





دانشکده مهندسی عمران
پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

بررسی رفتار بادبندهای کمانش ناپذیر مقاوم شده با مصالح FRP

نگارنده: آرزو طرقي

اساتيد راهنما

دکتر علی کیهانی

دکتر منصور قلعه‌نوی

شهریور ۱۳۹۶



دانشگاه صنعتی شاهرود

مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۶)

بسمه تعالی

شماره :

تاریخ :

ویرایش :

فرم صورتجلسه دفاع پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم / آقای رشته گرایش
 تحت عنوان
 که در تاریخ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح زیر است :

قبول (با درجه : امتیاز) دفاع مجدد مردود

۱- عالی (۲۰ - ۱۹) ۲- بسیار خوب (۱۸/۹۹ - ۱۸)

۳- خوب (۱۷/۹۹ - ۱۶) ۴- قابل قبول (۱۵/۹۹ - ۱۴)

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

امضاء	مرتبه علمی	نام و نام خانوادگی	عضو هیأت داوران
			۱- استاد راهنما
			۲- استاد مشاور
			۳- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی
			۴- استاد ممتحن
			۵- استاد ممتحن

تأیید رئیس دانشکده :

تقدیم به

مقدس‌ترین واژه‌ها در لغت نامه‌ی دلم،

مادر مهربانم که زندگیم را مدیون مهر و عطوفت آن می‌دانم و

پدری مهربان، مشفق، بردبار و حامی.

تقدیر و تشکر

اینک که به یاری خداوند یکتا این پایان نامه به انتها رسیده است، نویسنده بر خود لازم می داند از زحمتهای دلسوزانه و بی دریغ استادان محترم، جناب آقایان دکتر علی کیهانی و دکتر منصور قلعه-نوی و راهنمایی های ارزنده ی ایشان سپاس گذاری و صمیمانه قدردانی نموده و از ایزد یکتا بهروزی و پیروزی روز افزون ایشان را خواهان است.

تعمیرنامه

اینجانب آرزو طرقي دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران گرایش مهندسی سازه

دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی رفتار بادبندهای کماتش

ناپذیر مقاوم شده با مصالح FRP تحت راهنمایی دکتر علی کیهانی و دکتر منصور قلعه‌نوی متعهد

می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام "دانشگاه صنعتی شاهرود" و یا "Shahrood University of Technology" به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه شاهرود می‌باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

چکیده

امروزه سامانه‌های متفاوتی برای مقابله در برابر نیروهای جانبی به کار گرفته می‌شوند. اما همچنان اثر زلزله از بزرگترین مشکلات طراحی ساختمان‌ها در مناطق زلزله خیز می‌باشند. مهاربندهای معمولی در برابر بارهای جانبی دچار تغییرشکل‌های جانبی زیاد می‌شوند. در صورتی که این تغییرشکل‌ها از حد معینی فراتر رود، باعث خرابی اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای شده و ایمنی و یکپارچگی سازه به خطر می‌افتد. برای غلبه بر این مشکل از حدود ۳۰ سال قبل و برای اولین بار در ژاپن، مهاربند جدیدی به نام مهاربند کمانش ناپذیر گسترش یافت. این مهاربندها طوری طراحی می‌شوند که، در برابر کمانش مقاوم بوده و دارای منحنی‌های متقارن تحت بارهای چرخه‌ای کششی و فشاری حاصل از نیروهای جانبی می‌باشند و همچنین رفتار سازه از لحاظ پایداری و قابلیت جذب انرژی بهبود می‌یابد.

امروزه مصالح نوین از جمله کامپوزیت‌ها در سازه‌ها کاربرد فراوان دارند. مصالح FRP علاوه بر سبکی، باعث تقویت پارامترهای لرزه‌ای نیز می‌گردد. در این پژوهش مهاربند کمانش ناپذیر با مصالح FRP مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج این پژوهش نشان داد، با افزایش سطح مقطع هسته‌ی فلزی مهاربند، و همچنین تغییر مقطع هسته از حالت مستطیلی به شکل صلیبی، پارامترهای لرزه‌ای افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده شد با تغییر مقاطع پروفیل‌های FRP به شکل مثلثی و همچنین کاهش ابعاد پروفیل‌های قوطی شکل FRP، مشخصات لرزه‌ای افزایش می‌یابد. همچنین استفاده از الیاف کربن CFRP به جای الیاف شیشه GFRP باعث افزایش جذب انرژی سامانه می‌گردد. در ادامه نیز اثر کاهش مقطع در هسته بررسی شد و نتایج آن نشان‌دهنده عدم تاثیر این تغییر در پارامترهای لرزه‌ای است.

کلید واژه:

مهاربند کمانش ناپذیر، GFRP، شکل پذیری، سختی، مقاومت

فهرست مطالب

فصل اول - مفاهیم و سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای

- ۱-۱- پیش‌گفتار ۲
- ۲-۱- شکل‌پذیری سازه‌ها ۶
- ۳-۱- مقاومت ۷
- ۴-۱- سختی ۸
- ۵-۱- تغییر مکان نسبی ۱۰
- ۶-۱- مفصل و لنگر خمیری ۱۰
- ۷-۱- منحنی هیستریزیس و رفتار چرخه‌ای سازه‌ها ۱۱
- ۸-۱- مقایسه رفتار خطی و غیرخطی در سیستم‌های سازه‌ای ۱۴
- ۹-۱- طراحی بر اساس ظرفیت ۱۵
- ۱۰-۱- جمع‌بندی مفاهیم لرزه‌ای ۱۷
- ۱۱-۱- سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای ۱۷
- ۱-۱۱-۱- پیش‌گفتار ۱۷
- ۲-۱۱-۱- قاب فضایی خمشی ۱۹
- ۳-۱۱-۱- رفتار قاب‌های خمشی در برابر بار جانبی ۲۰
- ۴-۱۱-۱- رفتار چرخه‌ای قاب‌ها ۲۱
- ۱۲-۱- سیستم مهاربندی همگرا ۲۱
- ۱-۱۲-۱- پاسخ رفت و برگشتی مهاربندهای فولادی ۲۴
- ۲-۱۲-۱- رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی با مهاربندی ضربدری ۲۶
- ۳-۱۲-۱- مکانیزم‌های کمانش مهاربندهای همگرا ۲۷
- ۱۳-۱- سیستم مهاربندی واگرا ۲۸
- ۱-۱۳-۱- سختی و مقاومت قاب ۳۰
- ۲-۱۳-۱- تسلیم و مکانیزم خرابی در تیر پیوند ۳۱
- ۱۴-۱- سیستم قاب با مهاربندی زانویی ۳۲
- ۱۵-۱- مهاربندهای کمانش ناپذیر ۳۴
- ۱-۱۵-۱- رفتار مهاربند کمانش ناپذیر ۳۴
- ۲-۱۵-۱- اجزای مهاربند کمانش ناپذیر ۳۶
- ۳-۱۵-۱- طراحی قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر ۳۸
- ۴-۱۵-۱- پایداری مهاربندهای کمانش ناپذیر ۴۱
- ۵-۱۵-۱- اتصالات مهاربندی کمانش ناپذیر ۴۲

۴۳ ۱۵-۶- تیر و ستون‌ها در قاب کمانش ناپذیر
۴۳ ۱۵-۷- منطقه‌ی محافظت شده
۴۴ ۱۶-۱- پلیمرهای مسلح شده با الیاف FRP
۴۴ ۱۶-۱-۱- پیش‌گفتار
۴۵ ۱۶-۲- ساختار مصالح FRP
۴۹ ۱۷-۱- خصوصیات مصالح FRP
۴۹ ۱۷-۱-۱- مقاومت در برابر خوردگی
۴۹ ۱۷-۲- مقاومت
۴۹ ۱۷-۳- مدول الاستیسیته
۴۹ ۱۷-۴- وزن مخصوص
۵۰ ۱۸-۱- ضرورت و اهداف پژوهش

فصل دوم- پیشینه پژوهش

۵۲ ۲-۱- پیش‌گفتار
۵۲ ۲-۲- پژوهش‌های انجام شده توسط کلارک و همکاران (۱۹۹۹-۲۰۰۰)
۵۳ ۲-۳- تحقیقات انجام شده توسط سابلی و همکاران (۲۰۰۱)
۵۳ ۲-۴- تحقیقات کیم و همکاران (۲۰۰۴)
۵۴ ۲-۵- تحقیقات ترمبلی و همکاران (۲۰۰۶)
۵۵ ۲-۶- تحقیقات شارع و همکاران (۱۳۸۷)
۵۵ ۲-۷- تحقیقات پیتر داسیکا و همکاران (۲۰۰۸)
۵۶ ۲-۸- تحقیقات هادیزاده و همکاران (۲۰۱۰)
۵۸ ۲-۹- تحقیقات رمضان از کلک و همکاران (۲۰۱۷)

فصل سوم- راستی‌آزمایی مدل‌سازی

۶۰ ۳-۱- پیش‌گفتار
۶۰ ۳-۲- نمونه‌ی آزمایشگاهی
۶۲ ۳-۳- مدل عددی
۶۲ ۳-۳-۱- انتخاب جزء
۶۳ ۳-۳-۲- شرایط مرزی و بارگذاری
۶۴ ۳-۴- مقایسه‌ی نتایج

فصل چهارم- ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای در مهاربند کمانش ناپذیر با GFRP

- ۴-۱- پیش‌گفتار ۶۸
- ۴-۲- نام‌گذاری نمونه‌ها ۶۸
- ۴-۳- اثر ضخامت در هسته‌ی فلزی مستطیلی ۶۹
- ۴-۳-۱- جذب انرژی ۷۱
- ۴-۳-۲- سختی سامانه ۷۳
- ۴-۳-۳- مقاومت نهایی ۷۳
- ۴-۴- اثر ضخامت در هسته‌ی صلیبی ۷۴
- ۴-۴-۱- جذب انرژی ۷۵
- ۴-۴-۲- سختی سامانه با هسته صلیبی ۷۷
- ۴-۴-۳- مقاومت نهایی سامانه با هسته صلیبی ۷۷
- ۴-۵- نسبت سطح مقطع هسته‌ی مستطیلی به پارامترهای لرزه‌ای ۷۸
- ۴-۶- نسبت سطح مقطع هسته‌ی صلیبی به پارامترهای لرزه‌ای ۸۰
- ۴-۷- اثر هندسه‌ی قوطی GFRP بر پارامترهای لرزه‌ای ۸۲
- ۴-۷-۱- شکل‌پذیری ۸۵
- ۴-۷-۲- مقاومت نهایی ۸۷
- ۴-۸- استفاده از CFRP در مقاطع ۸۸
- ۴-۸-۱- ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای با الیاف کربن ۸۹
- ۴-۹- اثر کاهش هسته‌ی مهاربند کمانش ناپذیر ۹۲
- ۴-۹-۱- تنش‌های ایجاد شده روی GFRP ۹۴

فصل پنجم- نتیجه‌گیری

- ۵-۱- نتیجه‌ها ۱۰۰
- ۵-۲- پیشنهادهایی برای آیندگان ۱۰۰
- منابع ۱۰۱

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۱- قاب‌های مقاوم خمشی [۱]..... ۲
- شکل ۲-۱- قاب با مهاربند هم محور [۱]..... ۳
- شکل ۳-۱- دیوار برشی فولادی [۲]..... ۳
- شکل ۴-۱- نمونه‌هایی از قاب‌های خارج از مرکز [۲]..... ۴
- شکل ۵-۱- قاب با مهاربند زانویی [۳]..... ۵
- شکل ۶-۱- منحنی ایده‌آل و واقعی نیرو - تغییر مکان یک سیستم [۴]..... ۶
- شکل ۷-۱- سطوح مختلف شکل‌پذیری سازه [۵]..... ۷
- شکل ۸-۱- مشخصات سازه در برابر بارهای جانبی [۵]..... ۸
- شکل ۹-۱- محاسبه سختی و مقاومت هر کدام از طبقات با تحلیل پوش‌آور [۵]..... ۹
- شکل ۱۰-۱- تیر دو سر مفصل تحت اثر بار افزایش [۴]..... ۱۰
- شکل ۱۱-۱- منحنی نیرو - جابه‌جایی وسط دهانه تیر [۴]..... ۱۱
- شکل ۱۲-۱- نمودار تغییرات کرنش در یک مقطع تحت اثر خمش [۴]..... ۱۱
- شکل ۱۳-۱- منحنی واقعی تنش - کرنش فولاد [۴]..... ۱۱
- شکل ۱۴-۱- منحنی هیستریزس ایده‌آل و دو منحنی دارای زوال [۴]..... ۱۲
- شکل ۱۵-۱- رفتار سازه‌ها تحت بار چرخه‌ای [۴]..... ۱۳
- شکل ۱۶-۱- مقایسه رفتار خطی و غیرخطی ایده‌آل سیستم‌های مقاوم ساختمانی [۴]..... ۱۴
- شکل ۱۷-۱- تشبیه سازه به یک زنجیر ایمن [۵]..... ۱۵
- شکل ۱۸-۱- عضو فیوز و مکانیزم تسلیم هدف سیستم‌های باربر جانبی [۵]..... ۱۶
- شکل ۱۹-۱- منحنی نیرو - تغییر شکل [۵]..... ۱۷
- شکل ۲۰-۱- شکست تیر در محل اتصال با ستون در اثر بار چرخه‌ای [۲۶]..... ۲۰
- شکل ۲۱-۱- روابط بار- تغییر مکان قاب‌های خمشی پرتال [۴]..... ۲۱
- شکل ۲۲-۱- نمونه‌های متداول از قابهای مهاربندی همگرا [۵]..... ۲۲
- شکل ۲۳-۱- حلقه‌های هیستریزس قاب مهاربندی همگرا [۲۷]..... ۲۳
- شکل ۲۴-۱- گسیختگی مهاربند همگرا تحت بار گذاری سیکلی [۴]..... ۲۴

- شکل ۱-۲۵ - رفتار رفت و برگشتی عضو قطری بادبند [۲۷] ۲۵
- شکل ۱-۲۶ - تصویر عضو بادبندی در نواحی مختلف دیاگرام [۴] ۲۵
- شکل ۱-۲۷ - تغییر شکل غیرمقارن قاب‌های با بادبندی همگرا [۴] ۲۷
- شکل ۱-۲۸ - سختی پایین ورق اتصال در خارج از صفحه [۵] ۲۷
- شکل ۱-۲۹ - پلان کمانشهای خارج و داخل صفحه مهاربند [۵] ۲۸
- شکل ۱-۳۰ - نمونه‌هایی از قاب‌های خارج از مرکز [۵] ۲۸
- شکل ۱-۳۱ - رفتار سه سیستم سازه‌ای مختلف [۴] ۲۹
- شکل ۱-۳۲ - اثر تغییر طول تیر پیوند بر سختی قاب [۲۸] ۳۱
- شکل ۱-۳۳ - ارتباط مقاومت نهایی با نسبت $\frac{e}{L}$ [۲۸] ۳۱
- شکل ۱-۳۴ - انواع قابها با مهاربند زانویی [۲۹] ۳۳
- شکل ۱-۳۵ - محصورسازی عضو مهاربند برای افزایش بار بحرانی تا سطح تسلیم [۵] ۳۵
- شکل ۱-۳۶ - مقایسه‌ی منحنی هیستریزیس دو نوع مهاربند [۵] ۳۶
- شکل ۱-۳۷ - اجزای مهاربند کمانش ناپذیر [۵] ۳۷
- شکل ۱-۳۸ - نمونه‌های متداول مهاربندیهای کمانش ناپذیر [۵] ۳۸
- شکل ۱-۳۹ - طول تسلیم مهاربند کمانش ناپذیر [۵] ۴۰
- شکل ۱-۴۰ - محاسبه ضرایب ω و β از روی نمودار تنش کرنش مهاربند [۵] ۴۱
- شکل ۱-۴۱ - اتصالات مهاربند های کمانش ناپذیر [۵] ۴۳
- شکل ۱-۴۲ - انواع الیافهای پلیمری [۳۶] ۴۷
- شکل ۱-۴۳ - نمودار تنش-کرنش فولاد نرم و انواع مصالح FRP [۳۱] ۴۸
- شکل ۲-۱ - ابعاد نمونه آزمایشگاهی [۵۷] ۵۶
- شکل ۲-۲ - نمونه آزمایشگاهی [۵۷] ۵۶
- شکل ۲-۳ - نمونه آزمایشگاهی [۵۸] ۵۸
- شکل ۲-۴ - منحنی هیستریزیس نمونه‌ها [۵۸] ۵۸
- شکل ۳-۱ - اجزای تشکیل دهنده مهاربند کمانش ناپذیر [۵۹] ۶۰
- شکل ۳-۲ - نمودار تنش - کرنش فولاد LYP225 [۵۹] ۶۱

- شکل ۳-۳- جزئیات اندازه مهاربند کمانش ناپذیر به میلیمتر [۵۹] ۶۱
- شکل ۳-۴- نحوه‌ی بارگذاری مهاربند کمانش ناپذیر در آزمایشگاه [۵۹] ۶۴
- شکل ۳-۵- نحوی اعمال شرایط تکیه‌گاهی در مدلسازی ۶۴
- شکل ۳-۶- نمودار هیستریزس نمونه‌ی آزمایشگاهی ونمودار پوش‌آور اجزای محدود ۶۵
- شکل ۴-۱- مشخصات نمونه‌های مدل شده با تغییر ضخامت هسته در نرم افزار جزء محدود ۶۹
- شکل ۴-۲- نحوه‌ی تشکیل تنش‌ها در هسته‌ی فلزی مهاربند کمانش ناپذیر ۷۰
- شکل ۴-۳- نحوه‌ی انتقال تنش از هسته‌ی فلزی به مکعب‌های GFRP ۷۰
- شکل ۴-۴- نحوه‌ی انتقال تنش از مکعب‌ها به الیاف GFRP ۷۰
- شکل ۴-۵- مقایسه نمودار پوش‌آور نمونه‌ها به ضخامت ۷۱
- شکل ۴-۶- مقایسه‌ی نمودار جذب انرژی نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت هسته‌ی فلزی ۷۲
- شکل ۴-۷- نمودار سختی سامانه با مقادیر متفاوت ضخامت هسته‌ی فلزی ۷۳
- شکل ۴-۸- نمودار مقاومت نهایی سامانه با مقادیر متفاوت ضخامت هسته‌ی فلزی ۷۴
- شکل ۴-۹- جزئیات نمونه‌های مدل شده با مقطع صلیبی ۷۵
- شکل ۴-۱۰- مقایسه نمودار پوش‌آور نمونه‌ها با هسته صلیبی متفاوت ۷۶
- شکل ۴-۱۱- مقایسه‌ی نمودار جذب انرژی نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت هسته‌ی صلیبی ۷۶
- شکل ۴-۱۲- مقایسه‌ی نمودار سختی نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت هسته‌ی صلیب ۷۷
- شکل ۴-۱۳- مقایسه‌ی نمودار مقاومت نهایی نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت هسته‌ی صلیبی ۷۸
- شکل ۴-۱۴- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته‌ی ساده به شکل‌پذیری ۷۹
- شکل ۴-۱۵- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به سختی ۷۹
- شکل ۴-۱۶- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به مقاومت نهایی ۸۰
- شکل ۴-۱۷- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به شکل‌پذیری ۸۱
- شکل ۴-۱۸- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به سختی ۸۱
- شکل ۴-۱۹- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به مقاومت نهایی ۸۲
- شکل ۴-۲۰- جزئیات نمونه با مقطع قوطی GFRP ۸۳
- شکل ۴-۲۱- جزئیات نمونه با مقطع مثلثی GFRP ۸۴

- شکل ۴-۲۲- جزییات نمونه با مقطع مثلثی GFRP ۸۴
- شکل ۴-۲۳- نحوه تشکیل تنش ها در مقاطع مثلثی GFRP ۸۴
- شکل ۴-۲۴- نحوه تشکیل تنشها در الیاف GFRP ۸۵
- شکل ۴-۲۵- نمودار پوش‌آور نمونه‌ها با مقاطع متفاوت GFRP ۸۶
- شکل ۴-۲۶- نمودار جذب انرژی با مقاطع متفاوت GFRP ۸۶
- شکل ۴-۲۷- نمودار مقاومت نهایی با مقاطع متفاوت GFRP ۸۷
- شکل ۴-۲۸- مقایسه کاهش مصالح GFRP و جذب انرژی ۸۸
- شکل ۴-۲۹- نمودار پوش‌آور نمونه‌ها با الیاف کربن ۹۰
- شکل ۴-۳۰- نمودار جذب انرژی نمونه‌ها با الیاف کربن ۹۰
- شکل ۴-۳۱- نمودار سختی نمونه‌ها با الیاف کربن ۹۱
- شکل ۴-۳۲- نمودار مقاومت نهایی نمونه‌ها با الیاف کربن ۹۱
- شکل ۴-۳۳- ابعاد نمونه BR-20-RC کاهش داده شده به میلیمتر ۹۲
- شکل ۴-۳۴- نمودار پوش‌آور دو نمونه با هسته معمولی و هسته کاهش یافته ۹۳
- شکل ۴-۳۵- نمودار جذب انرژی دو نمونه با هسته معمولی و هسته کاهش یافته ۹۳
- شکل ۴-۳۶- نمودار سختی دو نمونه با هسته معمولی و هسته کاهش یافته ۹۴
- شکل ۴-۳۷- نمودار مقاومت نهایی دو نمونه با هسته معمولی و هسته کاهش یافته ۹۴
- شکل ۴-۳۸- تشکیل تنش و نحوه کمانش در هسته ساده ۹۵
- شکل ۴-۳۹- نمودار تنش‌های ایجاد شده در مقاطع GFRP در اثر کمانش هسته ۹۵
- شکل ۴-۴۰- تشکیل تنش در مقاطع GFRP با هسته ساده ۹۵
- شکل ۴-۴۱- تشکیل تنش و نحوه کمانش در هسته کاهش یافته ۹۶
- شکل ۴-۴۲- نمودار تنش‌های ایجاد شده در مقاطع GFRP در اثر کمانش هسته کاهش یافته ۹۶
- شکل ۴-۴۳- تشکیل تنش در مقاطع GFRP با هسته کاهش یافته ۹۶
- شکل ۴-۴۴- تشکیل تنش در مقاطع GFRP با هسته کاهش یافته ۹۷

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۲- مقادیر رفتار، اضافه مقاومت و بزرگ‌نمایی تغییر مکان BRBF ۴۲
- جدول ۱-۳- مشخصات مصالح هسته مهاربند کمانش ناپذیر ۶۲
- جدول ۲-۳- مشخصات مصالح قوطی‌ها و الیاف GFRP ۶۲
- جدول ۱-۴- مشخصات نمونه‌های مدل شده در نرم افزار جزء محدود ۶۹
- جدول ۲-۴- مشخصات نمونه‌های مدل شده با مقطع صلیبی در نرم افزار جزء محدود ۷۵
- جدول ۳-۴- مشخصات نمونه‌های مدل شده با مقاطع قوطی و مثلثی GFRP ۸۳
- جدول ۴-۴- نام‌گذاری مدل‌ها با الیاف کربن ۸۹

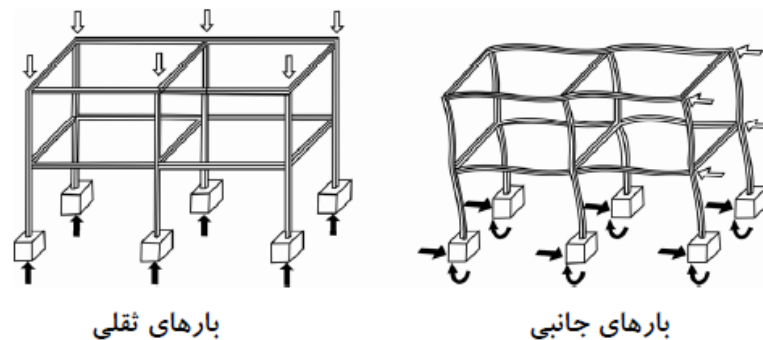
فصل اول

مفاهیم و سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای

۱-۱- پیش‌گفتار

سختی و شکل‌پذیری دو موضوع اساسی در طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله می‌باشند [۱]. ایجاد سختی و مقاومت به‌منظور کنترل تغییرمکان جانبی و ایجاد شکل‌پذیری برای افزایش قابلیت جذب انرژی و تحمل تغییرشکل‌های خمیری اهمیت دارند. در طراحی ساختمان‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله، استفاده از سیستم‌های قاب‌های مقاوم خمشی، قاب‌های با مهاربند همگرا، واگرا و دیوار برشی فولادی رایج است.

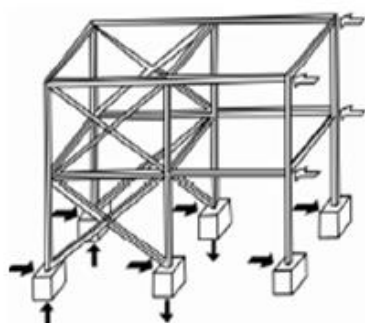
قاب‌های مقاوم خمشی، شامل ستون‌ها و تیرهایی است که توسط اتصالات خمشی به یکدیگر متصل شده‌اند. سختی جانبی این قاب‌ها به سختی خمشی ستون‌ها، تیرها و اتصالات در صفحه خمش بستگی دارد. در طراحی این قاب‌ها فلسفه تیر ضعیف و ستون قوی حاکم است [۱]. این امر ایجاب می‌کند که تیرها زودتر از ستون‌ها تسلیم شوند و با شکل‌پذیری مناسب خود، انرژی زلزله را جذب و مستهلک کنند و اتصالات در بارهای حدی با شکل‌پذیری غیرارتجاعی مناسب خود، قابلیت تحمل تغییر شکل‌های خمیری را بالا ببرند. این قاب‌ها دارای شکل‌پذیری مناسب ولی سختی جانبی کمتری هستند (شکل ۱-۱).



شکل ۱-۱- قاب‌های مقاوم خمشی [۱]

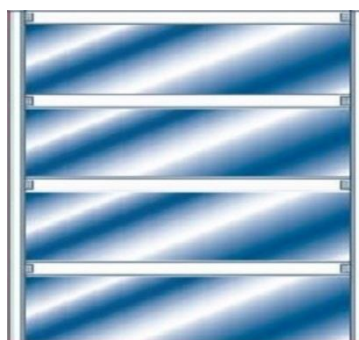
قاب‌های با مهاربند همگرا، در برابر زلزله از نظر سختی، مقاومت و کنترل تغییر مکان‌های جانبی در محدوده خطی دارای رفتار بسیار مناسبی هستند، ولی در محدوده‌ی غیرارتجاعی به علت سختی جانبی

مهاربندها، قابلیت جذب انرژی کمتری دارند و در نتیجه دارای شکل‌پذیری کمتری‌اند. در این قاب‌ها برش وارده در ابتدا توسط اعضای قطری جذب شده و سپس مستقیماً به نیروی فشاری و کششی تبدیل شده و به سیستم قائم انتقال می‌یابند (شکل ۲-۱).



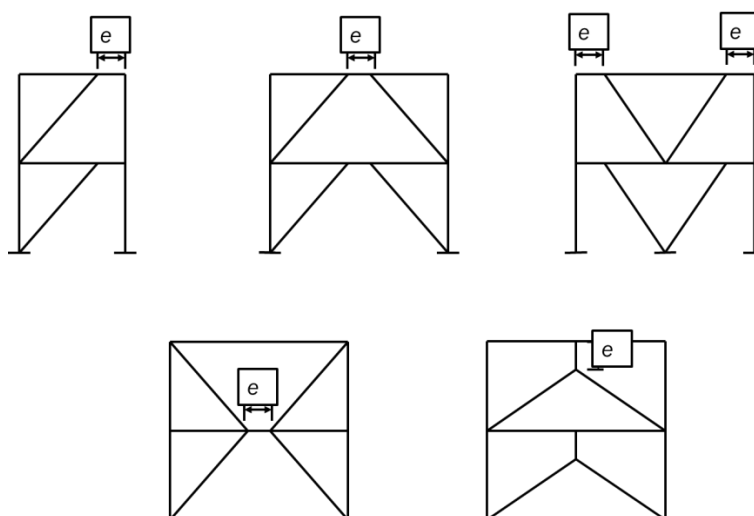
شکل ۲-۱- قاب با مهاربند هم محور [۱]

دیوار برشی فولادی، به دلیل انعطاف‌پذیری زیاد، مستهلک‌کننده خوبی برای انرژی محسوب می‌شود. (شکل ۳-۱). رفتار هیستریزیس پایدار در بارگذاری رفت و برگشتی از ویژگی‌های این سیستم می‌باشد. ولی پیچیدگی حالت کمانش و انتقال نیروهای زیاد به تیر و ستون و ایجاد برش پایه بزرگ، از معایب این سیستم به‌شمار می‌رود [۲].



شکل ۳-۱- دیوار برشی فولادی [۲]

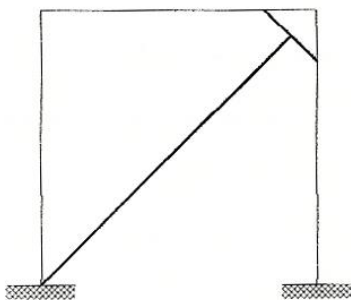
در قاب‌های با مهاربند واگرا، عضو قطری به صورت برون محور به تیر کف متصل می‌گردد. در محل اتصال تیر و ستون و مهاربند مقداری خروج از مرکزیت ایجاد می‌شود به نحوی که تیر رابط توانایی تحمل تغییر شکل‌های بزرگ را داشته باشد و همانند فیوز شکل‌پذیر عمل کند (شکل ۴-۱).



