Archive of SID

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۵)
دوره‌ی ۲ - ۳۲، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۶۷-۷۸

Original Article

اثر ورق نازک فولادی پُرکننده در رفتار مهاربند واگرای هشت

مجید قلهکی * **(استادیار)**
سید میثم احمدی (کارشناس ارشد)
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهاربندهای واگرا به‌دلیل داشتن هر دو مزیت شکل‌پذیری و سختی مناسب، از دهه‌ی ۷۰ میلادی مورد توجه پژوهشگران قرارگرفته‌اند. همچنین دیوار برشی فولادی نیز به دلیل مزایای عمده‌ی رفتاری، بیش از ۴ دهه است که در طرح و تقویت ساختمان‌ها به‌کارگرفته می‌شود. در این نوشتار سعی شده است رفتار ترکیبی این دو سیستم در سه حالت وجود ورق‌های کناری، وسط و کل دهانه و با ضخامت‌های مختلف ورق، پارامترهای رفتاری سیستم مورد بررسی و مقایسه قرارگیرد. نتایج حاکی از افزایش جذب انرژی، مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و ضریب رفتار سیستم نسبت به حالت مهاربند واگراست. در ادامه، نیز روابط تحلیلی برای طراحی این سیستم ترکیبی ارائه شده است.

واژگان کلیدی: مهاربند واگرا، دیوار برشی فولادی، سختی، ضریب رفتار، جذب انرژی.

mgholhaki@semnan.ac.ir
meysam_ahmadii@yahoo.com

۱. مقدمه

یکی از سیستم‌های رایج و مؤثر مقاوم در برابر زلزله، قاب مهاربندی جانبی است. استفاده از قاب مهاربندی‌شده به اوایل قرن بیستم میلادی بر می‌گردد. از ویژگی‌های مهم قاب‌های مهاربندی، سختی مناسب و قابل توجه آنها در مقایسه با قاب‌های خمشی است. یکی از محدودیت‌های قاب‌های خمشی، سختی کم در برابر بارهای جانبی و در نتیجه ایجاد تغییرمکان‌های نسبتاً قابل ملاحظه‌ی آنهاست. در یک قاب خمشی، معیار سختی در مقابل معیار مقاومت، کنترل‌کننده‌تر است. البته این امر از اهمیت کنترل معیار مقاومت و شکل‌پذیری در قاب‌های خمشی نمی‌کاهد. در زلزله‌ی سال ۱۹۷۱ سان فرناندو، عملکرد رضایت‌بخش سیستم‌های مهاربندی مورد توجه قرارگرفته است. دو نوع سیستم مهاربندی جانبی موسوم به قاب‌های مهاربندی هم‌گرا (CBF)[۱] و قاب‌های مهاربندی واگرا (EBF)[۲] مورد توجه پژوهشگران و طراحان قرارگرفته است. در قاب‌های مهاربندی هم‌گرا، اتلاف انرژی توسط مهاربندها و در قاب‌های مهاربندی واگرا، توسط رفتار شکل‌پذیر تیر پیوند صورت می‌پذیرد. قاب‌های خمشی خصوصاً قاب‌های خمشی ویژه را می‌توان به‌عنوان یک سیستم باربر لرزه‌یی با شکل پذیری زیاد و سختی کم قلمداد کرد. از طرف دیگر، قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی هم‌گرا هر چند سختی زیاد و مناسب دارند، لیکن شکل‌پذیری قابل ملاحظه‌یی ندارند. قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی واگرا در واقع ترکیب مناسبی از قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی هم‌گرا هستند، که هر دو خاصیت سختی و شکل‌پذیری را به‌طور هم‌زمان دارند. این قاب‌ها در اوایل سال ۱۹۷۰ میلادی برای اولین بار در ژاپن مورد استفاده قرار گرفته‌اند.[۱] نقش اساسی جذب و استهلاک انرژی زلزله توسط تیر پیوند انجام می‌شود. به‌بیان دیگر، تیر پیوند مانند فیوز عمل می‌کند و با رفتار شکل‌پذیر خود، اولاً ضریب رفتار در سیستم تأمین و ثانیاً، تلاش‌های طراحی در سایر اعضاء (تیر خارج پیوند، مهاربندها، و ستون‌ها) توسط تیر پیوند تعیین می‌شود. در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران،[۲] ضریب رفتار برای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی واگرا، عدد ۷ در نظر گرفته شده است. مطالعاتی که در دانشگاه برکلی طی سال‌های ۱۹۷۸ الی ۱۹۸۹ میلادی انجام گرفته است، مؤید مزیت‌های فراوان قاب‌های مهاربندی واگرا بوده است، که استفاده از این سیستم باربر جانبی لرزه‌یی را در آمریکا متداول کرده است.[۳و۴]

۲. مطالعات و آزمایش‌های انجام‌شده

مطالعات بر روی قاب‌های مهاربندی واگرا از اواسط دهه‌ی ۷۰ میلادی با انجام آزمایش‌های شبه‌استاتیک بر روی یک قاب ۳ طبقه‌ی EBF در مقیاس یک سوم در سال ۱۹۷۷ آغاز،[۵] و در ادامه، یک مدل ساختمانی ۵ طبقه در مقیاس یک سوم در سال ۱۹۸۲ بر روی میز لرزان آزمایش شده است.[۶] آزمایش‌هایی بر روی تیرهای رابط جداسازی‌شده در سال‌های ۱۹۸۳ و ۱۹۸۴ انجام،[۷و۸] و نیز زیرمجموعه‌های EBF شامل تیر رابط، تیر و دال، در سال‌های ۱۹۸۶ و

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۱۲/۲۴، اصلاحیه ۱۳۹۳/۴/۱۸، پذیرش ۱۳۹۳/۵/۱۸.

www.SID.ir

Archive of SID

۱۹۸۷ آزمایش شده‌اند.[۹-۱۱] این آزمایش‌ها حاکی از آن بود که در تسلیم‌شدگی برشی، تیرهای رابط کوتاه EBF شکل‌پذیر و قاب‌ها در مقابل بار لرزه‌یی مقاوم هستند. اصول طراحی ظرفیت و پایداری متناوب قاب‌های با مهاربندی واگرا در سال ۲۰۰۴ مورد بررسی قرار گرفته است.[۱۲] در سال ۲۰۰۶ نیز یک مطالعه‌ی عددی و آزمایشگاهی بر روی یک نمونه‌ی مهاربند واگرا انجام شده است، که هدف آن بررسی و مطالعه‌ی تیرهای قوطی‌شکل به منظور کنترل و تأمین پایداری پیچشی تیرهای پیوند بوده و نتیجه‌شده است که برای پایه‌های پل‌ها و برج‌ها و محل‌هایی که تأمین مهار جانبی برای تیر پیوند مقدور نیست، می‌توان از مقاطع قوطی‌شکل برای تیر پیوند استفاده کرد، چرا که این مقاطع به‌طور ذاتی پایداری پیچشی دارند.[۱۳] همچنین آزمایش‌های شبه‌دینامیکی توسط گروه مشترک ایالات متحده‌ی آمریکا و ژاپن در یک برنامه‌ی مشترک در سال‌های ۱۹۸۷ و ۱۹۸۹ بر روی یک قاب ساختمانی EBF در مقیاس کامل انجام شده است.[۱۴و۱۵] آزمایش یک ساختمان با قاب EBF در مقیاس یک سوم بر روی میز لرزان در سال ۱۹۸۸ انجام شده است.[۱۶] تیرهای رابط برشی ساخته‌شده در مقیاس کامل برای دهانه‌ی پل معلق خودمهارشده‌ی سانفرانسیسکو ـ اوکلند در سال ۲۰۰۰ در دانشگاه کالیفرنیا آزمایش شده است.[۱۷] تیرهای رابط بلند و کوتاه جداسازی‌شده که از فولاد A۹۹۲ ساخته شده بودند، در سال ۲۰۰۲ و نیز در سال ۲۰۰۴ در دانشگاه تگزاس آزمایش شدند.[۱۸و۱۹] همچنین اصول طراحی ظرفیت و پایداری متناوب قاب‌های با مهاربندی واگرا در سال ۲۰۰۴ مورد بررسی قرارگرفته است.[۲۰] در پژوهش دیگری نیز در دانشگاه تگزاس (۲۰۰۵) به بررسی کمانش موضعی و اضافه مقاومت و شکست تیرهای رابط در قاب‌های با مهاربندی واگرا پرداخته شده و به منظور بررسی پارامترهای ذکرشده از ۲۳ آزمایش برای مطالعه‌ی عملکرد بارگذاری چرخه‌یی تیرهای رابط در قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرا استفاده شده است. در آزمایش‌های مذکور محدودیت لاغری بال و ضریب اضافه مقاومت برای تیرهای رابط ارزیابی شده‌اند و نمونه‌های آزمایشی تیرهای رابط از ۵ نوع مقطع متفاوت، که همگی بر طبق استاندارد فولاد ASTM-A۹۹۲ ساخته شده بودند، دامنه‌های متفاوتی از تسلیم برشی کوتاه تا تسلیم خمشی بلند تیرهای رابط را داشته‌اند.[۲۱]

در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۰ نیز تعداد زیادی آنالیز اجزاء محدود بر روی پانل‌های برشی یک طبقه با سخت‌کننده و ضخامت‌های ورق مختلف با و بدون بازشو انجام شده و نتایج حاکی از آن بوده است که مقاومت و سختی پانل‌ها، با ایجاد بازشو کاهش، ولی شکل‌پذیری افزایش یافته است.[۲۲]

همچنین در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۴،[۲۳] رفتار چرخه‌یی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک در ترکیب با قاب مهاربندی‌شده مورد مقایسه قرار گرفته و نتایج حاکی از آن بوده است که بیشترین سختی کل اولیه مربوط به قاب مهاربندی‌شده‌ی هم‌گرا با المان مهاربند قوطی‌شکل توپر ضرب‌دری و مهارهای فولادی سرد نوردشده‌ی قائم به فاصله‌ی مرکز به مرکز ۴۵۷/۲ میلی‌متر است، که برابر با ۱۳۶ کیلونیوتن بر میلی‌متر شده است و حدود ۲۸٪ بیشتر از سختی پانل برشی با ۲۰ عدد ورق مسطح به ضخامت ۱ میلی‌متر بوده است. در حالی که شکل‌پذیرترین سیستم مربوط به پانل برشی با ۲۰ عدد ورق مسطح به ضخامت ۱ میلی‌متر بوده است، که شکل‌پذیری آن ۳ برابر مدل قاب مهاربندی‌شده‌ی هم‌گرا با المان مهاربند قوطی‌شکل توپر ضرب‌دری و مهارهای فولادی سرد نوردشده‌ی قائم به فاصله‌ی مرکز به مرکز ۴۵۷/۲ میلی‌متر بوده است.

