

# استفاده از پانل برشی برای ارتقای کیفی ساختمانهای فولادی در شهر تهران

سید مهدی زهرايي<sup>\*1</sup> ، ياسر ماهروزاده<sup>\*2</sup>

۱- استادیار دانشکده عمران دانشگاه تهران

۲- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد دانشکده فنی، دانشگاه تهران

[mzahrai@shafagh.ut.ac.ir](mailto:mzahrai@shafagh.ut.ac.ir)  
[yasser\\_1376@yahoo.com](mailto:yasser_1376@yahoo.com)

## چکیده

کشور ایران از جمله مناطق لرزه خیز دنیا می باشد و زلزله های گذشته موجب تلفات و خسارات سنگینی شده اند. بر اساس آیین نامه طراحی لرزه ای ایران، استاندارد ۲۸۰۰، شهر تهران در پهنه بندی لرزه ای با خطر نسبی بسیار زیاد قرار گرفته است. با توجه به اهمیت شهر تهران به عنوان مرکز سیاسی- اقتصادی کشور و جمعیت بالای آن لازم است نسبت به اینمنس ازی ساختمانهای موجود در آن اطمینان حاصل شود. متأسفانه بیشتر ساختمانهای تهران یا مقاومت لرزه ای جانبی ندارد یا طبق آخرین یافته های علمی بنا نشده اند. با وجود تمام هشدارهای صورت گرفته از طرف کارشناسان و مراجع ذی صلاح، در خصوص ضرورت طراحی ساختمانهای جدید بر مبنای آیین نامه های معترض و هم چنین بهسازی و مقاوم سازی ساختمانهای ساخته شده، تاکنون توجه کافی به ساخت و ساز صحیح و اصولی صورت نگرفته است. با استفاده از روشهای کنترل غیر فعال می توان با ایجاد تغییراتی دائمی در سازه ها به منظور افزایش قابلیت استهلاک انرژی، پاسخ های سازه نظیر برش پایه، تغییر مکان جانبی و نسبی طبقات و ... را کاهش داد. بسیاری از روشهای کنترل غیر فعال، علاوه بر هزینه اجرایی کم، به سهولت قابل اجرا می باشند و به کمک آنها می توان هم ساختمانهای مقاوم طراحی و اجرا نمود و هم ساختمانهای موجود را بهسازی و مقاوم سازی نمود.

واژه های کلیدی: پانل برشی، تیر پیوند قائم، بهسازی، مقاوم سازی، ساختمان فولادی

## ۱- مقدمه

شهر تهران به عنوان یک کلانشهر، علاوه بر اینکه بسیاری از شریانهای حیاتی کشور در آن قرار دارند، مرکز سیاسی کشور نیز می باشد. همچنین با توجه به لرزه خیزی بالای این شهر لازم است ساختمانهای مسکونی، اداری و مراکزی که توقف در فعالیت آنها موجب اختلال در نظام کل کشور می شود، در برابر زلزله مقاوم باشند. تجربه زلزله به موقع پیوسته در بلده (۹ خرداد ۱۳۸۳) ناشن دادکه یک زمین لرزه نسبتاً خفیف، تاچه حد می تواند موجب ترس و نگرانی مردم شود. حال اگر زلزله ای قوی در تهران رخ دهد، با در نظر گرفتن مقاومت انداز بیشتر ساختمانهای شهر در برابر زلزله به نظر می رسد آنچه رخ می دهد، نه یک حادثه که یک فاجعه نام خواهد گرفت. با توجه به دوره بازگشت زلزله شهر تهران در برابر زلزله مقاوم نیستند و با وجود تمام هشدارهای صورت گرفته درخصوص ضرورت طراحی مقاوم ساختمانهای جدید و همچنین بهسازی و مقاوم سازی ساختمانهای ساخته شده، تاکنون توجه کافی به ساخت و ساز صحیح و اصولی صورت نگرفته است. با توجه به اینکه کیفیت ساخت و ساز در تهران چندان با سایر شهرهای کشور تفاوت ندارد، با نگاهی به تلفات و خسارات ناشی از زلزله های گذشته کشور، ضرورت بهسازی و مقاوم سازی اصولی سازه های موجود در شهر تهران بیش از پیش روشن می گردد.

- ساختمانهای فلزی موجود در شهر تهران، به دلایل زیر در برابر زلزله آسیب پذیرند و نیاز به مقاوم سازی دارند.
- بسیاری از ساختمانهای فلزی قدیمی طبق هیچ آیین نامه ای ساخته نشده اند و مقاومت لرزه ای جانبی ندارند.
- برخی ساختمانهای فلزی نوساز طبق آخرین یافته های علمی و آیین نامه های معتبر ساخته نشده است.
- برخی ساختمانهای فلزی هم ضوابط آیین نامه فعلی را که ضوابط حداقل می باشند، برآورده می سازند. ولی ممکن است سطح عملکرد بالاتری مورد نیاز باشد، که برای ارتقای آن سطح عملکرد، نیاز به بهسازی و مقاوم سازی داشته باشد [۱].

این در حالی است که مطابق با پیشرفت های سال های اخیر در امر مهندسی زلزله، احداث بناهای مقاوم در برابر زلزله چندان دور از دسترس نیست. برای جلوگیری از تلفات و خسارات مشابه زلزله های گذشته، روشهای بسیاری ابداع شده اند که به کمک آنها می توان علاوه بر ساخت بناهای ایمن در برابر زلزله، ساختمانهای موجودی را که یا بر طبق آیین نامه ای ساخته نشده اند و یا مطابق استانداردهای قدیمی بنا شده اند و به هر حال جوابگوی ضوابط مورد نیاز، بر طبق استانداردهای روز دنیا نمی باشند، مقاوم سازی نمود. از جمله این روشها می توان به روشهای کنترل غیر فعال اشاره نمود. این روشها با ایجاد تغییراتی دائمی در سازه، شکل پذیری و قابلیت استهلاک انرژی سازه را افزایش می دهند و به این ترتیب، پاسخ های سازه نظری برپا شوند، تغییر مکان جانسی و نسبی طبقات، شتاب حداقل طبقات و ... کاهش می یابند. با استفاده از روشهای کنترل غیر فعال می توان علاوه بر ساخت بناهای ایمن در برابر زلزله، این گونه ساختمانها را که یا مقاومت جانبی کافی ندارند یا نیاز به ارتقای سطح عملکرد لرزه ای دارند را نیز، مقاوم سازی نمود.

## ۲- آسیبها واردہ به ساختمانهای فولادی در زلزله های گذشته

زلزله رودبار- منجیل با بزرگی  $\frac{7}{3}$  درجه در مقیاس امواج درونی زمین در نیمه شب ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ بخشهای وسیعی از شمال ایران را لرزاند. این زلزله به ۱۶۰۰ روستا آسیب عمده وارد ساخت. بیش از ۲۰۰۰ هزار ساختمان و همچنین اراضی و تأسیسات کشاورزی، شبکه های ارتباطی و شبکه های نفت، گاز، آب، برق و تلفن دچار آسیب های کلی گردیدند [۲].