شکل ۴-۱ - نمونه‌هایی از قاب‌های خارج از مرکز [۲]

لذا یکی از اهداف اصلی در طراحی این قاب‌ها در برابر زلزله، جلوگیری از کمانش مهاربندها از طریق به وجود آمدن مفاصل پلاستیک برشی و خمشی در تیرهای رابط می‌باشد. قاب‌های با مهاربند واگرا از قابلیت هردوی قاب‌های مقاوم خمشی و قاب‌های با مهاربند همگرا بهره گرفته‌اند و بنابراین سختی و شکل‌پذیری مناسب را به صورت توأم تأمین می‌کنند. تعیین صحیح طول تیرهای رابط و طراحی مناسب آنها بسیار حائز اهمیت است. اگرچه قاب‌های واگرا دارای رفتار بسیار مناسبتری‌اند، ولی با تسلیم تیر رابط در اثر بارهای زلزله، خسارت‌های جدی به کف وارد خواهند کرد و چون این عضو به عنوان یک عضو اصلی سازه‌ای محسوب می‌شود، ترمیم سازه نیز مشکل خواهد بود. این موضوع و گسترش مفاصل پلاستیک به تیرها و سپس به ستون‌ها در

قاب‌های واگرا، تمایل به یافتن سیستم‌های جدید مقاوم در برابر زلزله با رفتار مناسب‌تر از لحاظ شکل‌پذیری و سختی جانبی را افزایش می‌دهد. در این راستا تلاش‌های صورت‌گرفته، منجر به پیشنهاد سیستمی به نام مهاربند زانویی KBF شده است (شکل ۱-۵). در این سیستم وظیفه تامین سختی جانبی به‌عهده مهاربند قطری بوده که حداقل یک انتهای آن به‌جای اتصال به محل تلاقی تیر و ستون، به میان یک عضو زانویی متصل است و دو انتهای این عضو زانویی به تیر و ستون اتصال دارد [۳].



شکل ۱-۵- قاب با مهاربند زانویی [۳]

در واقع با وارد آمدن نیروی مهاربند به این عضو، سه مفصل پلاستیک در دو انتها و محل اتصال آن به مهاربند تشکیل می‌گردد و باعث جذب و استهلاک انرژی زلزله خواهد شد. از آن‌جا که در این سیستم پیشنهادی، مهاربندهای قطری برای عدم کمانش طراحی نمی‌گردند، رفتار آن تحت بار رفت و برگشتی، بسیار شبیه رفتار سیستم مهاربند ضربداری یا همگرا بوده و منحنی رفتار هیستریزس آن به‌صورت ناپایدار و نامنظم بوده و سطح خالص زیر منحنی، کاهش می‌یابد. بنابراین قادر به جذب انرژی زیادی نیست.

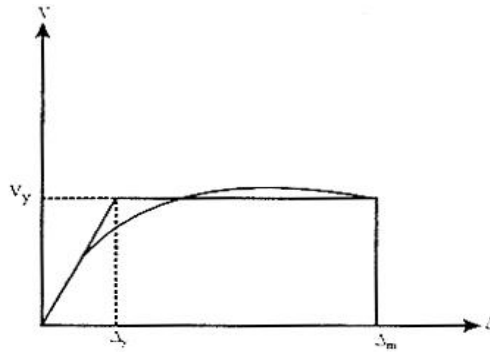
در ادامه برخی از مفاهیم لرزه‌ای و همچنین سیستم‌های مختلف مهاربندی جانبی سازه‌ها با بیان ویژگی‌های آن‌ها به‌طور مختصر بیان خواهد شد. سپس به بررسی بیشتر سیستم مهاربندی کمانش ناپذیر خواهیم پرداخت.

۱-۲- شکل پذیری سازه‌ها

به‌طور معمول می‌توان منحنی برش پایه^۱ - تغییرمکان سازه‌ها را با یک نمودار دو خطی ایده‌آل ارتجاعی - خمیری جایگزین نمود. این نوع ساده‌سازی در سازه‌های معمول تقریب قابل قبولی دارد. در یک سیستم یک درجه آزادی نسبت تغییرمکان جانبی حداکثر (Δ_m) به تغییرمکان جانبی تسلیم (Δ_y) ضریب شکل‌پذیری^۲ نامیده می‌شود و به‌صورت زیر بیان می‌گردد [۴].

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (1-1)$$

پارامترهای فوق در شکل (۱-۶) مشخص گردیده است.

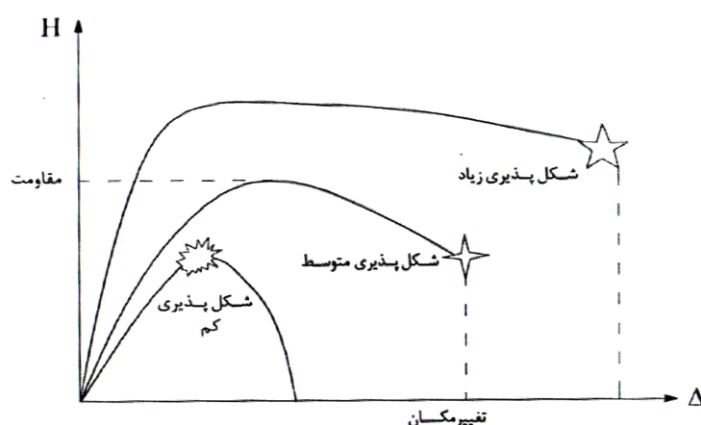


شکل ۱-۶ - منحنی ایده‌آل و واقعی نیرو - تغییرمکان یک سیستم [۴]

در واقع ضریب شکل‌پذیری (μ) بیان‌گر میزان ورود سازه در ناحیه خمیری است. در سازه‌های چند درجه آزادی تعریف ضریب شکل‌پذیری قدری مشکل‌تر است، چون در این نوع سازه‌ها برای هر درجه آزادی می‌توان ضریب شکل‌پذیری جداگانه‌ای تعریف نمود. پوپوف^۳ شکل‌پذیری یک قاب را به‌صورت نسبت تغییرمکان حداکثر به تغییرمکان تسلیم در بالاترین نقطه سازه پیشنهاد کرده است. به‌طور خلاصه می‌توان گفت هر چه تغییرمکان یک سازه بعد از تسلیم و قبل از انهدام بیشتر باشد. شکل‌پذیری آن بیشتر است. جهت کاهش نیروهای جانبی وارده به سازه و

1- Base Sheare
2-Ductility
3-Popov

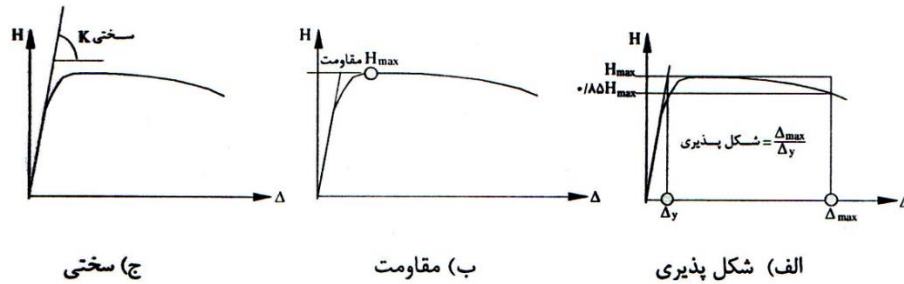
ایجاد طرحی اقتصادی از طریق جذب و استهلاک انرژی در ناحیه خمیری باید این مشخصه را تا مقدار مورد نیاز افزایش داد. حرکات زلزله به صورت رفت و برگشتی بوده و سازه می‌تواند در هر سیکل مقداری از انرژی زلزله را به صورت هیستریزیس مستهلک نماید. در شکل ۷-۱ سطوح متفاوتی از شکل‌پذیری سازه نشان داده شده است. [۴]



شکل ۷-۱- سطوح مختلف شکل‌پذیری سازه [۵]

۳-۱- مقاومت

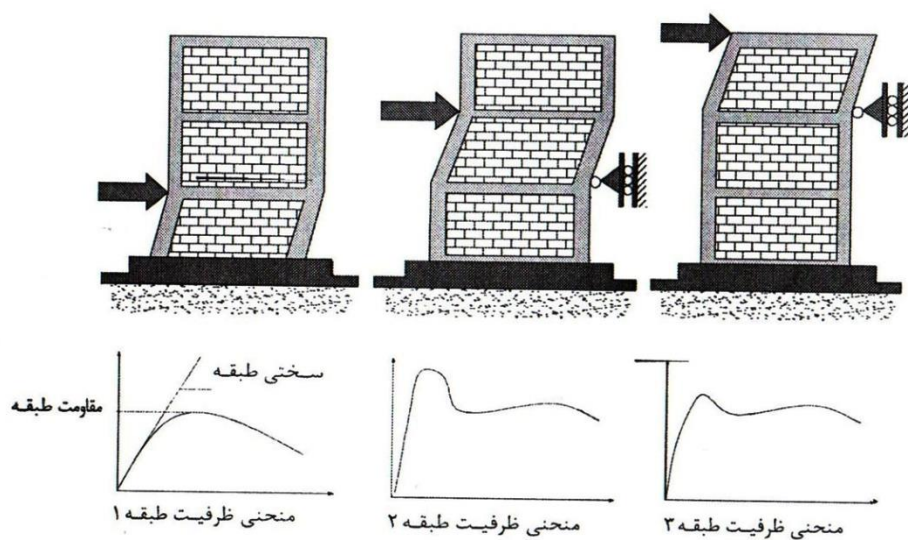
مقاومت به عنوان یک معیار در طراحی لرزه‌ای است که جهت کنترل تنش‌های ایجاد شده در سازه به کار می‌رود تا ایمنی کلی سازه‌ای به مخاطره نیافتد. معیار مقاومت به دو صورت معیار تسلیم و معیار خمیری شدن می‌تواند در طراحی سازه‌ها به کار رود. تنش‌های سازه در معیار مقاومت نباید از حد مقاومت نهایی مصالح بالاتر روند. در شکل ۸-۱ سه مفهوم شکل‌پذیری، مقاومت و سختی نشان داده شده است [۵].



شکل ۱-۸- مشخصات سازه در برابر بارهای جانبی [۵]

۴-۱ - سختی

سختی یکی از پارامترهای مهم طراحی سازه در برابر بارهای جانبی است. شیب خط منحنی نیرو - تغییرمکان برابر با سختی می‌باشد. به بیان دیگر، سختی برابر است با مقدار نیرو به ازای تغییرمکان واحد. برای محدود کردن تغییرمکان نسبی طبقات در حد بهره‌برداری در زلزله‌های خفیف، جلوگیری از تغییرمکان زیاد طبقات در زلزله‌های متوسط و شدید، کاهش اثرات $P-\Delta$ و کنترل تنش‌های سازه، سختی باید تا حد موردنیاز افزایش یابد. افزایش سختی موجب کاهش زمان تناوب سازه می‌شود و روی جابه‌جایی‌ها اغلب اثری کاهنده دارد، به همین سبب اعضای غیرسازه‌ای مانند تیغه‌ها و میان‌قاب‌ها سختی و مقاومت سازه را افزایش داده و باعث تغییر در جابه‌جایی‌های سازه می‌شوند. تأثیر اعضای غیرسازه‌ای بر نیروهای زلزله نامشخص می‌باشد اما تقریباً همیشه باعث کاهش جابه‌جایی‌ها شده و نقش موثری در پایداری سازه دارند البته آثار نامطلوب ناسازه‌ها نظیر سختی نامتقارن که موجب پیچش و افزایش لنگر واژگونی سازه می‌شود، باید مورد بررسی قرار گیرد. در شکل ۱-۹ منحنی ظرفیت هر کدام از طبقات سازه و نحوه محاسبه سختی هر طبقه در صورت وجود میان‌قاب‌ها نشان داده شده است [۵].



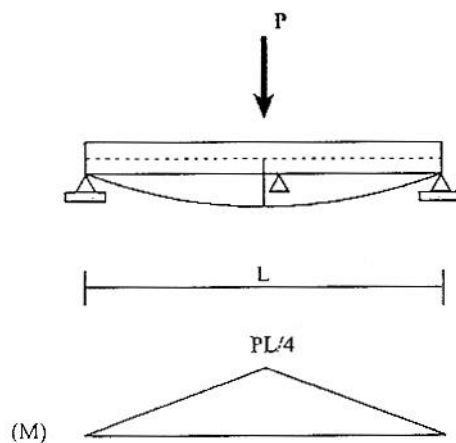
شکل ۱-۹- محاسبه سختی و مقاومت هر کدام از طبقات با تحلیل پوش آور [۵]

۱-۵- تغییر مکان نسبی

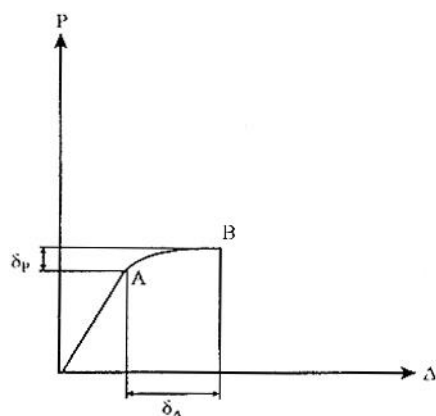
تغییر مکان‌های جانبی سازه در اثر بارهای جانبی از نظر پایداری سازه، خسارات وارده به اجزای غیر سازه‌ای و آسایش ساکنین حائز اهمیت می‌باشند. اختلاف تغییر مکان دو طبقه یا تغییر مکان نسبی از اهمیت بیشتری نسبت به تغییر مکان مطلق هر طبقه برخوردار است. کنترل تغییر مکان‌ها در سازه‌های بلند معمولاً حاکم بر طراحی می‌باشد. تغییر مکان نسبی طبقه، برابر است با تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پایین آن. [۵].

۱-۶- مفصل و لنگر خمیری

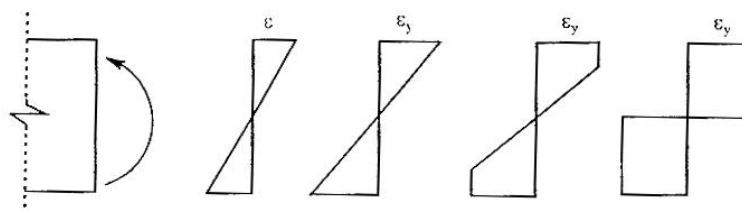
مفصل خمیری^۴ در یک قطعه به‌حالتی گفته می‌شود که در آن (یا مقطعی از آن) با افزایش بسیار اندک نیرو، تغییرشکل قابل‌توجهی ایجاد شود. به‌عنوان مثال اگر یک تیر ساده، تحت اثر بار افزایشی قرار گیرد، منحنی نیرو - تغییرمکان آن مانند شکل ۱-۱۰ خواهد بود [۴]. همان‌گونه که در شکل ۱-۱۱ مشاهده می‌شود در ناحیه AB، تغییرمکان تیر افزایش قابل‌توجهی می‌یابد در حالی که بار وارده آن‌چنان افزایش نیافته است. این بدان مفهوم است که با افزایش بارهای خارجی، لنگر خمشی در مقطع مورد نظر زیاد شده و به تدریج تارهای انتهایی مقطع وارد مرحله تسلیم می‌شوند. با افزایش بار تمامی تارهای مقطع تسلیم شده و به این ترتیب مقطع خمیری کامل و مفصل خمیری تشکیل می‌گردد. لنگر ایجاد شده در این مقطع که تا زمان انهدام تقریباً ثابت باقی می‌ماند لنگر خمیری MP نامیده می‌شود (شکل ۱-۱۲) [۴].



شکل ۱-۱۰- تیر دو سر مفصل تحت اثر بار افزایش [۴]



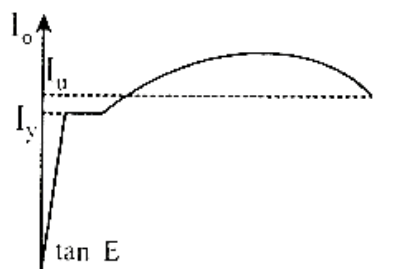
شکل ۱۱-۱- منحنی نیرو - جابه‌جایی وسط دهانه تیر [۴]



شکل ۱۲-۱- نمودار تغییرات کرنش در یک مقطع تحت اثر خمش [۴]

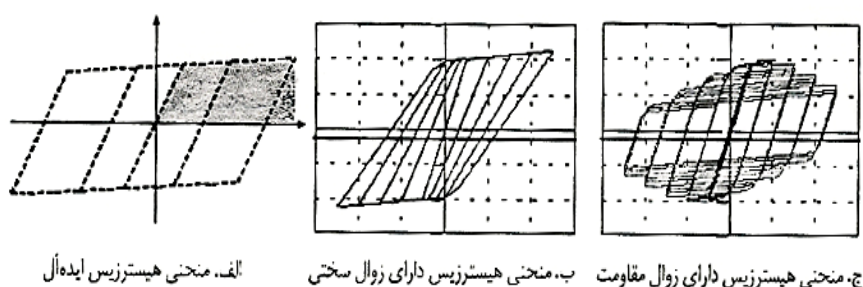
۷-۱- منحنی هیستریزیس و رفتار چرخه‌ای سازه‌ها

یکی از خصوصیات مصالح معمول ساختمانی داشتن ناحیه غیرخطی بعد از گذر از مرحله خطی است، مصالح بعد از تسلیم (ورود به ناحیه غیرخطی) توانایی تحمل نیروی خود را به‌طور کامل از دست نداده و می‌توانند مقداری نیرو تحمل نمایند. این موضوع در رفتار فولاد به‌عنوان شاخص-ترین مصالح ساختمانی به‌خوبی قابل مشاهده است (شکل ۱۳-۱).



شکل ۱۳-۱- منحنی واقعی تنش - کرنش فولاد [۴]

به منظور جلوگیری از طراحی مقاطع غیراقتصادی لازم است که با شناخت کافی از رفتار خمیری مصالح، از این توانایی آن‌ها در طراحی استفاده گردد. در انتهای ناحیه غیرخطی نمودار تنش - کرنش، مصالح به حد گسیختگی می‌رسد که به این حد، حد نهایی یا نقطه انهدام مصالح می‌گویند. اگر یک میله را تحت کشش محوری رفت و برگشتی قرار دهیم، منحنی مطلوب ارتجاعی خمیری نیرو - تغییر مکان آن به صورت شکل ۱-۱۴ است. کل انرژی انتقالی به میله سطح دوزنقه است که سطح مثلث بیان‌گر انرژی است که در اثر باربرداری برگشت داده شده و سطح متوازی الاضلاع باقیمانده بیان‌گر انرژی جذب شده توسط عضو می‌باشد. هر چه سطح متوازی الاضلاع بزرگ‌تر باشد نشان‌گر جذب انرژی بیشتر توسط سیستم است (شکل ۱-۱۴).



شکل ۱-۱۴-۱ منحنی هیستریزس ایده‌آل و دو منحنی دارای زوال [۴]

در صورت تکرار این منحنی برای چند سیکل می‌توان اطلاعات مختلفی از منحنی حاصل برداشت کرد که عبارتند از:

- ۱- میزان جذب انرژی سیستم (با توجه به سطح محدود به منحنی‌ها)
- ۲- سختی سازه در هر دوره از بارگذاری (در صورتی که سختی سازه در دوره‌های بارگذاری متوالی کاهش یابد، سیستم دارای زوال سختی می‌باشد).

۳- مقدار مقاومت سازه در هر دوره بارگذاری (در صورتی که نقطه انتهایی متناظر با مقاومت

سازه در دوره‌های بارگذاری متوالی کاهش یابد، سیستم دارای زوال مقاومت می‌باشد)

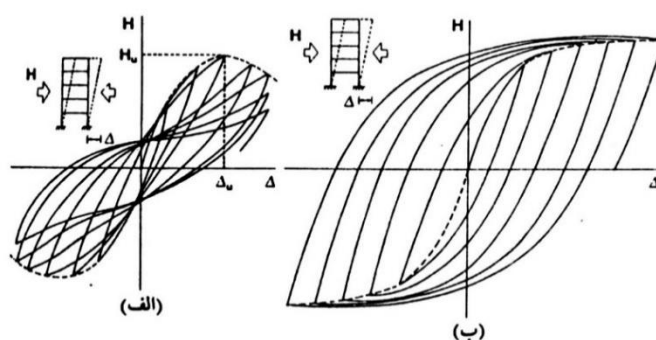
۴- شکل‌پذیری سیستم در مدت عملکرد زلزله

۵- تعداد حداکثر دوره‌های رفت و برگشت

لذا ملاحظه می‌گردد که دیاگرام هیستریزیس جهت بررسی و شناخت رفتار لرزه‌ای سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و در مدل‌سازی تحلیلی و یا آزمایشگاهی، این منحنی به‌عنوان معیاری برای سنجش رفتار دستگاه به‌کار می‌رود.

از اتصال نقاط اوج منحنی‌ها در یک مجموعه منحنی بارگذاری و باربرداری، منحنی پوش هیستریزیس به‌دست می‌آید. (شکل ۱-۱۵).

به‌طور معمول اگر بارگذاری به‌صورت افزایشی و یک‌طرفه انجام شود، منحنی برش‌پایه-تغییر مکان حاصل با تقریب مناسبی منطبق بر منحنی پوش هیستریزیس خواهد بود [۴].



ب - رفتار مناسب

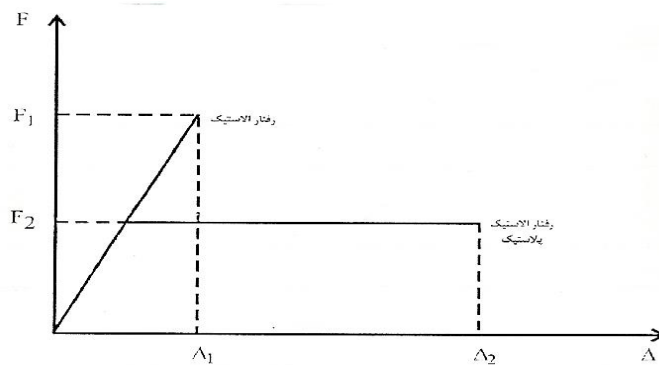
الف - رفتار نامناسب

شکل ۱-۱۵- رفتار سازه‌ها تحت بار چرخه‌ای [۴]

۸-۱ - مقایسه رفتار خطی و غیرخطی در سیستم‌های سازه‌ای

شکل ۱-۱۶ دو نوع رفتار سازه‌ای را نشان می‌دهد. از مقایسه دو نوع رفتار خطی و غیرخطی این نتیجه به دست می‌آید که اگر یک سیستم با رفتار خطی بخواهد انرژی زلزله را جذب کند باید دارای ظرفیت باربری به اندازه F_1 باشد، در این صورت سازه تغییرمکان ماکزیممی برابر Δ_1 را تجربه خواهد کرد.

در سیستم غیرخطی با حد جاری شدن F_2 ، سیستم سازه‌ای باید برای نیروی F_2 طراحی گردد ولی تغییر مکان Δ_2 را تجربه خواهد کرد [۴].



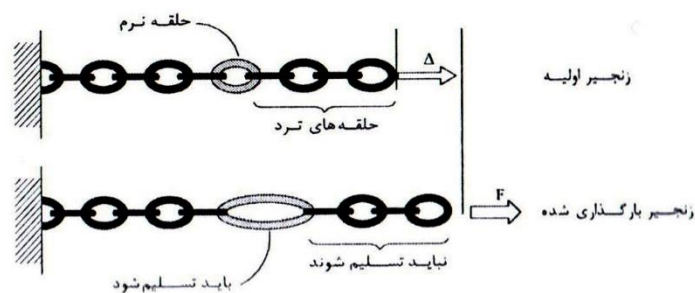
شکل ۱-۱۶ - مقایسه رفتار خطی و غیرخطی ایده‌آل سیستم‌های مقاوم ساختمانی [۴]

همان‌طور که در شکل ملاحظه می‌گردد، F_2 کوچک‌تر از F_1 می‌باشد ولی Δ_2 بزرگ‌تر از Δ_1 است. در سیستم با رفتار خطی همه تغییرشکل‌های ارتجاعی هستند، ولی در سیستم غیرخطی، قسمتی از تغییرشکل‌ها ارتجاعی و بخش دیگر غیرارتجاعی هستند. طراحی سازه برای نیروی کمتر F_2 منجر به اقتصادی شدن مقاطع می‌گردد. هم‌اکنون روش توصیه‌شده در همه آئین‌نامه‌ها بر این مبنا استوار است که سازه براساس نیروهای کمتر (کاهش یافته) طراحی گردد و با ارائه روش‌ها و جزئیات خاص امکان پذیرش تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ‌تر (Δ_2) در سازه ایجاد شود. لذا طراحی شکل‌پذیر سازه‌ها را

می‌توان به این ترتیب خلاصه کرد که در این روش، طراحی سازه بر مبنای نیروهای کمتری انجام می‌گردد ولی باید با تدابیر ویژه امکان پذیرش تغییر مکان‌های زیاد در اعضا را ایجاد کرد [۴].

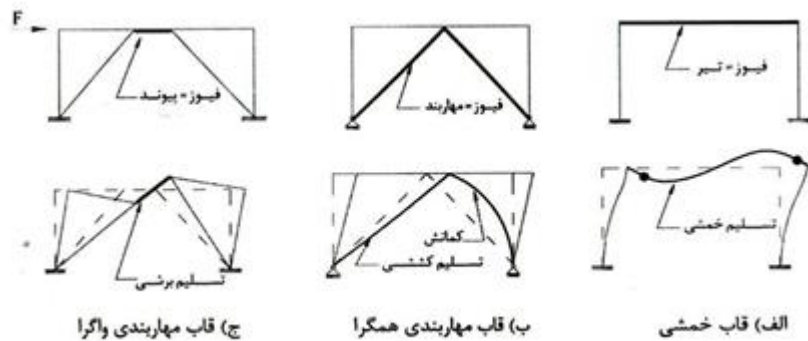
۹-۱- طراحی بر اساس ظرفیت

امروزه در اغلب آیین نامه‌ها، طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مبتنی بر روش طراحی بر اساس ظرفیت می‌باشد. در این روش نخست یک عضو به عنوان فیوز سازه انتخاب شده و بقیه اعضا بر اساس فیوز و تحت امر آن طراحی می‌گردند. طراحی بر اساس ظرفیت در واقع شکل‌پذیری عضو را با شکل‌پذیری سیستم برابر جانبی لرزه‌ای مرتبط می‌سازد. در این روش طراحی، ظرفیت سازه به یک زنجیر تشبیه می‌گردد که دارای ۲ نوع حلقه است. حلقه‌های ترد ارتجاعی و حلقه‌های نرم یا شکل‌پذیر (فیوز) که می‌توانند تسلیم شوند (شکل ۱-۱۷). مقاومت حلقه‌ی شکل‌پذیر، مانند یک فیوز، چنان است که باعث می‌شود فرایند تسلیم به طور هدایت‌شده در این حلقه‌ها متمرکز گردد و اجازه نمی‌دهد نیرویی بیشتر از نیروی تسلیم (P_y) به سایر حلقه‌ها انتقال یابد که در این صورت سایر حلقه‌ها تحت فرمان فیوز و در امنیت نیرویی قرار می‌گیرند و در آن‌ها نیرویی بیشتر از (P_y) نمی‌تواند ایجاد شود [۵].



شکل ۱-۱۷- تشبیه سازه به یک زنجیر ایمن [۵]

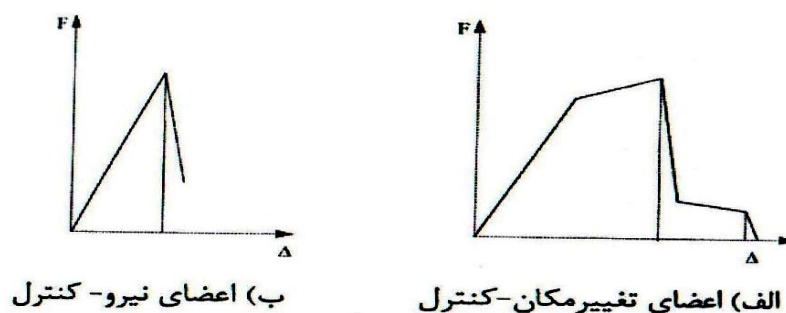
در حلقه شکل‌پذیر بایستی نسبت به جزئیات‌بندی^۷ مناسب، جلوگیری از کمناش موضعی و کمناش کلی اعضا دقت ویژه‌ای شود. چون تغییرمکان حلقه شکل‌پذیر معرف میزان جذب و استهلاک انرژی در آن می‌باشد، به آن عضو تغییرمکان-کنترل^۸ می‌گویند. تیر در قاب خمشی، مهاربند در قاب مهاربندی همگرا و تیرپیوند در قاب مهاربندی واگرا نمونه‌هایی از اعضای تغییر مکان-کنترل هستند. در شکل ۱-۱۸ اعضای فیوز (تغییرمکان-کنترل) و مکانیزم برخی از سیستم‌های باربر جانبی نشان داده شده است [۵].



شکل ۱-۱۸- عضو فیوز و مکانیزم تسلیم هدف سیستم‌های باربر جانبی [۵]

حلقه‌های ترد باید برای نیرویی بزرگ‌تر از نیروی تسلیم P_y طراحی شوند این اعضا باید طوری طراحی شوند که تحت بار زلزله از حوزه ارتجاعی خارج نشوند و آسیب نبینند و فراهم نمودن شکل‌پذیری برای آن‌ها الزامی نیست. به این حلقه‌های ترد که دارای عملکرد ارتجاعی بوده و نیرو در آن‌ها تابع نیرو در حلقه‌های شکل‌پذیر می‌باشد، اعضای نیرو-کنترل^۹ می‌گویند. به‌عنوان نمونه عضو مهاربند در قاب مهاربندی واگرا از اعضای نیرو-کنترل محسوب می‌شود. عضو

مهاربند در قاب همگرا تغییرمکان-کنترل می‌باشد. در شکل ۱-۱۹ منحنی نیرو-تغییر شکل اعضای نیرویی و تغییرمکان نشان داده شده است [۵].



شکل ۱-۱۹-۱- منحنی نیرو - تغییر شکل [۵]

۱۰-۱- جمع‌بندی مفاهیم لرزه‌ای

رفتار شکل‌پذیر می‌تواند توسط شکست‌های موضعی ناگهانی و ناپایداری‌های دینامیکی تحت تأثیر قرار گیرد. با توجه به امکانات و روش‌های طراحی موجود معیارهای طراحی عموماً مبتنی بر روش‌های استاتیکی و یا دینامیکی خطی هستند. پارامترهای کنترل‌کننده به‌جای شکل‌پذیری مورد نیاز، نیروهای اعضاء و تغییرمکان‌های جانبی هستند. لذا می‌توان این‌گونه نتیجه گرفت که برای یک سازه مقاوم در برابر زلزله باید سه عامل مقاومت، سختی و شکل‌پذیری در معادله عمومی طراحی (ظرفیت < نیاز) صدق کند. تأمین نشدن هر یک از سه عامل فوق باعث ایمن نبودن سازه در برابر زلزله خواهد شد.