در سال ۲۰۰۶ نیز دو نمونه دیوار برشی فولادی ۳ طبقه، که تفاوت آنها فقط در نوع اتصال تیرهای میانی به ستون‌ها بوده، مورد آزمایش قرار گرفته است.[۲۴] ورق‌ها از فولاد نرم و ستون‌ها از فولاد پر مقاومت بوده‌اند. نتایج حاکی از آن بوده است که ضریب شکل‌پذیری نمونه با اتصال گیردار برابر ۶/۶۳ و برای نمونه با اتصال ساده برابر ۸/۲۴ به‌دست آمده و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر روی سختی اولیه‌ی این دیوارها قابل صرف‌نظرکردن بوده است. مقاومت نمونه با اتصال گیردار حدود ۲۶٪ بیش از مقاومت نمونه با اتصال ساده‌شده و مقدار جذب انرژی نمونه‌ی اتصال گیردار بیشتر از نمونه‌ی اتصال ساده گزارش شده است.

همچنین در سال ۲۰۱۱ در خصوص سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک در حضور مهارهای کششی یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی انجام شده است.[۲۵] میله‌های کششی در واقع یک تضمین‌کننده‌ی خوب برای پایداری اتلاف انرژی به حساب می‌آیند. این سیستم از عناصر مرزی عمودی و افقی و میله‌های کششی و قلاب‌ها تشکیل شده است، که در واقع دو میله‌ی کششی در هر گوشه با زاویه‌ی ۴۵ درجه با عناصر مرزی قائم متصل شده و در کل ۸ میله‌ی کششی وجود داشته است. میله‌های کششی مقدار زیادی از نیروهای داخلی اجزاء مرزی قائم (VBE) را انتقال می‌دهند. قدرت این سیستم به خوبی با تغییر ضخامت ورق پُرکننده و عرض برشی دیوار، تا زمانی که دیوار نیازی به عرض کامل خود در فاصله‌ی بین دو ستون نداشته باشد، قابل کنترل است. برای طراحی این سازه از مدل نواری استفاده شده است. این آزمایش برای ۴ مقطع مختلف المان‌های مرزی قائم و ۳ حالت مختلف برای مهارهای کششی انجام شده است. نتایج نشان داده‌اند که با قوی‌ترشدن المان‌های مرزی قائم، میزان جذب انرژی و مقاومت نهایی افزایش چشم‌گیری داشته و نیز سختی سازه هم افزایش یافته است؛ و با کاهش طول مهارهای کششی، نیروی محوری قابل تحمل بوده و نیز میزان جذب انرژی افزایش یافته است.

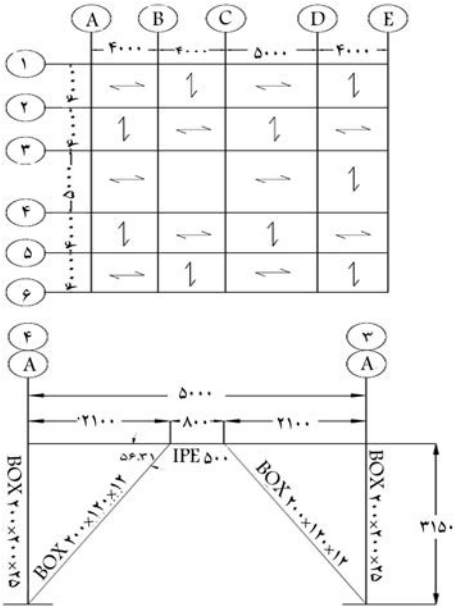
با توجه به بررسی مطالعات انجام‌شده و مزایای بی‌شمار دیوار برشی فولادی و همچنین سختی و شکل‌پذیری مناسب مهاربند واگرا، در هیچ‌یک از مطالعات قبلی به بحث ترکیب این دو سیستم اشاره نشده است. به‌نظر می‌رسد برخی از پارامترهای رفتاری سیستم مهاربند واگرا با افزودن ورق نازک فولادی در گوشه‌ها و وسط یا هر دو قسمت بهبود یابد. لذا در این نوشتار برای اولین بار به بحث ترکیب این دو سیستم و استفاده از مزایای هر دو در پوشاندن نقاط ضعف یکدیگر پرداخته شده است.

۳. مدل‌سازی

در این نوشتار ابتدا یک ساختمان ۵ طبقه که در پلان و ارتفاع کاملاً منظم است، در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی، تحلیل، و طراحی شده و المان‌های سازه‌یی آن از نظر ارضاء ضوابط لرزه‌یی طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان،[۲۶] مورد بررسی و کنترل قرارگرفته‌اند (شکل ۱). مقدار شدت بار مرده و زنده برای طبقات و بام مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان،[۲۷] به ترتیب ۴۵۰، ۶۰۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظرگرفته شده است. خاک زیر پی از تیپ ۲ و نسبت شتاب مبنای طرح برابر ۰/۳۵ در نظرگرفته شده است. سپس یک دهانه از طبقه‌ی اول ساختمان، که مهاربند واگرا دارد، به منظور مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی انتخاب شده است. به منظور انجام بررسی‌های مذکور، یک مدل آزمایشگاهی انتخاب و پس از کالیبره‌کردن مدل و صحت‌سنجی آن در نرم‌افزار آباکوس، مدل‌سازی سازه‌ی مورد بررسی طبق فرضیات و طرح اولیه انجام شده است، و همچنین تحلیل‌های غیرخطی

www.SID.ir

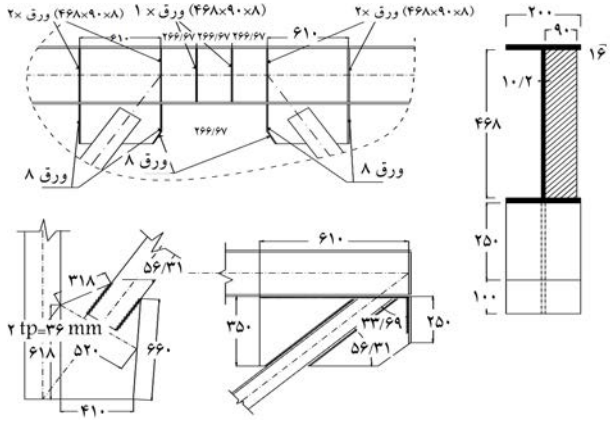
Archive of SID



شکل ۱. ابعاد پلان ساختمان و قاب مهاربندی طبقه‌ی اول (بر حسب میلی‌متر).

جدول ۱. خصوصیات مکانیکی اجزاء قاب مهاربند واگرا.

المان	مدول کشسانی (kN/mm^2)	تنش تسلیم (N/mm^2)	تنش نهایی (N/mm^2)
ستون	۲۰۶	۳۶۶	۵۵۰
تیر و مهاربند	۲۰۶	۳۱۰	۴۴۶



شکل ۲. جزئیات اجرایی اتصالات قاب مهاربندی (بر حسب میلی‌متر).

روی نمونه‌ها انجام و با هم مقایسه شده‌اند. به‌منظور مقایسه‌ی مدل‌ها از منحنی‌های بار ـ تغییرمکان، که حاصل تحلیل‌های غیرخطی سازه است، استفاده شده است. برای کلیه‌ی اعضاء قاب در مهاربند واگرا و نیز ورق‌های نازک فولادی پُرکننده از المان SHELL چهارگره‌یی با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته استفاده شده است. اتصال تیر به ستون‌ها تماماً از نوع مفصلی انتخاب شده است.

خصوصیات مکانیکی مصالح مورد استفاده در ستون‌ها، تیرها و مهاربندها مطابق جدول ۱ انتخاب شده است.

همچنین جزئیات تیرها و ستون‌ها مطابق شکل ۱ و جزئیات اجرایی اتصالات مطابق شکل ۲ در نظر گرفته شده است.

۴. صحت‌سنجی و حساسیت مش‌بندی

با توجه به اینکه سازه‌ی مورد بررسی در این پژوهش در واقع یک سیستم ترکیبی است، از دو مدل آزمایشگاهی برای صحت‌سنجی استفاده شده است: ۱. مدل مربوط به مهاربند واگرا، ۲. دیوار برشی فولادی با ورق نازک.

