBF) ترسیم شده است.

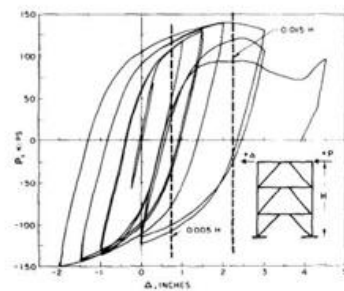
در قسمت الف حلقه های پایدار هیسترتیک، قابلیت تحمل تغییر شکل های بزرگ بدون کاهش مقاومت را نشان می دهد که بیانگر جذب انرژی عالی قاب های خمشی است. در مقابل حلقه ها در قسمت ب با افزایش سیکل های بارگذاری دچار زوال و جمع شدگی شده اند. که بیانگر قابلیت جذب انرژی ضعیف مهاربندهای هم مرکز است. که نتیجه کمناش مهاربندها است. در نهایت قسمت ج نشان دهنده حلقه های هیسترتیک برای یک قاب با مهاربند واگرا با طراحی مناسب است. به علت جلوگیری از کمناش مهاربندها و به دلیل اینکه تیرپیوند قابلیت تحمل تغییر شکل های بزرگ بدون کاهش مقاومت را دارد. حلقه های کامل و پایدار هیسترتیک مانند حلقه های قاب های خمشی می باشد. مزیت دیگر سیستم های مهاربندهای واگرا ها بر مهاربندهای همگرا آزادی عمل بیشتر مهاربند های واگرا از لحاظ معماری است این سیستم فضای بیشتری را برای درها و پنجره ها و یا بازشوهای دیگر در قاب فراهم می کند. در این مقایسه عمدتاً به مطالعه بر روی قاب مهاربند برون محور با تیرپیوند کوتاه که در برش جاری می شوند پرداخته شده است. تقریباً مطالعات تجربی و تحلیلی تا امروز روی مهاربندهای واگرا بر روی تیرپیوند برشی متمرکز شده اند. زیرا تیرهای پیوند برشی بالاترین سختی، مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی را در این سیستم تامین می کنند (Sabel, 2006 & Black, 2004).



(الف)



(ب)



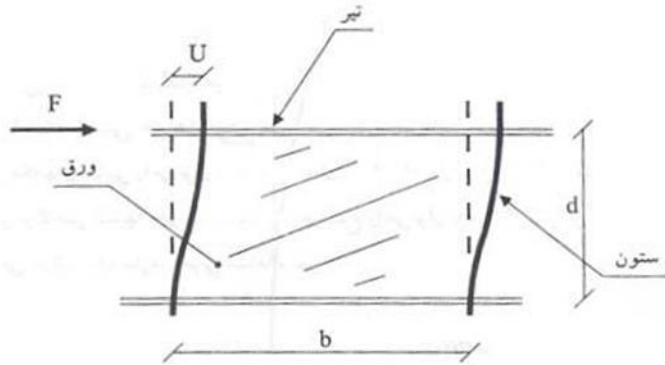
(ج)

شکل ۶: رفتار قاب در مدل آزمایشگاهی تحت بار جانبی سیکلی. (الف) سیستم قاب خمشی. (ب) سیستم

مهاربند همگرا. (ج) سیستم مهاربند واگرا (Chou, 2010)

پانل برشی

پانل برشی از ورق فولادی و قاب دور آن تشکیل شده است. در شکل ۷ پانل برشی تحت بار جانبی افزایش یافته ملاحظه می شود.



شکل ۷: پانل برشی تحت بار جانبی افزایش یافته (Kiggins, 2006)

سختی و مقاومت پانل های برشی

دو عامل مهم در سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی سختی و مقاومت است که بوسیله دیاگرام بار-تغییر مکان جانبی تعیین می گردد. با توجه به لزوم کنترل تغییر مکان جانبی در ساختمانها سختی سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی از اهمیت خاصی برخوردار می باشد. هر چه سختی سیستم بیشتر باشد تغییر مکان جانبی آن در برابر بارهای جانبی کمتر است.