۱۱-۱- سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای

۱-۱۱-۱- پیش‌گفتار

امروزه سیستم‌های مقاوم متفاوتی در برابر زلزله به‌کار گرفته می‌شوند. سیستم‌های قاب‌خمشی، مهاربندهای همگرا، واگرا و دیواربرشی از نمونه‌های رایج می‌باشند. هر یک از این سیستم‌ها مزایا و معایبی دارند. اگرچه قاب‌های خمشی دارای مزایایی همچون

رفتار چرخه‌ای پایدار و بدون محدودیت معماری می‌باشند، اما عملکرد این قاب‌ها در اتصال تیر به ستون ایجاب می‌کند که تیرها زودتر از ستون‌ها تسلیم شوند [۶-۱۰]. مهاربندهای همگرا دارای سختی بالایی هستند و معایبی مانند محدودیت معماری و شکل‌پذیری پایین دارند. همچنین عملکرد ضعیف بادبند در فشار و کشش زیر بارهای چرخه‌ای و وقوع شکستگی در محل اتصال، از معایب این مهاربندها می‌باشد [۱۱-۱۴].

قاب‌های مهاربندی با خروج از مرکزیت، در دهه‌ی هفتاد پیشنهاد گردید [۱۵]. این سیستم امکان تأمین همزمان سختی و شکل‌پذیری مورد نیاز را فراهم می‌کند. تیر پیوند انعطاف‌پذیر دارای رفتار پیچیده و ترکیبی از برش و خمش است. بنابراین نیاز به طراحی دقیقی دارد. اگرچه این مهاربندها در مقایسه با نوع همگرا دارای رفتار مناسب‌تری هستند، ولی در اثر بارهای لرزه‌ای، با تسلیم تیر رابط به عنوان عضو سازه‌ای، خسارت‌های جدی به کف وارد خواهند کرد و ترمیم سازه نیز مشکل خواهد بود [۱۶].

دیواربرشی فولادی به‌عنوان یک سیستم نسبتاً جدید با مزیت سهولت ساخت و سبکی سازه معرفی شد [۱۷]. پیچیدگی حالت کمانش و انتقال نیروهای زیاد به تیر و ستون و ایجاد برش پایه‌ی بزرگ، از معایب این سیستم به‌شمار می‌رود [۱۸ و ۱۹]. وجود بازشو در دیوار برشی فولادی اجتناب‌ناپذیر است. دیوار برشی فولادی با بازشو در مقایسه با حالت بدون بازشو عملکرد لرزه‌ای ضعیف‌تر دارد.

مهاربندهای زانویی در گذشته برای مقاومت در برابر باد به‌کار گرفته می‌شدند. امروزه این مهاربند در شکل‌های مختلف برای مقاوم‌سازی در برابر نیروهای زلزله به‌کار می‌رود [۲۰-۲۵].

مهاربندهای کمانش‌ناپذیر^{۱۰} ابزارهای مقاومی هستند که در هنگام قرارگیری در معرض بارهای چرخه‌ای وسیع قادر به اتلاف مقدار زیادی انرژی می‌باشند. بنابراین استفاده از این نوع مهاربندها باعث کاهش قابل ملاحظه بار زلزله وارد بر قاب‌های مجهز به BRB می‌شود. در ادامه به توضیح بیشتر این نوع مهاربند پرداخته خواهد شد.

۱-۱۱-۲- قاب فضایی خمشی

سیستم قاب خمشی به لحاظ رفتاری که در برابر بارهای جانبی از خود نشان می‌دهد در اغلب سازه‌های فولادی به کار برده می‌شود. مهمترین خاصیت این سیستم نحوه‌ی اتصال اعضای آن می‌باشد که به نحو موثری در رفتار سازه‌ای و پایداری سیستم دخیل است.

از مهمترین مزایای این سیستم می‌توان به عدم تداخل در ملاحظه‌های معماری از قبیل تعبیه بازشو اشاره کرد. در این نوع سیستم تمام دهانه‌ها برای تعبیه بازشو (در و پنجره) آزاد هستند. از لحاظ رفتاری نیز این سیستم نسبتاً شکل‌پذیر می‌باشد و قابلیت بالایی در استهلاک انرژی از خود نشان می‌دهد. سختی این سیستم نسبتاً کم است و در برابر بارهای جانبی دچار ضعف سختی می‌باشد. به همین علت برای تقویت این سیستم نیاز است که از مقاطع بزرگ استفاده شود که این امر باعث افزایش وزن سازه و غیراقتصادی شدن طرح خواهد شد.

در طراحی قاب‌های خمشی در مناطق زلزله‌خیز فلسفه طراحی تیر ضعیف - ستون قوی باید مدنظر قرار گیرد. یعنی تناسب بین سختی تیرها و ستون‌ها طوری رعایت شود که تغییرشکل‌های غیرارتجاعی و مفصل‌های خمیری در تیرها ایجاد شوند و در ستون‌ها مفصل پلاستیک ایجاد نشود تا به این طریق از تمرکز تغییرشکل در یک طبقه خاص جلوگیری شود.

بنابراین در طراحی بر مبنای فلسفه تیرضعیف - ستون قوی باید ستون‌ها در حالت ارتجاعی باقی بمانند و تیرها زودتر از ستون‌ها تسلیم شوند و با شکل‌پذیری مناسب خود انرژی زلزله را مستهلک کنند. اتصالات نیز باید بتوانند در بارهای حدی با شکل‌پذیری مناسب غیرارتجاعی خود، ظرفیت تحمل قاب را بالا ببرند. شکل ۱-۲۰ تسلیم تیر در اثر بارهای چرخه‌ای را نشان می‌دهد [۲۶].



شکل ۱-۲۰- شکست تیر در محل اتصال با ستون در اثر بار چرخه‌ای [۲۶]

۱-۱۱-۳- رفتار قاب‌های خمشی در برابر بار جانبی

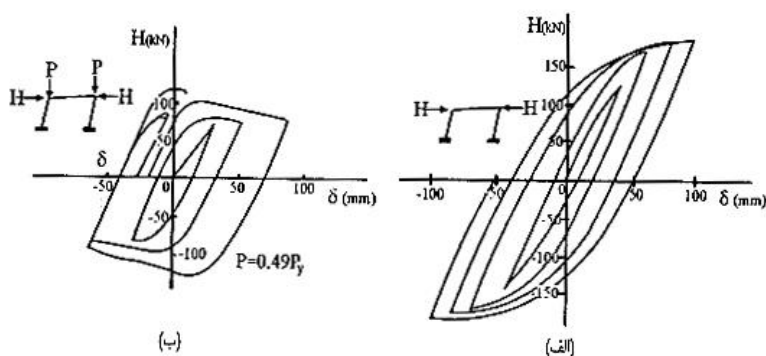
واکنش یک قاب خمشی در برابر بارهای زلزله در حقیقت چرخش گره‌ها و ایجاد تغییرشکل‌های خمشی در تیرها و ستون‌های آن می‌باشد. این تغییرشکل‌ها در اثر دو عامل عمده زیر به وجود می‌آیند [۴].

الف - تغییرشکل ناشی از خمش طره‌ای

ب - تغییرشکل ناشی از خمش تیرها و ستون‌ها

۱-۱۱-۴- رفتار چرخه‌ای قاب‌ها

در شکل ۱-۲۱ روابط بار-تغییر مکان برای قاب‌های خمشی پرتال با مقیاس حقیقی را تحت یک بار افقی سیکلی نشان می‌دهد. در شکل (الف) چون هیچ نیروی قائمی اعمال نمی‌شود چرخه‌های هیسترسزیس دوکی شکل هستند. شیب منفی ظاهر شده در شکل (ب) پس از فرارسیدن مقاومت حداکثر ناشی از اثر $P-\Delta$ حاصل می‌شود [۴].



شکل ۱-۲۱- روابط بار-تغییر مکان قاب‌های خمشی پرتال [۴]

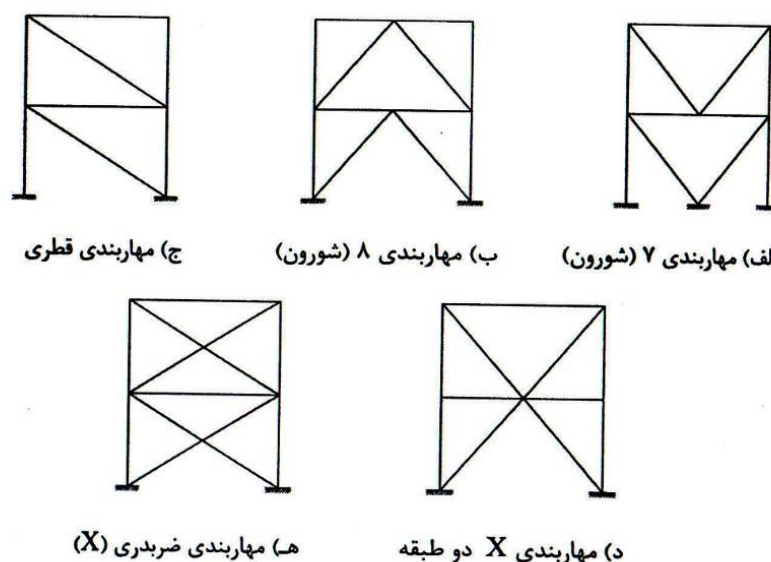
۱-۱۲- سیستم مهاربندی همگرا

فولاد از مصالح مطلوب برای سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله می‌باشد و می‌تواند شکل پذیری و جذب انرژی مناسبی داشته باشد. فولاد با داشتن نسبت مقاومت به وزن بالا و همچنین ناحیه غیرخطی، خصوصیات یک مصالح مناسب را دارا می‌باشد. در زلزله‌های گذشته نیز سازه‌های فولادی رفتار نسبتاً مطلوبی از خود نشان داده‌اند.

با توجه به موارد فوق‌الذکر در طراحی اتصالات و جزئیات سازه‌های فولادی باید تدابیری اندیشیده شود تا بتوان از این مزیت فولاد استفاده کرد و شکست‌های موضعی و گسیختگی اتصالات مانع رفتار شکل‌پذیر نشوند.

قاب‌های مهاربندی همگرا از متداول‌ترین سیستم‌های باربر جانبی هستند. مهاربندهای همگرا که معروف‌ترین نوع آنها ضربدری یا X شکل است، از مفیدترین سیستم‌ها برای کنترل

تغییر مکان ایجاد شده در برابر بارهای جانبی هستند. به علت پیکربندی خرپاگونه، صلبیت جانبی این سیستم‌ها بسیار زیاد است، به طوری که یک سیستم قاب فولادی با مهاربندی همگرا CBF در مقایسه با سیستم قاب خمشی نظیر آن، می‌تواند تا ده برابر سخت‌تر باشد. شکل ۱-۲۲ انواع قاب‌های مهاربندی همگرا را نشان می‌دهد [۵].

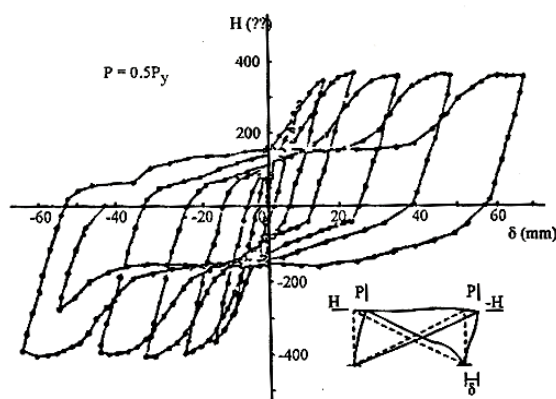


شکل ۱-۲۲- نمونه‌های متداول از قاب‌های مهاربندی همگرا [۵]

معمولاً با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان و زمانی که استفاده از قاب خمشی به دلیل سختی کمتر غیراقتصادی می‌شود، جایگزین مناسب آن، سیستم‌های فولادی با مهاربندی همگرا خواهند بود. مسائل اقتصادی، طرح و روش اجرای آسان‌تر و بهتر، سیستم‌های فولادی با مهاربندی همگرا را یک انتخاب عالی برای طراحان قرار داده است. از مشکلات عمده این مهاربندها شکل‌پذیری و جذب انرژی کم، عمدتاً به دلیل کم‌انرژی بودن یا کلی عضو فشاری

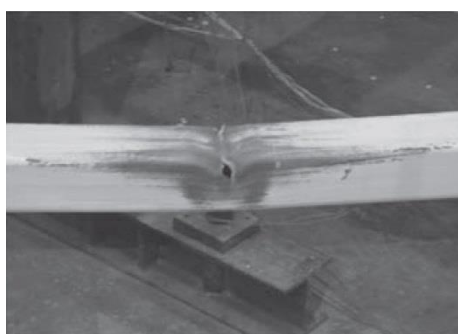
مهاربند و تا حدی هم ضعف و عملکرد نامناسب اتصالات آن می‌باشد که در ادامه بررسی خواهد شد [۵].

ظرفیت انرژی جذب شده توسط مهاربندهای همگرای ضربدری در حقیقت به‌طور کامل وابسته به رفتار چرخه‌ای غیرخطی مهاربند قطری، تحت بارهای متناوب کشش و فشار می‌باشد. همان‌گونه که در شکل ۱-۲۳ مشاهده می‌شود، حلقه‌های هیستریزیس قاب‌های فولادی با مهاربندی همگرا از نوع ضربدری بسیار ناپایدار و نامنظم هستند و سطح خالص زیر منحنی، شدیداً کاهش می‌یابد. به‌همین دلیل (ضعف شکل‌پذیری) است که در مناطق زلزله خیز شدید، استفاده از این نوع مهاربندی توصیه نشده است. از نظر هندسه مهاربندی اشکال مختلفی می‌توانند داشته باشند ولی مسلماً مشخصه اصلی همگی این سیستم‌ها ورود به ناحیه غیرخطی و جذب انرژی زلزله از این طریق می‌باشد. اما آنچه بیش از هر عاملی قابل توجه است، رفتار پیچیده رفت و برگشتی غیرخطی اعضای مهاربند می‌باشد. معمولاً در این سیستم‌ها کمانش مهاربندهای فشاری و ایجاد کشش در آن‌ها در سیکل بعد، باعث پیچیده شدن مسأله می‌گردد. پیش‌گویی در مورد رفتار مهاربند بستگی به عوامل متعددی از جمله وضعیت انتهایی مهاربند، کمانش عضو فشاری، وقوع کمانش موضعی، خستگی عضو در سیکل‌های کوچک دارد [۲۷].

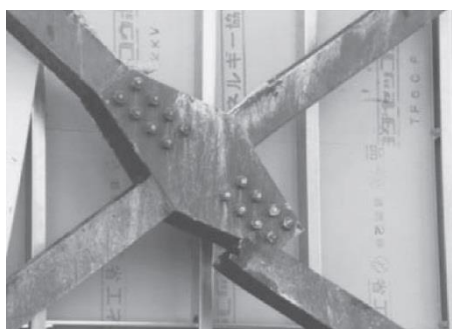


شکل ۱-۲۳- حلقه‌های هیستریزیس قاب مهاربندی همگرا [۲۷]

معمولاً در این سیستم‌ها کمانش مهاربندهای فشاری و ایجاد کشش در آن‌ها در سیکل بعد باعث پیچیده شدن مسأله می‌گردد. به همین دلیل آزمایش‌های وسیع و پژوهش‌های عمده‌ای برای مطالعه رفتار غیرخطی مهاربندهای همگرا به‌خصوص مهاربندهای ضربدری انجام گرفته است [۴]. شکل ۱-۲۴ گسیختگی مهاربندهای همگرا تحت بارگذاری چرخه‌ای را نشان می‌دهد.



ب) شکست در محل مفصل پلاستیک

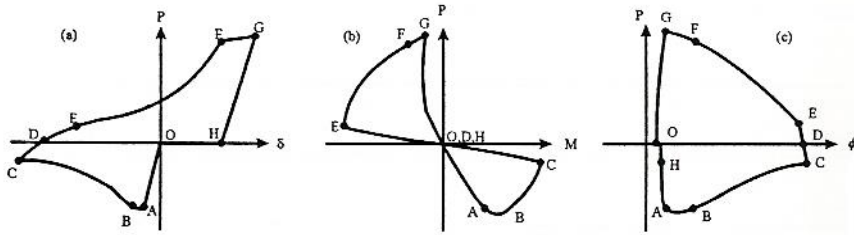


الف) شکست در محل پیچ

شکل ۱-۲۴- گسیختگی مهاربند همگرا تحت بارگذاری سیکلی [۴]

۱-۱۲-۱- پاسخ رفت و برگشتی مهاربندهای فولادی

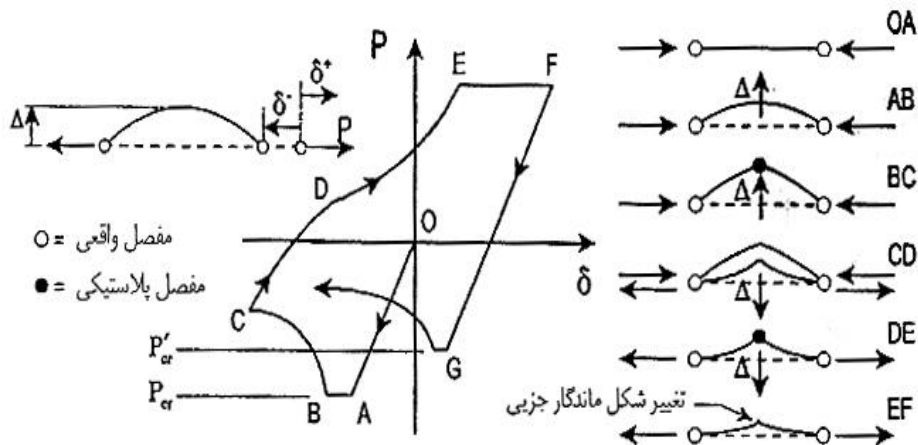
بررسی رفتار سیستم مهاربندی در محدوده خطی و در هنگامی که اعضاء در حالت ارتجاعی هستند بسیار ساده است، اما هنگامی که سازه وارد محدوده غیرارتجاعی می‌شود مهاربند رفتار هیستریزیس خاصی از خود نشان می‌دهد. در برخی پژوهش‌های موجود رفتار مهاربندها به‌صورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفته و نمودارهای زیر برای رفتار مهاربند توصیه شده است [۲۷]. (شکل ۱-۲۵).



شکل ۱-۲۵ - رفتار رفت و برگشتی عضو قطری بادبند [۲۷]

اعضای مهاربندی در سیستم همگرا وظیفه تأمین سختی، شکل‌پذیری و مقاومت را برعهده دارند. مهاربندها به‌طور متناوب و به‌طور کششی جاری شده و در فشار کمانش می‌نمایند. کمانش غیرارتجاعی مهاربند و مفاصل کششی ایجاد شده در مهاربند مقابل به‌عنوان عوامل اصلی جذب انرژی، توسعه مفاصل خمیری در سایر نقاط سازه را نتیجه می‌دهند. تعداد مفاصل‌های ایجاد شده ارتباط مستقیم به وضعیت اتصالات انتهایی مهاربند دارد. در مهاربندهای دو سر گیردار احتمال تشکیل سه مفصل (دو مفصل در دو انتها یکی در وسط) وجود دارد. حال آن‌که در مهاربندهای دو سر مفصل در یک مقطع بحرانی مفصل خمیری گسترش می‌یابد [۴].

رابطه نیرو و جابه‌جایی محوری عضو مهاربند که با استفاده از روش ارتجاعی - خمیری به‌دست آمده به‌صورت شکل ۱-۲۶ می‌باشد.



شکل ۱-۲۶ - تصویر عضو بادبندی در نواحی مختلف دیاگرام [۴]

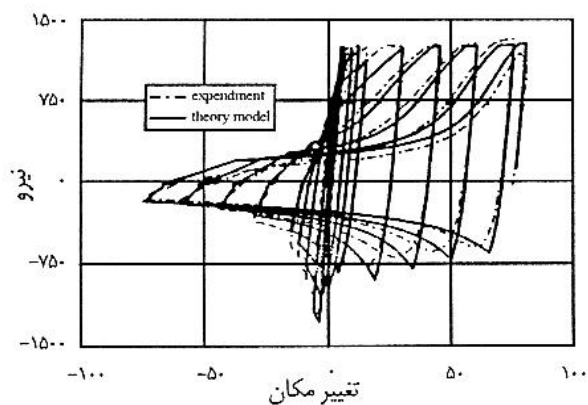
در این شکل، نمونه اولیه تحت نیروی فشاری قرار می‌گیرد تا به حد مقاومت فشاری بحرانی برسد و در نقطه A کمانش نماید. آن‌گاه فاصله کوتاه AB را در شکل ۱-۲۶ با سختی صفر طی کرده و خمیده می‌شود. در اثر این خمیدگی اثر $P-\Delta$ افزایش یافته و از سختی کاسته می‌گردد تا آنجا که در نقطه C لنگر در میانه عضو به حد لنگر خمیری رسیده و لولای خمیری ایجاد می‌گردد. در این‌جا اگر بار فشاری به‌طور ثابت اعمال گردد، نمونه کاملاً منهدم خواهد شد، اما اگر شروع به باربرداری نماییم، همان‌طور که در شکل دیده می‌شود، سازه در امتداد CD با حالت ارتجاعی حرکت خواهد کرد. (هنگامی که جهت بار عوض شود، لولای ممیزی حذف شده و سیستم به حالت ارتجاعی در می‌آید) علت افزایش سختی در طول ناحیه CD کم شدن خمیدگی میله و در نتیجه کاهش اثر $P-\Delta$ است. در نقطه D، لنگر در میانه عضو در جهت مخالف به آستانه خمیری رسیده و سختی ناگهان کاهش می‌یابد. در طول DE، با کم شدن خمیدگی عضو، سختی افزایش می‌یابد تا آن‌جا که در نقطه E، لولای خمیری در جهت مخالف ایجاد می‌گردد و سازه تحت نیروی ثابت فاصله EF را طی کرده تا کاملاً راست گردد. با باربرداری کشتی عضو آماده شروع سیکل دوم می‌گردد. در سیکل‌های متوالی در محل ماکزیمم نیروی فشاری عضو انتقال قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌گردد (نقاط A و G) [۴].

۱-۱۲-۲- رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی با مهاربندی ضربدری

در قاب‌های مهاربندی شده توانایی جذب انرژی، شکل‌پذیری سیستم و به‌طور عمده رفتار هیستریزیس سیستم تحت بارهای متناوب، بسیار وابسته به رفتار اعضای مهاربندی می‌باشد. آزمایش‌ها نشان می‌دهند که تغییر شکل قاب مهاربندی ضربدری بعد از چند سیکل بارگذاری به‌صورت غیرمستقران می‌شود [۴].

باید توجه شود که شکل تغییرمکان مهاربندها با لاغری بزرگ‌تر، بیشتر و راحت‌تر نامستقران می‌شوند.

(شکل ۱-۲۷).

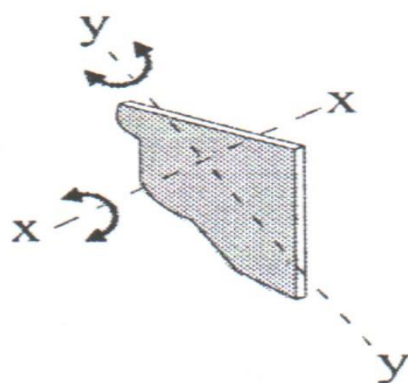


شکل ۱-۲۷- تغییر شکل غیرمتقارن قاب‌های با بادبندی همگرا [۴]

۱-۱۲-۳- مکانیزم های کمانش مهاربندهای همگرا

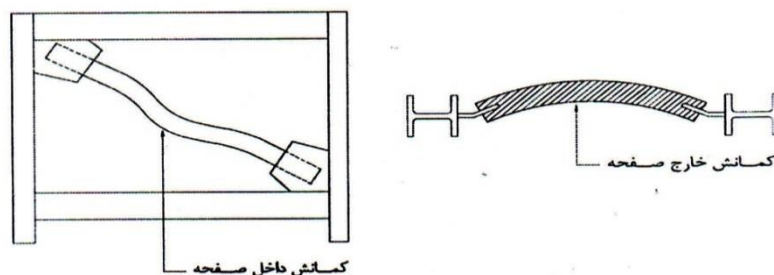
مهاربندهای همگرا در دو حالت داخل صفحه و خارج صفحه کمانش می‌کنند. امکان وقوع کمانش خارج از صفحه مهاربند به دلایل زیر بیشتر است:

الف) سختی ورق اتصال در خارج از صفحه بسیار ناچیز است (شکل ۱-۲۸).



شکل ۱-۲۸- سختی پایین ورق اتصال در خارج از صفحه [۵]

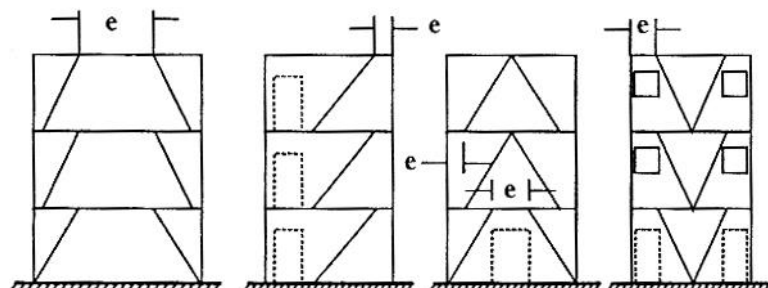
ب) در مواردی که مهاربند در داخل دیوار قرار می‌گیرد، به سبب سختی درون صفحه، دیوار امکان وقوع کمانش داخل صفحه دیوار کاهش یافته و مهاربند به صورت خارج از صفحه کمانش می‌کند. در شکل (۱-۲۹) نحوه کمانش داخل صفحه و خارج از صفحه نشان داده شده است [۵].



شکل ۱-۲۹- پلان کمانش‌های خارج و داخل صفحه مهاربند [۵]

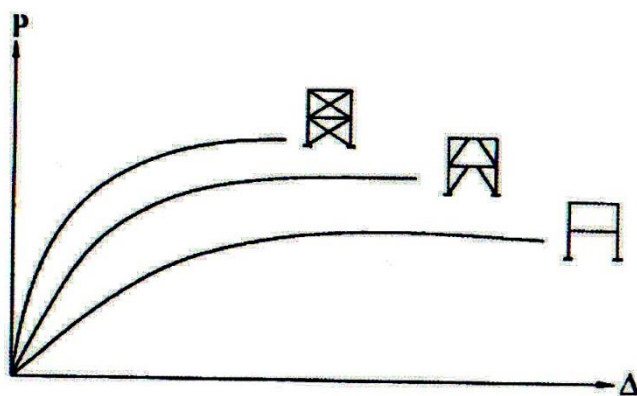
۱-۱۳- سیستم مهاربندی واگرا

در این سیستم قسمتی از طول تیر که بین مهاربندی و ستون و یا بین دو مهاربندی قرار می‌گیرد تیر پیوند نامیده می‌شود. تیر پیوند مانند فیوز شکل پذیر عمل می‌کند و مقدار زیادی از انرژی ناشی از زلزله را جذب می‌کند. نمونه‌هایی از قاب خارج از مرکز در زیر نشان داده شده است [۵]. (شکل ۱-۳۰).



شکل ۱-۳۰- نمونه‌هایی از قاب‌های خارج از مرکز [۵]

در سیستم واگرا هر دو عامل شکل‌پذیری و سختی با هم ترکیب می‌شوند. شکل‌پذیری مشخصه‌ی مهم قاب‌های خمشی می‌باشد و سختی نیز شاخص اصلی قاب‌های مهاربندی همگرا است. مهاربند واگرا هر دو مشخصه‌ی مهم شکل‌پذیری و سختی را به‌طور همزمان دارا است. این سیستم توانایی ایجاد سختی مناسب در ناحیه خطی برای مواجهه با زلزله‌های کوچک و شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی مناسب در ناحیه غیرخطی برای مقابله با زلزله‌های شدید را دارا می‌باشد [۴]. شکل (۱-۳۱) مقایسه‌ی بین شکل‌پذیری و سختی سه سیستم سازه‌ای متفاوت را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۳۱- رفتار سه سیستم سازه‌ای مختلف [۴]

در یک قاب مهاربندی واگرا وظیفه جذب و استهلاک انرژی زلزله به‌عهده تیر پیوند است. تیر پیوند همانند یک فیوز شکل‌پذیر با جاری شدن در برش و یا خمش از خرابی دیگر اعضا جلوگیری می‌کند. این عضو به‌عنوان یک عضو تغییرمکان - کنترل باید به‌صورت ضعیف‌ترین قسمت قاب طراحی شود. سایر اعضای قاب نظیر اعضای قاب نظیر ستون‌ها، مهاربندی‌ها، تیرهای خارج از پیوند و اتصالات باید به‌صورت اعضای نیرو - کنترل در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. به‌بیان دیگر طراحی سایر اعضای قاب باید تحت فرمان تیر پیوند و قوی‌تر از آن صورت پذیرد [۴].

به جزء مزایای ذکر شده دلایل زیر نیز استفاده از سیستم مهاربندی واگرا را توجیه می‌کند:

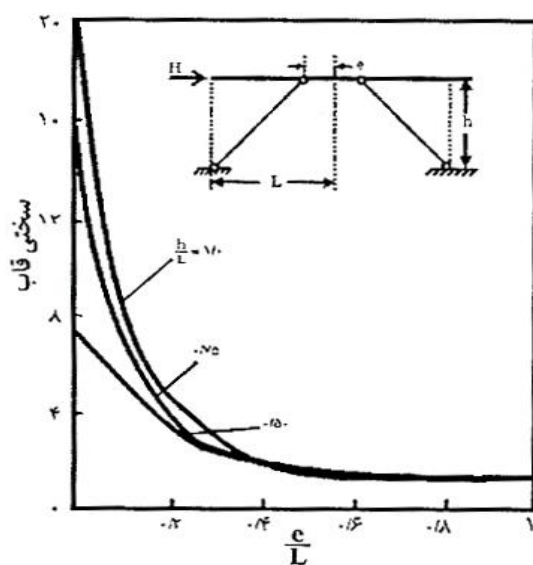
- کاهش تغییرمکان جانبی در مقایسه با قاب‌های خمشی.
- در ساختمان‌های بلند استفاده از قاب مهاربندی هم محور مناسب نمی‌باشد.
- کاهش نیروهای تکیه‌گاهی و لنگر در مقایسه با سیستم قاب‌خمش به منظور کاهش ابعاد

پی.