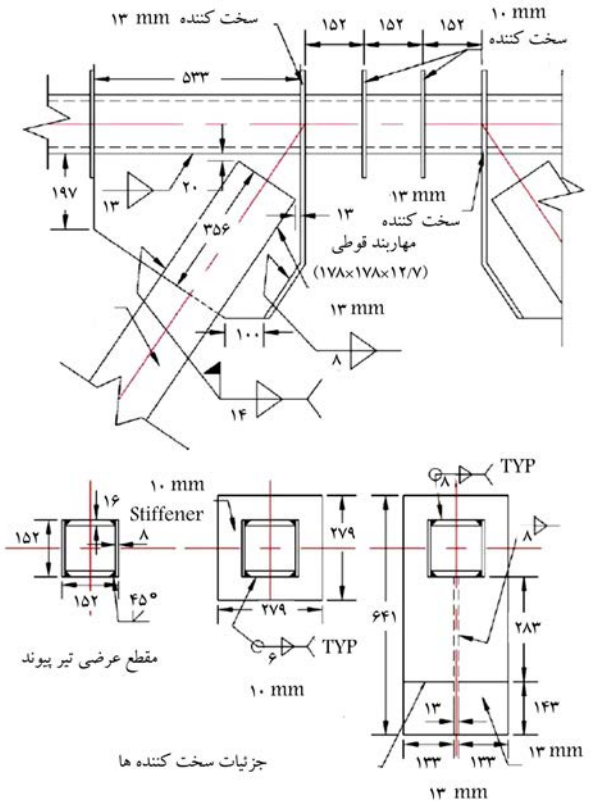
به‌منظور اعتبارسنجی مدل مهاربند واگرا از مدل آزمایشگاهی برمن و برونیو (۲۰۰۶)،[۱۳] مطابق شکل ۳ استفاده شده است. نمونه‌ی آزمایشی شامل ۱ قاب ۱ دهانه‌ی ۱ طبقه با اتصال تیر به ستون صلب و اتصال پای ستون مفصلی است. مطابق آزمایش، بار به‌صورت بارافزون بر نمونه وارد و تغییرمکان نمونه اندازه‌گیری شده است.

به منظور بررسی حساسیت مش‌بندی نسبت به نتایج، از ابعاد مش مختلف مطابق شکل ۴ و در نهایت از مش به ابعاد ۲۵ میلی‌متر با توجه به تطبیق بهتر نتایج استفاده شده است.

سپس با این بُعد شبکه، رفتار چرخه‌یی مدل با نمونه‌ی آزمایشگاهی مورد صحت‌سنجی قرارگرفته است، که نتایج حاکی از تطابق مناسب بین مدل آزمایشگاهی و اجزاء محدود است (شکل ۵).

به منظور اعتبارسنجی مدل‌سازی دیوار برشی فولادی با ورق نازک، از مطالعه‌ی آزمایشگاهی نمونه‌ی دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر ۳ طبقه که توسط قلهکی و صبوری (۲۰۰۶) انجام شده بود استفاده شده است.[۲۴] نمونه‌ی آزمایشی مطابق شکل ۶، شامل یک قاب ۳ طبقه‌ی ۱ دهانه با اتصال تیر به ستون مفصلی برای تیرهای میانی و اتصال گیردار برای تیر فوقانی بوده است.

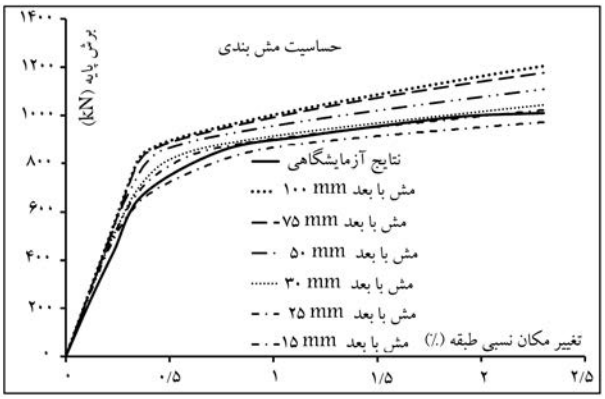
به منظور بررسی حساسیت مش‌بندی، از مش‌های با ابعاد مختلف مطابق شکل ۷ استفاده و نتایج با یکدیگر مقایسه شده است. بر این اساس از مش به



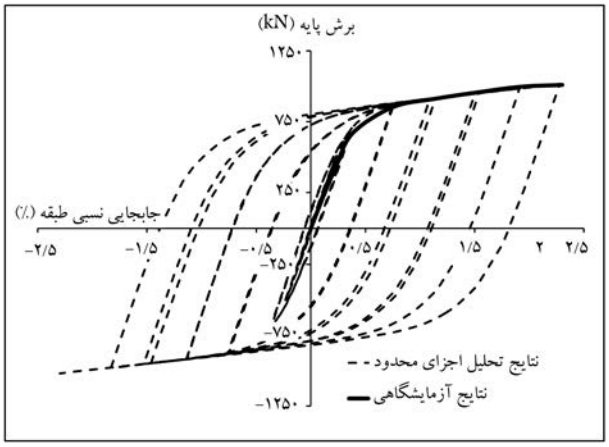
شکل ۳. جزئیات مدل آزمایشگاهی مهاربند واگرا.[۱۳]

www.SID.ir

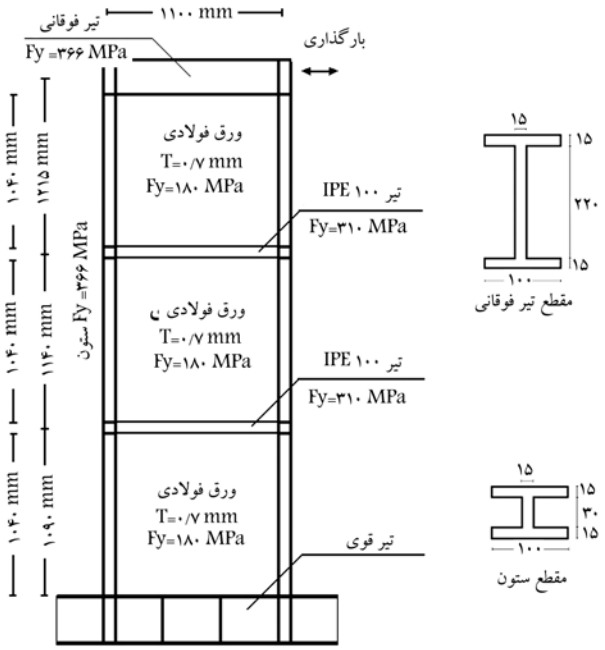
Archive of SID



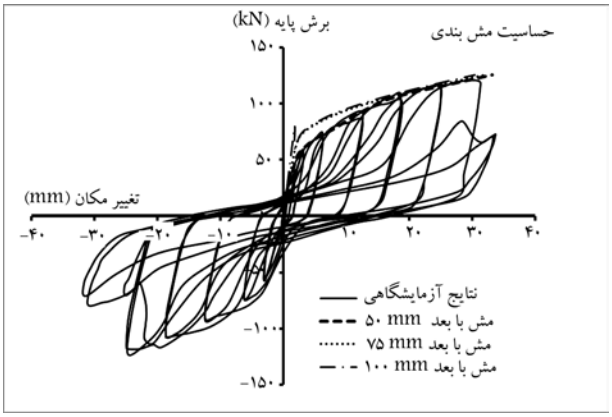
شکل ۴. حساسیت مش‌بندی مدل مهاربند واگرا با ابعاد مش مختلف.



شکل ۵. تطابق بین رفتار نمونه‌ی آزمایشگاهی مهاربند واگرا و مدل اجزاء محدود.



شکل ۶. جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی ۳ طبقه.[۲۴]



شکل ۷. تطابق بین رفتار نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود مدل ۳ طبقه با مش‌های مختلف.

ابعاد ۵۰ میلی‌متر برای ورق دیوار برشی فولادی با توجه به تطابق بهتر بین نتایج آزمایشگاهی و اجزاء محدود استفاده شده است.

۵. روابط تحلیلی محاسبه‌ی سختی دیوار برشی فولادی و قاب مهاربند واگرا

سختی یک ورق فولادی تحت برش خالص از رابطه‌ی ۱ به‌دست می‌آید:[۲۸]

$$K_{plate} = \frac{bt}{d}\frac{\tau_{cr} + \frac{1}{2}\sigma_{ty}}{\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E}} \qquad (1)$$

که در آن، b عرض ورق، t ضخامت، d ارتفاع ورق، و τ_{cr} تنش برشی حد کمانش است که از رابطه‌ی ۲ به‌دست می‌آید و برای ورق‌های نازک تقریباً برابر صفر است. همچنین E مدول کشسانی، G مدول برشی، و σ_{ty} تنش حد کششی ورق است؛ که از رابطه‌ی ۳ به‌دست‌آمده و در آن θ زاویه‌ی میدان کشش قطری و σ_0 تنش حد جاری‌شدن ورق است.[۲۸]

$$\tau_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \leq \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} \qquad (2)$$

$$3\tau_{cr}^2 + 3\tau_{cr}.3\sigma_{ty}.\sin 2\theta + \sigma_{ty}^2 - \sigma_0^2 = 0 \qquad (3)$$

در صورتی که ورق بسیار نازک و $\tau_{cr} = 0$ باشد، رابطه‌ی ۱ به‌صورت ساده‌تر (رابطه‌ی ۴) تبدیل می‌شود:[۲۸]

$$K_{plate} = \frac{Ebt}{4d} \qquad (4)$$

همچنین سختی مهاربند واگرا (با قاب ساده) از رابطه‌ی ۵ به‌دست می‌آید:[۲۸]

$$K_{\mathrm{EBF}} = \frac{E}{\frac{a^3}{2c^2 A_b} + \frac{c}{2A_g} + \frac{d^2.(b-2c)^2}{12(I_g.b)}} \qquad (5)$$

که در آن، I_g ممان اینرسی تیر، A_g سطح مقطع تیر، و A_b سطح مقطع مهاربند است و بقیه‌ی پارامترها در شکل ۸ نشان داده شده است.

در شکل‌های ۹ و ۱۰، نحوه‌ی جمع‌پذیری ورق‌ها و مهاربند واگرا و مقایسه‌ی سختی مهاربند واگرا و پانل برشی فولادی نشان داده شده است.