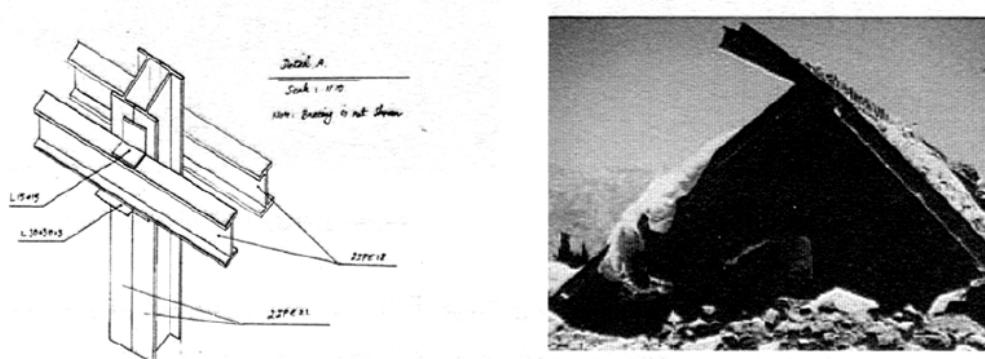
علی رغم تخریب شدید ساختمانهای بنایی، تخریب ساختمانی فلزی به مراتب کمتر بود. ساختمانهای فلزی بدليل رفتار نرم اجزای سازه بویژه اتصالات و تاثیر سازه ای میانقابها که در محاسبات نادیده گرفته می شودند عدمتا پایداری خود را حفظ کرده بودند. عدم طراحی صحیح میانقابها و طراحی اتصال مناسب آنها با اسکلت فلزی باعث شده بود اسکلت بر اثر

ضریب میانقاب تضعیف گردد. عدم تقارن میانقابها موجب شده است تیر فوقانی که بدون اتصال به نیشی نشیمن روی آن نشسته، یا به چند خال جوش اکتفا شده است از جایش در برود [۳].

عدم استفاده از مهاربند موجب تغییر شکلهای زیاد، جاری شدن ستون یا حتی تخریب کامل برخی از سازه های فولادی شده بود (شکل ۱). نقطه ضعف اصلی سازه های فولادی اتصالات این سازه ها بود. اتصالات عمدتاً بدليل طراحی نامناسب، مانند اتصالات خورجینی (شکلهای ۲-الف و ۲-ب) یا اجرای نامناسب بدليل کیفیت نازل جوشکاری مشکل داشتند. اشکال عمدی اتصالات خورجینی، گیردار در نظر گرفتن آنها است که در عمل نمی توانند چین نقشی را ایفا نمایند. ابعاد ناکافی پی باعث شده لبه ی صفحه ی زیر سری در نزدیکی لبه بتون قرار گیرد و هنگامیکه بر اثر زلزله، تنش زیر لبه ی صفحه زیر سری افزایش می یابد لبه بتون ورقه ورقه شده یا اصطلاحاً لب پر شود. عدم رعایت فاصله از ساختمان مجاور منجر به ضربه زدن ساختمانها به هم شده بود. در اثر این ضربه ها ساختمانها دچار آسیب دیدگی شده بودند [۴و۵].



شکل ۱- جاری شدن ستون بدليل عدم استفاده از سیستم باربر جانبی [۶]



شکل ۲: اتصالات خورجینی

الف- عملکرد ضعیف سازه با اتصال خورجینی [۶] ب- نمونه اتصالات خورجینی رایج در منطقه [۶]

اگرچه سازه های فولادی مهاربندی شده عملکرد نسبتاً مناسبی در برابر زلزله داشتند ولی استفاده از مهاربندی مشکل از میلگرد و بست دو پیچه (بست قورباغه ای) آسیب پذیرتر بودند. این مهاربندها بدليل سادگی و قابلیت نصب سریع، زیاد استفاده شده بودند. حذف مهاربندها در طبقه همکف منجر به ایجاد طیقه نرم یا ضعیف در این طبقات شده بود. با

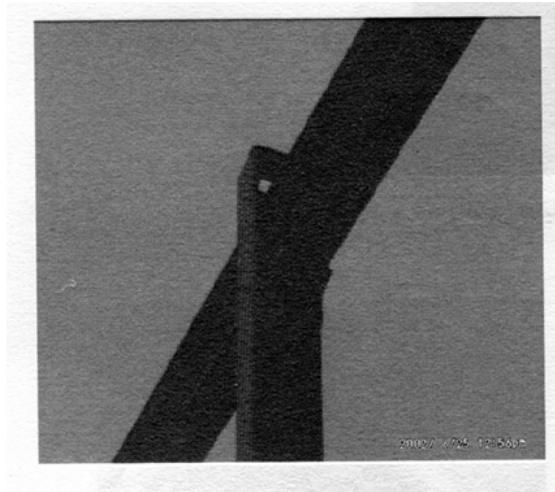
ایجاد طبقه نرم یا ضعیف در طبقه همکف حتی در شهر رشت که ۶۰ کیلومتر از مرکز فاصله داشت، آسیب‌های وسیعی ایجاد شده بود [۴و۵].

مهاربندی‌های بعضاً ناقص، نامتقارن، غیر منطقی و طراحی نشده از دلایل آسیب پذیری ساختمانهای مهاربندی شده بود. همچنین استفاده از تیر لانه زنبوری بدون تقویت، وجود بازشو با ابعاد بزرگ، اضافه کردن یکی دو طبقه جدید به ساختمانهایی که تحمل طبقات موجود را هم بطور کامل نداشتند، استفاده از مقاطع ساختمانهای ۳ طبقه در ساختمانهای ۷-۸ طبقه، استفاده از ستونهای دوبل با وصلة و اتصالات نامناسب، سقفهای سنگین و در کل عدم رعایت ضوابط طراحی و اجرایی از دیگر دلایل آسیب پذیری ساختمانهای فولادی بود . [۷].

زلزله چنگوره - آوج با بزرگی ۶/۳ درجه در مقیاس امواج درونی زمین در اول تیر ۱۳۸۱ استانهای قزوین و همدان را لرزاند. ساختمانهای فلزی به دو دسته نیمه اسکلت و تمام اسکلت تقسیم می شدند. ساختمانهای نیمه اسکلت فاقد سیستم باربر جانی طراحی شده و یا کلافهای قائم و افقی بودند. سقف آنها از نوع طاق ضربی بدون مهاربندی افقی مناسب یا اتصال صحیح با دیوارهای پیرامونی بودند. این ساختمانها در کل از شکل پذیری پایینی برخوردار بودند. [۷و۸]. ساختمانهای تمام اسکلت نیز فاقد مهاربندی بودند. هر دو جهت از قاب ساده استفاده شده بود (شکل ۳). میانقاچها بدون اتصال خاصی به اسکلت متصل بودند و فاقدشکل پذیری بودند. عدم اتصال کافی بین ورق اتصال مهاربند و اسکلت موجب شده بود عملاً نیروی زلزله به مهاربندها منتقل نشد. یکی از اتصالات رایج این منطقه سوراخ کردن قوطی فولادی، ستون، و عبور تیر فولادی I شکل از میان ستون بود (شکل ۴) که در آن بار ثقلی بوسیله نبیشی نشیمن به ستون منتقل می شد. این سیستم باعث تضعیف ظرفیت لنگر خمی ستون در محل اتصال به تیر، ضعف ستون در برابر کمانش، انتقال نیروی محوری بال تیر به ستون بدون استفاده از ورق سخت کننده، شده بود. بدلیل نازک بون ورق قوطی، ستون براحتی کمانش کرده بود و چون تیر قوی و ستون ضعیف می باشد مفاصل پلاستیک، در ستونها شکل گرفته بود [۷].