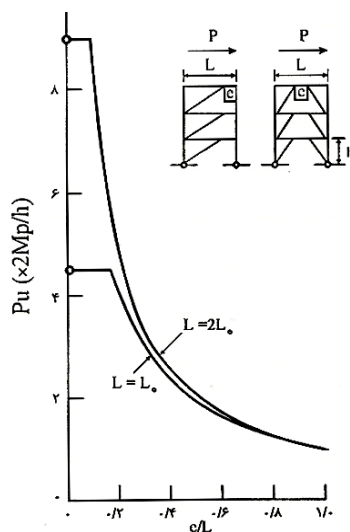
- امکان استفاده از این سیستم برای تغییر سختی. در این سیستم با تغییر طول تیر پیوند می‌توان سختی قاب مهاربندی واگرا را تغییر داد.
- کاهش اثر $P-\Delta$ در مقایسه با سیستم قاب‌خمش.
- امکان تعبیه بازشو در مقایسه با قاب مهاربندی همگرا.

۱-۱۳-۱- سختی و مقاومت قاب

متغیر مهمی که تأثیر به‌سزایی در سختی و مقاومت قاب‌های مهاربندی واگرا دارد نسبت e/L می‌باشد. در شکل ۱-۳۲ اثر نسبت e/L بر سختی ارتجاعی چند نمونه قاب با سیستم واگرا نشان داده شده است. حداکثر سختی به ازای $e/L = 0$ یا $e = 0$ حاصل می‌گردد که در واقع همان قاب مهاربندی همگراست. با افزایش نسبت برون محوری e/L سختی جانبی به سرعت کاهش می‌یابد. اما از $e/L = 0.4$ به بعد این کاهش با آهنگ کندی انجام می‌شود. در صورتی که $e = L$ باشد قاب واگرا به یک قاب‌خمش تبدیل می‌گردد که در این صورت سختی قاب حداقل مقدار خود را داراست. طول تیر پیوند علاوه بر تأثیر بر سختی قاب بر مقاومت قاب نیز بسیار موثر است. در شکل (۱-۳۳) تابع مقاومت نهایی یک قاب واگرا نسبت به e/L نمایش داده شده است. نسبت e/L علاوه بر تأثیر بر سختی ارتجاعی قاب، عامل مهمی در مقاومت در برابر نیروی جانبی نیز می‌باشد. براساس پژوهش‌های انجام شده مقاومت قاب با کاهش نسبت e/L به سرعت افزایش می‌یابد [۲۸].



شکل ۱-۳۲- اثر تغییر طول تیر پیوند بر سختی قاب [۲۸]



شکل ۱-۳۳- ارتباط مقاومت نهایی با نسبت $\frac{e}{L}$ [۲۸]

۱-۱۳-۲- تسلیم و مکانیزم خرابی در تیر پیوند

در پیوندهای خیلی کوتاه که تسلیم برشی رخ می‌دهد، کل طول جان تیر پیوند تحت اثر برش به تسلیم می‌رسد. از آن جا که نیروی برشی در کل طول تیر پیوند ثابت است، کرنش برشی ثابت و یکنواختی در کل طول تیر پیوند رخ می‌دهد. به علاوه تسلیم برشی، مقدار لنگرهای انتهایی تیر

پیوند را محدود می‌کند و از کرنش‌های بزرگ خمشی در انتهای تیر پیوند جلوگیری می‌کند. از طرف دیگر در تیرهای پیوند خیلی بلند که تسلیم برشی رخ نمی‌دهد، رفتار تیر پیوند به این-صورت است که کرنش‌های خمشی غیرارتجاعی غیریکنواخت و بزرگی در دو انتهای تیر پیوند متمرکز می‌گردد، درحالی‌که بقیه طول تیر پیوند ارتجاعی باقی می‌ماند. در محدوده بین دو حد برشی و خمشی، تسلیم برشی و خمشی به میزان قابل‌توجهی در رفتار تیر پیوند اثر می‌گذارند. این محدوده، ناحیه انتقالی از رفتار برشی به رفتار خمشی است. به‌علت تفاوت کامل مکانیزم‌های تسلیم باید با توجه به طول تیر پیوند، مکانیزم تسلیم آن پیش‌بینی گردد. در تیرهای پیوند کوتاه، کمانش برشی غیرارتجاعی جان کنترل‌کننده حالت خرابی می‌باشد که می‌توان کمانش برشی را با تقویت‌کننده‌های جان کنترل نمود.

در تیرهای پیوند بلند مکانیزم خرابی معمولاً با تغییرشکل خمشی بزرگی توأم است. هم‌چنین به‌علت اثر کرنش خمشی بزرگ توسعه‌یافته در انتهای تیر پیوند بلند، امکان شکست اتصالات جوشی می‌تواند یک مد خرابی باشد [۴].

۱-۱۴ - سیستم قاب با مهاربندی زانویی

قاب مهاربندی زانویی شامل قاب با مهار قطری است که یک یا هر دو انتهای عضو قطری به عضو زانویی متصل می‌گردد. سختی از طریق عضو قطری و شکل‌پذیری از طریق تسلیم خمشی عضو زانویی تامین می‌گردد.

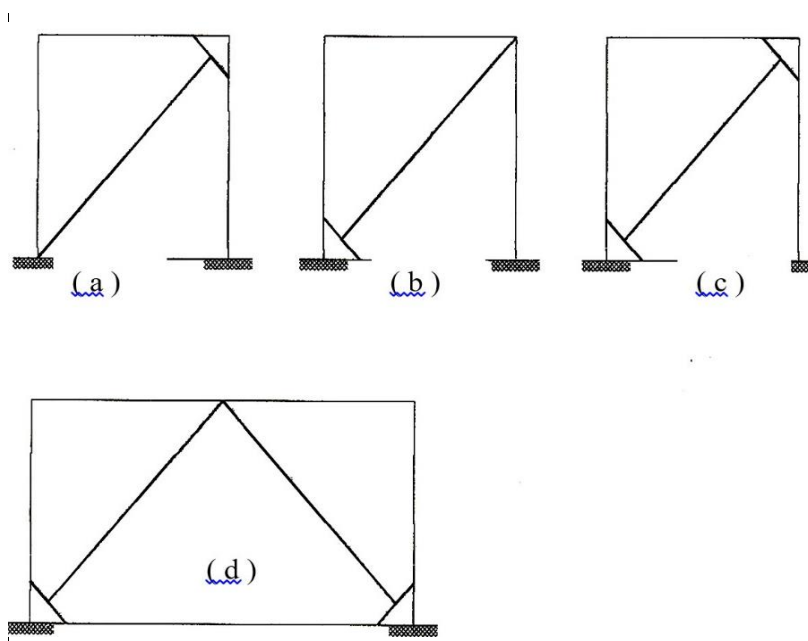
سیستم KBF بسته به موقعیت عضو زانویی در سیستم قابی دارای انواع مختلفی می‌باشد (شکل ۱-۳۴). انواع مهاربندهای زانویی را نشان می‌دهد. در این شکل چهار مدل از قاب‌های KBF نشان داده شده است که به شرح ذیل می‌باشند [۲۹].

a- مدل $T-KBF^{11}$: مدلی است که در آن عضو زانویی در انتهای فوقانی مهار قطری قرار دارد. (شکل ۱-۳۴- a).

b- مدل $B-KBF^{12}$: مدلی است که در آن عضو زانویی در انتهای پائین مهار قطری قرار دارد. (شکل ۱-۳۴- b).

c- مدل $D-KBF^{13}$: مدلی است که در آن در هر انتهای عضو قطری یک عضو زانویی قرار دارد. (شکل ۱-۳۴- c).

d- مدل $D-BKBF^{14}$: مدلی است که در آن دو عضو قطری در قسمت فوقانی به وسط تیر طبقه متصل شده و در انتهای پائین به عضوهای زانویی متصل‌اند. این مدل بیشتر برای دهانه‌های بزرگ مفید می‌باشد (شکل ۱-۳۴- d).



شکل ۱-۳۴- انواع قاب‌ها با مهاربند زانویی [۲۹]

11- Top Knee Brace Frame

12-Bottom Knee Brace Frame

13-Double Knee Brace Frame

14-Double Brace and Bottom Knee Brace Frame

رفتار غیرخطی مناسب این سیستم به رفتار زانویی بستگی دارد، که به صورت فیوز در هنگام زلزله شدید عمل می‌کند و انرژی را از طریق لهیدگی خمشی عضو زانویی مستهلک می‌کند.

۱-۱۵- مه‌اربندهای کمانش‌ناپذیر

قاب‌های مه‌اربندهی کمانش‌ناپذیر یا کمانش‌تاب^{۱۵}، یکی از جدیدترین سیستم‌های باربر جانبی بوده که با استفاده از جزئیاتی سعی در بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مه‌اربندهی همگرا دارند. در این قاب‌ها از کمانش عضو فشاری توسط ملات پرکننده جلوگیری می‌شود. به دلیل حذف کمانش از عضو فشاری، بار بحرانی عضو تا سطح تسلیم افزایش یافته و رفتار آن در فشار و کشش یکسان می‌شود، به این ترتیب رفتار مه‌اربند در فشار همانند رفتار آن در کشش با تسلیم (و نه کمانش) همراه است. در این نوع مه‌اربندهی‌ها کاهش مقاومت در عضو مه‌اربند در تمام مدت زلزله به وجود نیامده و با تشکیل چرخه‌های هیستریزیس پایدار انرژی زلزله مستهلک می‌گردد. از این مه‌اربندها می‌توان در طراحی ساختمان‌های جدید یا مقاوم سازی سازه‌های موجود استفاده کرد.

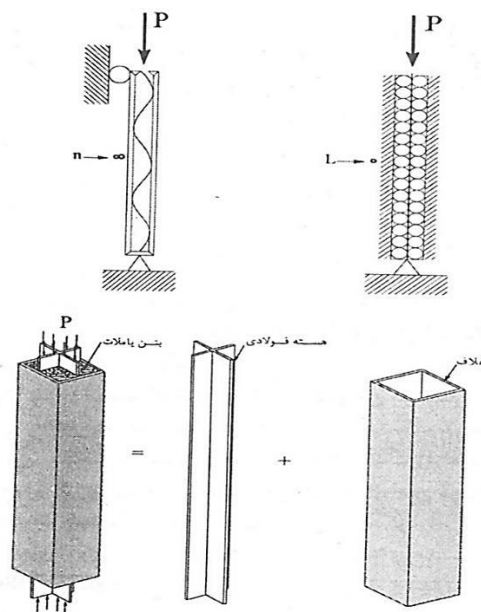
ضوابط طراحی قاب‌های کمانش‌ناپذیر هنوز در آیین‌نامه‌های معتبر دنیا به طور کامل پوشش داده نشده است، AISC 341-10 پیشنهاداتی در مورد طراحی این نوع مه‌اربندها ارائه کرده است [۵].

۱-۱۵-۱- رفتار مه‌اربند کمانش‌ناپذیر

عمده نقایص رفتاری قاب‌های مه‌اربندهی همگرای متعارف، نتیجه اختلاف بین ظرفیت فشاری و کششی این مه‌اربندها و زوال در مقاومت و رفتار پس کمانشی این مه‌اربندها تحت بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد. از این رو لازم است با استفاده از مکانیزم مناسبی از کمانش فشاری مه‌اربند جلوگیری شود و

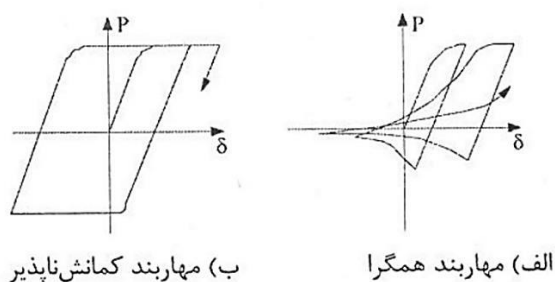
امکان تسلیم فشاری فولاد فراهم شود. با توجه به پارامترهای مؤثر در رابطه $F_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2}$ ، برای

این که بار بحرانی عضو فشاری افزایش یابد بایستی با تمهیداتی طول آزاد عضو فشاری را تا حد صفر کاهش داد ($L \rightarrow 0$) تا بار بحرانی بی‌نهایت گردد. افزون بر این باید شرایطی را فراهم کرد که عضو فشاری مجبور باشد در مدهای بالاتر از مد اول کمانش کند ($n \rightarrow \infty$) تا بار بحرانی بی‌نهایت شود. در شکل (۱-۳۵) این حالات نمایش داده شده است [۵].



شکل ۱-۳۵- محصورسازی عضو مهاربند برای افزایش بار بحرانی تا سطح تسلیم [۵]

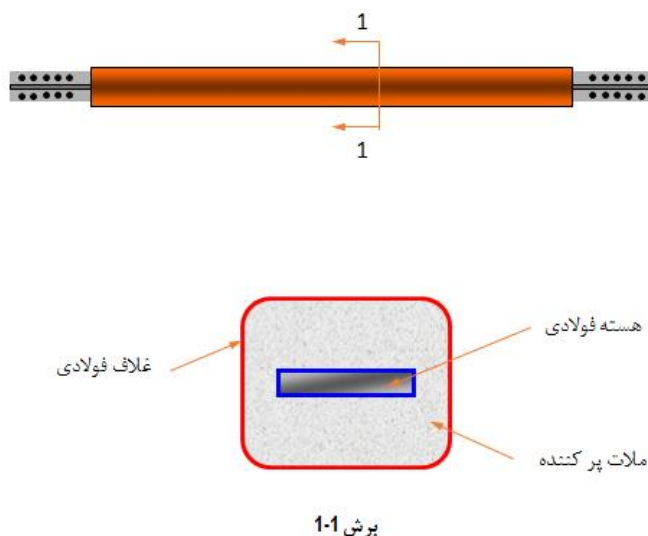
روشی که مد نظر قرار گرفت عبارت بود از محصورسازی یک هسته فلزی شکل‌پذیر در میان حجمی از بتن که خود بتن توسط یک غلاف فلزی احاطه شده است (شکل ۱-۳۶). همانطور که در شکل (۱-۳۶) مشاهده می‌شود، تحت بارگذاری چرخه‌ای مهاربندهای کمانش‌ناپذیر برخلاف مهاربندهای همگرا دارای چرخه‌های هیستریزیس پایدار بدون کاهش مقاومت و سختی می‌باشند [۵].



شکل ۱-۳۶- مقایسه‌ی منحنی هیستریزیس دو نوع مهاربند [۵]

۱-۱۵-۲- اجزای مهاربند کمانش‌ناپذیر

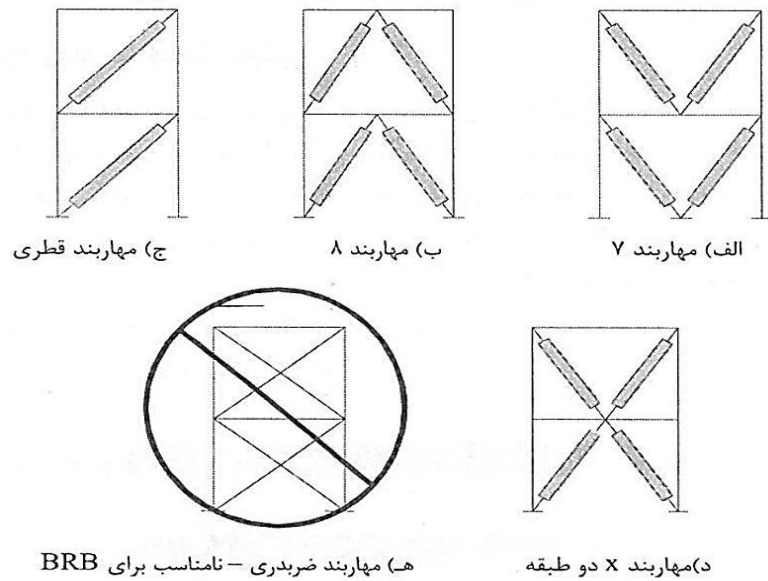
در شکل ۱-۳۷ قسمت‌های مختلف مهاربند کمانش‌ناپذیر نشان داده شده است. هسته‌ی فولادی باید به گونه‌ای طراحی شود که در مقابل کل نیرو محوری مهاربند تسلیم شود. معمولاً هسته فولادی با مقطع مستطیلی یا صلیبی طراحی می‌گردد. غلاف فلزی نباید هیچ‌گونه نیروی محوری را تحمل کند. دلیل استفاده از غلاف، جلوگیری از وقوع کمانش هسته فولادی به منظور تسلیم فشاری آن و در نتیجه امکان جذب انرژی در مهاربند می‌باشد. تسلیم هسته با پوشاندن سراسر طول آن با بتن یا ملات در لوله فولادی مسیر می‌گیرد. بتن و غلاف فولادی علاوه بر تأمین سختی و مقاومت لازم برای حذف کمانش کلی مهاربند، از کمانش موضعی هسته نیز جلوگیری می‌کنند.



شکل ۱-۳۷- اجزای مهاربند کمانش ناپذیر [۵]

در این سیستم نیاز به فراهم آوردن یک سطح لغزش یا لایه ناپیوستگی بین هسته فلزی و بتن محصور کننده وجود دارد. هدف از این امر این است که نیروی مهاربندی فقط توسط هسته فولادی تحمل شود. مصالح و هندسه لایه لغزشی مذکور باید به گونه‌ای طراحی شود که امکان حرکت نسبی بین هسته فولادی و بتن فراهم شود. لازم به ذکر است سطح مقطع هسته فولادی در دو انتهای مهاربند که خارج از غلاف فولادی می‌باشد. برای اطمینان از عدم کمانش، بیش‌تر در نظر گرفته می‌شود.

پیکربندی‌های متداول قاب‌های مهاربندی کمانش‌ناپذیر در شکل ۱-۳۸ نشان داده شده است. در این قاب‌ها استفاده از مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ معمول‌تر می‌باشد. با توجه به جزئیات غلاف مهاربند، آرایش ضربدری در این قاب‌ها از نظر اجرایی مشکل و غیر متداول می‌باشد [۵].



شکل ۱-۳۸- نمونه‌های متداول مهاربندی‌های کمانش‌ناپذیر [۵]

۱-۱۵-۳- طراحی قاب‌های مهاربندی کمانش‌ناپذیر

مطابق اصول طراحی بر اساس ظرفیت، در قاب‌های مهاربند کمانش‌ناپذیر عضو مهاربند نقش فیوز را داشته و به عنوان ضعیف‌ترین عضو قاب طراحی می‌شود. بقیه اعضای قاب (تیر، ستون) تحت فرمان عضو مهاربند بوده و برای حداکثر نیروی قابل تولید توسط آن طراحی می‌شوند. نیروی طراحی مهاربند و سایر اعضا به صورت زیر محاسبه می‌شود:

الف) نیروی طراحی عضو مهاربندی

عضو مهاربندی کمانش‌ناپذیر به عنوان یک عضو تغییرمکان - کنترل باید وارد محدوده غیر ارتجاعی شود. مقاومت محوری طراحی مهاربند در کشش و فشار از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\phi P_{y sc} = \phi F_{y sc} A_{sc} \quad (1-1)$$

که در آن :

ϕ : ضریب کاهش مقاومت بوده و مقدار آن برابر ۰/۹ می باشد.

A_{sc} : سطح مقطع هسته فولادی (قسمت جاری شونده)

$F_{y sc}$: حداقل تنش تسلیم فولاد هسته، یا تنش تسلیم واقعی که از آزمایش به دست می‌آید.

(ب) نیروی طراحی بقیه اعضای قاب.

اعضای مجاور مهاربند کمانش ناپذیر (تیر، ستون) نیرو - کنترل محسوب شده و باید در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. نیروی طراحی این اعضا از تعادل و با اعمال ضرایب W ، β و R_y بر مقاومت عضو مهاربند به دست می‌آید. در این صورت مقاومت های مهاربند در کشش و فشار به صورت زیر می‌باشند:

$$T_{max} = \omega R_y P_{y sc} \quad (۲-۱)$$

$$T_{max} = \beta \omega R_y P_{y sc} \quad (۳-۱)$$

که در آن:

R_y : ضریب تنش تسلیم مورد انتظار مهاربند بوده که از مبحث دهم و با توجه به نوع نیمرخ مصرفی به دست می‌آید. هم چنین در صورتی که تنش مهاربند از آزمایش به دست آید این ضریب برابر واحد منظور می‌گردد.

ω : این ضریب بیان گر اثرات سخت‌شدگی کرنشی می‌باشد.

β : نسبت حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کششی بوده و آزمایشی که برای هسته فولادی انجام می‌شود به دست می‌آید.

برای تعیین ضرایب ω و β باید مراحل زیر انجام شود:

۱- مقدار افزایش یا کاهش طول قطعه جاری شونده در امتداد محور طولی مهاربند از رابطه زیر

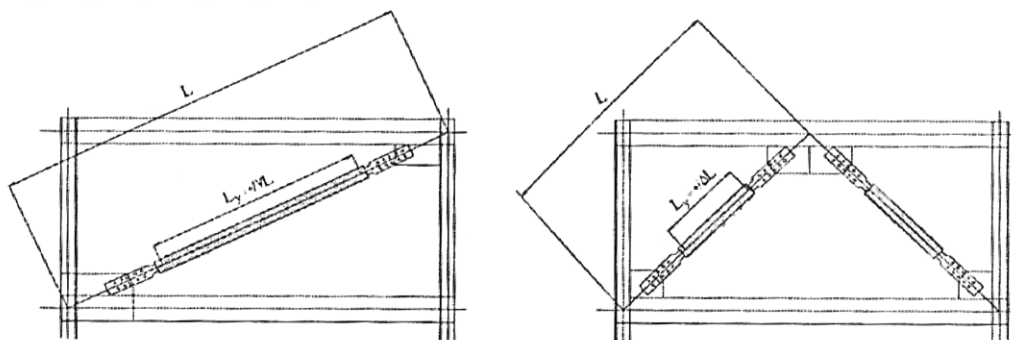
به دست می‌آید:

$$\Delta_{bs} = \frac{P_{bs} L_{y sc}}{E A_{sc}} = \frac{P_{bs} (0.67 L_1 \text{ or } 0.5 L_1)}{E A_{sc}} \quad (۴-۱)$$

که در آن:

L_{ySC} : طول تسلیم مهاربند. این طول در شکل ۱-۳۹ نشان داده شده است.

P_{bs} : نیروی محوری مهاربند



شکل ۱-۳۹ - طول تسلیم مهاربند کمانش‌ناپذیر [۵]

۲- مقدار تغییر شکل محوری غیر ارتجاعی مهاربند از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta_{bm} = C_d \Delta_{bx} \quad (۵-۱)$$

که:

C_d : ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان

Δ_{bx} : تغییر شکل محوری ارتجاعی مهاربند.

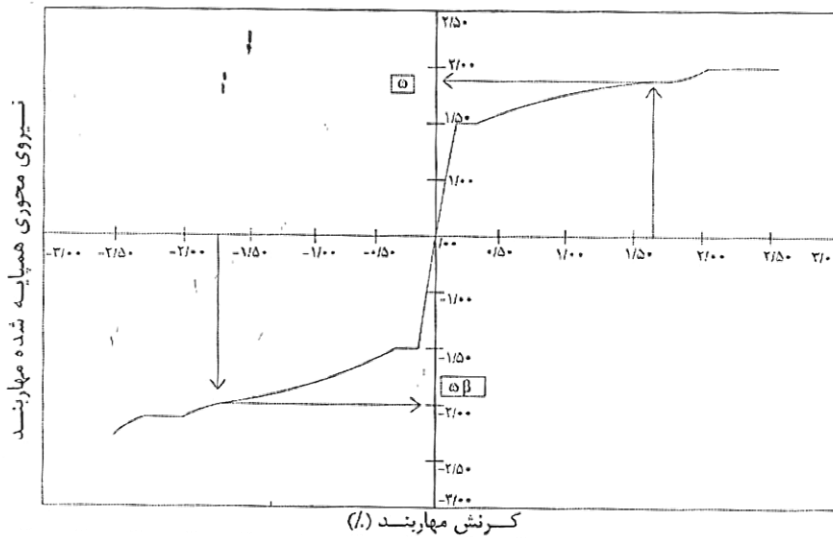
۳- مقدار کرنش متوسط مهاربند از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\varepsilon_{BRB} = \frac{2\Delta_{bm}}{L_{ySC}} \quad (۶-۱)$$

۴- با توجه به کرنش به دست آمده در گام قبل ضرایب ω و β با توجه به نمودار تنش - کرنش

حاصل از آزمایش قطعه تسلیم به دست می‌آیند. مقدار β نباید از یک کمتر در نظر گرفته

شود. شکل ۱-۴۰ نمونه‌ای از نمودار تنش کرنش حاصل از آزمایش را نشان می‌دهد [۵].



شکل ۱-۴۰- محاسبه ضرایب ω و β از روی نمودار تنش کرنش مهاربند [۵]

در نهایت با داشتن ضرایب ω و β مقادیر T_{max} و C_{max} (با توجه به حد بالای تنش تسلیم) تعیین می‌شوند:

$$T_{max} = \omega R_y F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (۷-۱)$$

$$T_{max} = \beta \omega R_y F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (۸-۱)$$

۱-۱۵-۴- پایداری مهاربندهای کمانش ناپذیر

در قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر پایداری کلی سیستم (شامل هسته فولادی، پوشش و غلاف فولادی) حائز اهمیت بوده و تا رسیدن هسته فولادی به سطح تسلیم (مفصل پلاستیک محوری) نباید هیچ گونه ناپایداری در سیستم اتفاق بیافتد.

سیستم کمانش ناپذیر باید قادر به تحمل بزرگترین دو مقدار تغییر مکان باشد:

الف) دو برابر تغییر مکان واقعی طبقه

$$\Delta = 2C_d \Delta_w \quad (۹-۱)$$

ب) تغییر مکان متناظر با ۲ درصد تغییر مکان نسبی طبقه ($\theta = ۰/۰۲$)

$$\Delta = 0.02h \quad (10-1)$$

Δ_w : تغییر مکان نسبی ارتجاعی طبقه

C_d : ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان

H: ارتفاع طبقه

سیستم مقید کننده کمانش باید از کمانش موضعی یا کلی هسته فولادی تا تغییر شکل‌های متناظر با ۲ برابر تغییر مکان نسبی طبقه جلوگیری کند.

در جدول ۱-۲ مقادیر ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان مهاربند کمانش ناپذیر مطابق ASCE 7-10 آورده شده است [۵].

جدول ۱-۲- مقادیر رفتار، اضافه مقاومت و بزرگ‌نمایی تغییر مکان BRBF

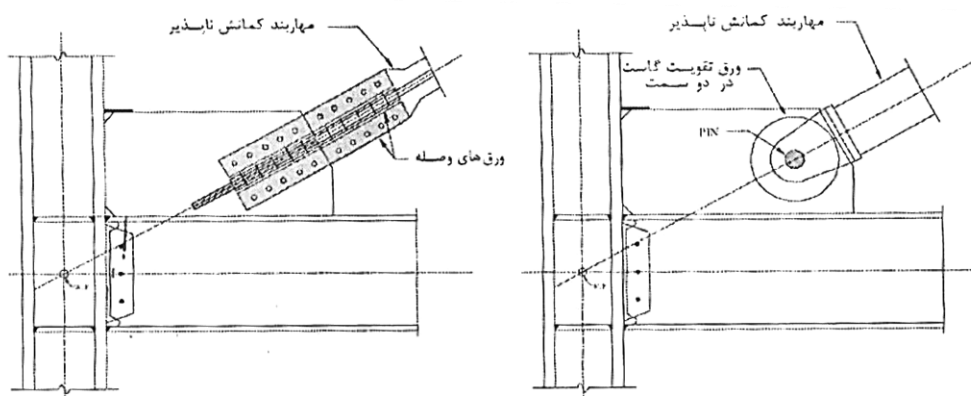
C_d	Ω_0	R_u	سیستم بار بر جانبی
۵/۵	۲	۷	برای BRBF با اتصالات تیر به ستون ساده
۵	۲/۵	۸	برای BRBF با اتصالات تیر به ستون گیردار
۵	۲/۵	۸	برای سیستم دوگانه قاب خمشی و BRBF

۱-۱۵-۵- اتصالات مهاربندی کمانش ناپذیر

نیروی طراحی اتصالات مهاربند باید ۱۰٪ بیشتر از ظرفیت مهاربند در فشار باشد.

$$P_u = 1.1\beta\omega R_y P_{y_{sc}} \quad (12-1)$$

طراحی اتصالات باید با در نظر گرفتن کمانش موضعی و کلی انجام گیرد. اتصال مهاربندهای کمانش ناپذیر به ورق اتصال می‌تواند به صورت پیچی یا پینی انجام شود. در شکل ۱-۴۱ دو نمونه از این اتصالات نشان داده شده است [۵].



شکل ۱-۴۱- اتصالات مهاربندهای کمانش ناپذیر [۵]

۱-۱۵-۶- تیر و ستون‌ها در قاب کمانش ناپذیر

مطابق AISC 341-10 در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر، مقطع کلیه ستون‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌ی مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} باشند.

تیرها و ستون‌ها بر اساس آئین نامه‌های مربوط طراحی می‌شوند. مقاومت مورد نیاز تیرها و ستون‌ها با استفاده از مقاومت‌های تنظیم شده مهاربند در ترکیب با بارهای ثقیل به دست می‌آید [۵].

۱-۱۵-۷- منطقه‌ی محافظت شده

منطقه‌ی محافظت شده در مهاربند کمانش ناپذیر شامل هسته فولادی مهاربند و المان‌های اتصال دهنده هسته فولادی به تیر و ستون می‌باشد [۵].

۱-۱۶- پلیمرهای مسلح شده با الیاف FRP^{۱۶}

۱-۱۶-۱- پیش‌گفتار

در نقاط مختلف دنیا تعداد زیادی از سازه‌های فلزی - نظیر پل‌ها، سکوهای ساحلی، تجهیزات فلزی و ساختمان‌ها- نیاز به مقاوم‌سازی دارند. روش‌های ترمیم و مقاوم‌سازی سازه‌های فلزی موجود، عمدتاً مشتمل بر جدا کردن عضو جایگذاری عضو جدید یا نصب صفحه فلزی اضافی بر روی عضو آسیب دیده است. اما عموماً این صفحات بزرگ و سنگین هستند و نصب و اجرای آن‌ها مشکلات بسیاری دارد [۲۹]. عمده‌ترین نقص روش‌های سنتی تعمیر دوام (اثرات خوردگی به‌طور عمده)، نیاز به ابزار مناسب جهت قرار دادن صفحه در موقعیت‌های مورد نظر، سازگاری و مطابقت کم صفحه‌های فولادی برای قرار گرفتن در مکان‌های پیچیده با هندسه‌ی پییده یا خمیده و افزایش وزن بار سازه می‌باشد. بعلاوه، سیستم ممکن است به‌علت تمرکز تنش به‌سبب جوش دادن و سوراخ کردن جهت قرار دادن پیچ، در مقابل خستگی دارای حساسیت شود [۳۱].