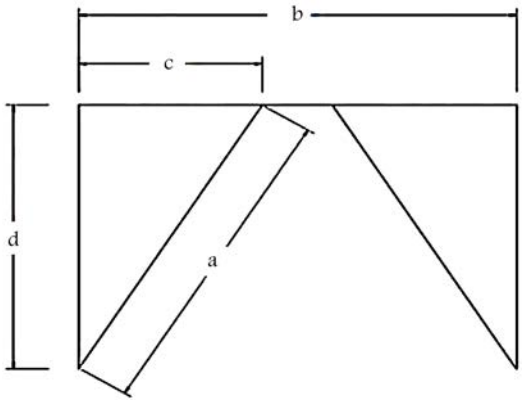
مطابق جدول ۲ و با توجه به مقایسه‌ی بین نتایج تحلیلی و عددی (و نیاز به مبانی طراحی این سیستم با مطالعات انجام‌شده) مشخص شده است که ورق‌های

www.SID.ir

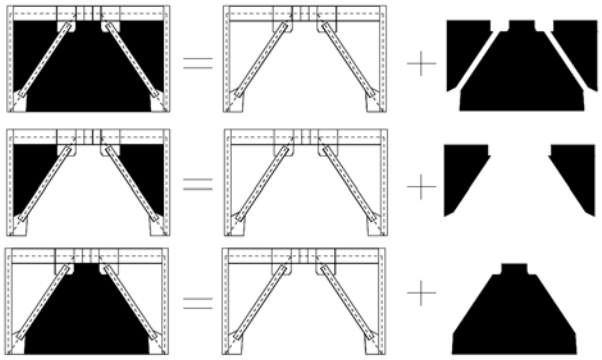
Archive of SID

جدول ۲. مقایسه‌ی نتایج سختی سیستم‌های ترکیبی از دو روش اجزاء محدود و روابط پیشنهادی.

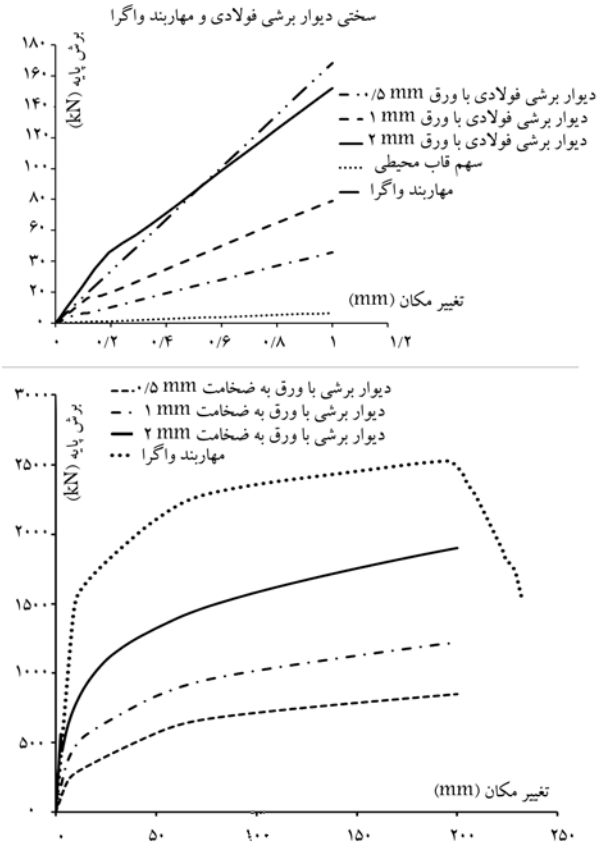
سیستم سازه‌یی		ضخامت ورق پُرکننده (mm)	سختی اجزاء محدود (Kn/mm)	سختی فرمول (kN/mm)	میزان اختلاف دو روش (٪)	سهم ورق
مهاربند واگرا		...	۱۶۸٫۴۲	۱۷۵٫۲	۴٫۰	...
دیوار برشی فولادی		۰٫۵	۴۵٫۷۷	۴۲٫۶۲	−۶٫۹	۳۹٫۲۲
		۱	۸۲٫۴	۸۴٫۲۴	۲٫۲	۷۵٫۸۵
		۲	۱۵۲٫۱۵	۱۷۰٫۴۸	۱۲٫۰	۱۴۵٫۶
سیستم ترکیبی	هر ۳ پانل پوشیده از ورق	۰٫۵	۲۱۶٫۲۳	۲۱۷٫۸۲	۰٫۷	۴۷٫۸۱
		۱	۲۵۸٫۷۳	۲۵۹٫۴۴	۰٫۳	۹۰٫۳۱
		۲	۳۳۹٫۱	۳۴۵٫۶۸	۱٫۹	۱۷۰٫۷
	پانل‌های کناری پوشیده از ورق	۰٫۵	۱۷۸٫۴۹	۱۸۹٫۴	۶٫۱	۱۰٫۶۳
		۱	۱۸۷٫۵	۲۰۳٫۳	۸٫۴	۱۹٫۰۸
		۲	۲۰۵	۲۳۲٫۰۲	۱۳٫۲	۳۶٫۵۸
	پانل میانی پوشیده از ورق	۰٫۵	۲۰۱٫۱۵	۲۰۳٫۶۱	۱٫۲	۳۲٫۷۳
		۱	۲۲۷٫۶	۲۳۱٫۳۶	۱٫۷	۵۹٫۱۸
		۲	۲۷۵٫۴۵	۲۸۸٫۸۵	۴٫۹	۱۰۷



شکل ۸. پارامترهای هندسی مهاربند واگرا.



شکل ۹. جمع‌پذیری ورق‌های فولادی و مهاربند واگرا.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی سختی مهاربند واگرا و پانل برشی فولادی.

www.SID.ir

Archive of SID

کناری تقریباً یک سوم سهم کل و ورق میانی دو سوم سهم کل سختی مربوط به ورق پُرکننده را به خود اختصاص می‌دهند.

همان‌طورکه مشاهده می‌شود، با افزایش ضخامت ورق، میزان خطای محاسبات بین دو روش اجزاء محدود و روابط تحلیلی کمی افزایش می‌یابد. بر این اساس بر حسب مطالعات این نوشتار، در نهایت ۳ رابطه‌ی ۶ الی ۸ پیشنهاد می‌شود:

الف) حالت ۳ پانل پوشیده‌شده از ورق (رابطه‌ی ۶):

$$K_D = \frac{E}{\frac{a^3}{2c^2A_b} + \frac{c}{2A_g} + \frac{d^2.(b-2c)^2}{12(I_g.b)}} + \frac{Eb_pt}{4d_p} \qquad (6)$$

ب) حالت پانل میانی پوشیده‌شده از ورق (رابطه‌ی ۷):

$$K_D = \frac{E}{\frac{a^3}{2c^2A_b} + \frac{c}{2A_g} + \frac{d^2.(b-2c)^2}{12(I_g.b)}} + \frac{2}{3}\frac{Eb_pt}{4d_p} \qquad (7)$$

ج) حالت دو پانل کناری پوشیده‌شده از ورق (رابطه‌ی ۸):

$$K_D = \frac{E}{\frac{a^3}{2c^2A_b} + \frac{c}{2A_g} + \frac{d^2.(b-2c)^2}{12(I_g.b)}} + \frac{1}{3}\frac{Eb_pt}{4d_p} \qquad (8)$$

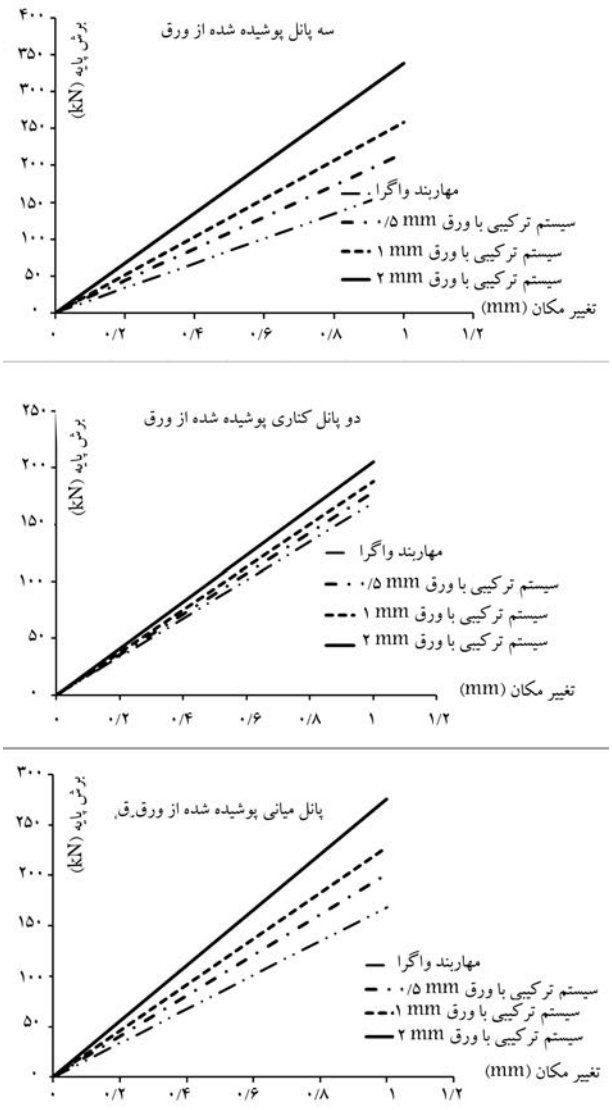
در روابط مذکور، b_p و d_p ارتفاع ورق پانل برشی، t ضخامت ورق و پارامترهای قسمت اول روابط همان پارامترهای مربوط به سختی مهاربند واگراست. اگرچه روابط ذکرشده درخصوص پانل به ابعاد مشخص کالیبره شده‌اند، اما روند کلی کالیبراسیون و تعیین ضرایب سهم هر سیستم در سیستم ترکیبی به همین منوال بوده و لازم است که برای دیگر ابعاد تدقیق شود.