از دلایل اهمیت تغییر مکان جانبی می توان به تغییر مکان بیش از حد اجزای غیر سازه ای و آسیب رساندن به آنها، اثرات $P-\Delta$ و حفظ تجهیزات حساس در ساختمانهای خاص مثل بیمارستان ها و... اشاره نمود.

دیاگرام بار-تغییر مکان برشی پانل برشی که با توجه به تئوری ارائه شده توسط دکتر صبوری و همکاران بدست می آید در زیر شرح داده شده است. برای بدست آوردن این دیاگرام ایشان ورق فولادی و قاب را از یکدیگر تفکیک نموده و دیاگرام مذکور را برای هر یک بدست آورده اند، سپس با جمع آثار آنها به دیاگرام بار-تغییر مکان برشی پانل برشی دست یافته اند. (Roder, 2004&Trembley, 2007)

دیاگرام بار-تغییر مکان برشی ورق فولادی

دیاگرام بار-تغییر مکان برشی در ورق فولادی به تحلیل توزیع بار بین محورهای اصلی و فرمول های مربوط به تغییر مکان در این نوع ورق ها می پردازد. برای شروع، این دیاگرام نمایش دهنده نیروها و مومنت های برشی در ورق فولادی است که مستقیماً با تغییر مکان و تغییر شکل ورق مرتبط است.

۱- دیاگرام بار-تغییر مکان برشی در ورق فولادی

۱. نیروها و مومنت های برشی:

- نیروها و مومنت های برشی در ورق فولادی می توانند ناشی از بارهای خارجی یا داخلی باشند. برای مثال، بارهای موازی با صفحه (مانند باد یا برف) یا بارهای عمودی (وزن ساختمان یا بارهای ناشی از تجهیزات)

۲. توزیع بارها:

- دیاگرام بار-تغییرمکان برشی نشان می‌دهد که نیروها و مومنت‌های برشی چگونه در طول ورق فولادی توزیع می‌شوند. این توزیع به تحلیل تغییرمکان و تغییر شکل ورق کمک می‌کند.

۳. فرمول‌های مرتبط با تغییرمکان:

- تغییرمکان در ورق فولادی می‌تواند با استفاده از روابط و فرمول‌های مختلف محاسبه شود، که شامل موارد زیر می‌شود:

■ نیروهای برشی و مومنت‌های برشی:

- در نقاط مختلف ورق، نیروهای برشی و مومنت‌های برشی باید محاسبه شوند. برای نمونه، نیروهای برشی می‌توانند با استفاده از مجموع نیروهای برشی برای تمام محورها محاسبه شوند.

■ تغییر شکل ورق:

- این تغییر شکل می‌تواند به عنوان تابعی از نیروها و مومنت‌های برشی و همچنین خواص مکانیکی ورق (مانند مدول الاستیسیته و عرضه) محاسبه شود.
- در مورد دیاگرام بار-تغییرمکان برشی و فرمول‌های مرتبط با محاسبات تغییرمکان در ورق فولادی، به صورت کلی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

• ۱. دیاگرام بار-تغییرمکان برشی

دیاگرام بار-تغییرمکان برشی در ورق فولادی نشان دهنده توزیع نیروهای برشی و مومنت‌های برشی در امتداد طول ورق است. این دیاگرام به طراحان و مهندسان کمک می‌کند تا نقاط ضعف ورق را شناسایی کرده و در نتیجه، اقدامات تقویتی مورد نیاز را اعمال کنند.

• ۲. فرمول‌های محاسباتی

برای محاسبه تغییرمکان ورق فولادی به وسیله نیروهای برشی و مومنت‌های برشی، از روابط و فرمول‌های زیر استفاده می‌شود:

الف) تعیین نیروهای برشی و مومنت‌های برشی:

۱. نیروهای برشی V_x و V_y :