با توجه به این موارد، معایب روش‌های سنتی عبارتند از :

الف - روش کار سخت و زمانبر می‌باشد.

ب - نیاز به سوراخ کردن با مته و گسترش فضای لازم که برای ایجاد تمرکز تنش مناسب خواهد بود.

ج - رفت و آمد و خدمات سازه باید برای یک دوره زمانی نامعلوم بسته باشد.

د - بوجود آمدن پتانسیل لازم برای ایجاد خستگی ناشی از جوش و ترک در انتهای پوشش فلزی.

ه - افزایش وزن عضو که این مسأله منجر به کاهش ظرفیت باربری عضو و افزایش تغییرشکل می‌-

شود [۳۱].

این در حالی است که خصوصیات فیزیکی و مکانیکی ممتاز ورق‌های FRP آن‌ها را به‌عنوان یک انتخاب عالی جهت تعمیر و مقاوم‌سازی برگزیده است. بطوریکه :

الف- روش اجرا و ابزار اجرایی آن ساده است.

ب- قطع خدمات رسانی سازه در کمترین سطح می‌باشد.

ج - ظرفیت باربری و سختی اعضای خورده شده بدون اضافه شدن قابل ملاحظه وزن افزایش می‌یابد

[۳۱].

بنابراین، استفاده از مصالح FRP به‌عنوان یک روش جایگزین و مناسب برای ترمیم و تقویت سازه‌های فولادی محسوب می‌شود.

۱-۱۶-۲- ساختار مصالح FRP

پلیمرهای مسلح شده با الیاف که به اختصار مصالح FRP نامیده می‌شوند، از دو جزء اساسی تشکیل شده‌اند:

ماتریس رزین پلیمری (ماده چسباننده از جنس پلیمر) و الیاف تقویتی (فایبر) [۳۲].

ماتریس رزین پلیمری به‌عنوان یک محیط چسباننده عمل می‌کند که الیاف‌ها را در کنار یکدیگر نگاه می‌دارد. ماتریس‌های رزین با مقاومت کم به‌صورت چشمگیر بر خواص مکانیکی کامپوزیت نظیر: مدول الاستیسیته و مقاومت نهایی آن اثر نمی‌گذارند. ماتریس رزین را می‌توان از مخلوط‌های ترموست و یا ترموپلاستیک انتخاب کرد. ماتریس‌های رزین ترموست با اعمال حرارت سخت شده و دیگر به حالت مایع یا روان در نمی‌آیند. ماتریس‌های رزین ترموپلاستیک را می‌توان با اعمال حرارت، مایع نموده و با اعمال برودت به حالت جامد درآورد. به عنوان رزین‌های ترموست می‌توان از پلی استر، وینیل استر و اپوکسی و به‌عنوان رزین‌های ترموپلاستیک از پلی وینیل کلرید (PVC)، پلی اتیلن (RE) و پلی پروپیلن (PP) نام برد [۳۳].

اصولاً، الیاف‌ها الاستیک، ترد، بسیار مقاوم و جزء اصلی باربر در مصالح FRP محسوب می‌شوند که بسته به نوع الیاف، قطر آن‌ها در محدوده‌ی ۵ تا ۲۵ میکرون می‌باشد [۳۲].

الیاف بکار رفته در مصالح FRP از نوع شیشه، کربن، آرامید، بازالت بوده که عموماً در سه گروه زیر تولید و در دسترس می‌باشند:

الف - الیاف شیشه^{۱۷}

الیاف‌های شیشه در چهار دسته طبقه‌بندی می‌شوند [۳۴]:

۱- E-Glass : متداولترین الیاف شیشه در بازار با محتوای قلیایی کم که در صنعت ساختمان بکار می‌رود.

۲- Z-Glass : با مقاومت بالا در مقابل حمله‌ی قلیایی که در تولید بتن الیافی بکار گرفته می‌شود.

۳- A-Glass : با مقادیر زیاد قلیایی که امروزه تقریباً از رده خارج شده است.

۴- S-Glass : در تکنولوژی هوا-فضا و تحقیقات فضایی بکار رفته، مقاومت و مدول الاستیسیته‌ی بسیار بالایی دارد.

ب - الیاف کربن^{۱۸}

الیاف کربن در دو دسته طبقه بندی می‌شوند [۳۴]:

۱- الیاف کربنی نوع PAN^{۱۹} که در سه نوع مختلف وجود دارد :

۱-۱- تیپ I : تردترین الیاف کربن با بالاترین مدول الاستیسیته محسوب می‌شود.

۲-۱- تیپ II : مقاومترین الیاف کربن است.

۳-۱- تیپ III : نرمترین نوع الیاف کربن با مقاومتی بین تیپ I و تیپ II محسوب می‌شود.

شود.

17- Glass Fiber

18- Carbon Fiber

19-Poly acrylo nitrile

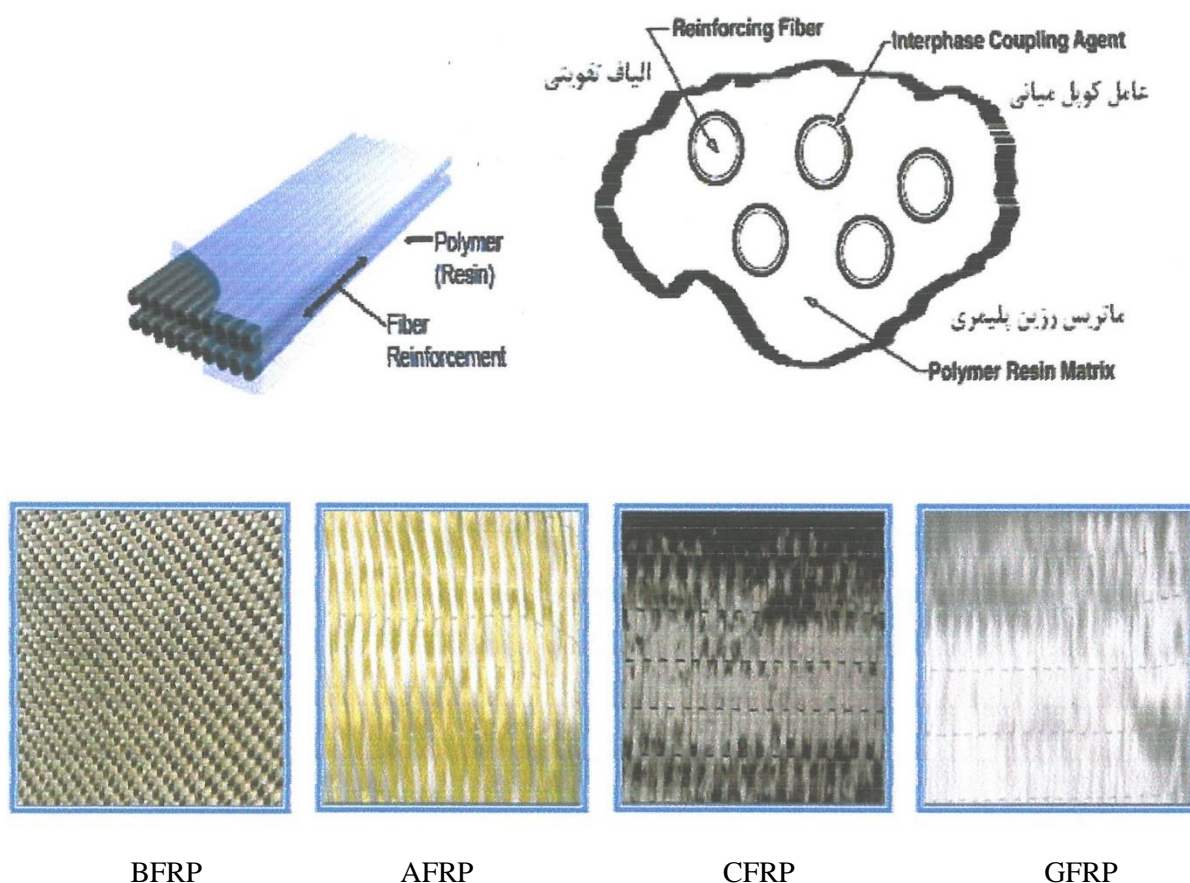
۲- الیاف با اساس قیری^{۲۰}، که اساساً از تقطیر زغال سنگ به دست می‌آید. این الیاف از الیاف PAN ارزان‌تر بوده و مقاومت و مدول الاستیسیته ی کمتری نسبت به آنها دارد.

لازم به ذکر است که الیاف کربن مقاومت بسیار خوبی در مقابل محیط‌های قلیایی و اسیدی داشته و در شرایط سخت محیطی از نظر شیمیایی کاملاً پایدار است.

ج- الیاف آرامید^{۲۱}

آرامید یک کلمه‌ی اختصاری از آزوماتیک پلی آمید است [۳۵]. آرامید اساساً الیاف ساخته‌ی دست بشر است که برای الین بار در آلمان توسط شرکت DuPont تحت نام کولار^{۲۲} تولید شده [۳۶].

شکل ۱-۴۲ انواع الیاف‌ها را نشان می‌دهد.

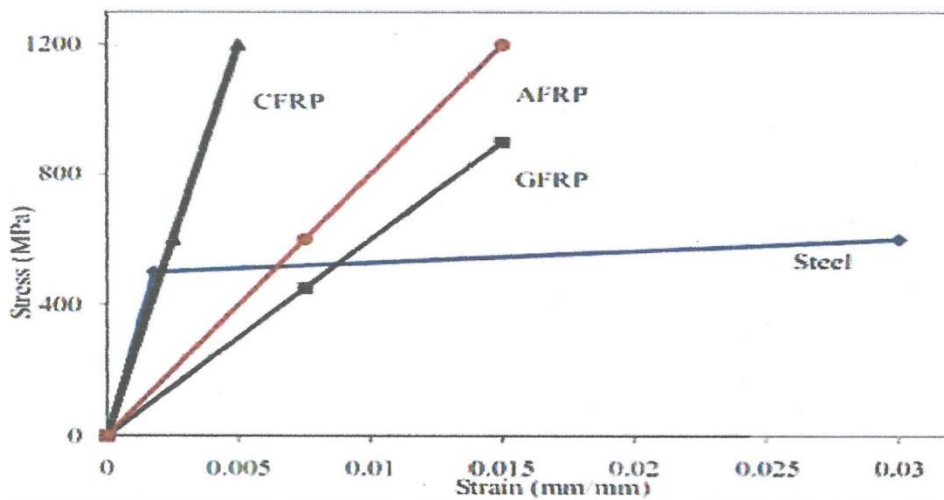


شکل ۱-۴۲- انواع الیاف‌های پلیمری [۳۶]

20- Pitch-Basrd
21- Aramid Fibre
22- Kevlar

بدون توجه به نوع الیاف‌ها و یا روش ساختن آن‌ها، هر سه نوع مصالح FRP رفتار تنش - کرنش یکسانی از خود نشان می‌دهند و این ویژگی‌های بسیار مهم در استفاده‌ی سازه‌ای آن‌ها می‌باشد [۳۱].

شکل ۴۳-۱ نمودار تنش کرنش فولاد نرم و انواع FRP را نشان می‌دهد.



شکل ۴۳-۱- نمودار تنش-کرنش فولاد نرم و انواع مصالح FRP [۳۱]

با توجه به نمودار معلوم می‌شود که رفتار مصالح CFRP در ناحیه‌ی الاستیک خیلی نزدیک به رفتار فولاد بوده و به همین خاطر، کاربرد مصالح CFRP در سازه‌های فولادی بیشتر از بقیه مصالح است. تولید لمینت‌های CFRP با مدول الاستیسیته‌ی بالا و مقاومت کششی خیلی زیاد، از دیگر علل کاربرد بیشتر این مصالح در سازه‌های فولادی می‌باشد [۳۱].

برای چسباندن مصالح FRP از چسب‌های اپوکسی استفاده می‌شود. این چسب‌ها از ترکیب یک رزین اپوکسی (پلیمر) با یک سخت‌کننده به دست می‌آیند [۳۱].

۱-۱۷-۱- خصوصیات مصالح FRP

۱-۱۷-۱-۱- مقاومت در برابر خوردگی

بدون شک برجسته‌ترین و اساسی‌ترین خاصیت محصولات کامپوزیتی FRP، مقاومت آنها در مقابل خوردگی است. در حقیقت این خاصیت مواد FRP تنها دلیل نامزد کردن آنها به‌عنوان یک گزینه‌ی جانشین برای اجزای فولادی است [۳۷].

۱-۱۷-۱-۲- مقاومت

مصالح FRP معمولاً مقاومت کششی بسیار بالایی دارند که از مقاومت کششی فولاد به‌مراتب بیشتر است. مقاومت کششی مصالح FRP اساساً به مقاومت کششی، نسبت حجمی، اندازه و سطح مقطع فایبرهای به‌کار رفته در آن‌ها بستگی دارد. بطور کلی مقاومت فشاری مصالح FRP از مقاومت کششی آن‌ها کمتر است [۳۳].

۱-۱۷-۱-۳- مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته محصولات FRP اکثراً در محدوده قابل قبولی قرار دارد، اگر چه اصولاً کمتر از مدول الاستیسیته ی فولاد است [۳۸].

۱-۱۷-۱-۴- وزن مخصوص

وزن مخصوص محصولات کامپوزیتی FRP به‌مراتب کمتر از وزن مخصوص فولاد است، به‌عنوان نمونه وزن مخصوص کامپوزیت‌های CFRP یک سوم وزن مخصوص فولاد است. نسبت بالای مقاومت به وزن در کامپوزیت های FRP از عمده مزایای آن‌ها در کاربردشان به‌عنوان مسلح کننده‌ی بتن محسوب می‌شود [۳۷].

۱-۱۸- ضرورت و اهداف پژوهش

مهاربندهای معمولی در برابر بارهای جانبی دچار تغییرشکل‌های جانبی زیاد می‌شوند. در صورتی که این تغییرشکل‌ها از حد معینی فراتر رود باعث خرابی سازه‌ای و غیر سازه‌ای شده و ایمنی و یکپارچگی سازه به خطر می‌افتد. از این رو جهت غلبه بر این تغییر شکل‌ها سیستم جدیدی با عنوان مهاربند کمانش ناپذیر مورد بررسی قرار گرفته است. هدف از سیستم مهاربند کمانش ناپذیر کاهش کمانش ناشی از بارهای جانبی در سیستم‌های باربر جانبی می‌باشد. در این پژوهش سعی شده با معرفی سیستم‌های مهاربند کمانش ناپذیر با استفاده از پوسته با مصالح FRP سیستم نوین مقاوم در برابر کمانش و همچنین سیستمی سبک از نظر وزنی در مقایسه با سایر سیستم‌های بادبند کمانش ناپذیر معرفی شود.

در تحقیق انجام شده با افزایش سطح مقطع هسته‌ی فلزی مهاربند، و همچنین تغییر مقطع هسته از حالت مستطیلی به شکل صلیبی، پارامترهای لرزه‌ای افزایش می‌یابد. همچنین با تغییر مقاطع پروفیل‌های FRP به شکل مثلثی و همچنین کاهش ابعاد پروفیل‌های قوطی شکل FRP، مشخصات لرزه‌ای افزایش می‌یابد. همچنین استفاده از الیاف کربن CFRP به جای الیاف شیشه GFRP باعث افزایش جذب انرژی سامانه می‌گردد. در ادامه نیز اثر کاهش مقطع در هسته بررسی شد و نتایج آن نشان‌دهنده عدم تاثیر این تغییر در پارامترهای لرزه‌ای است.

فصل دوم

پیشینه پژوهش

۲-۱- پیش گفتار

تحقیقات بر روی مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در ژاپن و چند کشور دیگر از حدود ۳۰ سال قبل آغاز گردیده و ایده آن در طی این مدت ارتقاء پیدا کرد. استفاده گسترده از این سیستم مهاربندی بعد از زلزله نورتریج آمریکا در سال ۱۹۹۴ و زلزله کوبه ژاپن در سال ۱۹۹۵ شروع شد. تا سال ۲۰۰۳ بیش از ۲۵۰ ساختمان در ژاپن و ۲۵ ساختمان در آمریکا با این سیستم ساخته شدند. این تحقیقات بعد از زلزله نورتریج ادامه یافت و توسط کلارک و همکاران در سال ۱۹۹۹، لویز در سال ۲۰۰۱، آیکن و همکاران در سال ۲۰۰۲ و سابل و همکاران در سال ۲۰۰۳ از نظر تئوری گسترش و ارتقاء یافت. در این بخش پیشینه پژوهش مهاربندهای کمانش‌ناپذیر به صورت کامل‌تر بیان می‌شود.

۲-۲- پژوهش‌های انجام شده توسط کلارک^{۳۳} و همکاران (۱۹۹۹-۲۰۰۰)

این محققان در آزمایشگاه سازه دانشکده مهندسی عمران در دانشگاه کالیفرنیا در برکلی بر روی ۳ مهاربند آزمایش انجام دادند. آزمایشات بر روی تسلیم کششی و فشاری مهاربندها انجام شد. نیروهای تسلیم در نظر گرفته شده برای مهاربندها ۱۲۰۰، ۱۶۰۰ و ۲۱۰۰ کیلونیوتن می‌باشد. هدف اصلی از این آزمایشات بررسی رفتار مهاربندها تحت بارگذاری چرخه‌ای و همچنین انواع دیگر بارگذاری در نظر گرفته شد. هر ۳ نمونه با نام‌های، T1, T2, T3 دارای طول کلی یکسان تقریباً برابر ۴/۵ متر، اما سطح مقطع متفاوت و به ترتیب برابر ۵۱/۶، ۳۸/۷ و ۲۹ سانتی مترمربع می‌باشند. نمونه‌های T-1 و T-2 دارای هسته با مقطع مستطیلی و نمونه T-3 با مقطع صلیبی شکل می‌باشد. با انجام بارگذاری و پس از اتمام مراحل آزمایش نمونه‌ها رفتار سیکلی مناسب از خود نشان دادند. نتایج آزمایشات انجام شده بر روی این سه نمونه نشان می‌دهد، این مهاربندها دارای رفتار قابل پیش‌بینی، مقاومت افزون قابل توجه و ظرفیت اتلاف انرژی مناسب هستند [۳۹].

۲-۳- تحقیقات انجام شده توسط سابلی^{۲۴} و همکاران (۲۰۰۱)

سازه‌های ۳ و ۶ طبقه توسط یک گروه از زلزله‌ها در دو سطح لرزه‌ای مقیاس شده مورد بررسی قرار گرفتند. در مدل‌های در نظر گرفته شده مهاربندها به صورت هفتی و در نقطه میانی تیرها به آن متصل شده‌اند. در قاب‌های مجهز به مهاربندهای معمولی، مشکلاتی از قبیل سختی پس از تسلیم کم یا منفی و تغییرشکل خمشی تیر وجود دارد که در مهاربندهای کمانش‌ناپذیر این مسئله برطرف شده است. در این مطالعه سختی مهاربند با این فرض محاسبه شده که طول تسلیم شونده ۷۳٪ کل طول مهاربند است و مساحت ناحیه غیرتسلیمی و اتصالات ۳ تا ۶ برابر ناحیه تسلیمی است. همچنین مقاومت‌های تسلیم کششی و فشاری در بسیاری از BRB ها برابر نیستند و معمولاً مقاومت فشاری ۶ تا ۱۰ درصد بزرگ‌تر از مقاومت کششی است. اگرچه تفاوت بین ظرفیت کششی و فشاری این مهاربندها بسیار کمتر از مهاربندهای معمولی است، اما با این حال بر روی رفتار پلاستیک قاب‌های مجهز به BRB و تقاضای شکل‌پذیری آن‌ها تاثیر دارد.

آن‌ها نشان دادند، از میان گزینه‌های ممکن برای اشکال مهاربندی، اشکال X و K گزینه‌های مناسبی برای مهاربندهای کمانش‌ناپذیر نیستند. همچنین به این نکته دست یافتند که شدت زلزله و پارامترهای مربوط به ساختار سازه‌ای (پیکره‌بندی مهاربندها) در پاسخ لرزه‌ای سازه تاثیر مهمی دارند [۴۰].

۲-۴- تحقیقات کیم^{۲۵} و همکاران (۲۰۰۴)

این محققان ظرفیت اتلاف انرژی و پاسخ سازه‌های فولادی مجهز به مهاربندهای کمانش‌ناپذیر را در برابر زلزله مورد بررسی قرار دادند. در طی این تحقیقات دو پارامتر مهم طراحی مورد بررسی قرار گرفت. ۱- مساحت مقطع و ۲- مقاومت تسلیم BRB. با استفاده از نتایج این مطالعه پارامتریک روشی برای طراحی این مهاربندها، به منظور دستیابی به تغییرمکان هدف ارائه گردید، سپس با انجام

24-Sabelli
25-Kim

تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی و استاتیکی پاسخ مدل‌های در نظر گرفته شده مورد بررسی قرار گرفت. نتایج بدست آمده طی این تحقیق عبارتند از

- ۱- حداکثر جابه‌جایی سازه‌ها معمولاً با افزایش سختی BRB کاهش می‌یابد.
- ۲- استفاده از فولادهای کم مقاومت برای BRB که تحت تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگ‌تر هستند و انرژی بیشتری را تلف می‌کنند، برای کاهش خسارات سازه مفید است.
- ۳- توزیع مناسب BRB در طبقات منجر به جابه‌جایی نسبی و برش‌های بهتر طبقه می‌شود و حاصل آن عملکرد مناسب‌تر سازه خواهد بود [۴۲].

۲-۵- تحقیقات ترمبلی^{۲۶} و همکاران (۲۰۰۶)

در این تحقیق به منظور بررسی رفتار مهاربندهای کمانش‌ناپذیر تحت بار زلزله، در مجموع ۲ آزمایش با شبیه‌سازی شرایط مورد نظر انجام شد. دو نمونه هسته با طول‌های ۱۰۰۱ و ۲۴۸۳ میلی‌متر مورد آزمایش قرار گرفت. همچنین دو تاریخچه بارگذاری مختلف به صورت استاتیکی با گام‌های افزایشی و دینامیکی به نمونه‌ها اعمال گردید.

مهم‌ترین نتایج بدست آمده از این تحقیقات به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- نمونه‌های دارای غلاف‌های پر شده از بتن پاسخ الاستیک مناسب و غیرالاستیک پایدار و شکل‌پذیری، بدون شکست تحت چرخه‌های بارگذاری، از خود نشان دادند.
- ۲- مشاهده شد که هر چه طول هسته کوتاه‌تر باشد مقادیر کرنش‌ها بیشتر هستند، به این ترتیب که در نمونه‌ها با طول هسته بیشتر کرنش در فشار به ۰/۰۲ و در کشش به ۰/۰۲۷ رسید. اما در نمونه‌های با هسته کوتاه‌تر این مقادیر به ترتیب ۰/۰۳۴ و ۰/۰۴۸ را نشان دادند.
- ۳- با مقایسه‌ی نتایج مربوط به هر دو تاریخچه بارگذاری مشاهده گردید که بارگذاری استاتیکی نتایج بحرانی تری را ارائه کرده است [۴۳].

۲-۶- تحقیقات شارع و همکاران (۱۳۸۷)

در این تحقیق به بررسی و مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده مقاوم در برابر کمانش با دو سیستم مهاربندی همگرا و قاب خمشی ویژه پرداخته شده است. بدین منظور تعدادی مدل BRBF در طبقات مختلف، با دو نوع اتصال ساده و صلب تیر به ستون و نیز تعدادی مدل CBF و SMF با شرایط بارگذاری و ابعاد یکسان انتخاب و مطابق با AISC-2005 و نیز استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی شدند. در مرحله بعد با استفاده از آنالیز غیرخطی به مقایسه رفتار لرزه‌ای سیستم‌ها پرداخته شد. در این تحقیق پارامترهایی همچون تغییر مکان‌های طبقات، برش پایه، ضریب رفتار و نیز وزن فولاد مصرفی در هر یک از سیستم‌ها مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است.

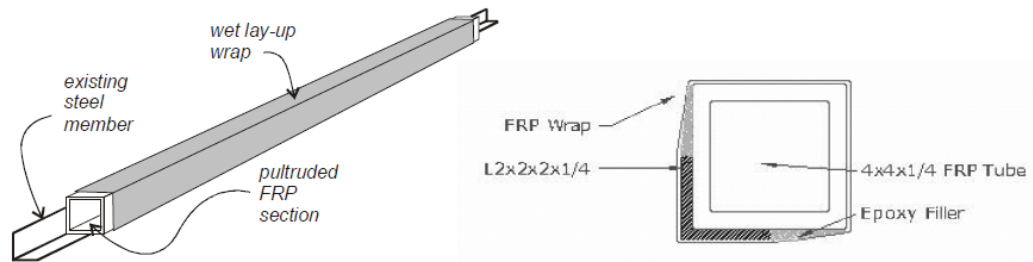
مقایسه بین مقادیر برش پایه بدست آمده برای مدل‌های مورد مطالعه نشان می‌دهد، سیستم CBF با توجه به ضریب رفتار کمتر آن، دارای مقادیر برش پایه بسیار بیشتری در مقایسه با ۹ سیستم دیگر است. مقدار کم برش پایه بدست آمده برای سیستم BRBF، سبب کاهش در هزینه ساخت و تقویت فونداسیون سازه در مقایسه با سیستم CBF می‌شود. این مزیت می‌تواند هزینه بالای ساخت و نصب BRB را توجیه سازد.

مقایسه ضریب رفتارهای محاسبه شده نیز نشان می‌دهد، دو سیستم BRBF، نسبت به SMF و CBF مقادیر ضریب رفتار بیشتری را نشان می‌دهند. این افزایش برای قاب‌های کوتاه‌تر بسیار چشمگیرتر است، ولی با افزایش ارتفاع قاب‌ها، مقادیر ضریب رفتار ۲ سیستم BRBF و نیز SMF بهم نزدیک می‌شوند [۴۵].

۲-۷- تحقیقات پیتر داسیکا^{۲۷} و همکاران (۲۰۰۸)

در زمینه کاربرد مصالح FRP در عضو سازه‌ای بادبند کمانش‌ناپذیر، تاکنون پژوهش‌های زیادی صورت نگرفته است. در سال ۲۰۰۸ پیتر داسیکا بر روی یک نمونه مقطع نبشی با مشخصات نشان داده شده

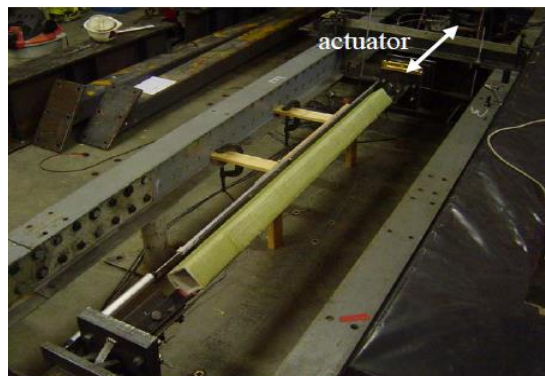
در شکل که توسط یک پروفیل FRP مهار شده است آزمایش کرد. نتایج بدست آمده پس از انجام بارگذاری چرخه‌ای، نشان‌دهنده تاثیر کم این عضو در جلوگیری از کمانش مهاربند در فشار بوده و تنها مقدار کمی تاثیر در چرخه های هیستریزیس نمونه ایجاد کرده است [۵۷].



(a) example of FRP restrained steel angle

(b) cross section

شکل ۲-۱- ابعاد نمونه آزمایشگاهی [۵۷]



(a) Test frame with mounted specimen

شکل ۲-۲- نمونه آزمایشگاهی [۵۷]

۲-۸- تحقیقات هادیزاده و همکاران (۲۰۱۰)

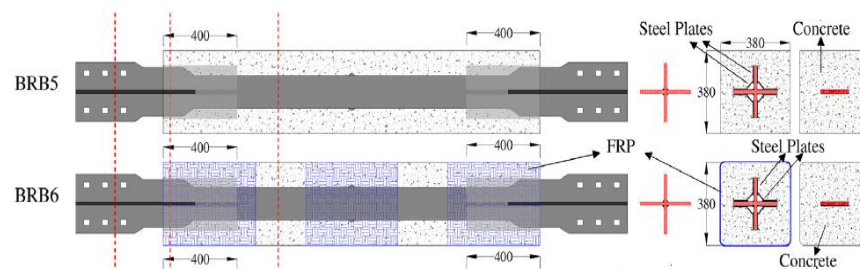
هادیزاده، زندی و وتر (۲۰۱۰) آزمایش‌هایی به منظور بررسی امکان کاربرد ورق‌های پلی‌اتیلنی در بادبندهای کمانش‌ناپذیر در آزمایشگاه دانشکده فنی دانشگاه تبریز انجام دادند. در این آزمایش‌ها از ورق‌های فولادی از نوع St-37 هم به‌عنوان مصالح هسته و هم برای ورق‌های انتهایی و از پلی‌اتیلن

HDPE به عنوان پوسته استفاده شد. هسته از ورق فولادی با حد تسلیم اسمی ۲۴۰ مگاپاسکال، به ضخامت ۱، عرض ۱۰ و طول ۹۸ سانتی متر انتخاب گردید. هسته‌ی فولادی از دو انتها به دو ورق به ابعاد ۱۲×۱۲×۱۲ سانتی متر جوش شده و به منظور جلوگیری از کمانش موضعی در محل‌های اتصال از دو سخت‌کننده به ضخامت ۱، طول ۱۰ و عرض ۵ سانتی متر استفاده گردید. پوسته‌ی پلی‌اتیلن به طول ۸۵، عرض ۱۰ و ضخامت ۴/۵ سانتی متر انتخاب گردیده و مدول الاستیسیته‌ی آن برابر ۱۳۷۹ مگاپاسکال اندازه‌گیری شد. اولین آزمایش مربوط به هسته فولادی، یعنی قطعه‌ی بدون پوسته بود که به صورت کلی کمانش کرده و حداکثر بار وارد بر آن ۹۱ کیلو نیوتن بدست آمده. در دومین سری از آزمایش‌ها از ورق پلی‌اتیلن حول محور ضعیف استفاده گردید، به طوریکه عرض پلی‌اتیلن با عرض هسته‌ی فلزی یکسان و برابر با ۱۰ سانتی متر بود. مقاومت فشاری تحمل شده توسط این مدل برابر با ۱۴۹ کیلونیوتن به دست آمد که از مقاومت کششی نمونه‌ی شامل فقط هسته‌ی فلزی یعنی ۲۷۴ کیلونیوتن کمتر بود. در سومین سری از آزمایش‌ها، جهت ورق‌های پلی‌اتیلن مذکور تغییر و حول محور قوی آزمایش گردیدند که در این مرحله جواب مورد نظر یعنی بار فشاری برابر با ۲۵۴ کیلونیوتن حاصل شد که از مقاومت کششی نمونه‌ی شامل فقط هسته‌ی فلزی بیشتر شد. برای جلوگیری از کمانش کلی مهاربند کمانش ناپذیر، باید سختی خمشی پوسته (EI) به اندازه‌ای باشد که نیروی فشاری قابل تحمل توسط بادبند، حداقل به اندازه‌ی نیروی کششی باشد. با بکار بردن ورق‌های پلی‌اتیلن با سختی کافی می‌توان کمانش بادبندها را محدود نموده و غلاف فولادی و ملات یا بتن داخل آن را حذف نمود. کفایت سختی ورق‌ها و ممان اینرسی لازم به ضریب لاغزی و مدول الاستیسیته بستگی دارد [۵۶].