شکل ۳ - سازه اسکلت فلزی بدون مهاربند



شکل ۴- عبور تیر فولادی از میان ستون با مقطع قوطی

استفاده از تیر لانه زنیوری در سیستم EBF، جوشکاری با کیفیت پایین، عدم تقارن مهاربندها در پلان ساختمان و استفاده از مهاربندهای ضعیف و لاغر از دیگر دلایل آسیب پذیری ساختمانهای تمام اسکلت در برابر زلزله چنگوره - آوج قلمداد می‌گردد. [۸]

یکی دیگر از زلزله‌های مخرب زلزله ۵ دیماه ۱۳۸۲ به می‌باشد. این زلزله نسبتاً شدید با بزرگی  $6/6$  درجه در مقیاس امواج درونی زمین  $30000$  نفر را کشت و همین حدود را رخمي نمود. اغلب قسمتهای شهر کاملاً تخریب شدند. علت اصلی این خسارت قابل توجه عدم رعایت اصول اولیه مهندسی زلزله در طرح و اجرای سازه‌ها بوده است. چون این منطقه سابقه وقوع زلزله نداشته است. در اغلب سازه‌ها حتی ابتدایی ترین اصول مهندسی زلزله رعایت نشده بود. اکثر ساختمانها قادر سیستم مهاربندی جانبی نبودند. این ساختمانها به مقاومت میانقابها و ظرفیت خمسی اتصالات متکی بودند. حال انکه اغلب اتصالات بکار رفته ساده بودند و ظرفیت خمسی قابل توجهی در جذب و استهلاک انرژی نداشتند. اما در بیشتر ساختمانهایی که سیستم مهاربندی، هرچند ضعیف وجود داشته باشد از تخریب کامل ساختمان جلوگیری شده است [۹و۱۰].

علت ایجاد آسیبهای عمده در برخی ساختمانهای مهاربندی شده، عدم تقارن یا ضعیف بودن سیستم مهاربندی، ضعف اتصالات و جوشکاری آنها یا عدم صلابت لازم سقف برآورد می‌گردد. درصد قابل توجهی از ساختمانهای فولادی شهر به از نوع نیمه اسکلت بودند و قریب به اتفاق آنها تخریب شدند. در این ساختمانها ترکیب ستونها و تیرهای انعطاف پذیر با دیوارهای آجری ترد و شکننده منجر به تخریب ساختمان گردیده است. این امر نشان میدهد استفاده از تیر و ستون فولادی بدون استفاده از اتصالات و سیستم مهاربندی مناسب ارجحیت چندانی نسبت به ساختمانهای غیر مهندسی ساز ندارد. اغلب ساختمانهای نیمه اسکلت فاقد کلافهای قائم و افقی بوده و شکل پذیری بسیار کمی داشتند [۹و۱۰].

در مجموع علل تخریب سازه‌های فولادی و نیمه اسکلت در به شامل موارد زیر است:

- ۱- عدم تقارن مهاربندی‌ها و سایر سیستمهای تامین سختی منجر به ایجاد پیچش در ساختمان گردیده بود.
- ۲- طرح و اجرای ضعیف مهاربندی‌ها (شکلهای ۵-الف و ۵-ب) و یا عدم استفاده از مهاربندی و یا اتصال ناکافی آنها صفحه اتصال و ضعف جوشکاری. برخی اعضای مهاربندی استفاده شده، چنان ضعیف به صفحه اتصال متصل شده بودند که با اولین تکانها از ساختمان جدا شدند و عملاً مشارکتی در برابر جانبی نداشتند. استفاده از مهاربندی‌های غیر اصولی از دیگر اشکالات سیستمهای مهاربندی در سازه‌ها فلزی بود.



الف- بریدن مهاربند ضعیف



ب- کمانش مهاربند و جداشدن صفحه اتصال

#### شکل ۵- عملکرد ضعیف برخی مهاربندها در زلزله به

- ۳- عدم تامین سختی کافی درجهت عرضی به دلیل مشکلات معماری
- ۴- ضعف در طراحی ستونها به عنوان عضو اصلی هر ساختمان استفاده از یک یا دو تیپ پروفیل در سازه موجب شده بود پروفیل بکار رفته برای برخی ستونها جوابگو نباشد. همچنین کافی نبودن و ابعاد ورق بست در ستونهای دوبل موجب آسیب پذیری این ستونها گردیده بود. اتصال نامناسب تیر به ستون و ستون به ستون از دیگر مشکلات در طرح و اجرای ستونها بوده است.
- ۵- عدم اتصال مناسب ستونها به پی نظری اتصال ستون به صفحه ستون و صفحه ستون به پی نیز موجب خسارتی در اثر زلزله شده بود.
- ۶- استفاده از تیر لانه زنبوری درجهت مهاربندی نشده، بدليل ضعف آن در برش، نشان از عدم درک عوامل طراحی یا اجرایی از رفتار قاب خمشی دارد.
- ۷- استفاده از سقفهای طاق ضربی بدون استفاده از میلگرد یا تسممه فولادی به صورت ضربدری برای مهاربندی تیر آهن های سقف، موجب شده بود سقف بصورت صلب عمل ننماید.
- ۸- استفاده از سقفهای سنگین موجب افزایش نیروی زلزله گردیده بود.
- ۹- عدم استفاده از کلاف بندی قائم موجب انهدام دیوار آجری با برج اطراف ساختمانهای نیمه اسکلت گردیده بود

[۹و۱۰]

### ۳- انواع روشهای کنترل غیر فعال

همانطور که قبلاً اشاره شد، با کمک روشهای کنترل غیر فعال می‌توان سازه‌های با استهلاک انرژی بالایی طراحی و اجرا نمود که براحتی در مقابل زلزله آسیب بنیند. همچنین می‌توان رفتار لرزه‌ای سازه‌های آسیب پذیر موجود را بهبود بخشید. در ادامه برخی از این روشهای توضیح داده شده اند.

#### ۱-۳- جدآگرهای لرزه‌ای (Base Isolator) :

در این روش سازه بوسیله جدآگرهای از پی مجزا شده و مجموعه پی و سازه به صورت یک سیستم دو درجه آزادی عمل می‌کند. با استفاده از این سیستم، سازه انعطاف پذیرتر می‌شود و در نتیجه، میزان جذب انرژی آن بیشتر می‌شود. همچنین چون تغییر مکان نسبی بین طبقات کاهش می‌یابد، نیروی جانبی به وجود آمده در ستونها نیز، کاهش می‌یابد.