- نیروهای برشی در هر نقطه ورق برابر با مجموع نیروهای برشی محورهای اصلی در آن نقطه است.
- فرمول کلی $V_x = Q_x I_x$ و $V_y = Q_y I_y$ که در اینجا:

$$Q_x = \frac{V_x}{I_x} \quad \text{و} \quad Q_y = \frac{V_y}{I_y}$$

$$I_x = \frac{V_x}{Q_x} \quad \text{و} \quad I_y = \frac{V_y}{Q_y}$$

۲. مومنت برشی M_{xy} :

- مومنت برشی در ورق فولادی نیز می‌تواند به صورت زیر محاسبه شود: $M_{xy} = M_x' S_y' + M_y' S_x'$ که در اینجا:
- $M_x' = \frac{M_{xy}}{S_y'}$ و $M_y' = \frac{M_{xy}}{S_x'}$ مومنت‌های برشی در محورهای دیگر.
- $S_x' = \frac{M_{xy}}{M_y'}$ و $S_y' = \frac{M_{xy}}{M_x'}$ جانشین‌های مومنت برشی.

• ۳. نکات مهم:

- تحلیل دقیق دیاگرام بار-تغییرمکان برشی به کمک این فرمول‌ها و روابط، درک و تحلیل مناسبی از رفتار ورق فولادی را فراهم می‌کند.
- محاسبه دقیق تغییرمکان و شکل‌دهی ورق فولادی باید با استفاده از خواص مکانیکی متریال ورق (مانند مدول الاستیسیته، عرضه و ...) صورت گیرد.

این فرمول‌ها و روابط به مهندسان و طراحان اجازه می‌دهند تا به طور دقیق نیروها و تغییر مکان‌های ورق فولادی را محاسبه و مورد ارزیابی قرار دهند، تا بتوانند راهکارهای مناسب برای تقویت و پایدارسازی ورق را پیشنهاد دهند.

دیاگرام بار تغییر مکان برشی قاب

دیاگرام بار-تغییر مکان برشی در قاب‌ها یک ابزار حیاتی برای تحلیل و طراحی بهینهٔ ساختمان‌ها است. این دیاگرام با نمایش توزیع نیروهای برشی و مومنت‌های برشی، به مهندسان امکان می‌دهد تا اعضای قاب را برای مقاومت بهینه در برابر نیروهای برشی و تغییر مکانات آنها به طور دقیق طراحی کنند و ایمنی ساختمان را بهبود بخشند (Lee, 2005). دیاگرام بار-تغییر مکان برشی در قاب‌ها نشان دهندهٔ توزیع نیروهای برشی و مومنت‌های برشی در اعضای قاب است. این دیاگرام برای تحلیل رفتار اعضای قاب در برابر بارهای خارجی مانند باد، زلزله، و بارهای ناشی از ساختمان و تجهیزات داخلی استفاده می‌شود. مطالعه و تحلیل این دیاگرام به مهندسان و طراحان کمک می‌کند تا اعضای قاب را برای مقاومت بهینه در برابر نیروهای برشی طراحی کنند و در نتیجه، ایمنی و پایداری ساختمان را بهبود بخشند (Hibber 2008).

• مراحل و مفاهیم مرتبط:

۱. نیروهای برشی و مومنت‌های برشی در قاب:

- نیروهای برشی ناشی از بارهای خارجی مانند باد و زلزله، و همچنین از بارهای داخلی مانند وزن ساختمان و تجهیزات، موجب ایجاد مومنت‌های برشی در قاب می‌شوند.
- دیاگرام بار-تغییر مکان برشی نشان می‌دهد که این نیروها و مومنت‌های برشی چگونه در اعضای قاب توزیع می‌شوند.

۲. محاسبه نیروهای برشی و مومنت‌های برشی:

- برای هر عضو قاب، نیروهای برشی و مومنت‌های برشی محاسبه می‌شوند. این محاسبات معمولاً با استفاده از تعادل نیروها و مومنت‌ها بر اساس روابط مکانیکی صورت می‌گیرد.

۳. دیاگرام بار-تغییر مکان برشی:

- این دیاگرام به صورت نموداری توزیع نیروهای برشی و مومنت‌های برشی را در طول اعضای قاب نمایش می‌دهد. به عنوان مثال، در برشی‌ها (shear walls)، نیروهای برشی معمولاً در نقاط تثبیت شده مانند پایه‌ها و در بازه‌های نازک در طول قاب تمرکز می‌شوند.