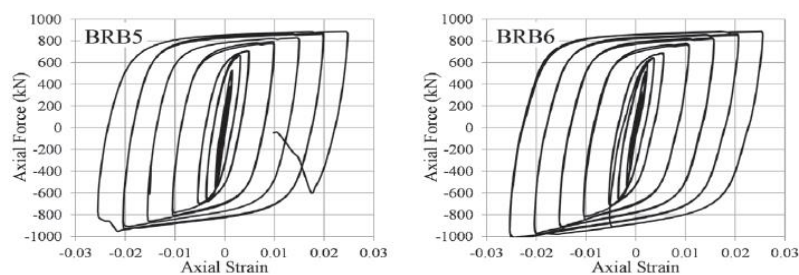
بر اساس مطلب ذکر شده‌ی فوق نتیجه می‌شود که مصالح FRP در قسمت‌هایی از دنیا به شکل موثری به عنوان تقویت کننده‌ی اجزای فلزی مورد کاربرد بوده است. مهم ترین دلیل این امر کارایی قابل توجه سازه‌های این گونه مصالح می‌باشد. واضح است که تحقیقات در زمینه کاربرد مصالح FRP در مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی دارای کاستی‌های بسیاری است.

۲-۹- رمضان ازکلیک (۲۰۱۷)

در پژوهش انجام شده توسط رمضان ازکلیک نمونه های مختلف بادبند کمانش ناپذیر با اشکال و مقاطع مختلف مورد آزمایش قرار گرفته و رفتار هیستریزس آنها مورد بررسی قرار گرفته است. دو نمونه از مقاطع مورد بررسی که در شکل ۲-۳ نشان داده شده است. در نمونه BRB5 مقطع صلیبی فولادی بوده که در بتن مدفون شده است و نمونه دوم مقطع صلیبی فولادی محصور شده با بتن که به دور آن لایه های FRP پیچیده شده است. همانطور که در شکل ۲-۴ نشان داده شده است نمونه دوم دربارگذاری رفت و برگشتی عملکرد بهتری از خود نشان داده است [۵۸].



شکل ۲-۳- نمونه آزمایشگاهی [۵۸]



شکل ۲-۴- منحنی هیستریزس نمونه ها [۵۸]

فصل سوم

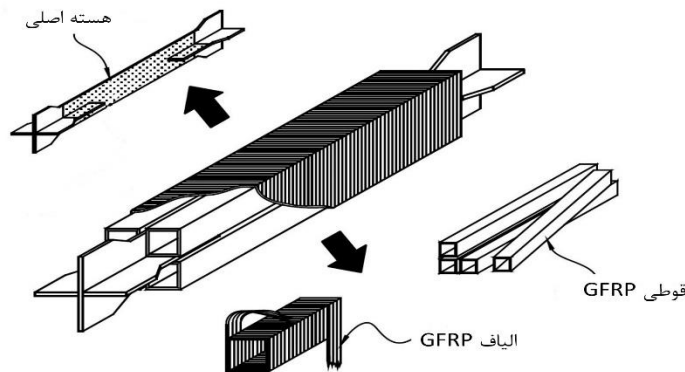
راستی آزمایی مدل سازی

۳-۱- پیش گفتار

در این فصل ابتدا مدل تحلیلی منطبق با شرایط و مشخصات مدل آزمایشگاهی ساخته شده، سپس نتایج حاصل از تحلیل نرم افزاری با پاسخ آزمایش مقایسه می شود. در صورت تطابق قابل قبول نتایج، می توان از مدل سازی انجام شده برای بررسی پارامترهای مختلف مهاربند کمانش ناپذیر استفاده نمود.

۳-۲- نمونه ی آزمایشگاهی

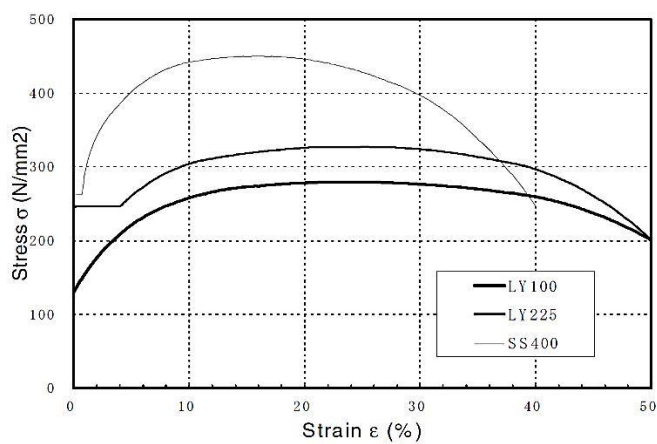
برای گام نهادن به بخش تحلیلی این پژوهش، نخست باید مدل آزمایشگاهی معتبری برای مدل سازی و راستی آزمایی انتخاب شود. برای رسیدن به این هدف، نمونه ی دنگ و همکاران در دانشگاه تسینگو^{۲۸} چین برگزیده شد. طول کل این مهاربند ۲۸۳۲ میلی متر است. این مهاربند کمانش ناپذیر از ۳ قسمت تشکیل شده است. ۱- قسمت اصلی که هسته مهاربند است. ۲- مقاطع مربعی از جنس GFRP. ۳- الیاف GFRP. شکل ۳-۱ جزءهای تشکیل شده مهاربند را نشان می دهد [۵۹].



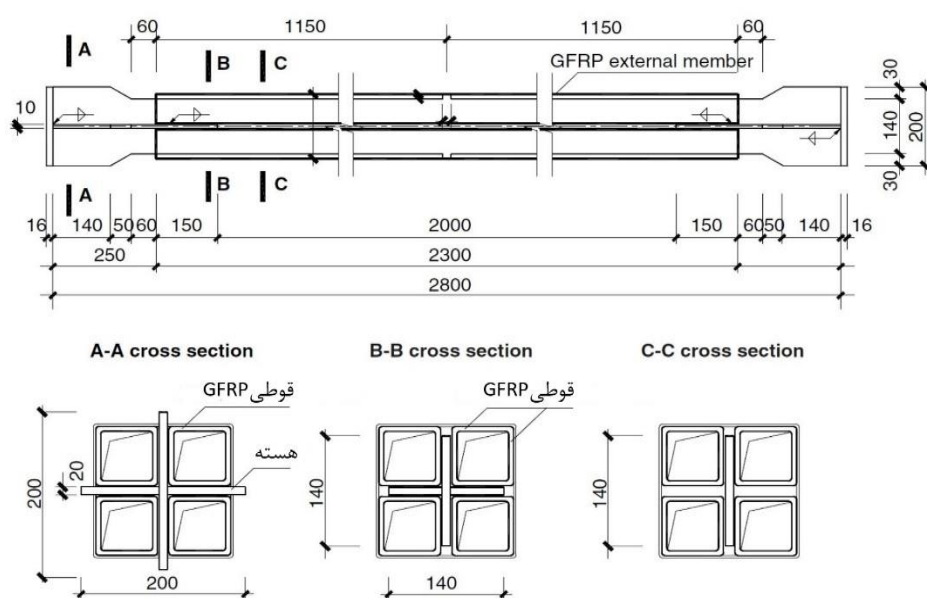
شکل ۳-۱- اجزای تشکیل دهنده مهاربند کمانش ناپذیر [۵۹]

قسمت اصلی، هسته ی مهاربند می باشد با طول ۲۳۰۰ میلی متر که از جنس فولاد با نقطه تسلیم پایین (LYP) به ضخامت ۱۰ میلی متر تشکیل شده است. شکل ۳-۲ نمودار تنش کرنش فولاد

LYP225 را نشان می دهد. تنش جاری شدن و تسلیم این نوع فولاد به ترتیب ۳۳۳ و ۲۳۳ مگاپاسکال می باشد. قسمت دوم مقاطع مربعی از جنس GFRP با طول ۲۳۰۰ میلی متر، که در کارخانه تولید شده است و قسمت سوم الیاف GFRP بوده با طول ۲۳۰۰ میلی متر که وظیفه آن نگاه داشتن مقاطع مربعی تو خالی کامپوزیتی بر روی هسته است. شکل ۳-۳ جزئیات و اندازه جزءهای مهاربند به میلی متر را نشان می دهد.



شکل ۳-۲- نمودار تنش- کرنش فولاد LYP225 [۵۹]



شکل ۳-۳- جزئیات اندازه مهاربند کمانش ناپذیر به میلی متر [۵۹]

مشخصات مصالح عضوهای مهاربند کمانش ناپذیر در جدول ۱-۳ و ۲-۳ نشان داده شده است.

جدول ۱-۳- مشخصات مصالح هسته مهاربند کمانش ناپذیر [۵۹]

معرفی	ν	Fu (MPa)	Fy (MPa)	E (GPa)
هسته	۰/۳	۳۳۳	۲۳۳	۲۰۱

جدول ۲-۳- مشخصات مصالح قوطی ها و الیاف [۵۹]

مدول یانگ (Gpa)	مقاومت فشاری (MP)	مقاومت کششی (MP)	جهت الیاف
۴۱/۲	۳۵۱	۶۵۰	طولی
۸/۶۰	۱۳۰	۳۲/۲	عرضی

۳-۳- مدل عددی

نرم افزار ABAQUS قادر به حل مسائل مهندسی با درجات غیرخطی بالا می باشد. در این پژوهش مدل مهاربند کمانش ناپذیر دنگ و همکاران، با جابه جایی هدف ۳۰ میلی متر در نرم افزار آباکوس مدل سازی می گردد. کمانش موضعی و تشکیل مفاصل پلاستیک در المان های مرزی که در حین آزمایش رخ داد، را می توان با مدل سازی به طور صریح در نرم افزار نشان داد.

۳-۳-۱- انتخاب جزء

برای مدل سازی جزء محدود، از نرم افزار ABAQUS/CAE Standard استفاده گردید. در این نرم افزار، کاربر توسط بخش Part نوع هندسه مدل را برای آنالیز، مشخص می کند. در این بخش نوع المان های مدل شامل خطی Line (1-D)، صفحه ای Shell (2-D) و یا Solid (3-D) تعیین می شود. یک مدل ممکن است از چندین Part تشکیل شود و با تعریف اندرکنش بین Part های مختلف با

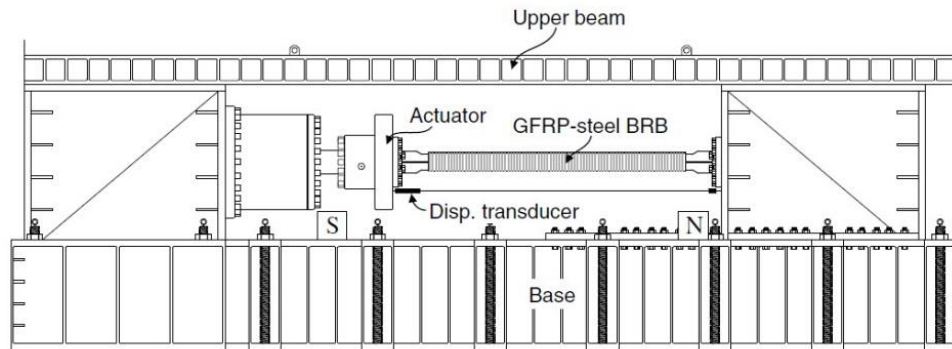
استفاده از المان‌های متصل کننده، کل مدل تعریف می‌شود. در نمونه‌ی مدل شده، از یک Part برای ساختن هسته استفاده شده است و در پارت‌هایی جداگانه قوطی‌ها و الیاف GFRP مدل سازی شده و با تعریف قیدهای تماسی به یکدیگر اسمبل شده است.

الیاف GFRP از نوع پوسته‌ای و با بهره‌جویی از المان چهارگره‌ی S4R و روش انتگرال گیری کاهش- یافته، مدل شده است. هر گره شش درجه آزادی دارد. سه درجه آزادی انتقالی (u_x , u_y , u_z) و سه درجه آزادی دورانی (θ_x , θ_y , θ_z).

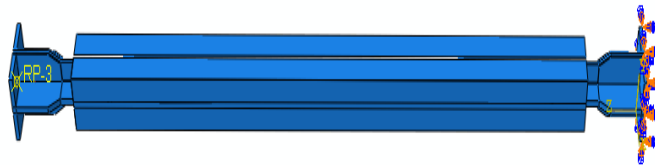
المان S4R، از یک روش انتگرال گیری کاهش یافته استفاده می‌کند، به نحوی که فقط از یک نقطه انتگرال گیری در مرکز صفحه استفاده می‌کند. این روش می‌تواند نتایج دقیق تری را رقم بزند و در عین حال نسبت به حالت استفاده از المان‌هایی که به صورت کامل انتگرال گیری در آن‌ها انجام می‌شود و به خصوص در مسائل سه بعدی، زمان تحلیل را به مراتب کاهش می‌دهد.

۳-۳-۲- شرایط مرزی و بارگذاری

شکل ۳-۴ نحوه‌ی اعمال بار و شرایط مرزی نمونه‌ی آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. به منظور دستیابی به دقت مدل سازی نرم افزار با نمونه‌ی آزمایشگاهی، همان طور که در شکل (۳-۵) نشان داده شده، تمامی درجات آزادی انتقالی و دورانی مهاربند کمانش ناپذیر بسته شده است. همچنین برای دستیابی به نمودار پوش آور از جابه جایی هدف ۳۰ میلی متر با تعریف نقطه مرجع در جهت فشاری به مهاربند استفاده شده است.



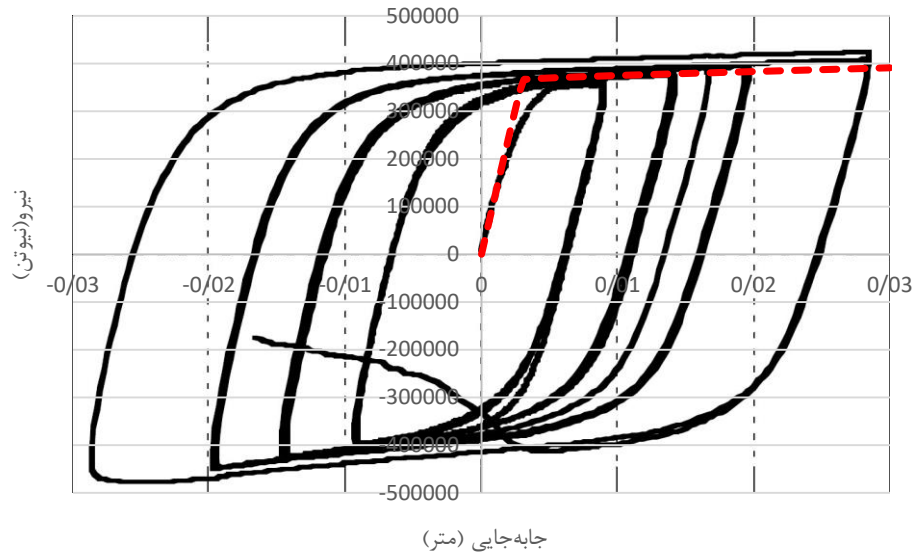
شکل ۳-۴- نحوه ی بارگذاری مهاربند کمانش ناپذیر در آزمایشگاه [۵۹]



شکل ۳-۵- نحوه ی اعمال شرایط تکیه گاهی در مدل سازی

۳-۴- مقایسه ی نتایج

در شکل ۳-۶ مطابقت خوب نمودار پوش مدل عددی با نمودار هیستریزیس نمونه ی آزمایشگاهی، بیان گر درستی مدل سازی می باشد. حال می توان ادعا کرد که پاسخ مدل عددی قابل استناد است و می توان از روند مدل سازی ذکر شده برای بررسی پارامترهای مورد نظر در این پژوهش، استفاده نمود. با مقایسه ی نتایج، می توان ملاحظه نمود مقدار بار نهایی دو مدل اختلاف اندکی با یکدیگر دارند. از جمله عوامل ایجاد این اختلاف، در ناکاملی ها و تنش های پسماند موجود در مدل آزمایشگاهی و همچنین شرایط بارگذاری می باشد.



----- آزمایشگاهی

----- اجزای محدود

شکل ۳-۶- نمودار هیستریزیس نمونه‌ی آزمایشگاهی و نمودار پوش‌آور اجزای محدود

فصل چهارم

ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای در مهاربند کمانش ناپذیر با

پوسته‌ی

GFRP

۴-۱- پیش‌گفتار

به دلیل زمان زیاد و مقرون به صرفه نبودن آزمایش‌ها و با گسترش روز افزون سیستم‌های سخت‌افزاری محاسباتی، می‌توان با بهره‌جویی از نرم‌افزارهای المان محدود، به حل تقریبی نزدیک به واقعیت دست یافت. به همین دلیل به منظور انجام پژوهش‌های عددی، استفاده از نرم‌افزار المان محدود همانند آباکوس، گزینه‌ای مناسب جهت این پژوهش می‌باشد.

برای مدل‌سازی مهاربند کمانش‌ناپذیر، می‌توان از مدل اجزای محدود بهره جست. دست‌یافتن به جواب‌های درست و قابل اعتماد، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. ارزیابی پارامترهایی از قبیل مقاومت، شکل‌پذیری، سختی، تغییرمکان و میزان انرژی جذب شده در صورتی قابل قبول است که نتایج حاصل از تحلیل‌ها صحیح بوده و از دقت بالایی برخوردار باشد.

جهت تحقق این امر، بهره‌جستن از پاسخ یک مدل آزمایشگاهی ضروری است. به این صورت که در ابتدا مدل تحلیلی منطبق با شرایط و مشخصات مدل آزمایشگاهی ساخته شده، سپس نتایج حاصل از تحلیل نرم‌افزاری با پاسخ آزمایش مقایسه می‌شود. در صورت تطابق قابل قبول نتایج، می‌توان از مدل‌سازی انجام شده برای بررسی پارامترهای مختلف استفاده نمود.

۴-۲- نام‌گذاری نمونه‌ها

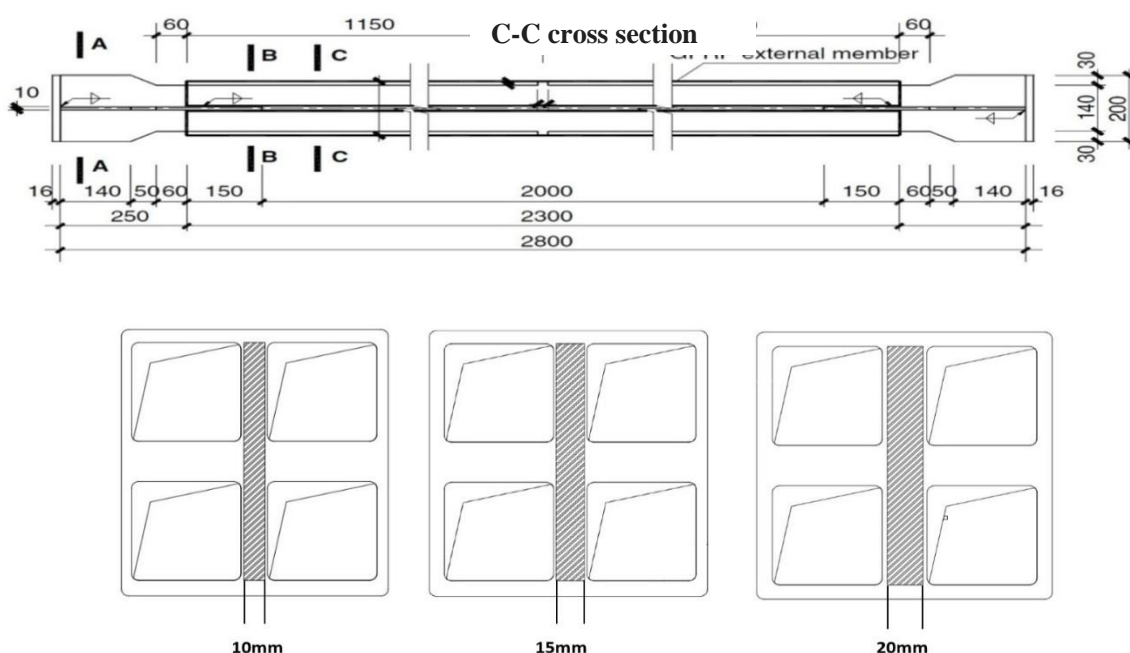
در این پژوهش، ۳ نمونه مهاربند کمانش‌ناپذیر با سطح مقطع‌های متفاوت مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. جهت درک بهتر و ارجاع‌دهی سریع‌تر این مدل‌ها، از نمادهای آمده در جدول‌ها استفاده شده است. در ابتدای نمادهای به کار رفته برای نمونه‌ها، حرف اول مخفف مهاربند کمانش‌ناپذیر و حرف دوم مخفف ورق می‌باشد. عدد آخر در پایان هر نام‌گذاری، نمایان‌گر ضخامت هسته‌ی مقطع فولادی می‌باشد. جدول ۴-۱- مشخصات بیشتر نمونه‌های نام‌گذاری شده را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۱- مشخصات نمونه‌های مدل‌شده در نرم‌افزار اجزا محدود

نام مدل	معرفی	سطح مقطع
BR-S-10	ورق هسته با ضخامت ۱۰ میلی‌متر	1400 mm ²
BR-S-15	ورق هسته با ضخامت ۱۵ میلی‌متر	2100 mm ²
BR-S-20	ورق هسته با ضخامت ۲۰ میلی‌متر	2800 mm ²

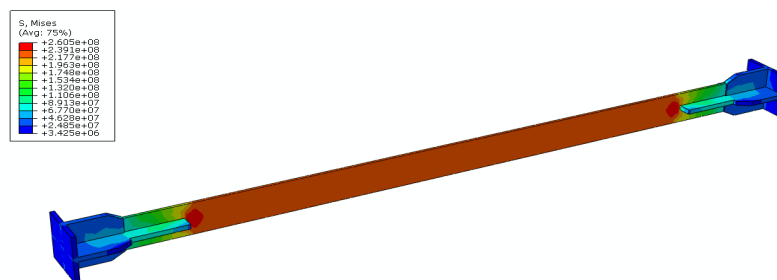
۴-۳- اثر ضخامت در هسته‌ی فلزی مستطیلی

در این بخش ابتدا هسته‌ی فلزی مهاربند کمانش‌ناپذیر با مقطع ساده با سطح مقاطع متفاوت مدل‌سازی شده و با یکدیگر مقایسه و مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. پس از مدل‌سازی و انجام تحلیل پوش‌آور توسط نرم‌افزار، نمودار بار- تغییرمکان هر یک از مدل‌ها در دسترس قرار گرفته، سپس مقاومت نهایی، سختی و شکل‌پذیری هرکدام از نمونه‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در این قسمت طول مهاربند ثابت فرض شده است. مقایسه‌ی نتایج با تغییر ضخامت هسته‌ی فولادی مدل‌سازی و مقایسه می‌شود. شکل ۴-۱ جزئیات بیشتر اندازه‌گذاری را نشان می‌دهد.

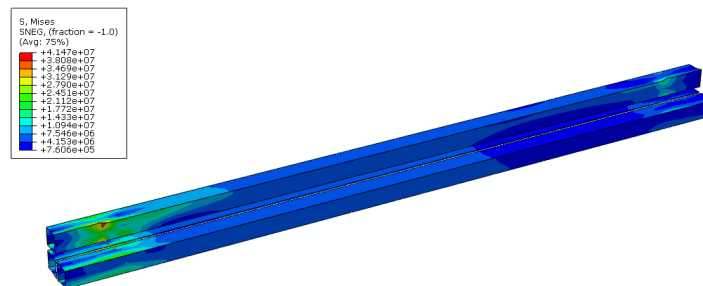


شکل ۴-۱- مشخصات نمونه‌های مدل‌شده با تغییر ضخامت هسته در نرم‌افزار اجزا محدود

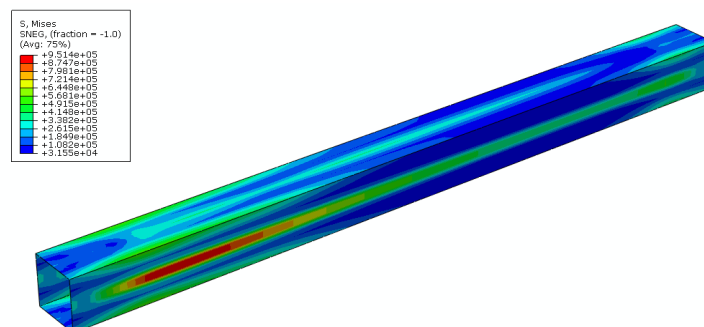
همان‌گونه که در شکل ۲-۴ مشاهده می‌شود، با اعمال بار جانبی به مهاربند، تنش در هسته ایجاد شده و این تنش از هسته به قوطی‌های مکعبی سبک کامپوزیتی وارد و الیاف در انتها با ثابت نگه داشتن مقاطع قوطی، مانع از انتقال و شکست در جابه‌جایی‌های کوچک می‌شود. شکل‌های ۲-۴، ۳-۴ و ۴-۴ نحوه‌ی تنش‌ها در هسته‌ی فلزی و قوطی‌های کامپوزیتی و الیاف شیشه پس از جابه‌جایی هدف را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۴ - نحوه‌ی تشکیل تنش‌ها در هسته‌ی فلزی مهاربند کمانش ناپذیر



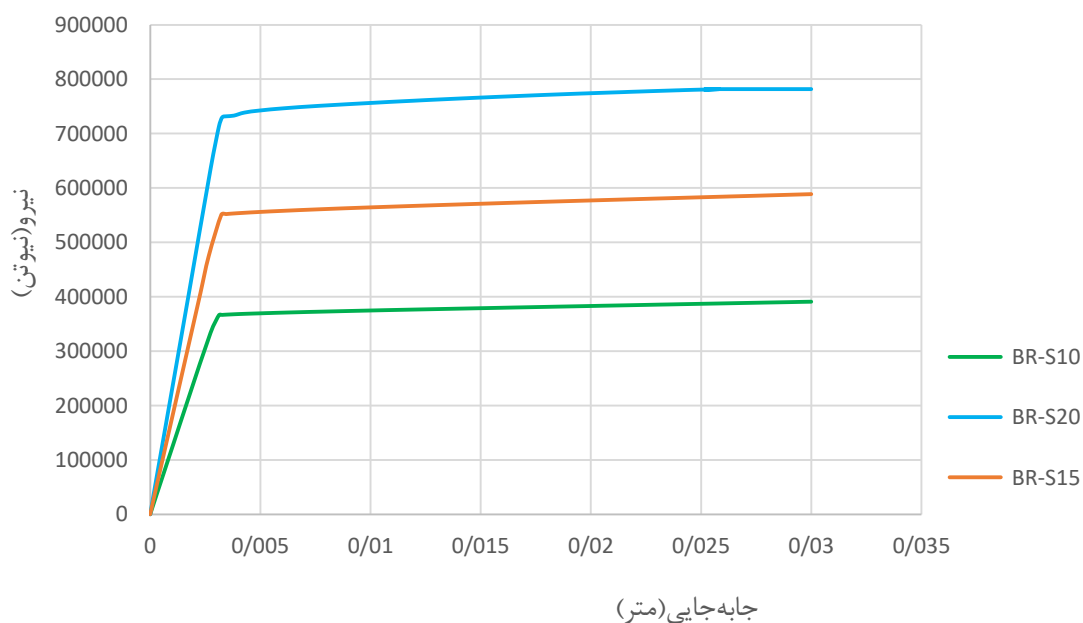
شکل ۳-۴ - نحوه‌ی انتقال تنش از هسته‌ی فلزی به مکعب‌های GFRP



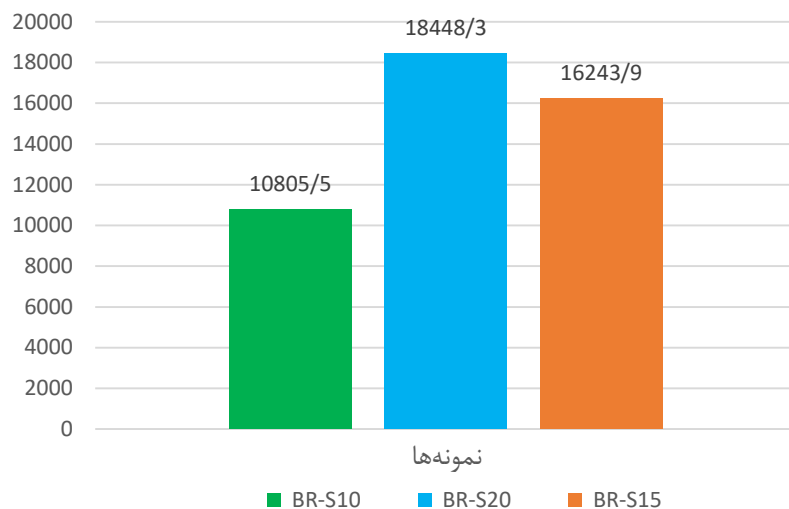
شکل ۴-۴ - نحوه‌ی انتقال تنش از مکعب‌ها به الیاف GFRP

۴-۳-۱- جذب انرژی

در شکل ۴-۵ نمودار پوش‌آور نمونه‌ها با ضخامت هسته متفاوت را مشاهده می‌کنیم. واضح است سطح زیرنمودار پوش‌آور، نشان دهنده میزان جذب انرژی یا اتلاف انرژی سامانه می‌باشد. هر چه سطح زیر این نمودارها بیشتر باشد، سامانه فرصت بیشتری برای اتلاف انرژی را داشته است. مساحت زیر نمودار نمونه‌ها با استفاده از نرم‌افزارهایی از قبیل اکسل^{۲۹} می‌توان محاسبه نمود، شکل ۴-۶ این مقایسه جذب انرژی^{۳۰} را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۵- مقایسه نمودار پوش‌آور نمونه‌ها به ضخامت‌های ۱۰ و ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر

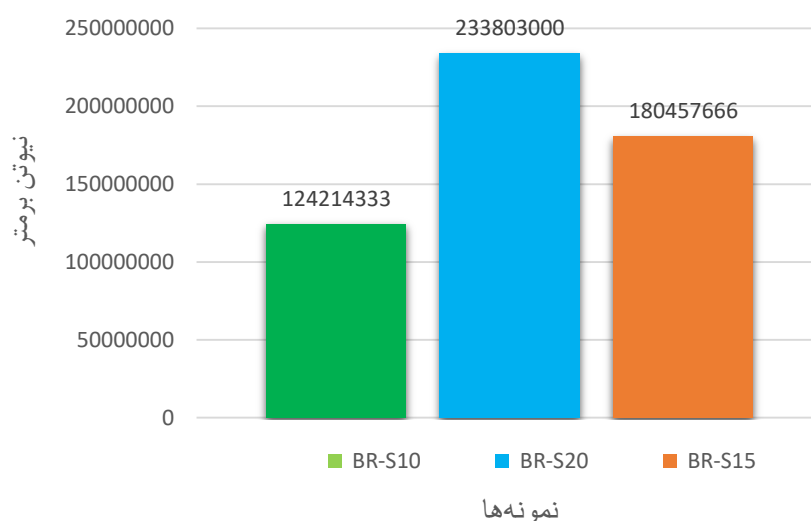


شکل ۴-۶ - مقایسه‌ی نمودار جذب انرژی نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت هسته‌ی فلزی

همان‌طور که شاهدیم، با افزایش ضخامت در هسته‌ی فلزی ساده مهاربند کمانش ناپذیر، از ۱۰ میلی-متر در نمونه‌ی راستی‌آزمایی شده نمونه‌ی آزمایشگاهی، به ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر، یعنی با افزایش سطح مقطع به مقدار، ۵۰ و ۱۰۰ درصد، جذب انرژی سیستم نیز به دلیل افزایش سطح مقطع، به ترتیب به مقدار ۵۰ و ۷۱ درصد افزایش یافت. نتیجه می‌شود، افزایش در سطح مقطع هسته‌ی فلزی باعث اتلاف انرژی بالاتر سامانه می‌شود.