میزان تغییرات سختی سیستم‌های ترکیبی با توجه به نوع پوشش ورق و ضخامت‌های مختلف آن در شکل ۱۱ نشان داده شده است.

در شکل ۱۱، درواقع سختی کشسان سیستم‌های مورد بررسی در هر ۳ حالت قرارگیری ورق‌های پُرکننده با ۳ ضخامت ۰/۵، ۱ و ۲ میلی‌متر نشان داده شده است. همان‌طورکه مشهود است، حضورورق پُرکننده همواره منجر به افزایش سختی سیستم جدید نسبت به مهاربند واگرا شده و افزایش ضخامت ورق نیز همواره منجر به افزایش سختی نسبت به حالت مشابه با ورق نازک‌تر شده است. همچنین سختی سازه در حالتی که تعداد پانل‌های بیشتری با ورق پوشانده شده است، افزایش یافته است.

سخت‌ترین سیستم مربوط به حالت هر ۳ پانل پوشیده‌شده از ورق به ضخامت ۲ میلی‌متر است، که مقدار این سختی برابر ۳۴۵/۶۸ کیلونیوتن بر میلی‌متر و در حالت پانل‌های کناری پوشیده از ورق برابر ۲۳۲/۰۲ کیلونیوتن بر میلی‌متر و در حالت پانل میانی پوشیده از ورق، برابر ۲۸۸/۸۵ کیلونیوتن بر میلی‌متر شده است، که نتایج این بررسی برای حالت‌های مختلف در جدول ۲ جمع‌بندی شده و در شکل ۱۱ مشهود است.

این مسئله بیانگر آن است که برای تأمین سختی مورد نیاز سازه می‌توان به کمک افزایش ضخامت ورق‌ها این نیاز را برطرف کرد. البته این تذکر لازم است که در صورت نیاز به افزایش ضخامت ورق جهت تأمین سختی مورد نیاز حتماً باید ظرفیت تیر و ستون‌ها نیز متناسب با افزایش ضخامت ورق کنترل شود و ظرفیت کمینه‌ی مورد نیاز آن جهت استفاده کامل از ظرفیت کششی ورق توسط تیر و ستون‌های اطراف تأمین شود.



شکل ۱۱. تأثیر ورق های نازک پُرکننده بر سختی مهاربند واگرا.

۶. شکل‌پذیری و ضریب رفتار

ضریب رفتار سازه، ضریبی است که نیروی کشسان را به نیروی طراحی مد نظر آئین‌نامه‌ی لرزه‌یی تبدیل می‌کند. ضریب رفتار به میزان شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه بستگی دارد. ضریب رفتار براساس روش یانگ،[۲۹] از رابطه‌ی ۹ محاسبه می‌شود:

$$R = R_\mu \times R_S \times \gamma \qquad (9)$$

که در آن، R ضریب رفتار، R_μ ضریب کاهشی ناشی از شکل‌پذیری، R_S ضریب اضافه مقاومت، و γ ضریب تنش مجاز است. ضریب اضافه مقاومت، مطابق شکل ۱۲ نسبت نیروی طراحی F_u به نیروی معادل تسلیم سازه F_y است. نیومارک و هال در سال ۱۹۸۲،[۳۰] روابطی را پیشنهاد کرده‌اند که با استفاده از آن می‌توان ضریب کاهشی ناشی از شکل‌پذیری را برای سیستم‌های کشسان ـ کاملاً خمیری یک درجه آزادی، مطابق روابط ۱۰ الی ۱۲ بر حسب میزان شکل‌پذیری سازه محاسبه کرد.

www.SID.ir

Archive of SID

الف) برای زمان‌های تناوب کمتر از ۰٫۰۳ ثانیه (بسامدهای بالای ۳۳ هرتز) (رابطه‌ی ۱۰):

$$R_\mu = ۱ \qquad (۱۰)$$

ب) برای زمان‌های تناوب بین ۰٫۱۲ ثانیه و ۰٫۵ ثانیه (بسامدهای بین ۲ و ۸ هرتز) (رابطه‌ی ۱۱):

$$R_\mu = \sqrt{۲\mu - ۱}, \qquad \frac{\mu}{R_\mu} \geq ۱ \qquad (۱۱)$$

ج) برای زمان‌های تناوب بزرگ‌تر از ۰٫۱ ثانیه (بسامدهای کوچک‌تر از ۱ هرتز) (رابطه‌ی ۱۲):

$$R_\mu = \mu \qquad (۱۲)$$

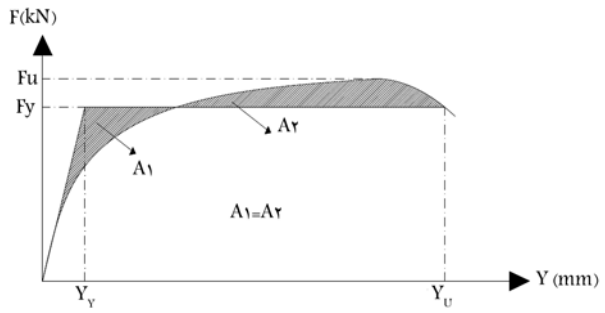
برآورد R_μ در زمان‌های تناوب بین ۰٫۰۳ و ۰٫۱۲ ثانیه و نیز بین ۰٫۵ و ۱٫۰ ثانیه با میان‌یابی بین مقادیر حدی روابط فوق قابل محاسبه است. در روابط ذکرشده، μ مقدار شکل‌پذیری است و مطابق شکل ۱۲ نسبت Y_u به Y_y است.

به منظور تبدیل ضرایب رفتار به مشابه ضرایب استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران، مقدار ضریب تنش مجاز عددی بین ۱٫۳۳ تا ۱٫۴۴ می‌تواند اختیار شود، که در این نوشتار این ضریب برابر ۱٫۴ در نظرگرفته شده است.

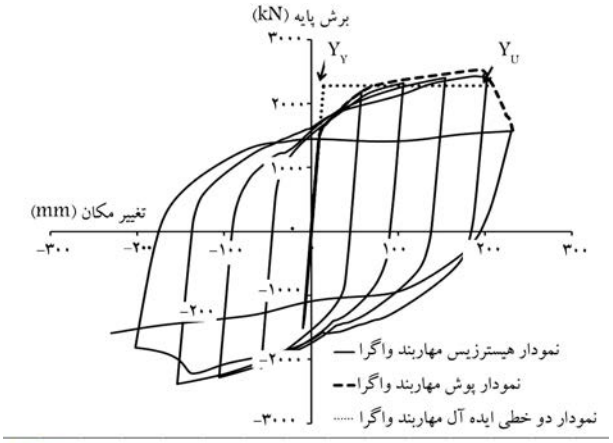
شکل ۱۳، رفتار چرخه‌یی و تغییرشکل قاب مهاربند واگرا را نشان می‌دهد. همان‌طورکه مشاهده می‌شود، در تغییرمکان ۱۶٫۷۶ میلی‌متر، نقاطی از سازه شروع به تسلیم‌شدگی کرده و عمدتاً تسلیم‌شدگی در تیر پیوند رخ داده است. در تغییرمکان حدود ۶۰ میلی‌متر شیب نمودار بار ـ تغییرمکان به طرز چشمگیری کاهش یافته است و تیر پیوند و سخت‌کننده‌های آن کاملاً تسلیم شده و در واقع تیر پیوند وظیفه‌ی خود را کاملاً انجام داده و تا تغییرمکان ۱۹۵ میلی‌متر مقاومت کرده است. در تغییرمکان ۱۹۵٫۵۱ میلی‌متر مود شکست از تیر پیوند به عضو مهاربند فشاری منتقل و مهاربند فشاری در این تغییرمکان وارد عمل شده و شروع به کمانش خارج از صفحه کرده است. تغییرمکان نهایی و تغییرمکان نظیر تسلیم‌شدگی برای مهاربند واگرا طبق منحنی دو خطی ایده‌آل برابر ۲۰۴٫۸۴ و ۱۶٫۷۶ میلی‌متر به دست آمده است، که بر این اساس ضریب شکل‌پذیری برابر ۱۲٫۲، ضریب اضافه مقاومت برابر ۱٫۱۱، و با توجه به انجام آنالیز مودال و تعیین زمان تناوب قاب، ضریب کاهشی ناشی از شکل‌پذیری مطابق رابطه‌ی ۱۱ برابر ۴٫۸۴ به دست آمده است، که با اعمال ضریب تنش مجاز ۱٫۴، ضریب رفتار سیستم برابر ۷٫۵۳ محاسبه شده است. این در حالی است که ضریب رفتار این قاب‌ها در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران برابر ۷ پیشنهاد شده است.

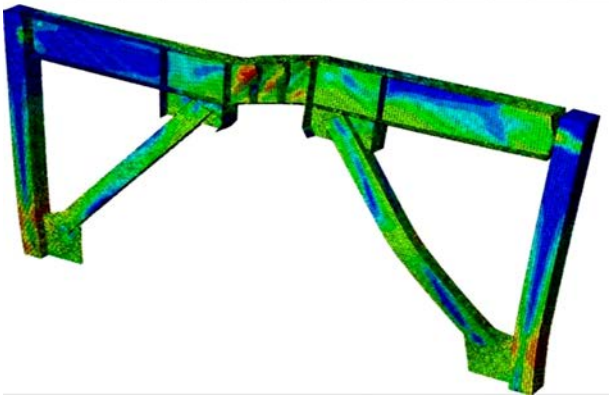
پس از تحلیل قاب مهاربند واگرا، در ۳ حالت مختلف ورق‌های نازک فولادی از جنس مصالح تیر و ستون و مهاربندها با ضخامت‌های مختلف ۰٫۵، ۱ و ۲ میلی‌متر در قاب مهاربندی نصب شده‌اند. شکل ۱۴، نتایج بار تغییرمکان را در هر ۳ حالت قرارگیری ورق‌های پُرکننده‌ی فولادی در ۳ پانل قاب، پانل میانی، و پانل‌های کناری و ضخامت‌های مختلف ورق نشان می‌دهد.