۴. استفاده از دیاگرام بار-تغییر مکان برشی:

- مهندسان با استفاده از این دیاگرام، قادرند تا نقاط ضعف و قدرت قاب را شناسایی کنند و در نتیجه، اقدامات تقویتی اصلاحی را اعمال کنند.
- این دیاگرام به طراحان اجازه می‌دهد تا برای بهبود کارایی و ایمنی قاب در مقابل بارهای برشی، اقدامات مناسبی را در طراحی و پیاده‌سازی قاب در نظر بگیرند.

فرمول‌های مرتبط با دیاگرام بار-تغییر مکان برشی در قاب‌ها برای محاسبهٔ نیروهای برشی و مومنت‌های برشی در اعضای مختلف قاب به صورت زیر است:

۱. نیروهای برشی V_x و V_y :

- نیروهای برشی در هر نقطهٔ قاب برابر با مجموع نیروهای برشی محوره‌های اصلی در آن نقطه است.
- فرمول کلی $V_x = \sum F_x$ و $V_y = \sum F_y$ که در اینجا: $V_x = \sum F_x$ و $V_y = \sum F_y$ نیروهای برشی در جهت محور X و Y در نقطه مورد نظر.

۲. مومنت برشی M_{xy} :

• مومنت برشی در هر نقطه قاب نیز می تواند به صورت زیر محاسبه شود

$$M_{xy} = \sum (r_x \cdot F_y - r_y \cdot F_x) M_{\{xy\}} = \sum (r_x \cdot F_y - r_y \cdot F_x) M_{xy}$$
 که در اینجا:

○ r_x و r_y : فاصله نقطه عمل نیرو از محور X و Y

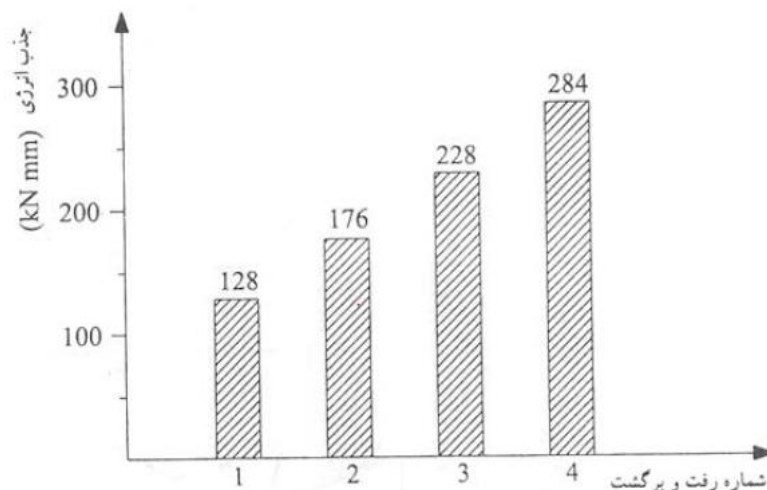
○ F_x و F_y : نیروهای برشی در جهت X و Y در نقطه مورد نظر (ACI, 2015 & AISC, 2014)

• نکات مهم:

- محاسبه دقیق نیروهای برشی و مومنت های برشی در قاب ها معمولاً با استفاده از تعادل نیروها و مومنت ها بر اساس روابط مکانیکی انجام می شود.
- این فرمول ها برای هر نقطه قاب، بر اساس نیاز و شرایط خاص محیط، می توانند تعدیل یا تغییر کنند.
- در طراحی و تحلیل قاب ها، استفاده از این فرمول ها به مهندسان اجازه می دهد تا توزیع نیروهای برشی و مومنت های برشی را در اعضای قاب تحلیل کرده و به طور مناسب برای ایمنی و پایداری ساختمان اقدامات لازم را انجام دهند.
- این فرمول ها به مهندسان امکان می دهند تا با دقت بیشتری نیروهای برشی و مومنت های برشی در قاب ها را محاسبه کرده و طراحی های خود را بر اساس آنها بهبود بخشند، تا به دست آوردن یک ساختمان با عملکرد بهینه و ایمنی مطلوب برسند.