[11]

#### ۲- میرآگرهای کمکی (اصطکاکی، ویسکوالاستیک و میراگر با سیال ویسکوز)

با افزودن میراگرهاي کمکي میتوان انرژی سازه رامستهلك نمود و به اين ترتيب پاسخهای سازه را کاهش داد. میراگرهاي اصطکاكي با ايجاد اصطکاک و میراگرهاي ويسبوكولاستيك با افزايش سختي جانبي و ميرايي ويسبوكون، انرژي را مستهلك مي کنند. ميراگر با سيال ويسبوكوز نيز، از يك مخزن و يك سري لوله پر از سيال تشکيل شده و با عبور جريان در محفظه ي بسته انرژي را مستهلك مي گرداند. هرچقدر ويسبوكوزيته بالاتر باشد، استهلاک انرژي بيشتر است. اين گونه ميراگرها با بعد وسعي نياز ندارند و راندان بالاتر نسبت به ميراگرهاي اصطکاكي و ميراگرهاي ويسبوكولاستيك [11,12]

### ۳-۳-میراگرهاي جرمي متعادل (Tuned Mass Dampers)

در اين سистем با اضافه کردن يك جرم يا همان TMD نياز به استهلاک انرژي توسيط اعضای سازه اي کاهش می یابد. در اين روش يك سистем جرم و فنر معمولا در بالاي سازه قرار مي گيرد. هنگام باد يا زلزله سيمتم TMD بر خلاف جهت سازه حرکت مي کند و با اين عمل يك نيريوي برگرداي توليد مي کند که تا حدی نيريوي باد يا زلزله راخنشي می نماید [11]

### ۴-۴-میراگرهاي مایع متعادل (Tuned Liquid Dampers)

در اين سيمتم با ریختن مایع در ظرفی که روی بام قرار گرفته اند و حرکت مایع داخل ظرف، انرژي لرزه ای مستهلك می شود. ميراگرهاي مایع متوازن اصولاً ماهیت غر خطي دارند. در سيمتم TLD چسبندگی يا عمق سیالات چندان اهمیت ندارد. می توان سيمتم TLD را طوری طراحی نمود که با عبور جريان مایع درون يك مسیر بسته يا از داخل سوراخهای تعییه شده در مسیر لوله، انرژي رامستهلك گرداند [11].

### ۵-ورقهای ADAS

اين صفحات X شکل که از نوع ميراگرهاي فلزي جاري شونده هستند، از طریق تغییر شکل خمی صفحات فولادی نرم مقدار زیادي انرژی مستهلك می نمایند و در نتیجه اعضای سازه ای کمتر آسیب می بینند. این قطعات باید ضعیف تر از اعضای سازه ای باشند تا جاري شدگی در قطعاتی که به این منظور طراحی شده اند، رخ دهد و نه در اعضای اصلی، ورقهای ADAS به موازات هم بین اتصالات بالا و پایین با اتصال گیردار وصل می شوند و سختی و میرایي سيمتم را افزایش می دهند. پس از يك زلزله به آسانی تنها با تعویض اين قطعات می توان از سازه استفاده نمود. در ورقهای ADAS ، جاري شدگی در تمام ارتفاع صفحه پخش می شود. در حالیکه در صفحات مستطیل شکل جاري شدگی تنها در يك انتهای صفحه رخ می دهد که نشان از به صرفه تر بودن ورقهای ADAS می باشد. [11].

### ۶-ورقهای TADAS

اين ورقهای V شکل نيز مشابه المانهای ADAS می باشند و از مزایای آنها برخوردارند. اين المانها از نظر سختی و مقاومت قابل قبولند ولی در زلزله های شدید ممکن است شکل پذيری آنها کافی نباشد. بر خلاف المانهای ADAS ، ورقهای TADAS مشابه المانهای يك سرگیردار عمل می نمایند. در امتداد خود صفحه، صفحات مثلثی TADAS نسبتاً صلب می باشند ولی انتهای آنها برای چرخش آزاد است. با استفاده از ورقهای TADAS پریود قاب کاهش و سختی آن افزایش می یابد. به عبارت دیگر با استفاده از این قطعات سازه صلب تر می شود و تغییر مکان حداکثر، کاهش قابل ملاحظه ای می یابد. با استفاده از ميراگر TADAS تغییر مکان نسبی حداکثر نيز یکنواخت تر می گردد. با افزایش ارتفاع سازه، استفاده از اين ورقها موثر تر است [11].

### ۷-قباهای مهاربندی خارج از مرکز (Eccential Braced Frames) :

سيستم قاب بامهاربندی واگرا حدود سه دهه پیش توسط پوپوف و همکاران پیشنهاد شده است. اين سيمتم از يك طرف همانند قابهای خمی دارای شکل پذيری مناسب و از طرف دیگر همچون سيمتم مهاربندی هم مرکز سختی قابل قبولی از خود نشان میدهد. امتدادراستای يك بادبند در اين سيمتم تماماً دارای خروج از مرکزیت نسبت به محل تقاطع و ستون یا محل تقاطع تیر و بادبند دیگر می باشد. با انتخاب مناسب مقدار خروج از مرکزیت، قاب تا حد قابل توجه

سختی خود را حفظ خواهد کرد، ضمن آن که بواسطه تسلیم برشی در قسمت کوتاهی از تیر (موسوم به تیر رابط یا تیر پیوند)، شکل پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی لازم احراز خواهد شد. تیر پیوند با جذب انرژی زلزله، مانع از وارد شدن آسیب به سایر قسمتهای سازه می‌گردد. در صورت استفاده از تیرهای رابط بلند، به واسطه تشکیل مفاصل پلاستیک خمی در دو انتهای تیر رابط مستهلاک خواهد شد. عملکرد ضعیف تر تیرهای رابط بلند نسبت به رابطه‌های کوتاه با آزمایشات متعدد به اثبات رسیده است [13,14].

### ۳-۸- قابهای مهاربندی زانویی (Knee Braced Frames)

سیستم دیگری که دارای مزایای مشابه با سیستم قاب مهاربندی واگرایی نام دارد که اولین بار توسط Aristizabal-Ochoa (1986) ابداع شد. در این سیستم، مهاربندها به واسطه عضوی فرعی موسوم به عضو زانویی به تیر و ستون متصل می‌شوند. در این سیستم، عضو زانویی به هنگام زلزله به صورت فیوز شکل پذیر عمل می‌کند و با جاری شدن، انرژی زلزله را مستهلاک می‌گردان. قاب و مهاربند قطری در این سیستم به صورت الاستیک باقی می‌مانند. این سیستم علاوه بر برخورداری از سختی قابل توجه، از شکل پذیری بالایی نیز برخوردار است. مزیت این سیستم نسبت به سیستم EBF این است که در سیستم KBF می‌توان تنها عضو زانویی را تعویض نمود ولی در سیستم EBF باید قسمتی از تیر را تعویض نمود. [۱۴ و ۱۵].