بر این اساس مطابق جدول ۳، ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت، زمان تناوب و ضریب کاهشی ناشی از شکل‌پذیری هر یک از سیستم‌ها تعیین و براساس آنها ضریب رفتار هر سیستم محاسبه شده است. در این جدول همچنین میزان درصد تغییرات (افزایش یا کاهش) ضریب رفتار هر سیستم نسبت به قاب مهاربندی واگرا نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش ضخامت ورق ضریب رفتار کاهش یافته است.



شکل ۱۲. نمودار بار تغییرمکان واقعی و ایده‌آل سازه.





شکل ۱۳. رفتار چرخه‌یی و تغییرشکل قاب مهاربند واگرا.

۷. مقاومت نهایی

جدول ۴، مقاومت نهایی هر یک از نمونه‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طورکه مشاهده می‌شود، با افزایش ضخامت ورق، مقاومت نهایی سیستم افزوده می‌شود.

۸. جذب انرژی

تعیین میزان جذب انرژی هر نمونه نیازمند داشتن منحنی هیسترزیس آنهاست. در این پژوهش، برای حالت استفاده از ورق ۲ میلی‌متری، میزان جذب انرژی سیستم‌های ترکیبی مورد بررسی قرار گرفته است. منحنی‌های هیسترزیس مهاربندهای واگرا عمدتاً چاق هستند و از این جهت قابلیت جذب انرژی در آنها بالاست. در شکل ۱۵، منحنی هیسترزیس و میزان جذب انرژی در هر یک از چرخه‌های بارگذاری مربوط

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۳. مشخصات رفتاری سیستم‌های ترکیبی و مهاربند واگرا.

نام نمونه	ضخامت ورق	ضریب شکل‌پذیری	ضریب اضافه مقاومت	زمان تناوب طبیعی	ضریب کاهشی شکل‌پذیری	ضریب رفتار	درصد تغییرات نسبت به مهاربند
هر ۳ پانل پوشیده از ورق	۰/۵	۱۷/۰۶	۱/۱۱	۰/۲۴۷۶	۵/۷۵	۸/۹۳	۱۸/۶
	۱	۱۵/۴۷	۱/۰۹	۰/۲۴۱۷	۵/۴۷	۸/۳۱	۱۰/۴
	۲	۱۶/۰۷	۱/۰۵	۰/۲۳۲۶	۵/۵۸	۸/۲	۸/۹
پانل های کناری پوشیده از ورق	۰/۵	۱۷/۱۲	۱/۱۲	۰/۲۵۳۲	۵/۷۷	۹/۰۱	۱۹/۷
	۱	۱۶/۳۵	۱/۱۱	۰/۲۵۱۳	۵/۶۳	۸/۷۳	۱۵/۹
	۲	۱۶/۳۵	۱/۰۹	۰/۲۴۸۸	۵/۶۳	۸/۵۷	۱۳/۸
پانل میانی پوشیده از ورق	۰/۵	۱۴/۸۴	۱/۰۹	۰/۲۵	۵/۳۶	۸/۱۷	۸/۵
	۱	۱۲/۳	۱/۰۸	۰/۲۴۶۳	۴/۸۶	۷/۳۷	−۲/۱
	۲	۹/۶۶	۱/۰۸	۰/۲۴۰۴	۴/۲۸	۶/۴۴	−۱۴/۵
مهاربند واگرا		۱۲/۲۲	۱/۱۱	۰/۲۵۵۱	۴/۸۴	۷/۵۳	۰/۰

جدول ۴. مقاومت نهایی سیستم‌های ترکیبی و مهاربند واگرا.

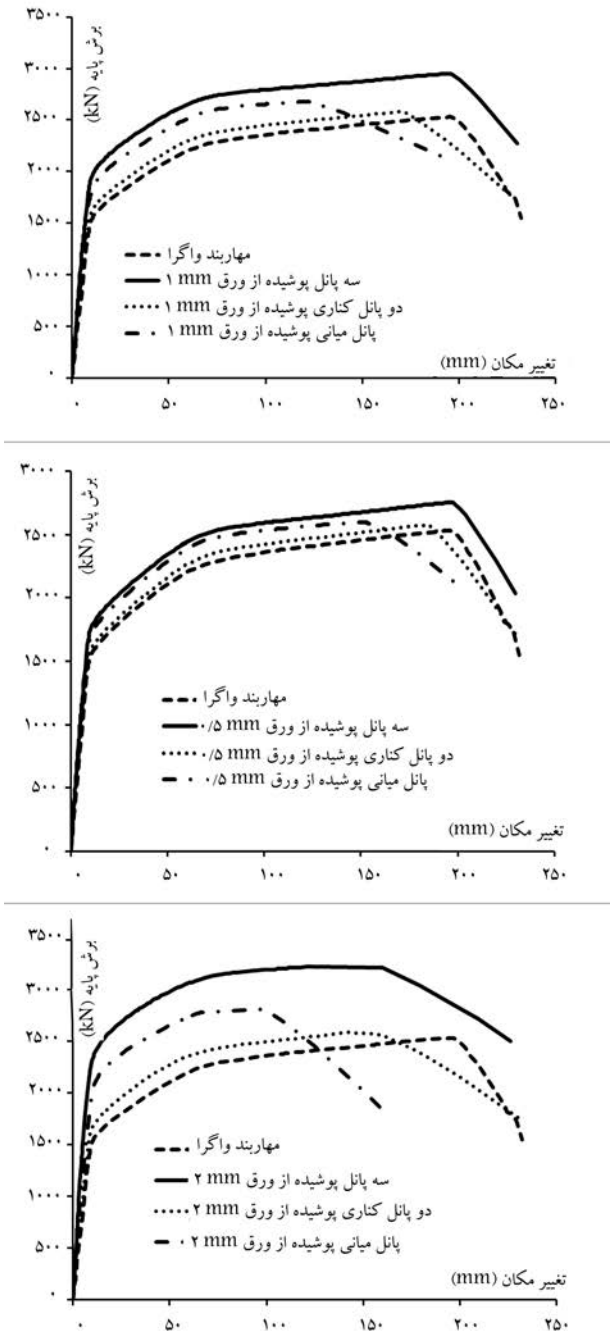
نام نمونه	ضخامت ورق (mm)	مقاومت نهایی (kN)	تغییرات نسبت به مهاربند واگرا (٪)
هر ۳ پانل پوشیده از ورق	۰/۵	۲۷۵۰/۲۵	۸/۸
	۱	۲۹۴۸/۲	۱۶/۶
	۲	۳۲۱۱/۷۱	۲۷/۰
پانل‌های کناری پوشیده از ورق	۰/۵	۲۵۷۲	۱/۷
	۱	۲۵۷۸/۷۵	۲/۰
	۲	۲۵۵۴/۷۶	۱/۱
پانل میانی پوشیده از ورق	۰/۵	۲۵۹۶/۳	۲/۷
	۱	۲۶۷۴/۷۸	۵/۸
	۲	۲۸۱۰/۲۵	۱۱/۲
دیوار برشی فولادی	۰/۵	۸۴۹/۹	−۶۶/۴
	۱	۱۲۱۸/۵۲	−۵۱/۸
	۲	۱۹۰۱/۶۲	−۲۴/۸
مهاربند واگرا	-	۲۵۲۸/۰۶	۰/۰

جدول ۵. جذب انرژی سیستم‌های ترکیبی و مهاربند واگرا.

نام نمونه	چرخه‌ی بارگذاری	میزان جذب انرژی (kN-mm)	تغییرات نسبت به مهاربند واگرا (٪)
هر ۳ پانل پوشیده از ورق	۱	۷۱۸۱۶	۲۱۱۹/۳
	۲	۴۰۹۸۷۴	۴۶/۵
	۳	۷۸۶۸۴۷	۳۰/۶
	۴	۱۱۸۵۶۸۴	۳۰/۵
	۵	۱۴۷۵۵۷۵	۲۵/۲
پانل های کناری پوشیده از ورق	۱	۷۶۳۵	۱۳۵/۹
	۲	۳۲۰۵۷۲	۱۴/۶
	۳	۶۷۳۱۸۱	۱۱/۷
	۴	۱۰۱۲۶۰۰	۱۱/۴
	۵	۱۲۱۶۶۶۲	۳/۲
پانل میانی پوشیده از ورق	۱	۷۴۴۷	۱۳۰/۱
	۲	۳۷۳۸۲۷	۳۳/۶
	۳	۷۴۹۰۴۵	۲۴/۳
	۴	۸۱۳۸۱۷	−۱۰/۴
	۵		
مهاربند واگرا	۱	۳۲۳۶	
	۲	۲۷۹۸۰۵	
	۳	۶۰۲۶۸۱	
	۴	۹۰۸۶۰۴	
	۵	۱۱۷۸۹۸۳	

www.SID.ir

Archive of SID

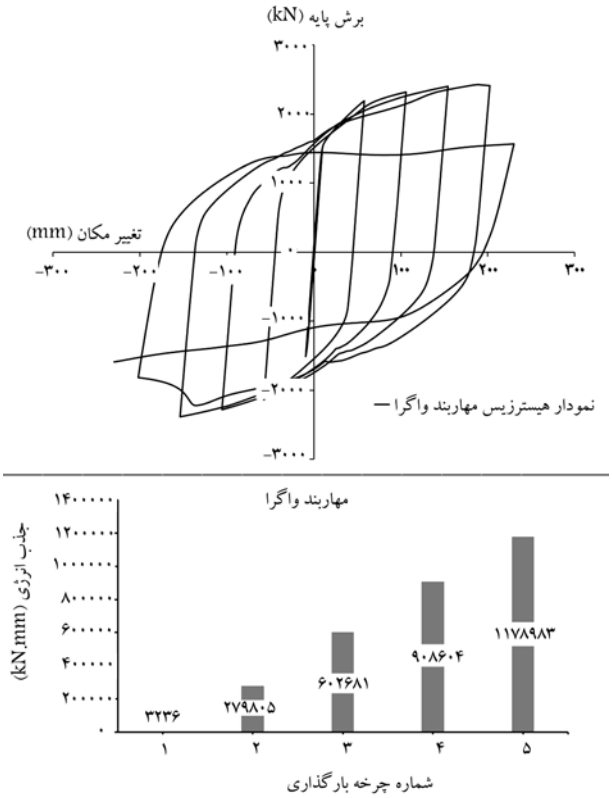


شکل ۱۴. نمودار بار ـ تغییرمکان سیستم‌های ترکیبی و مهاربند واگرا برای ورق‌های با ضخامت مختلف.