جذب انرژی پانل برشی

همانطور که ذکر شد منحنی های هیستریزیس پانل های برشی S شکل و پایدار بوده است. میزان جذب انرژی سیستم مذکور که در واقع سطح زیر منحنی های هیستریزیس آنها می باشد، قابل توجه است. همچنین با افزایش تغییر مکان در هر سیکل سطح زیر منحنی هیستریزیس نسبت به سیکل قبل افزایش می یابد. در شکل ۱۶ این افزایش از یک دوره به دوره بعد برای منحنی های مذکور آورده شده است.



شکل ۱۶: وضعیت جذب انرژی در دوره های متوالی مربوط به ورق فولادی بدون باز شو در نمونه SW۱۵ (Lin, 2007).



برای بهبود منحنی های هیستریزیس و افزایش جذب انرژی (افزایش سطح زیر منحنی های هیستریزیس) در دیوارهای برشی فولادی به دو صورت می توان عمل نمود.

-افزایش ضخامت ورق فولادی

-تقویت ورق فولادی به کمک سخت کننده ها

راه حل اول کاملاً غیر اقتصادی و پرهزینه می باشد، زیرا برای بهبود منحنی های هیستریزیس دیوارهای مذکور لازم است ضخامت ورق فولادی آنقدر افزایش یابد تا ورق قبل از جاری شدن کمانش ننماید که این افزایش ضخامت بسیار قابل توجه بوده و لذا غیر اقتصادی است. راه حل دوم که از طریق تقویت ورق فولادی به کمک سخت کننده ها حاصل می گردد، کاملاً موثر و اقتصادی می باشد. در آزمایشهایی که توسط تاکاهاشی و همکاران بر روی تعدادی پانل برشی فولادی با ضخامت هتئوگن و سخت کننده ها با ابعاد، فواصل و آرایش های متفاوت انجام گرفت، نشان داده شده است، با تقویت موثر ورق فولادی می توان منحنی های هیستریزیس را در دیوارهای برشی فولادی از S شکل به دوکی شکل تبدیل کرده و بدین ترتیب با افزایش سطح زیر منحنی های مذکور میزان جذب انرژی را بالا برده و رفتار دیوارهای مذکور را بهبود بخشید. (Fahrestoke, 2007)

نتیجه گیری

تحقیقات انجام شده در زمینه سیستم های مهاربند واگرا (EBF) و پانل های برشی نشان می دهند که هر دو سیستم به عنوان روش های موثر برای افزایش مقاومت سازه ها در برابر زلزله عمل می کنند. مهاربندهای واگرا با توزیع مناسب نیروها و افزایش شکل پذیری، به کاهش خسارات سازه های در زلزله های شدید کمک می کنند، در حالی که پانل های برشی با افزایش سختی و قابلیت توزیع نیروهای برشی، باعث افزایش پایداری و کاهش تغییر شکل های جانبی سازه می شوند. آزمایش های عملی و تحلیل های عددی متعدد، کارایی این سیستم ها را تایید کرده و نشان داده اند که استفاده از آنها می تواند به طور مؤثری از خرابی های سازه های در زلزله های شدید جلوگیری کند. در مجموع، بهره گیری از سیستم های مهاربند واگرا و پانل های برشی به عنوان راه حل های بهینه برای مقاوم سازی و افزایش ایمنی سازه ها در برابر زلزله توصیه می شود.

A review of the research carried out on divergent bracing systems and shear panels

Shahram Tabasheri

Ph.D. student in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Zanjan Branch, Islamic Azad University, Zanjan, Iran.