### ۹-۳- تیر پیوند قائم (Vertical Shear Link)

یکی از موثرترین سیستمهای اتفاف غیر فعال انرژی است که در سازه‌ها بررسی شده و استفاده از آن بر اساس تحقیقات عددی و آزمایشگاهی رضایت‌بخش بوده است. تیر پیوند قائم در واقع یکی از انواع سیستمهای پائل برشی SPS می‌باشد که به یک زوج مهاربند شوون الحق می‌شوند. این قطعات بین گره دو مهاربند شوون و بال پایینی تیر کفی بالا نصب می‌شوند. طراحی به گونه‌ای صورت می‌گیرد که ابتدا قطعات VSL جاری شوند و بدین ترتیب، انرژی زلزله را مستهلاک می‌نمایند. با استهلاک انرژی توسط این قطعات سایر عناصر اصلی مثل تیر، ستون و مهاربند الاستیک باقی می‌مانند. بهمین دلیل این قطعات از فولاد نرم ساخته می‌شوند. طول تیر پیوند یکی از پارامترهای مهم در طراحی VSL است. عملکرد ضعیف تر تیرهای پیوند بلند نسبت به تیرهای پیوند کوتاه با آزمایشات متعدد به اثبات رسیده است. در واقع رفتار تیرهای رابط کوتاه که در آن برش حاکم است رضایت‌بخش تر از رفتار تیرهای رابط بلند است که خمی در آنها رفتار غالب است [۶].

برای اینکه گسیختگی در برش پیش از خمی رخ دهد آئین نامه‌ها طول مفصل را به مقدار زیر محدود می‌کنند . [16,17,18]

$$e \leq 1/\epsilon \frac{M_{PL}}{V_{PL}} \quad (1)$$

زاویه چرخش یکی دیگر از پارامترهای مهم در طراحی تیر پیوند قائم است. برای تیرهای پیوند با طول کمتر از ، این میزان طبق AISC 1997 به  $1/0.8$  طبق UBC 1997 و طبق CISC1991 به  $1/0.6$  رادیان محدود شده است. [16,17,18] از آنجاییکه طراحی باید به گونه‌ای صورت گیرد که جان تیر پیوند قائم جاری شود و انرژی لرزه ای را مستهلاک نماید و سایر اعضای سازه مثل تیر، ستون و مهاربند پس از زلزله الاستیک باقی بمانند، هر مهاربند باید دارای مقاومت فشاری معادل با  $1/5$  برابر نیروی محوری متناظر با مقاومت کنترل کننده تیر پیوند باشد. مقاومت کنترل کننده تیر پیوند برابر با مقاومت برشی،  $V_r$  یا مقاومت خمی تقلیل یافته،  $M_r$ ، هر کدام که منجر به نیروی کمتر در مهاربند می‌شود، در نظر گرفته می‌شود [18]. سخت کننده هایی با اتصال سراسری به جان باید در محل برخورد مهاربند به تیر در دو طرف جان، در نظر گرفته شود. این سخت کننده ها منتقل کننده نیروی های برشی و همچنین مقید کننده جان تیر در برابر کمانش می‌باشند. همچنین به منظور جلوگیری از کمانش جان، در تیر پیوند باید سخت کننده‌های میانی، جان را

مهارنمايند. سخت كننده هاي ميانى باید به طور سراسری به جان متصل شوند. ضوابط مربوط به سخت كننده ها در آيین نامه هاي معتبر آمده است [16,17,18].

برای ناشن دادن تاثير استفاده از تير پیوند قائم در استهلاک انرژي اعمال شده بر سازه پنج نمونه از اين قطعات مورد آزمایش قرار گرفتند. در ادامه با مروری بر نتایج حاصل از اين آزمایشها، عملکرد مناسب اين قطعات مورد بررسی قرار گرفته است.

#### ۴- تدارک آزمایش ها و تجهیزات مورد نیاز

##### ۴-۱- دستگاه های مورد نیاز

به منظور بررسی رفتار اين قطعات، ۵ نمونه تير پیوند قائم مورد آزمایش قرار گرفتند. آزمایشها در آزمایشگاه ها سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام گرفت. در این آزمایشگاه، معمولاً جهت انجام بارگذاري رفت و برگشتی از جکهای هیدروليکی استفاده می شود. جکهای هیدروليکی مربوطه از يك طرف توسيط کابلهایي به پمپهای برقی قابل تنظيم متصل می شوند و از طرف دیگر به دستگاه ثبت نیرو و تغيير مكان (Data Logger) متصل می شوند، که توسيط اين مجموعه می توان ميزان نيروي اعمالي و نيز تغيير مكانهای ايجاد شده را بطور دقیق ثبت کرد. جهت تامين تکيه گاه های لازم برای تحمل و نگهداری ، از قابهای مثلثی شکل استفاده می شود.

همچنین جهت اندازه گيري ميزان كرنشها و تغيير مكانها در نقاط مختلف نمونه، از كرنش سنج و تغيير مكان سنجهای با كیفیت متناسب با توجه به وضعیت نمونه مورد آزمایش و کارهای تحلیلی انجام شده استفاده می شود. مثلاً در نقاطی که احتمال رفتار غیر ارجاعی در آنها وجود دارد از كرنش سنجهای پلاستیکی (YELFA5.2) و در سایر نقاط از كرنش سنجهای الاستیکی (KFCG011) استفاده می شود و يا با توجه به ثبت تغيير مكان نسبی دو نقطه از تغيير مكان سنجهای سیمی و يا میله ای استفاده می شود، که این ابزار هر کدام دارای دقت خاصی می باشد.

##### ۴-۲- توصیف نمونه های آزمایشی

به منظور انجام مطالعات عددی روی قاب های با پانل برشی و به دنبال آن انجام آزمایشات مربوطه، ابتدا پنج نمونه قاب يك طبقه يك دهانه طراحی شدند. طراحی ها بر اساس آيین نامه AISC-LRFD1997 و مقررات لرزه ای مربوطه انجام می گيرد. از آن جا که طراحی يك قاب يك طبقه يك دهانه بر اساس بارهای واقعی معمولاً مقاطع کوچکی را برای اعضاء سازه ای نتیجه می دهد، تصمیم گرفته شد که با پیش فرض کردن مشخصات تير پیوند قائم، سایر اعضاء، متناسب با ظرفیت برشی تير پیوند طراحی شوند. لازم به يادآوری است که با در نظر گرفتن اين نکته که در آزمایشگاه سازه فاصله سوراخها در کف قوی برابر ۶۰ سانتيمتر می باشد، ارتفاع ستون ۳ متر و طول تير ۴/۲ متر تعیین شدند. در جدول ۱ مشخصات قابها و تيرهای پیوند، در ۵ نمونه مورد آزمایش نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات قابهای فولادی مورد آزمایش

مشخصات پانل برشی					مشخصات قاب							
فاصله سخت کننده (cm)	ضخامت سخت کننده (mm)	طول پانل برشی (cm)	قطع پانل برشی	طول مهاربند(cm)	قطع مهاربند	طول تیر (cm)	قطع تیر	طول ستون (cm)	قطع ستون	نام نمونه	شماره نمونه	
۱۰	۱۰	۲۰	IPE140	۳۴۵	2UNP80	۴۲۰	IPE140	۳۰۰	IPB120	SPS1	۱	
۱۰	۱۰	۲۰	IPE140	۳۴۵	2UNP80	۴۲۰	IPE140	۳۰۰	IPB120	SPS2	۲	
--	--	۲۰	IPE140	۳۴۵	2UNP100	۴۲۰	IPE140	۳۰۰	IPB120	SPS3	۳	
۱۰	۱۰	۳۰	IPE140	۳۴۵	2UNP80	۴۲۰	IPE180	۳۰۰	2IPE140	SPS4	۴	
۱۰	۱۰	۳۰	IPE160	۳۴۵	2UNP100	۴۲۰	CPE180	۳۰۰	2IPE140	SPS5	۵	

اصل تیر به پانل برشی از نوع پیچشی اصطکاکی بوه و جهت اینکار از ۸ عدد پیچ پر مقاومت M20 از نوع A325 استفاده شده است. برای مقایسه بین منحنی های مختلف، نیاز به در دست داشتن تنش تسلیم آنها می باشد. در جدول ۲ مشخصات مصالح فولادی برای نمونه های مورد آزمایش نشان داده شده اند.