به مهاربند واگرا نشان داده شده است.

همچنین نمودار هیسترزیس و میزان جذب انرژی هر یک از سیستم‌های ترکیبی مهاربند و ورق در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ ارائه شده است.

در جدول ۵، خلاصه‌ی اطلاعات مربوط به جذب انرژی نمونه‌های مختلف ارائه و با یکدیگر مقایسه شده است. همان‌طور که مشهود است، بیشترین جذب انرژی مربوط به سیستم ترکیبی در حالت هر ۳ پانل پوشانده‌شده از ورق، و پس از آن مربوط به سیستم ترکیبی با پانل‌های کناری پوشانده‌شده از ورق، و در نهایت مربوط به سیستم با پانل میانی بوده است.



شکل ۱۵. منحنی هیسترزیس و میزان جذب انرژی مهاربند واگرا.

۹. مود شکست

تحلیل‌های اجزاء محدود انجام‌شده بر روی نمونه‌های مهاربند واگرا و سیستم‌های ترکیبی حاکی از رخ‌دادن خرابی، ابتدا در تیر پیوند و سپس در مهاربند فشاری است. البته با توجه به تغییرات ضخامت ورق‌ها، باری که در آن خرابی‌ها رخ می‌دهد، کاملاً متفاوت از یکدیگر است و با افزایش ضخامت ورق‌ها افزایش می‌یابد.

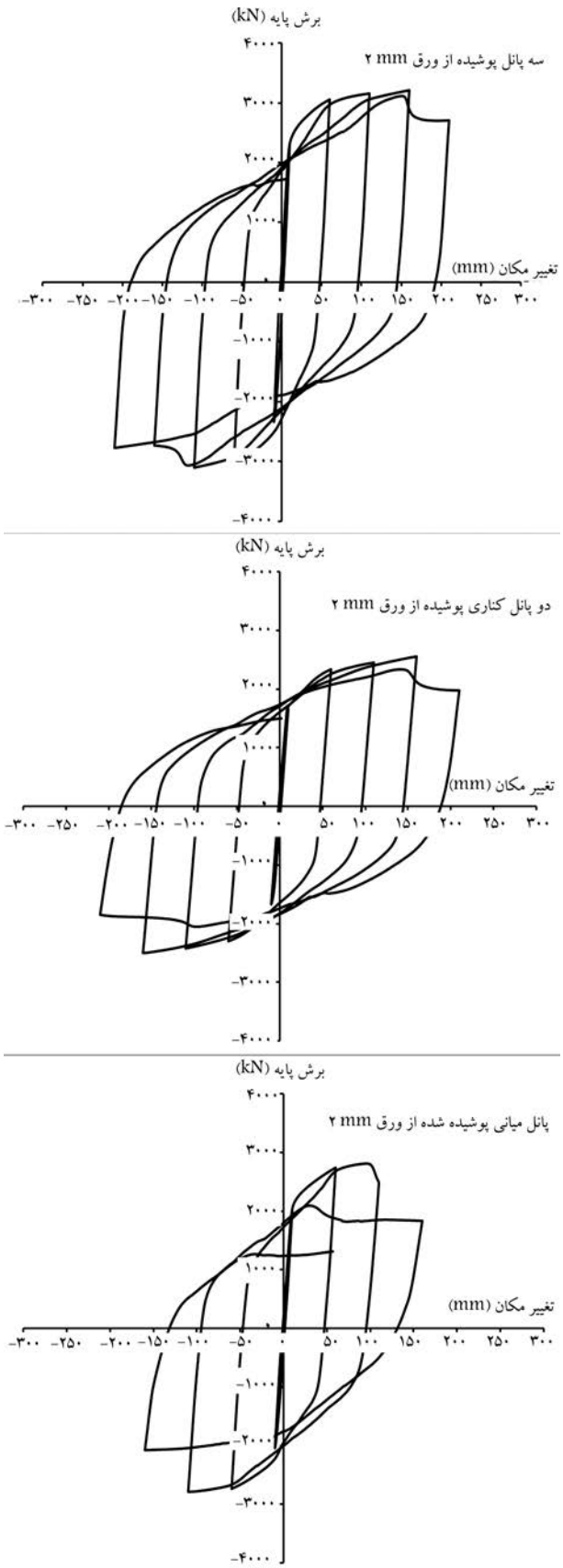
۱۰. نتیجه‌گیری

یک دهانه قاب ۱ طبقه به ابعاد ۵ متر و ارتفاع ۳/۴ متر از یک ساختمان ۵ طبقه‌ی منظم در ارتفاع و پلان و با سیستم مهاربند واگرای ۸ مدل‌سازی، تحلیل و با ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۸۷) طراحی شده است. سپس با توجه به ظرفیت تیرها و ستون‌های قاب و بر حسب روابط ظرفیت دیوار برشی فولادی، حد بالای ضخامت ورق فولادی پُرکننده که در حدود ۲ میلی‌متر است، محاسبه شده است. ضخامت ورق موردنظر به منظور استفاده‌ی کامل از ظرفیت آن در زمان تشکیل میدان کشش قطری با توجه به ظرفیت تیرها و ستون‌های کناری تعیین شده است. پس از آن ۴ مدل اجزاء محدود ساخته و پس از اطمینان از نحوه‌ی مدل‌سازی، رفتار بار ـ تغییرمکان چرخه‌یی و بارافزون هر یک تعیین شده است. مدل‌ها شامل یک قاب ۱ دهانه‌ی ۱ طبقه از مهاربند واگرا و ۳ قاب ۱ طبقه‌ی مهاربند واگرای پوشانده‌شده توسط ورق‌های با ضخامت ۰/۵، ۱ و ۲ میلی‌متر در هر ۳ پانل، پانل‌های کناری و پانل میانی بوده است. در بررسی رفتار سیستم‌های مختلف، میزان سختی، مقاومت، شکل‌پذیری، جذب انرژی و ضریب رفتار آنها مورد مقایسه قرارگرفته است.

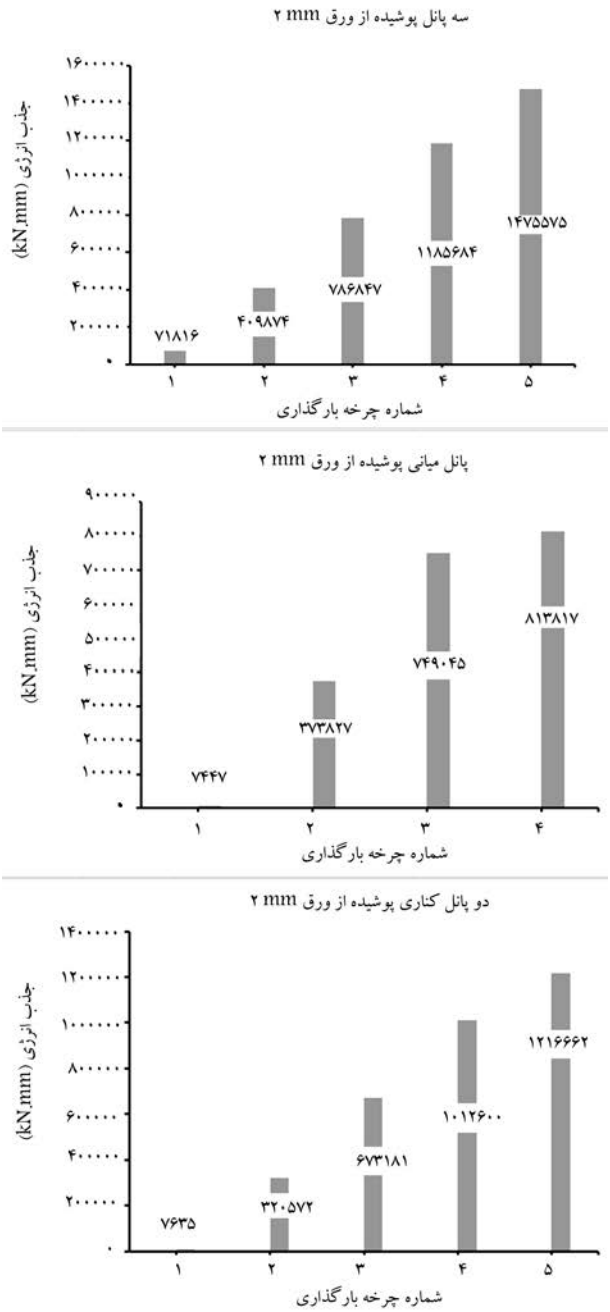
با بررسی وضعیت سختی و مقاومت سیستم‌ها، روابط پیشنهادی برای تعیین

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۱۶. رفتار هیسترزیس سیستم ترکیبی با ورق پُرکننده‌ی ۲ میلی‌متری.