ABSTRACT

Eccentrically braced frames (EBF) and shear panels are among the most effective methods for seismic retrofitting of structures. Research shows that EBF systems, by appropriately distributing forces and increasing ductility, help reduce structural damage during severe earthquakes. Laboratory experiments and numerical modeling confirm these systems' ability to withstand large deformations. On the other hand, shear panels, due to their high stiffness and capability to



distribute shear forces, enhance stability and reduce lateral deformations of structures. Practical studies and numerical analyses have demonstrated that these panels can prevent structural failures in severe earthquakes. Overall, the use of EBF systems and shear panels is recommended as effective solutions for seismic retrofitting. With their unique characteristics, these systems play a crucial role in enhancing the safety and stability of structures.

Keywords: Structural retrofitting, distribution of shear forces, stability, and safety of structures.

منابع

آقا کوچک، علی اکبر، ۱۳۹۴، مطالعه عددی و آزمایشگاهی میراگر جاریشونده با مشخصه‌های مناسب برای استفاده در قابهای فولادی ساده، رساله دکتری، دانشگاه تربیت مدرس

- 1 Leet, K., & Uang, C. M. (2005). *Fundamentals of Structural Analysis* (2nd ed.). McGraw-Hill Education.
- 2 Hibbeler, R. C. (2008). *Structural Analysis* (7th ed.). Pearson Education, Inc.
- 3 American Concrete Institute. (2015). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318)*. American Concrete Institute.
- 4 American Institute of Steel Construction. (2014). *Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360)*. American Institute of Steel Construction.
- 5 Berman, J. W., & Bruneau, M. (2008). Cyclic testing of a buckling restrained braced frame with unconstrained braces. *Engineering Structures*, 30(1), 24-35. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.03.005>
- 6 Chen, C. C., & Mahin, S. A. (2008). Experimental studies of the seismic behavior and retrofit of braced steel frame systems. *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 19-27. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:1\(19\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:1(19))
- 7 Roeder, C. W., & Popov, E. P. (2004). Eccentrically braced steel frames for earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 343-352. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(343\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(343))
- 7 Tremblay, R., & Lacerte, M. (2007). Seismic behavior and design of low-rise steel buildings with eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 133(10), 1494-1502. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:10\(1494\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:10(1494))
- 9 Sabelli, R., & Mahin, S. A. (2006). Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 28(5), 518-539. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.09.011>
- 10 Black, C. J., Makris, N., & Aiken, I. D. (2004). Component testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained braces. *Journal of Structural Engineering*, 130(3), 392-403. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:3\(392\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(392))
- 11 Takeuchi, T., Ida, M., Wada, A., & Motoyui, S. (2010). Seismic performance of eccentrically braced frames with shear links incorporating low-yield steel. *Journal of Structural Engineering*, 136(5), 535-543. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000141](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000141)
- 12 Kiggins, S., & Uang, C. M. (2006). Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system. *Engineering Structures*, 28(11), 1525-1532. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.02.014>
- 13 Kasai, K., & Roeder, C. W. (2005). Eccentric braced frames with hysteretic dampers: performance and design. *Journal of Structural Engineering*, 131(10), 1478-1489. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:10\(1478\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:10(1478))
- 14 Chou, C. C., & Chen, S. Y. (2010). Subassembly tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(11), 1346-1358. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.04.018>
- 15 Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., & DeVall, R. (2006). Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(2), 183-198. <https://doi.org/10.1139/105-103>
- 26 Tsai, K. C., Lai, J. W., Hwang, Y. H., & Lin, S. L. (2008). Seismic performance of steel frames with dual-core buckling-restrained braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(8-9), 1091-1103. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.04.001>
- 17 Iwata, M., & Murai, M. (2006). Buckling-restrained brace using steel mortar planks: performance evaluation as a hysteretic damper. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(14), 1807-1826. <https://doi.org/10.1002/eqe.612>
- 18 Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A., & Fujimoto, M. (2004). Properties of braces encased in buckling-restraining concrete and steel tube. *Journal of Structural Engineering*, 130(3), 403-409. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:3\(403\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(403))
- 19 Inoue, K., & Kuwahara, K. (2004). Seismic rehabilitation of steel frames with buckling-restrained braces. *Journal of Structural Engineering*, 130(6), 863-872. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:6\(863\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:6(863))