جدول ۲- مشخصات مصالح فولادی نمونه های مورد آزمایش

نام نمونه	F <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Strain
SPS 1	-----	۴۲۰۰	-----
SPS 2	۳۳۷۲	۴۸۲۲	-----
SPS 3	۳۶۱۰	۵۰۷۹	۰/۲۷۷
SPS 4	۳۶۴۱	۵۱۷۵	۰/۳۱۶
SPS 5	۳۵۸۰	۵۱۲۸	۰/۳۲۷

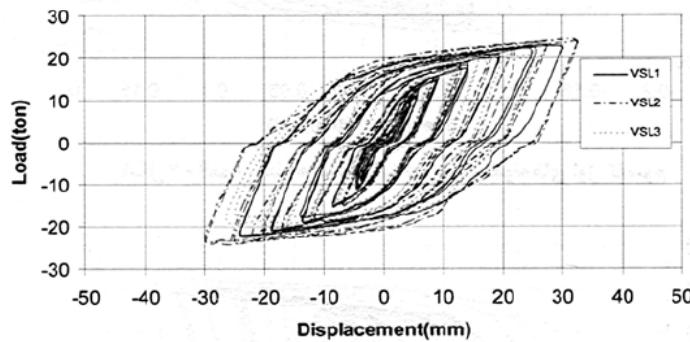
#### ۴- نحوه بارگذاری نمونه ها

مطابق (AISC 1997 Seismic Provision) سیکل های بارگذاری قرار بود به ترتیب ۰/۱۲۵، ۰/۲۵، ۰/۵، ۱، ۲ و ۳ برابر تعییر مکان تسلیم، هر کدام سه سیکل و از ۴ برابر تعییر مکان تسلیم تا گیسختگی نمونه، هر کدام دو سیکل بهروش کنترل تعییر مکان اعمال می گردد. اما در شرایط موجود در آزمایشگاه بعلت وجود لغزش در تکیه گاههای مفصلی رسیدن به تعییر مکان مطلوب در تعییر مکانهای کوچک دشوار بود. بدین جهت تا قبل از مرحله جاری شدگی نمونه، نحوه بارگذاری بر روی نمونه ها بصورت کنترل نیرو و متناظر با تعییر مکانهای مربوطه، به نمونه اعمال شد که این کار نیز مشابه با روش کنترل جابجایی درسه سیکل انجام شد. پس از اینکه این نمونه جاری شد، روش بارگذاری نمونه به کنترل جابجایی تعییر یافت و از این پس آزمایش کنترل شونده توسط تعییر شکل ادامه یافت.

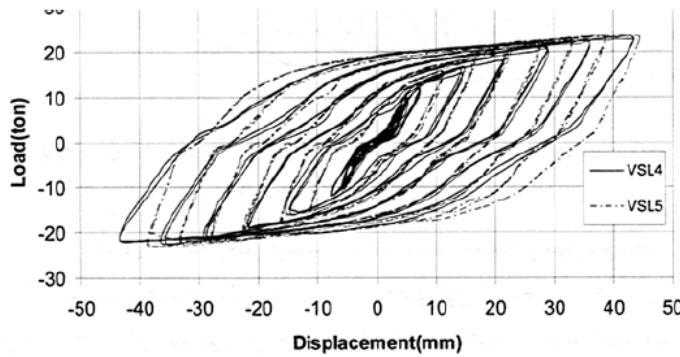
#### ۵- بررسی فنی و بحث بر روی نتایج آزمایشگاهی قابهای فولادی دارای تیر پیوند قائم

در شکلهای ۶-الف و ۶-ب، منحنی های نیرو - تعییر مکان سیستم نمونه های اول تا پنجم مشاهده می گردد. قاب سه نمونه اول با یکدیگر و دو نمونه دیگر نیز با هم مشابه میباشند. ضمن اینکه طول تیر پیوند، نیز در نمونه های اول تاسیم

۲۰ سانتیمتر و در نمونه های چهارم و پنجم نیز ۳۰ سانتیمتر می باشد. بنابراین منحنی های قابهای مشابه در یک نمودار رسم می شوند تا بتوان مقایسه مناسبتری بین منحنی ها انجام داد.



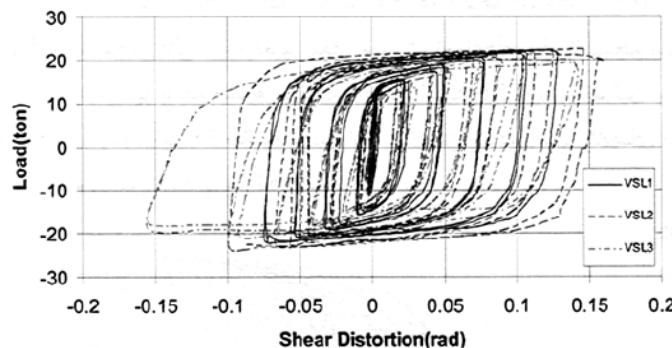
شکل ۶-الف- منحنی نیرو - تغییر مکان نمونه های اول تا سوم



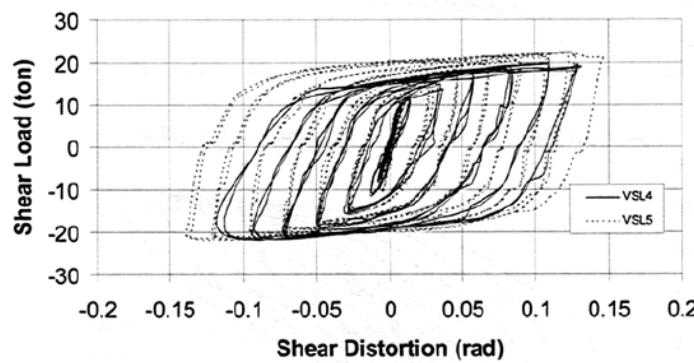
شکل ۶-ب- منحنی نیرو - تغییر مکان نمونه های چهارم و پنجم