شکل ۱۷. میزان جذب انرژی در چرخه‌های مختلف بارگذاری برای سیستم ترکیبی با ورق پُرکننده‌ی ۲ میلی‌متری.

سهم مهاربند واگرا و پانل‌ها ارائه شده است. در هر ۳ ضخامت همواره سخت‌ترین سیستم ترکیبی مربوط به حالت هر ۳ پانل پوشیده از ورق بوده است. این مسئله بیان‌گر آن است که برای تأمین سختی موردنیاز سیستم مهاربند واگرا می‌توان از ورق‌های پُرکننده استفاده کرد. نتایج نشان داده است که:

- در بررسی سختی سیستم‌ها، سهم ورق پُرکننده‌ی میانی دو سوم سهم کل ورق‌ها و ورق‌های کناری یک سوم سهم کل ورق‌ها را در ایجاد سختی به خود اختصاص می‌دهند.
- شکل‌پذیرترین سیستم ترکیبی حالتی است که دو پانل کناری با ورق ۰/۵

www.SID.ir

Archive of SID

میلی‌متری پوشانده شود، که در این صورت مقدار شکل‌پذیری حدود ۴۰٪ بیشتر از شکل‌پذیری مهاربند واگراست و ضریب رفتار آن برابر ۹٫۰۱ در مقایسه با ضریب رفتار ۷٫۵۳ مهاربند واگرا به‌دست می‌آید.

- در این سیستم ترکیبی علی‌رغم افزایش سختی مهاربند واگرا، شکل‌پذیری آن نیز به طور مناسبی افزایش یافته است. به‌عبارت دیگر، شاخصه‌های رفتاری سیستم مهاربند واگرا بهبود یافته است. برای دیگر سیستم‌ها با ضخامت ورق ۱ و ۲ میلی‌متر نیز در حالت پوشانده‌شدن پانل‌های کناری شکل‌پذیرترین سیستم به دست می‌آید، که علت اصلی آن آزادی تحرک تیر پیوند است.

- با افزودن ورق به پانل‌های میانی و کناری مهاربند واگرا، مقاومت سیستم افزایش یافته است، که بیشترین افزایش مربوط به حالت هر ۳ پانل پوشیده از ورق است.

- حضور ورق‌های پُرکننده همواره باعث افزایش جذب انرژی می‌شود. بیشترین جذب انرژی مربوط به حالت هر ۳ پانل پوشیده از ورق بوده و پس از آن مربوط به حالت پانل میانی پوشیده از ورق و در نهایت کمترین افزایش جذب انرژی مربوط به حالت دو پانل کناری پوشیده از ورق است.

با توجه به جمیع نتایج، از نقاط قوت این سیستم می‌توان به افزایش مناسب ضریب رفتار، سختی، جذب انرژی و مقاومت نهایی آن نسبت به مهار بند واگرا اشاره کرد. بنابراین، استفاده از سیستم ترکیبی فوق باعث بهبود پارامترهای رفتاری لرزه‌یی نسبت به دو سیستم مهاربند واگرا و دیوار برشی فولادی به‌صورت مجزا شده است.

علی‌رغم رفتار مناسب سیستم ترکیبی مورد اشاره، بحث اقتصاد طرح و مسائل اجرایی نیز باید مد نظر قرار داده شود، که این موضوع نیازمند یک مطالعه‌ی دقیق مهندسی و برآورد دقیق هزینه‌ها و نیازهای طراحی سازه است.

مسئله‌ی دیگر در خصوص ورق‌های پُرکننده درنظرگرفتن محدودیت‌های معماری است. چرا که خالی‌بودن پانل میانی، اغلب موضوع مطلوبی برای معماران جهت تعبیه در و پنجره در آن فضاست. لذا استفاده از سیستم ترکیبی با ورق‌های کناری می‌تواند جواب‌گوی هم‌زمان نیازهای سازه‌یی و معماری باشد.

از دیگر مزایای این سیستم می‌توان به پوشاندن ضعف اتصالات تیر به ستون در سیستم‌های قاب ساده اشاره کرد، که در صورت استفاده از ورق‌های کناری این امر تحقق می‌یابد. زیرا ورق‌های مذکور مشابه سخت‌کننده‌ی فوقانی و تحتانی بال تیرها عمل می‌کنند.

در این سیستم ترکیبی چنانچه از ورق با ضخامت مناسب در دهانه‌ی میانی استفاده شود (همانند یک سخت‌کننده در زیر فیوز)، ضعف طول فیوز تا حدودی برطرف می‌شود و تسلیم‌شدگی به‌صورت سراسری و در کل پانل و نه به‌صورت متمرکز صورت می‌پذیرد.

وجود ورق پُرکننده به‌عنوان یک مهار جانبی باعث تأخیر در کمانش مهاربندها می‌شود. بدین ترتیب با تلفیق سیستم مهاربند واگرا و دیوار برشی فولادی، از مزایای هر دو سیستم در پوشاندن ضعف سیستم‌های قبلی استفاده می‌شود.

پانوشت‌ها

1. concentrically brace frame
2. eccentrically brace frame

منابع (References)

1. Azhari, M. and Mirghaderi, R., *Design of Steel Structures*, Seismic Design Issue, Second Edition, **4**, Arkan Publication (2011).
2. Seismic Standard of Iran (3rd revision), Institute of Standards and Industrial Research of Iran (2005).
3. Ricles, J.M. and Popov, E.P. "Composite action in eccentrically brace frames", *Journal of Structural Engineering, AISC,* **115**(8), pp. 2046-2065 (1989).
4. Ricles, J.M. and Popov, E.P. "Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically brace frames", Report No.UCB/EERC-87/07, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, University of California (1987).
5. Roeder, C. W. and Popov, E.P. "Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames, under cyclic loadings", Report No. UCB/EERC-77/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley (1977).
6. Yang, M.S. "Seismic behavior of an eccentrically X-braced steel structure", Report No. UCB/EERC-82/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley (1997).
7. Malley, J.O. and Popov, E.P. "Shear link in eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE,* **110**(9), pp. 2275-2295 (1983).
8. Hjelmastad, K.D. and Popov, E.P. "Seismic behavior of active beam links in eccentrically brace frames", Report No. UCB/EERC-83/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley (1983).
9. Kasai, K. and Popov, E.P. "A study seismically resistant eccentrically braced steel frame systems", Report No. UCB/EERC-86/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley (1986a).
10. Kasai, K. and Popov, E.P. "General behavior of WF steel shear link beams", *Journal of Structural Engineering, ASCE,* **112**(2), pp. 362-382 (1986b).
11. Ricles, J.M. and Popov, E.P. "Experiments on eccentrically braced frame with composite floors", Report No. UCB/EERC-86/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley (1987).
12. Richards, P.W. "Cyclic stability and capacity design of steel eccentrically braced frames", Ph.D Dissertation, Department of Structural Engineering, University of California, Sandi ego, La Jolla, CA (2004).

www.SID.ir

Archive of SID

13. Berman, J.W. and Bruneau, M. "Experimental and analytical investigation of tubular link for eccentrically braced frames", *Engineering Structures*, **29**(8), pp. 1929-1938 (2006).
14. Roeder, C.W., Foutch, D.A. and Goel, S.C. "Seismic testing of full-scale building-part 2", *Journal of Structural Engineering, ASCE,* **113**(11), pp. 2130-2145 (1987).
15. Foutch, D.A. "Seismic behavior of eccentrically brace steel building", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **115**(8), pp. 1857-1876 (1989).
16. Uang, C.M. and Bertero, V.V. "Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design", Report No. UCB/EERC-88/18, Earthquake Engrg Research Center, University of California at Berkeley, CA, USA (1988).
17. Yang, M.S. "Seismic behavior of an eccentrically X-braced steel structure", Report No.UCB/EERC-82/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley (2000).
18. Arce, G. "Impact of higher strength steel on local buckling and overstrength of lijnk in eccentrically braced frames", Master's Thesis, D. Eng Departement of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX (2002).
19. Galvez, P. "Investigation of factor affecting web fractures in shear links", Master's Thesis, Departement of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX (2004).
20. Richards, P.W. "Cyclic stability and capacity design of steel eccentrically braced frames", Ph.D Dissertation, Department of Structural Engineering, University of California, Sandi ego, La Jolla, CA (2004).
21. Okazaki, T., Arce, G., Ryu, H.C. and Engelhardt, M.D. "Experimental study of local buckling over strength and fracture of links in eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE,* **131**(10), pp. 1526-1535 (2005).
22. Sabori-Ghomi, S. and Gholhaki, M. "Nonlinear behavior steel plate shear wall with opening", *Second International Conference on Tall Buildings*, Elm o Sanat University (2000).
23. Berman, J.W., Celik, O. and Bruneau, M. "Comparing hysteretic behavior of light-gauge steel plates shear walls and braced frames", *Engineering Structures*, **27**(3), pp. 475-485 (2005).
24. Gholhaki, M. and Sabouri-Ghomi, S. "Effect of ductility factor on force modification factor of thin steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, **71**, pp. 92-103 (2012).
25. Kurata, M., Leon, R.T., DesRoches, R. and Nakashima, M. "Steel plate shear wall with tension-bracing for seismic rehabilitation of steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **71**, pp. 92-103 (April 2012).
26. Iranian National Building Code, Part 10, *Design of Steel Building* (2008).
27. Iranian National Building Code, Part 6, *Loads of Building* (2006).
28. Sabouri-Ghomi, S., *Lateral Load Resisting Systems: An Innovative Idea to Application of Easy-Going Ateel*, Anquizeh Publishing Ltd., Tehran, Iran (2004).
29. Uang, C.M. "Establishing R (or Rw) and Cd factors for buildings provisions", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **117**(1), pp. 19-28 (1991).
30. Newmark, N.M. and Hall, W.J., *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering. Res. Inst., El Cerrito, Calif., 103 p. (1982).

www.SID.ir