۴-۳-۲- سختی سامانه

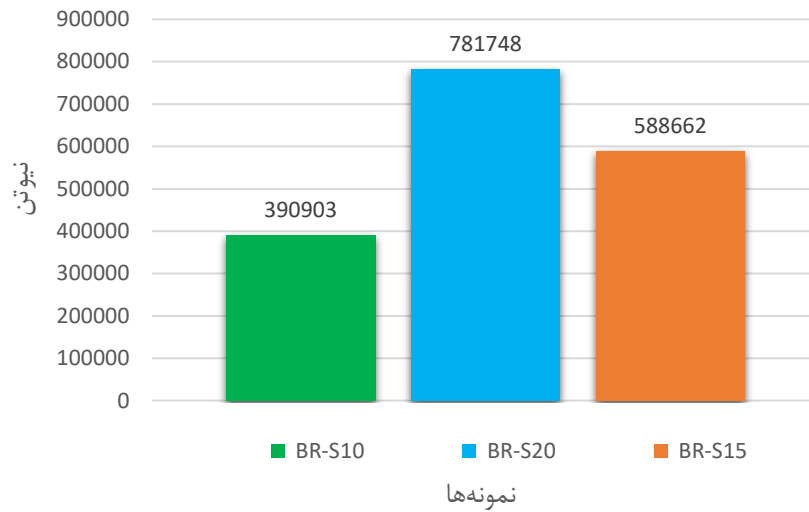
در شکل ۴-۷- سختی سامانه نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت هسته می‌آید. با افزایش سطح مقطع هسته‌ی فلزی مهاربند از ۱۰ به ۱۵ میلی‌متر، سختی به مقدار ۴۵ درصد افزایش را نشان داد و با تغییر این ضخامت از ۱۰ به ۲۰ میلی‌متر، روند افزایشی به مقدار ۸۸ درصدی را شاهد بودیم.



شکل ۴-۷- نمودار سختی سامانه با مقادیر متفاوت ضخامت هسته‌ی فلزی

۴-۳-۳- مقاومت نهایی

شکل ۴-۸ مقایسه‌ی مقاومت‌نهایی نمونه‌ها با مقادیر متفاوت هسته فلزی مهاربند کمانش‌ناپذیر را نشان می‌دهد. همان‌طورکه در شکل نمودار مشخص شده، با افزایش ضخامت هسته از ۱۰ به ۱۵ میلی‌متر، مقاومت نهایی سامانه به مقدار ۵۱ درصد افزایش یافت. با تغییر این ضخامت از ۱۰ به ۲۰ میلی‌متر، یعنی با ۲ برابر کردن سطح مقطع، روند افزایشی مقاومت نهایی به مقدار ۱۰۰ درصد را شاهد بودیم.



شکل ۴-۸ - نمودار مقاومت نهایی سامانه با مقادیر متفاوت ضخامت هسته‌ی فلزی

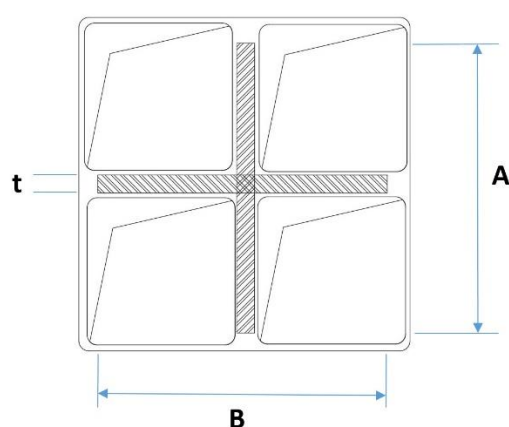
نتیجه این که با افزایش سطح مقطع ساده‌ی هسته‌ی فلزی پارامترهای سختی، مقاومت نهایی و جذب انرژی سیستم افزایش می‌یابد.

۴-۴- اثر ضخامت در هسته‌ی صلیبی

در این قسمت با تغییر مقطع از ساده به صلیبی و با افزایش سطح مقطع، مدل‌سازی نمونه‌ها با توجه به شکل ۴-۹ انجام شده است. همان‌طور که در شکل ۴-۹ مشخص شده است. ابعاد هسته‌ی فلزی صلیبی مهاربند کمانش‌ناپذیر، با حروف A و B نشان داده شده است. حرف t معرف ضخامت هسته‌ی صلیبی می‌باشد. جدول ۴-۲ نام‌گذاری نمونه‌های مدل شده صلیبی را نشان می‌دهد. حروف اول BR مخفف مهاربند و حرف C نمایان‌گر صلیبی و اعداد اول و دوم به ترتیب، ابعاد و ضخامت هسته صلیبی می‌باشد.

جدول ۴-۲- مشخصات نمونه‌های مدل شده با مقطع صلیبی در نرم افزار اجزاء محدود

نام مدل	A	B	t	سطح مقطع
BR-C140-10	140mm	140mm	10mm	2700 mm ²
BR-C140-15	140mm	140mm	15mm	3975 mm ²
BR-C100-10	100mm	100mm	10mm	1900 mm ²
BR-C100-15	100mm	100mm	15mm	2775 mm ²



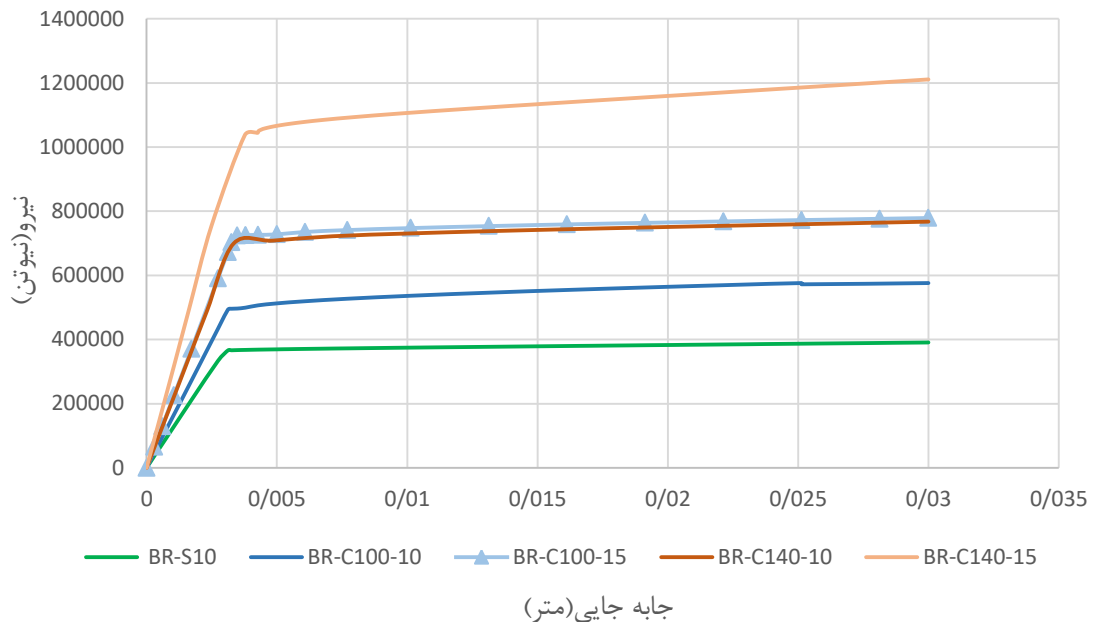
شکل ۴-۹- جزییات نمونه‌های مدل شده با مقطع صلیبی

۴-۴-۱- جذب انرژی

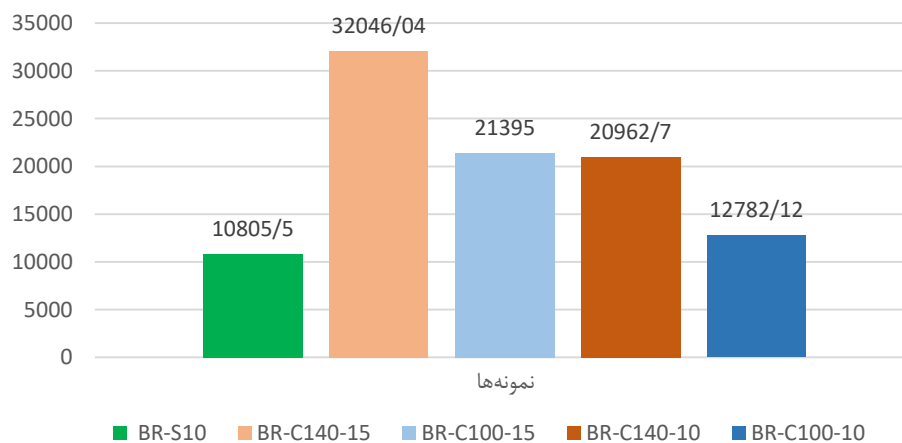
در شکل ۴-۱۰ نمودار پوش‌آور نمونه‌ها با ابعاد هسته‌ی صلیبی متفاوت را مشاهده می‌کنیم. نتایج نشان داد با تغییر مقطع به صلیبی، و افزایش سطح مقطع هسته‌ی صلیبی مهاربند، جذب انرژی سامانه بهبود بخشید. با توجه به نمودار شکل ۴-۱۱، با تغییر مقطع به صلیبی، نسبت به مدل راستی-آزمایی شده، در مدل BR-C100-10، جذب انرژی به مقدار، ۱۸/۲ درصد افزایش یافت. همچنین با افزایش سطح مقطع در نمونه‌ی BR-C100-15 از ۱۴۰۰ به ۲۷۷۵ میلی‌متر مربع، افزایش ۹۸ درصدی جذب انرژی را شاهد بودیم.

با تغییر ابعاد و سطح مقطع در نمونه‌های BR-C140-10 و BR-C140-15، به ترتیب جذب انرژی نسبت به حالت بدون صلیبی، ۹۴ و ۹۶/۶ درصد افزایش را نشان داد. همان‌گونه که در نمودار پیداست،

با سطح مقطع یکسان در دو نمونه ی BR-C140-10 و BR-C100-15 ، جذب انرژی یکسان را نتیجه داد.



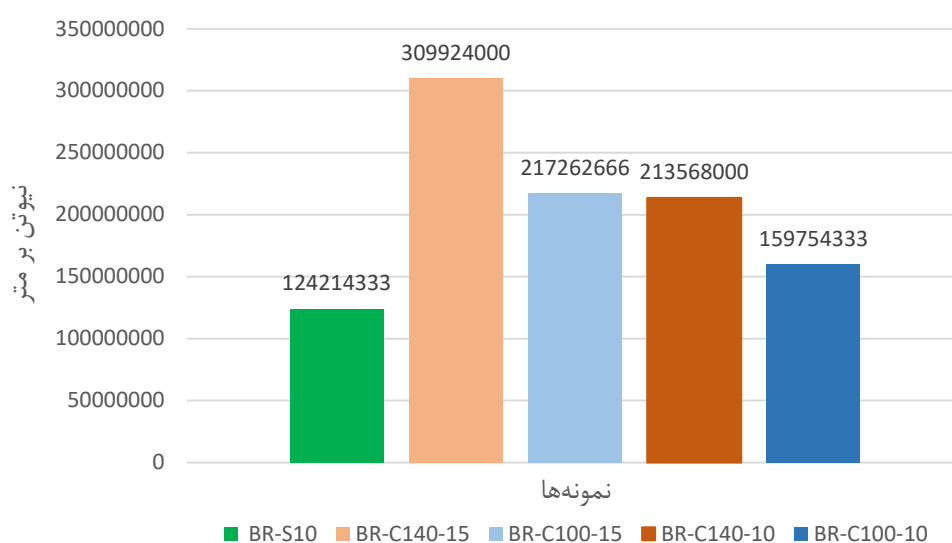
شکل ۴-۱۰- مقایسه نمودار پوش‌آور نمونه‌ها با هسته صلیبی متفاوت



شکل ۴-۱۱- مقایسه ی نمودار جذب انرژی نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت هسته ی صلیبی

۲-۴-۴ - سختی سامانه با هسته صلیبی

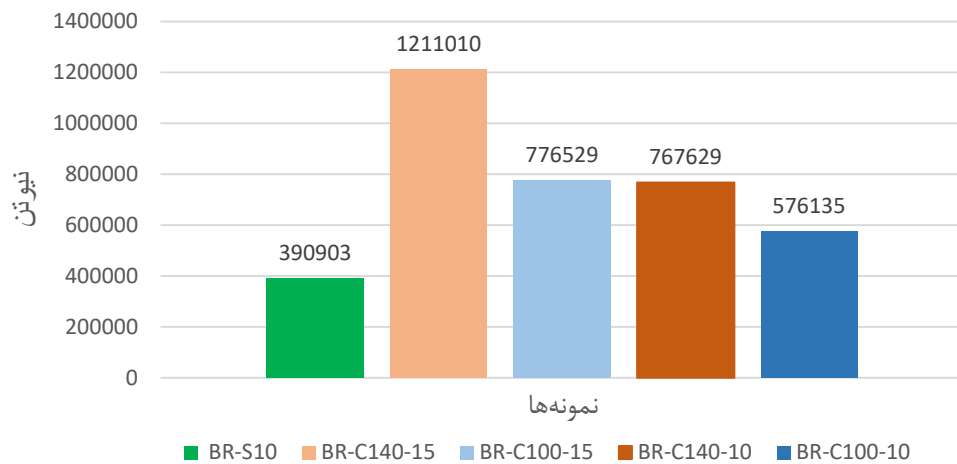
نتایج مطابق شکل ۱۲-۴ نمودار سختی نمونه‌ها با مقاطع صلیبی هسته را نشان می‌دهد. با تغییر مقطع از ساده به صلیبی و با افزایش سطح مقطع در نمونه‌ی BR-C100-10، سختی نسبت به نمونه‌ی BR-S-10، ۲۸/۶ درصد افزایش یافت، همچنین با افزایش سطح مقطع هسته‌ی صلیبی به ۲۷۰۰ و ۲۷۷۵ و ۳۹۷۵ میلی‌متر مربع، سختی به ترتیب به میزان، ۷۲ و ۷۵ و ۱۵۰ درصد افزایش یافت.



شکل ۱۲-۴ - مقایسه‌ی نمودار سختی نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت هسته‌ی صلیبی

۳-۴-۴ - مقاومت نهایی سامانه با هسته صلیبی

شکل ۱۳-۴ مقاومت نهایی نمونه‌های مدل شده با مقادیر متفاوت سطح مقطع در هسته صلیبی مهاربند را نشان می‌دهد. با تغییر مقطع از ساده به صلیبی در هسته‌ی مهاربند و با افزایش سطح مقطع از ۱۴۰۰ به ۱۹۰۰ میلی‌متر مربع در نمونه‌ی BR-C100-10، مقاومت نهایی به میزان ۴۷ درصد افزایش یافت. همچنین با تغییر سطح مقطع به ۲۷۰۰ و ۲۷۷۵ و ۳۹۷۵ میلی‌متر مربع، به ترتیب ۹۶ و ۹۸/۶ و ۲۱۰ درصد افزایش را به همراه داشت.

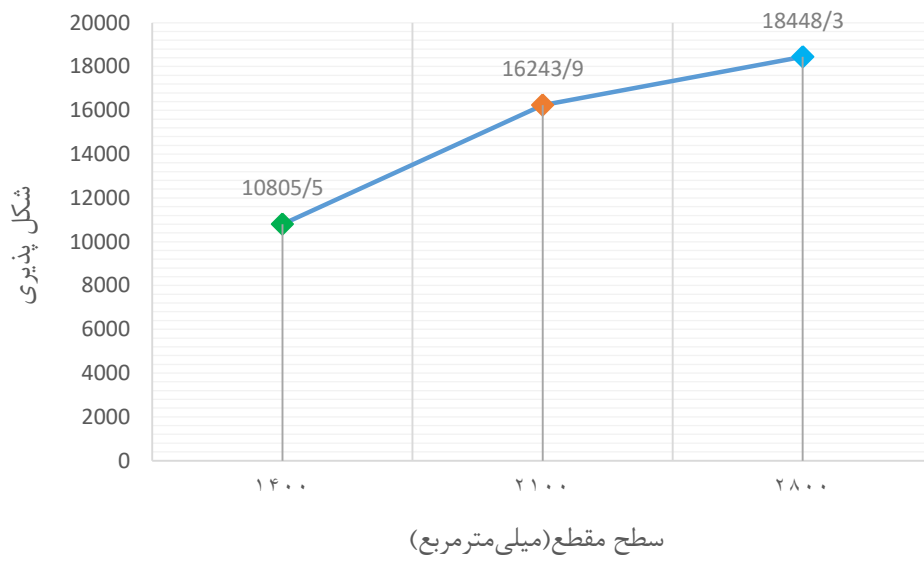


شکل ۴-۱۳ - مقایسه‌ی نمودار مقاومت نهایی نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت هسته‌ی صلیبی

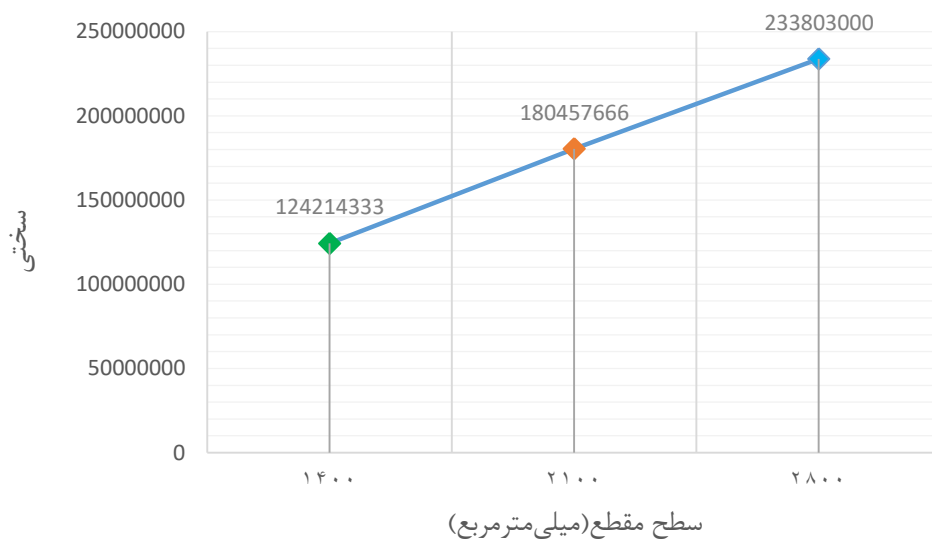
نتیجه می‌شود با افزایش سطح مقطع و هندسه‌ی هسته از ساده به صلیبی، پارامترهای سختی، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری سیستم افزایش می‌یابد.

۴-۵- نسبت سطح مقطع هسته‌ی مستطیلی به پارامترهای لرزه‌ای

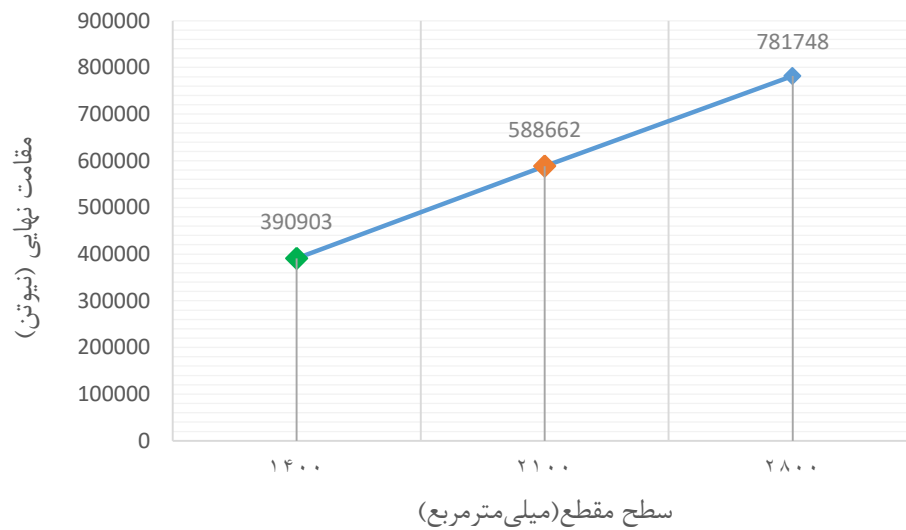
در این قسمت، نسبت سطح مقطع هسته‌ی ساده به پارامترهای شکل‌پذیری، سختی و مقاومت نهایی مقایسه شده است. نمودار شکل‌های ۴-۱۴، ۴-۱۵ و ۴-۱۶ این مقایسه‌ها را نشان می‌دهد. با افزایش سطح مقطع به ۵۰ و ۱۰۰ درصد، شکل‌پذیری تغییرات افزایشی به مقدار ۵۰ و ۷۰ درصد را نشان داد. همچنین سختی سامانه به میزان ۴۵ و ۸۸ درصد روند افزایشی داشت. افزایش این سطح مقطع نیز، افزایش ۵۱ و ۱۰۰ درصدی مقاومت نهایی را به دنبال داشت.



شکل ۴-۱۴- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته‌ی ساده به شکل‌پذیری



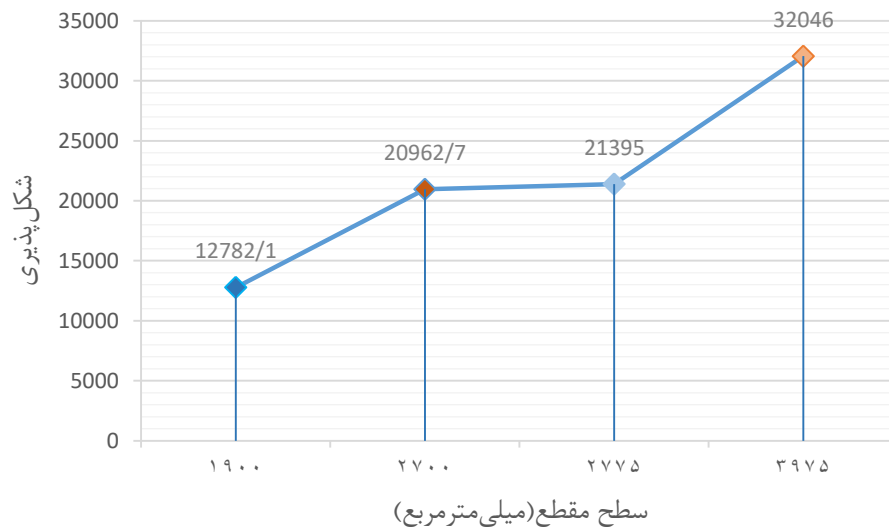
شکل ۴-۱۵- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به سختی



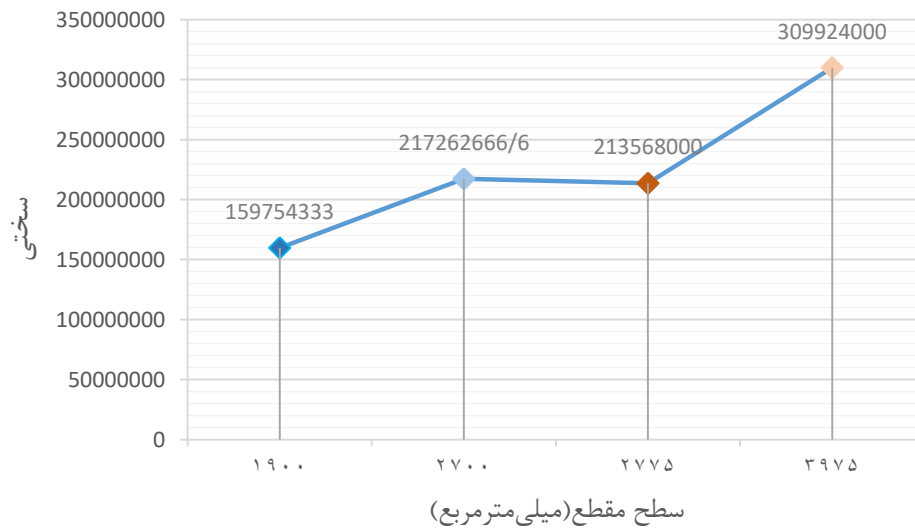
شکل ۴-۱۶- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به مقاومت نهایی

۴-۶- نسبت سطح مقطع هسته‌ی صلیبی به پارامترهای لرزه‌ای

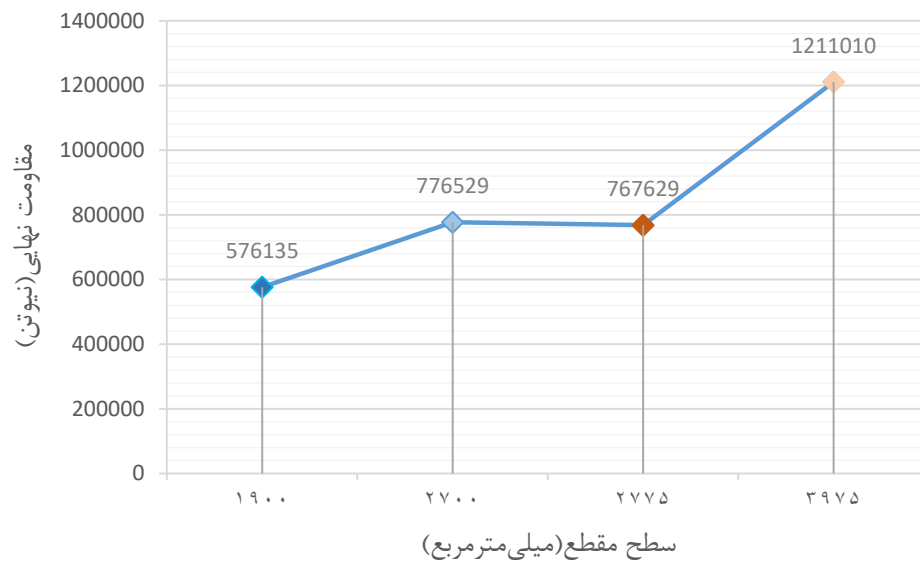
در این قسمت، نسبت سطح مقطع هسته‌ی صلیبی به پارامترهای شکل‌پذیری، سختی و مقاومت نهایی مقایسه شده است. نمودار شکل‌های ۴-۱۷، ۴-۱۸ و ۴-۱۹ این مقایسه‌ها را نشان می‌دهد. با افزایش سطح مقطع از مقطع ساده به صلیبی و افزایش سطح مقطع به ۳۶ و ۹۳ و ۹۸ و ۱۸۴ درصد، شکل‌پذیری تغییرات افزایشی به مقدار ۱۸ و ۹۴ و ۹۸ و ۱۹۷ درصد را نشان داد. همچنین سختی سامانه به میزان ۲۹ و ۷۲ و ۷۵ و ۱۵۰ درصد روند افزایشی داشت. افزایش این سطح مقطع نیز، افزایش ۴۷ و ۹۶ و ۹۹ و ۲۱۰ درصدی مقاومت نهایی را به دنبال داشت.