همانطور که مشاهده می شود، تمام نمونه ها از منحنی های انرژی چاق و پایداری برخوردار میباشند و استهلاک انرژی بالایی دارند. با استفاده از این منحنی ها ضریب شک ذیری قابهای دارای تیر پوند بین  $\frac{5}{3}$  و  $\frac{7}{2}$  محاسبه می شوند. البته  $\frac{5}{3}$  مربوط به نمونه ای که جوش متصل کننده تیر پیوند به سخت کننده انتهایی برید و  $\frac{6}{3}$  مربوط به نمونه ای که سخت کننده ندارد میباشد. با صرف نظر از این دو نمونه ضریب شکل پذیری قابهای بین  $\frac{6}{9}$  و  $\frac{7}{2}$  بدست می آید که از پراکندگی کمتر و سازگاری بیشتری نیز برخوردار می باشند. همچنین ضریب رفتار مطابق روش شرح داده شده در مرجع [۶] برای نمونه ای سوم فاقد سخت کننده بود. نداشتن سخت کننده تا پیش از کمانش جان تیر پیوند، تاثیر چندانی بر رفتار قاب ندارد. ولی پس از کمانش جان، ظرفیت باربری قاب افت می نماید. همچنین در نمونه سوم برخلاف سار نمونه ها که دارای سخت کننده بودند و بصورت برشی گسیخته شدند، جان تیر پیوند بصورت قطری پاره شد. همانطور که گفته شد، طول تیر پیوند در نمونه چهارم به ۳۰ سانتیمتر افزایش یافت. بر اساس محاسبات انجام شده بر مبنای آیین نامه AISC 1997 و UBC 1997 برای اینکه برش پیش از خمش روی دهد. استفاده از تیرپیوند IPE140 با طول بیشتر از ۳۹ سانتیمتر، مجاز نمی باشد. ولی آزمایش نشان میدهد افزایش طول تیر پیوند از ۲۰ به ۳۰ سانتیمتر هیچ تاثیر فاحشی در رفتار برشی تیر پیوند ندارد. در این آزمایش نمونه پنجم تصمیم گرفته شد، از تیر لانه زنبوری به عنوان تیر کف استفاده شود تا کارایی سیستم پانل برشی با تیرهای لانه زنبوری مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور از تیر لانه زنبوری به همراه دو ورق تقویت در محل چشمته تیر به ضخامت ۶ میلیمتر استفاده گردید. همانطور که

مشاهده می شود، اگر جان تیر لانه زنیوری تقویت شود، استفاده از آن هیچگونه اثر منفی بر رفتار هیسترتیک نمونه ندارد.



شکل ۷-الف- رفتار هیسترتیک تیر پیوند نمونه های اول تا سوم



شکل ۷-ب- رفتار هیسترتیک تیر پیوند نمونه های چهارم و پنجم

در شکلهای ۷-الف و ۷-ب، رفتار هیسترتیک تیر پیوند نمونه های اول تا پنجم مشاهده می گردد. همانطور که مشاهده می شود تمام نمونه ها دارای منحنی های هیسترزیس چاق و پایدار می باشند و هیچگونه جمع شدگی در آنها مشاهده نمی گردد. از مقایسه منحنی نیرو - تغییر مکان با منحنی هیسترزیس تیر پیوند مشخص می شود، بیشتر نیروی وارد بر قاب توسط تیر پیوند تحمل می گردد. بنابراین ملاحظه می شود نمونه های مورد آزمایش عملکرد بسیار خوبی از خود نشان داده اند و انتظار الاستیک باقی ماندن سایر اعضا کاملا درست است و آزمایشها هم این موضوع را تایید مینمایند. همچنین حداکثر زاویه چرخش تیر پیوند در این نمونه ها بین  $0/128$  تا  $0/156$  رسید. این در حالی است که CISC UBC AISC این میزان را حداکثر به  $0/08$  ،  $0/06$  و  $0/04$  رادیان محدود مینمایند. شکل پذیری قطعه پانل برشی نیز محاسبه می شود که برای سه نمونه نخست به ترتیب برابر است با  $29/9$  ،  $32/1$  و  $20/8$  پایین تر بودن شکل پذیری نمونه سوم نسبت به دو نمونه اول به نداشتن سختگذشتگی در نمونه سوم نسبت داده می شود. شکل پذیری نمونه های چهارم و پنجم نیز، به ترتیب برابر است با  $9/3$  و  $18/2$ .

هماطور که مشاهده می گردد، با افزایش طول قطعه پانل برشی شکل پذیری اینقطعات کاهش می یابد. همانطور که مشاهده میگردد با کاهش طول قطعه پانل برشی و افزایش سهم برش شکل پذیری افزایش می یابد. با توجه به اینکه

نمونه ۴ SPS از مقطع IPE140 و نمونه SPS5 از مقطع IPE160 می باشد و حداکثر طول مجاز (برای عملکرد برشی) مطابق آیین نامه AISC1997 برای نمونه ۴، SPS5 ۳۹ سانتیمتر و برای نمونه ۵، SPS5 ۴۵ سانتیمتر می باشد، با نزدیک شدن به حد بالای عملکرد برشی، شکل پذیری در نمونه چهارم نسبت به نمونه پنجم کاهش چشمگیری می یابد. در حالیکه در دو نمونه اول که شرایطی مشابه با نمونه های چهارم و پنجم دارند، ولی طول قطعه پانل برشی ۲۰ سانتیمتر می باشد، تفاوت چندانی بین شکل پذیری این دو نمونه وجود ندارد. بنابراین مشخص می گردد که عملکرد تیر پیوند کوتاه نسبت به تیر پیوند بلند حتی در صورتیکه هر دو در ناحیه عملکرد برشی کامل قرار دارند به مراتب رضایتیخش تر است.

در شرایطی که نیروی محوری لازم برای جاری شدن ستونها حدود ۸۰ تن بود، نیروی محوری ستونها از  $1/6$  تن فراتر نرفت. همچنین با توجه به کرنش اندازه گیری شده در مهاریندها مشخص شد که نیروی محوری در مهاریندها به بیش از نیمی از نیروی محوری نظیر جاری شدن آنها نرسید. بنابراین فرض استهلاک انرژی توسط تیر پیوند و الاستیک باقی ماندن سایر اعضاء تایید می شود.

## ۶- نتیجه گیری

کشور ایران جزو مناطق لرزه خیز دنیا می باشد و بیشتر مناطق بر جمعیت کشور، از جمله پایتخت، در پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد یا زیاد قرار دارند. همچنین بر اساس تجربیات بدست آمده از زلزله های اخیر بسیاری از ساختمانهای موجود در کشور، دارای مقاومت کافی لرزه ای نمی باشند. روشهای کنترل غیر فعال با افزایش استهلاک انرژی و شکل پذیری، پاسخ های سازه را کاهش میدهد. با کمک روشهای کنترل غیر فعال می توان علاوه بر ساخت بناهای اینمن در برابر زلزله، ساختمانهای موجود در کشور را مقاوم سازی نمود. یکی از موثرترین سیستمهای اتصال غیر فعال انرژی سیستم تیر پیوند قائم یا پانل برشی می باشد تیرهای پیوند قائم دارای حلقه های هیسترزیس چاق و پایدار می باشند. این قطعات به عنوان یک عضو فرعی و فیوز شکل پذیر بامسته لک نمودن انرژی، ضمن افزایش شکل پذیری سازه، مانع از جاری شدن سایر اعضای قاب مانند تیر، ستون و مهاریند می گردد. عملکرد تیر پیوند قائم باطول کوتاه، که بصورت برشی تسلیم می گردد، بمراتب بهتر از تیرهای پیوند باطول زیاد می باشد. در صورتیکه برای اتصال تیر پیوند به تیر اصلی از پیچ استفاده شود، این قطعات بسهولت قابل تعویض بوده و می توانند به عنوان عضوی یکبار مصرف در نظر گرفته شوند.