- 20 Chou, C. C., & Uang, C. M. (2007). Effects of boundary conditions on energy dissipation behavior of buckling-restrained braces. *Journal of Structural Engineering*, 133(2), 171-180. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:2\(171\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:2(171))
- 21 Nakashima, M., & Inoue, K. (2003). Behavior of steel frames with column bases exposed to varying axial force and cyclic lateral displacements. *Journal of Structural Engineering*, 129(9), 1205-1214. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:9\(1205\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:9(1205))
- 22 Tsai, K. C., Chen, H. W., Hong, C. P., & Su, Y. F. (2004). Design and analysis of steel frames with buckling-restrained braces. *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 378-384. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(378\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(378))
- 23 Lin, C. H., & Tsai, K. C. (2007). Seismic analysis of steel frames with slit dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 63(3), 403-411. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.05.015>
- 24 Fahnstock, L. A., Ricles, J. M., & Sause, R. (2007). Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame. *Journal of Structural Engineering*, 133(9), 1205-1214. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:9\(1205\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:9(1205))
- 25 Timler, P. A., & Kulak, G. L. (1983). Experimental study of steel plate shear walls. *Structural Engineering Report 114*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.
- 26 Kulak, G. L. (1986). Unstiffened steel plate shear walls: static and seismic behaviour. In M. N. Pavlovic (Ed.), *Steel Structures: Recent Research Advances and their Applications* (pp. 561-580). London: Elsevier Applied Science.
- 27 Höglund, T. (1971). Simply supported thin plate I-girders without web stiffeners subjected to distributed transverse load. In *IABSE Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength*. London.
- 28 Roberts, T. M., & Sabouri-Ghomi, S. (1991). Hysteretic characteristics of unstiffened plate shear panels. *Thin-Walled Structures*, 12, 145-162. [https://doi.org/10.1016/0263-8231\(91\)90044-6](https://doi.org/10.1016/0263-8231(91)90044-6)
- 29 Thorburn, L. J., Kulak, G. L., & Montgomery, C. J. (1983). Analysis and design of steel shear wall systems. *Structural Engineering Report 107*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.
- 30 Engelhardt, M. D., & Popov, E. P. (1988). Seismic eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 10, 321-354. [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(88\)90010-6](https://doi.org/10.1016/0143-974X(88)90010-6)
- 31 Ricles, J. M., & Popov, E. P. (1994). Inelastic link element for EBF seismic analysis. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(2), 441-463. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:2\(441\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:2(441))
- 32 Dusicka, P., Itani, A. M., & Buckle, I. G. (2010). Cyclic behavior of shear links of various grades of plate steel. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 136(4), 410-418. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000115](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000115)
- 33 Vetr, M. G. (1998). Seismic behavior, analysis and design of eccentrically braced frames with vertical shear links (PhD thesis). University of Technology, Darmstadt.
- 34 Shayanfar, M., Rezaeian, A., & Taherkhani, S. (2008). Assessment of the seismic behavior of eccentrically braced frame with double vertical link (DV-EBF). In 14th World Conference on Earthquake Engineering (pp. 12-17). Beijing, China.
- 35 Roeder, C. W., & Popov, E. P. (1977). Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames under cyclic loadings. Report No. UCB/EERC-77/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- 36 Popov, E. P. (1981). Recent research on eccentrically braced frames. In Proceedings of the Structural Engineers Association of California Conference (pp. 15-19). Sacramento, CA.
- 37 Manheim, D. N. (1982). On the design of eccentrically braced frames (DEng thesis). Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, USA.
- 38 Kasai, K., & Popov, E. P. (1986). A study of seismically resistant eccentrically braced frames. Report No. UCB/EERC-86/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- 39 Okazaki, T., Engelhardt, M. D., Drolas, A., Schell, E., Hong, J. K., & Uang, C. M. (2009). Experimental investigation of link-to-column connections in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(8-9), 1401-1412. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.02.016>
- 40 Engelhardt, M. D. (2007). Design of seismic-resistant steel building structures. University of Texas at Austin.
- 41 Prinz, G. S., & Richards, P. W. (2009). Eccentrically braced frame links with reduced web sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10-11), 1971-1978. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.05.015>