عدم استفاده از سخت کننده تا پیش از کمانش جان تیر پیوند، تاثیر زیادی در رفتار نمونه ندارد. ولی پس از آن سازه بسرعت دچار افت مقاومت می شود. استفاده از سخت کننده ضمن افزایش شکل پذیری باعث مهارجانبی جان تیر پیوند شده و موجب پایداری منحی هیسترزیس می شود. دلیل اینکه از تیر پیوند انتظار رفتار شکل پذیر می رود، این قطعات باید از فولادهای نرم ساخته شوند. استفاده از تیر لانه زنبوری به عنوان تیر کف به همراه دو ورق تقویت در محل چشمeh هیچگونه اثر منفی بر رفتار هیسترتیک نمونه ندارد. بر اساس محاسبات انجام شده بر مبنای آیین نامه ها برای اینکه برش پیش از خمس روی دهد، استفاده از تیر پیوند ۴۰ IPE با طول بیشتر از ۳۹ سانتیمتر، مجاز نمی باشد. ولی از مایش نشان داد افزایش طول تیر پیوند از ۲۰ به ۳۰ سانتیمتر هیچ تاثیر فاحشی در رفتار برشی تیر پیوند ندارد.

حداکثر زاویه چرخش تیر پیوند در این نمونه ها بین  $1/28$  تا  $1/56$  رسيد. اين در حالی است که UBC و CISC اين ميزان را حداکثر به  $0/08$  و  $0/06$  راديán محدود می نمایند. بسته به طول تیر پیوند و استفاده يا عدم استفاده از سخت کننده ضریب شکل پذیری موضعی تیر پیوند بین  $9/3$  تا  $32/1$  متغیر می باشد. ضریب شکل پذیری قابهای دارای تیر پیوند قائم بیم  $5/3$  و  $7/2$  بدست آمد. ضریب رفتار نمونه ها بین  $7/15$  و  $10/65$  بدست آمد که نشان از كاراكي اين قطعات دارد. در مجموع با استفاده از تیر پیوند قائم مشخص شد، فرض الاستیک باقی ماندن سایر اعضای سازه مانند تیر، ستون و مهاریند صحیح می باشد و این قطعات دارای شکل پذیری و استهلاک انرژی مناسبی می باشند.

## ۷- مراجع

- [۱] غفوری آشتیانی، محسن (۱۳۸۰) «کاهش خطرپذیری شهر تهران».
- [۲] زمین لغزه های ناشی از زلزله با نگرشی بر لغزش‌های بزرگ ناشی از زلزله ۱۳۶۹ منجیل - مرکز مطالعات مقابله با سوانح طبیعی - بنیاد مسکن انقلاب اسلامی.
- [۳] گزارش تحلیلی شماره ۱، موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، خرداد ۱۳۷۰، زلزله منجیل - رودبار (ایران) ۲۱ خرداد ۱۳۶۹ ، شماره نشریه ۱-۹۱-۷۰.
- [۴] زندی، امیر پیمان (۱۳۶۹) «رفتار ساختمان ها در زلزله ۲۱ خرداد ۱۳۶۹ منجیل» کنفرانس آزاد زلزله ۳۱ خرداد ماه ۱۳۶۹ منجیل، ۲۰ مرداد ماه ۱۳۶۹ ، تهران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [۵] قالیبافان ، مهدی (۱۳۶۹) «درس هایی از زلزله منجیل»، مجموعه مقالات سمینار مهندسی زلزله و زلزله شناسی، شهرداری تبریز و دانشگاه تبریز، ۹ و ۱۰ آبان ماه ۱۳۶۹.
- [۶] ماهرزاده، یاسر (۱۳۸۴) «کاربرد پانل های برشی در کنترل غیر فعال سازه های فولادی متعارف» پایان نامه کارشناسی ارشد ، دانشکده فنی ، دانشگاه تهران.
- [۷] مجید زمانی، سهیل (۱۳۸۱) «اثرات زلزله اول تیر ۱۳۸۱ چنگوره - آوج بر ساختمانهای تمام اسکلت فلزی» مجموعه مقالات سمینار درس هایی از زلزله چنگوره - آوج، ۱ مرداد ۱۳۸۱، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [۸] حاج اسماعیلی، مهدی، زهرایی، سید مهدی، خرمی، مرتضی (۱۳۸۱) «بررسی عملکرد ساختمانهای استانهای قزوین و همدان در برابر زلزله چنگوره - آوج» مجموعه مقالات سمینار درس هایی از زلزله چنگوره - آوج، ۱ مرداد ۱۳۸۱، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [۹] زهرایی، سیدمهدي (۱۳۸۲) «علل تخرب ساختمانهای فولادی در زلزله بهم» عملکرد ساختمانهای فولادی در زلزله بهم- کارگاه آموزش مروری بر مشاهدات زلزله بهم، دانشکده فنی - دانشگاه تهران ، ۲۹ دی ۱۳۸۲.
- [۱۰] زهرایی، سیدمهدي (۱۳۸۳) «علل تخرب ساختمانهای فولادی در زلزله بهم و توصیه راهکارهای بهسازی سازه های مشابه موجود»، پژوهشنامه ، پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، سال ۷ شماره ۲ تابستان ۱۳۸۳.
- [11] Soong , T.T and Dargush G.F. (1988) " Passive Energy Dissipation System in Structural Engineering".
- [12] Aiken Ian D., Douglas K.Nims , Andrew S. Whittaker , and Jams M.Kelly (1993) "Testing of Passive Energy Dissipation System" EARTHQUAKE SPECTRA, Vol.9 , No.3, EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE CALIFORNIA , AUGUST 1993.
- [13] Roeder, C.R., and Popov , E.P (1978) . " Eccentrically braced steel frames for earthquakes" Journal of the Structural Division, ASCE , Vol. 104 , No . ST3, 391-412.
- [14] Aristizaba – Ochoa , J.D. (1986) "Disposable Knee bracing : Improvement In Seismic Design of Steel Frames " , J . Struct . Engrg ., ASTE vol. 112 No.7 p.p1544-1552.
- [۱۵] میثم، گیاهی ، امیر و مصیبی، علیرضا (۱۳۷۹) «بررسی رفتار لرزه ای ساختمانهای فلزی تقویت شده توسط بادبندهای زانویی» سمینار کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشکده ساختمان و مسکن، دی ماه ۱۳۷۹.
- [16] AISC-Seismic Provision , 1997 . American Institute of Steel Construction
- [17] UBC (1997). Uniform building code, International Conference of Building Officials, Whittier , Calif.
- [18] CISC [1991] . Canadian Institute of Steel Construction, Handbook of Steel Construction, Willowdale, Ontario.