شکل ۴-۱۷- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به شکل پذیری



شکل ۴-۱۸- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به سختی



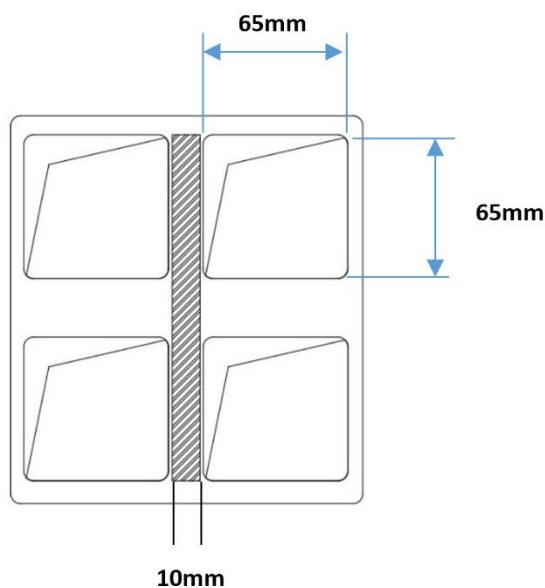
شکل ۴-۱۹- مقایسه‌ی نمودار نسبت سطح مقطع هسته ساده به مقاومت نهایی

۴-۷- اثر هندسه‌ی قوطی GFRP بر پارامترهای لرزه‌ای

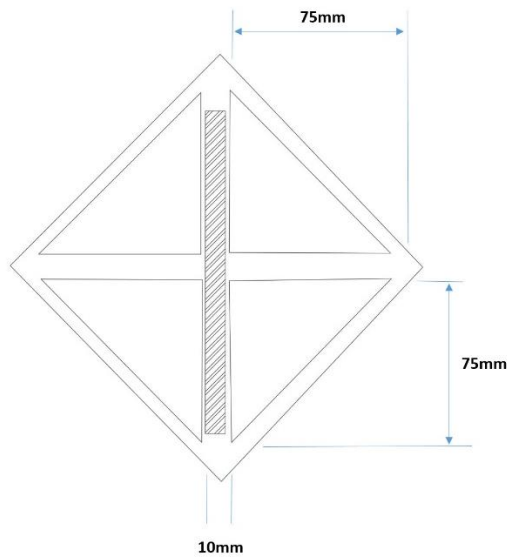
در مدل آزمایشگاهی مهاربند کمانش ناپذیر، ابعاد قوطی‌های GFRP برابر 75×75 میلی‌متر در نظر گرفته شده بود. با توجه به اینکه مصالح کامپوزیتی از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست، با کوچک-تر کردن این ابعاد به 65×65 میلی‌متر، مدل‌سازی بهینه‌تر با نرم‌افزار انجام شده است. نتایج پارامترهای لرزه‌ای با کوچک‌تر شدن این ابعاد به قرار زیر است. جدول ۴-۳ مشخصات نمونه‌های انجام شده را نشان می‌دهد. بدین گونه که دو حرف اول مخفف مهاربند، حرف S، مخفف هسته‌ی ساده، حرف A نمایان‌گر قوطی مکعبی، حرف B بیان‌گر قوطی با مقطع مثلثی و عدد آخر مخفف ضخامت هسته مهاربند می‌باشد. شکل ۴-۲۰ و ۴-۲۱ ابعاد نمونه با قوطی 65×65 و مقطع مثلثی را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۳- مشخصات نمونه‌های مدل شده با مقاطع قوطی و مثلثی GFRP

معرفی	نام مدل
مقطع ورق هسته با ضخامت ۱۰ میلی‌متر با قوطی GFRP ۶۵×۶۵ میلی‌متر	BR-SA-10
مقطع ورق هسته با ضخامت ۱۵ میلی‌متر با قوطی GFRP ۶۵×۶۵ میلی‌متر	BR-SA-15
مقطع ورق هسته با ضخامت ۱۰ میلی‌متر با مقطع مثلثی GFRP	BR-SB-10

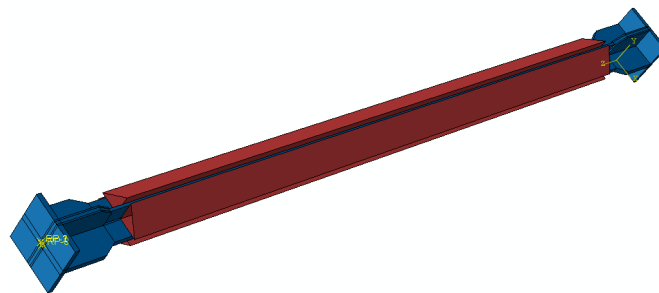


شکل ۴-۲۰- جزئیات نمونه با مقطع قوطی GFRP

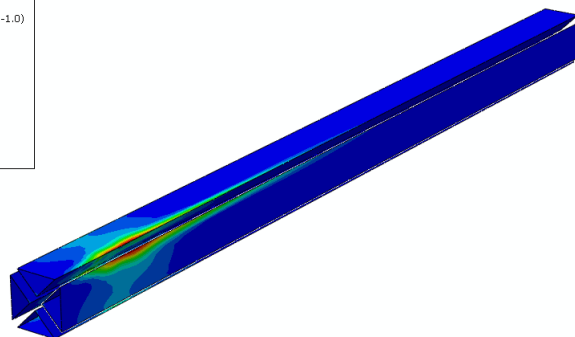
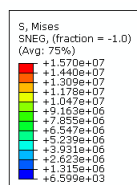


شکل ۴-۲۱- جزییات نمونه با مقطع مثلثی GFRP

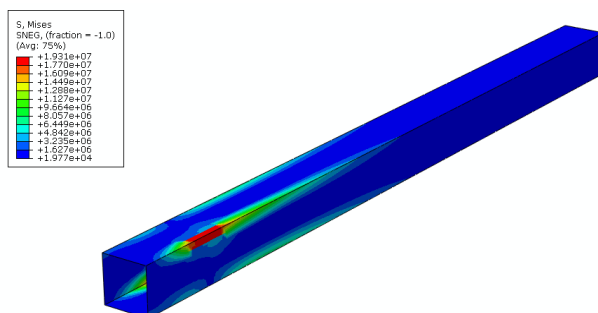
شکل‌های ۴-۲۲ تا ۴-۲۴ جزییات نحوه‌ی اتصال مقاطع مثلثی و نحوه‌ی تنش در اعضا را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۲۲- جزییات نمونه با مقطع مثلثی GFRP



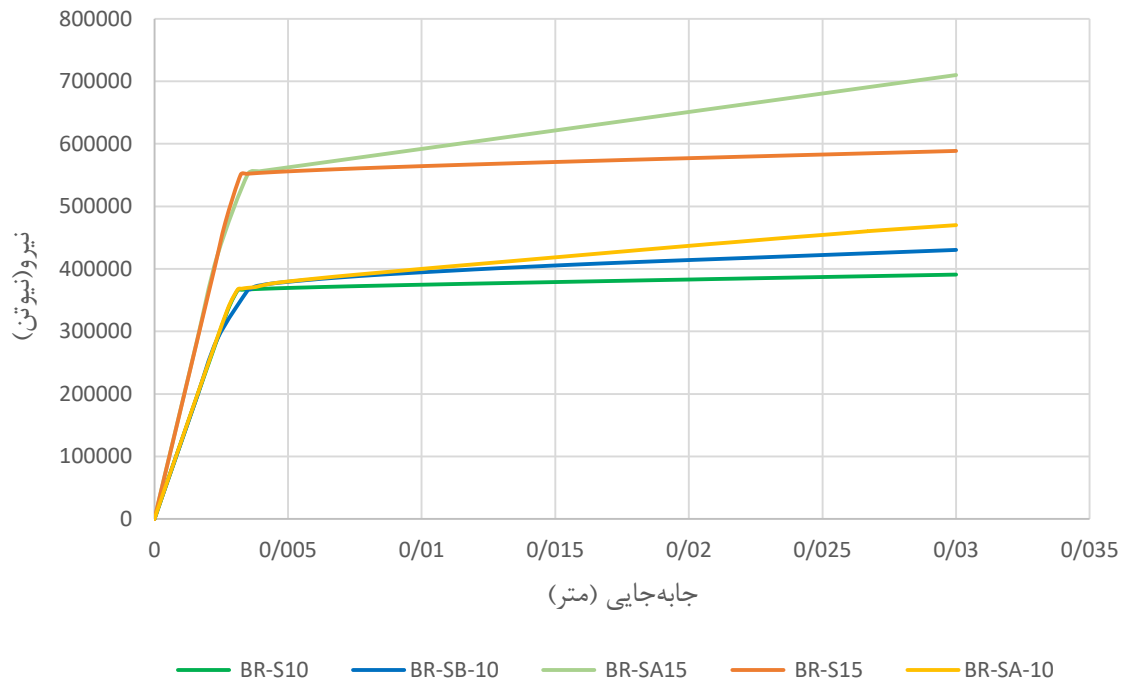
شکل ۴-۲۳- نحوه تشکیل تنش ها در مقاطع مثلثی GFRP



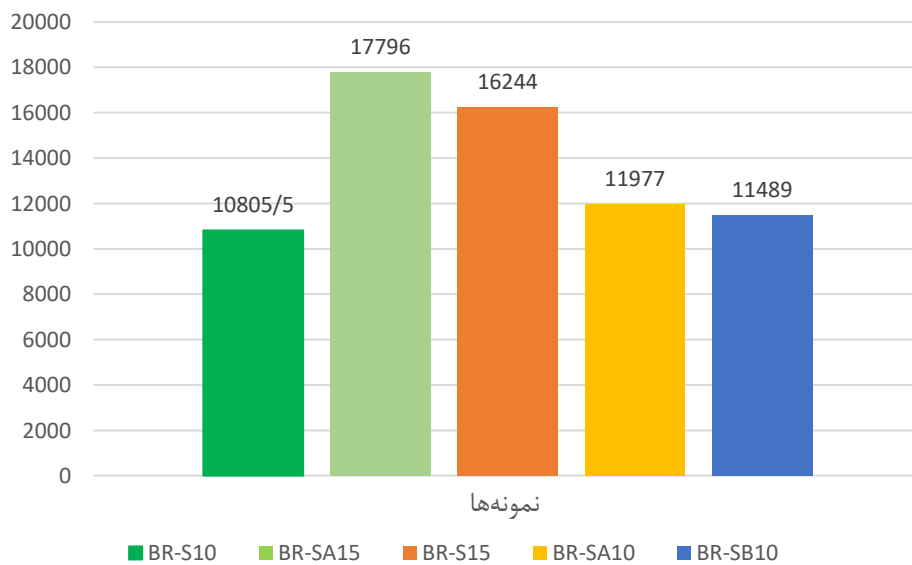
شکل ۴-۲۴- نحوه تشکیل تنش‌ها در الیاف GFRP

۴-۷-۱- شکل پذیری

شکل ۴-۲۵- مقایسه‌ی پوش‌آور نمونه‌ها با مقاطع بهینه مربعی و مثلثی GFRP را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با کوچک‌تر شدن مقطع از ۷۵ به ۶۵ میلی‌متر، در نمونه با هسته‌ی ۱۰ و ۱۵ میلی‌متر، باعث افزایش سطح زیر نمودار و جذب انرژی بالاتر شده است. شکل ۴-۲۶ مقادیر افزایش جذب انرژی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. با کاهش مقطع قوطی GFRP در دو نمونه BR-S-10 و BR-S-15 از ۷۵ به ۶۵ میلی‌متر، جذب انرژی به مقدار ۱۱ و ۱۰ درصد افزایش را نشان داد. با تغییر مقطع از مربعی به مثلثی در قوطی‌های GFRP، ضمن کاهش مصالح کامپوزیتی و بهینه شدن از نظر اقتصادی، جذب انرژی نسبت به حالت مشابه با مقطع مربعی، به مقدار ۳/۶ درصد افزایش یافت.



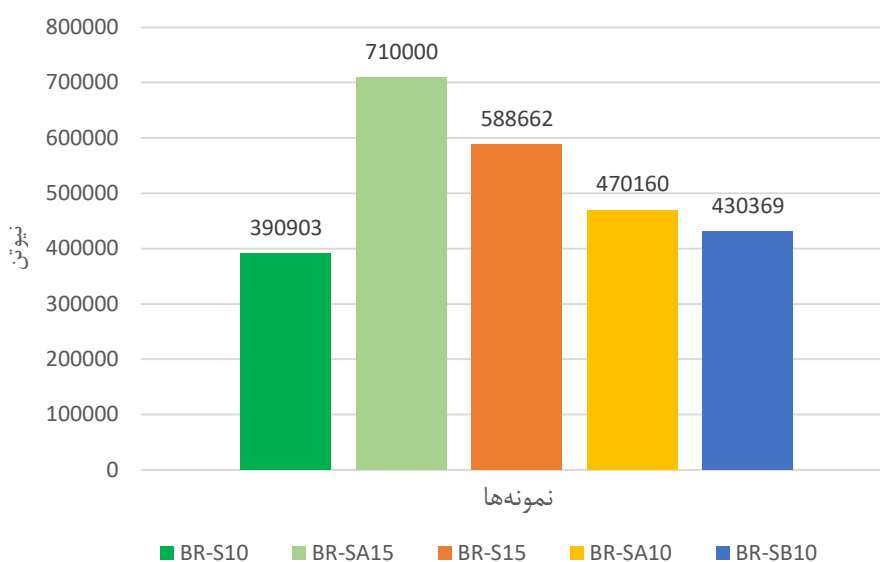
شکل ۴-۲۵- نمودار پوش‌آور نمونه‌ها با مقاطع متفاوت GFRP



شکل ۴-۲۶- نمودار جذب انرژی با مقاطع متفاوت GFRP

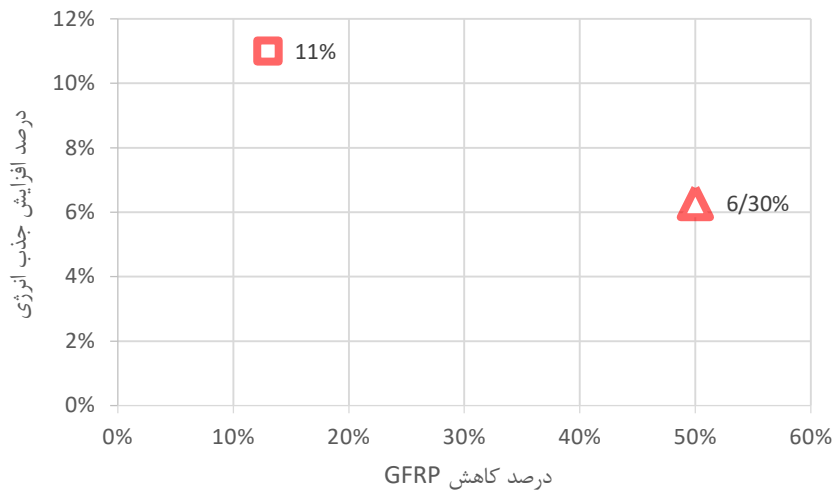
۴-۷-۲- مقاومت نهایی

با کوچک‌تر شدن سطح مقطع از ۷۵ به ۶۵ میلی‌متر در قوطی‌های GFRP، در نمونه‌های BR-S-10 و BR-S-15 همان‌گونه که در نمودار شکل ۴-۲۷ نشان داده شده، مقاومت نهایی به ترتیب ۲۰/۳ و ۲۰/۶ درصد افزایش یافت. با تغییر نوع مقطع و بهینه شدن از قوطی به مثلثی، در نمونه‌ی BR-S10، مقاومت نهایی به میزان ۱۰ درصد با افزایش همراه بود.



شکل ۴-۲۷- نمودار مقاومت نهایی با مقاطع متفاوت GFRP

همان‌طور که در نمودار شکل ۴-۲۸ مشاهده می‌شود، با تغییر مقطع GFRP از ۷۵ به ۶۵ میلی‌متر، یعنی با کاهش ۱۳ درصد مصالح کامپوزیتی، توانستیم به جذب انرژی بیشتر به مقدار ۱۱ درصد دست یابیم که با توجه به گران بودن این مصالح، از نظر اقتصادی مقرون به صرفه‌تر شده است. همچنین با تغییر مقطع از مربعی به مثلثی، یعنی با کاهش ۵۰ درصدی مصالح الیافی، به جذب انرژی به مقدار ۶/۳ درصد دست یافتیم.



شکل ۴-۲۸- مقایسه کاهش مصالح GFRP و جذب انرژی

نتیجه می‌شود با کاهش ابعاد قوطی‌های GFRP علاوه بر کاهش مصرف این مصالح و به‌صرفه‌تر کردن از نظر اقتصادی، با ثابت ماندن سختی، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری سامانه افزایش یافت.

۴-۸- استفاده از CFRP در مقاطع

مدل‌های انجام شده با هسته‌ی ساده ولی با تغییر مصالح از GFRP به CFRP با توجه به نمودار تنش کرنش الیاف کربن (شکل ۱-۵۵) انجام گرفت. جدول ۴-۴- نام‌گذاری مدل‌ها را نشان می‌دهد. دو حرف اول مخفف مهاربند و حرف S مخفف هسته با ورق ساده و CF بیان‌گر الیاف کربن و دو حرف آخر نشان دهنده‌ی ضخامت هسته‌ی فلزی مهاربند کمانش ناپذیر می‌باشد.

جدول ۴-۴- نام‌گذاری مدل‌ها با الیاف کربن

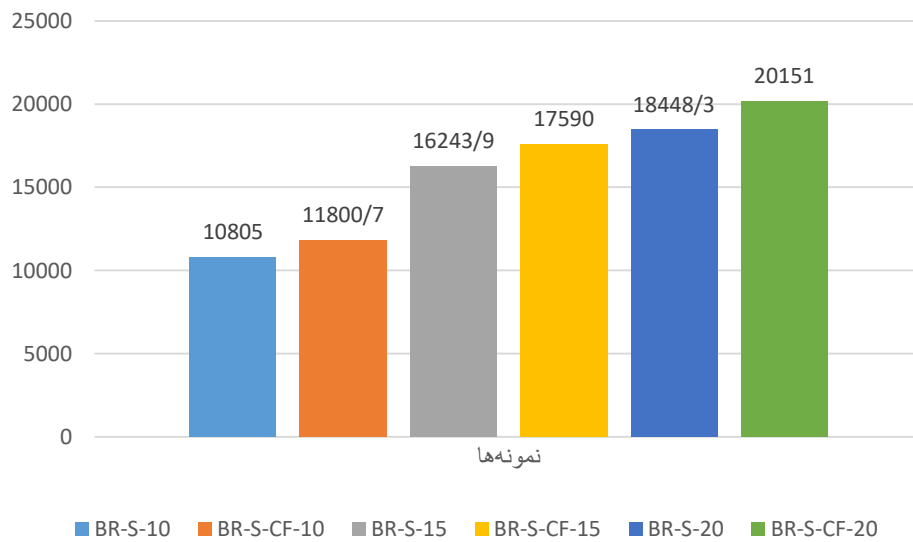
نام مدل	معرفی
BR-S-CF-10	مقطع ورق هسته با ضخامت ۱۰ میلی‌متر با الیاف CFRP
BR-S-CF-15	قطع ورق هسته با ضخامت ۱۵ میلی‌متر با الیاف CFRP
BR-S-CF-20	قطع ورق هسته با ضخامت ۲۰ میلی‌متر با الیاف CFRP

۴-۸-۱- ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای با الیاف کربن

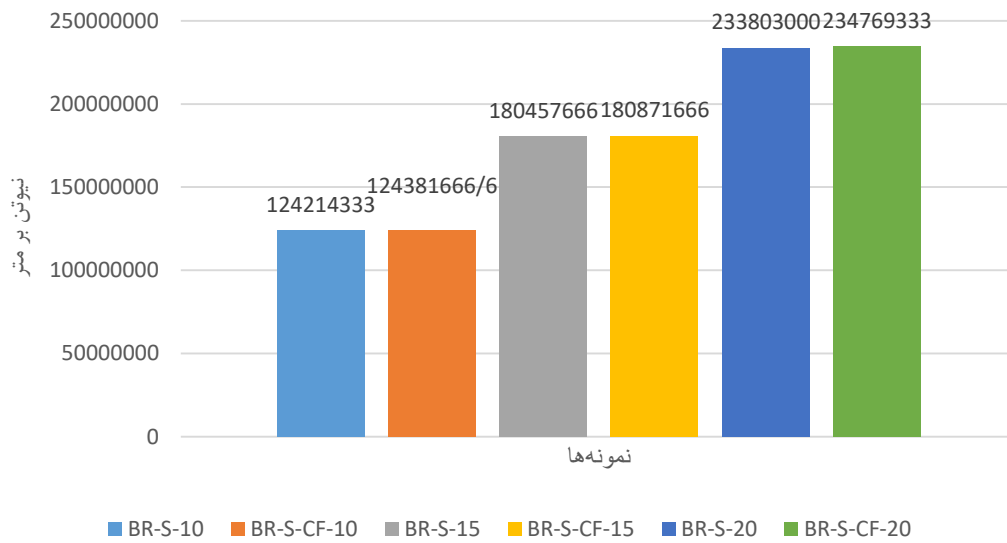
شکل ۴-۲۹- نمودار پوش‌آور نمونه‌ها با الیاف کربن را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود با تغییر نوع الیاف از شیشه به کربن، با حفظ سختی سامانه، سطح زیر نمودار (جذب انرژی) افزایش یافته است. سطح زیر نمودار نمونه‌ها در شکل ۴-۳۰ آمده است. با مدل‌سازی ۳ نمونه با ضخامت‌های هسته فلزی ساده ۱۰، ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر، ولی با قوطی‌ها و الیاف کربن انجام گرفت، جذب انرژی سامانه به ترتیب ۹، ۸/۲ و ۹/۲۲ درصد افزایش یافت. نتیجه می‌شود استفاده از الیاف کربن به جای شیشه باعث افزایش جذب انرژی سامانه می‌گردد. شکل ۴-۳۱ مقایسه سختی نمونه‌ها با تغییر الیاف از شیشه به کربن را نشان می‌دهد. با تغییر این الیاف افزایش قابل ملاحظه‌ای در سختی نمونه‌ها ایجاد نشد. نمودار ۴-۳۲ تغییرات مقاومت نهایی با الیاف کربن نمونه‌ها را نشان می‌دهد. افزایش این پارامتر به ترتیب ۱۳/۴، ۱۴/۵ و ۱۳/۴ روند صعودی را در برداشت. نتیجه این‌که با تغییر الیاف به کربن علاوه بر دستیابی به جذب انرژی بالاتر، می‌توان مقاومت نهایی سازه را نیز بهبود بخشید.



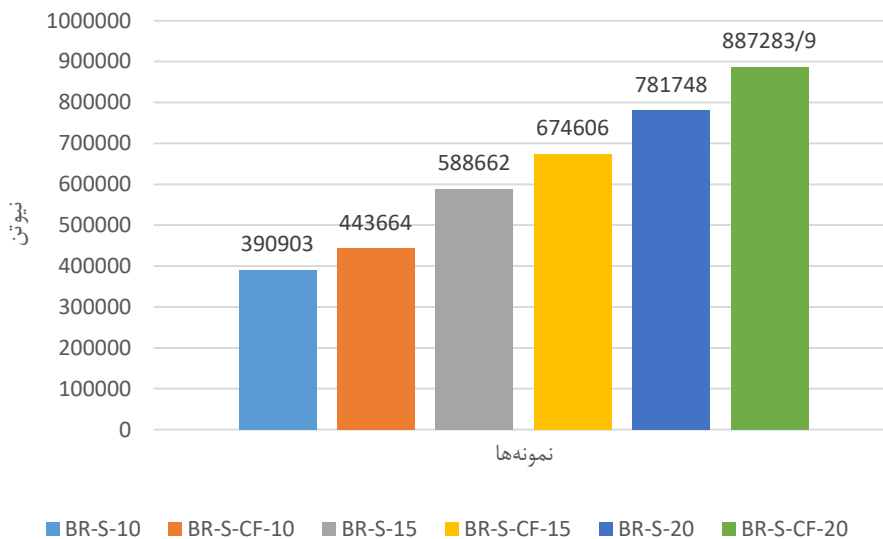
۴-۲۹- نمودار پوش‌آور نمونه‌ها با الیاف کربن



۴-۳۰- نمودار جذب انرژی نمونه‌ها با الیاف کربن



۴-۳۱- نمودار سختی نمونه‌ها با الیاف کربن



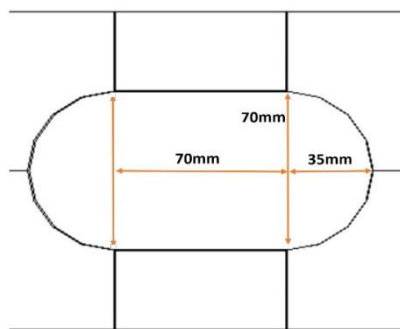
۴-۳۲- نمودار مقاومت نهایی نمونه‌ها با الیاف کربن

نتیجه می‌شود با جایگزینی مصالح کربن به جای الیاف شیشه، در سختی سامانه تغییر چندانی مشاهده نشد، ولی به مقاومت نهایی و شکل‌پذیری بالاتری دست یافتیم.

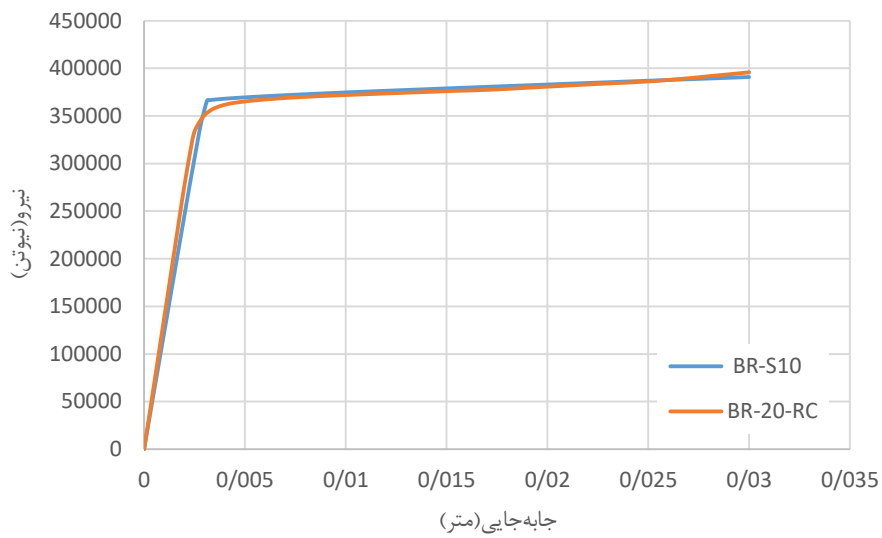
۹-۴- اثر کاهش هسته‌ی مهاربند کمانش ناپذیر

یکی از مهمترین مسایلی که در تمامی مهاربندها مطرح است، مساله کمانش می‌باشد. اتلاف انرژی مهاربندهای کمانش ناپذیر، با کمانش کنترل شده هسته اتفاق می‌افتد. کمانش ممکن است به بیرون و گاهی به داخل صفحه اتفاق بیافتد که بستگی به نوع طراحی مهاربند می‌باشد. در این قسمت سعی شده است با معادل قرار دادن سطح مقطع‌ها در نمونه با هسته معمولی با ضخامت ۱۰ میلی‌متر و هسته‌ی کاهش داده شده با یکدیگر مقایسه شود.

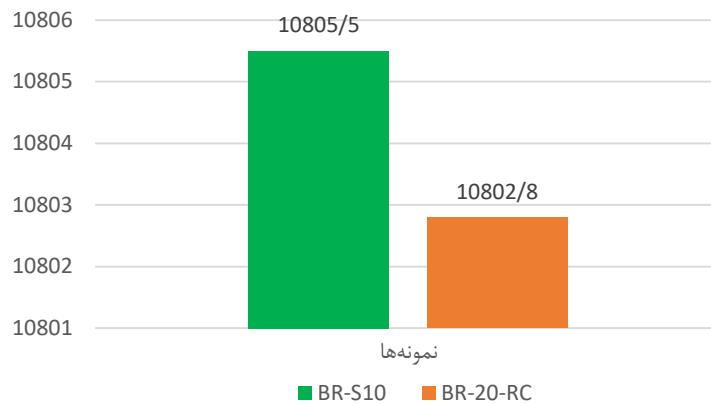
شکل ۴-۳۳ ابعاد کاهش داده شده به میلی‌متر را نشان می‌دهد. نام‌گذاری نمونه به این ترتیب است که، دو حرف اول مخفف مهاربند کمانش ناپذیر و عدد وسط بیان‌گر ضخامت هسته به میلی‌متر و دو حرف آخر نمایان‌گر هسته‌ی کاهش داده شده است. در ۴-۳۴ نمودار پوش‌آور ۲ نمونه با سطح مقطع مساوی، ولی با هسته ساده و کاهش یافته را نشان می‌دهد. از نمودارهای ۴-۳۵، ۴-۳۶ و ۴-۳۷ نتیجه می‌شود، تغییر زیادی در جذب انرژی، سختی و مقاومت نهایی نمونه‌ها مشاهده نشد.



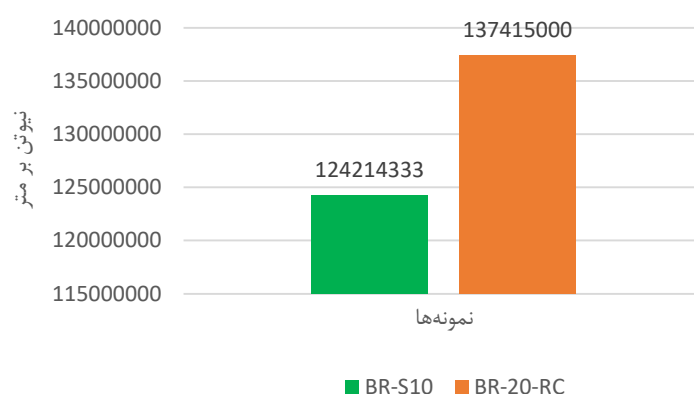
شکل ۴-۳۳- ابعاد نمونه BR-20-RC کاهش داده شده به میلی‌متر



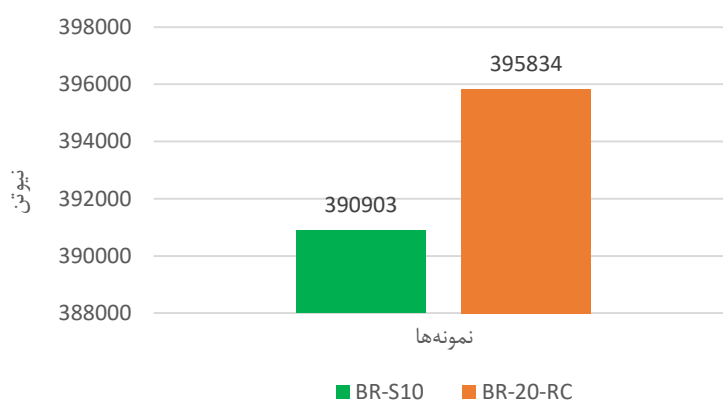
۳۴-۴- نمودار پوش‌آور دو نمونه با هسته معمولی و هسته کاهش یافته



۳۵-۴- نمودار جذب انرژی دو نمونه با هسته معمولی و هسته کاهش یافته



۴-۳۶- نمودار سختی دو نمونه با هسته معمولی و هسته کاهش یافته



۴-۳۷- نمودار مقاومت نهایی دو نمونه با هسته معمولی و هسته کاهش یافته

۴-۹-۱- تنش‌های ایجاد شده روی GFRP

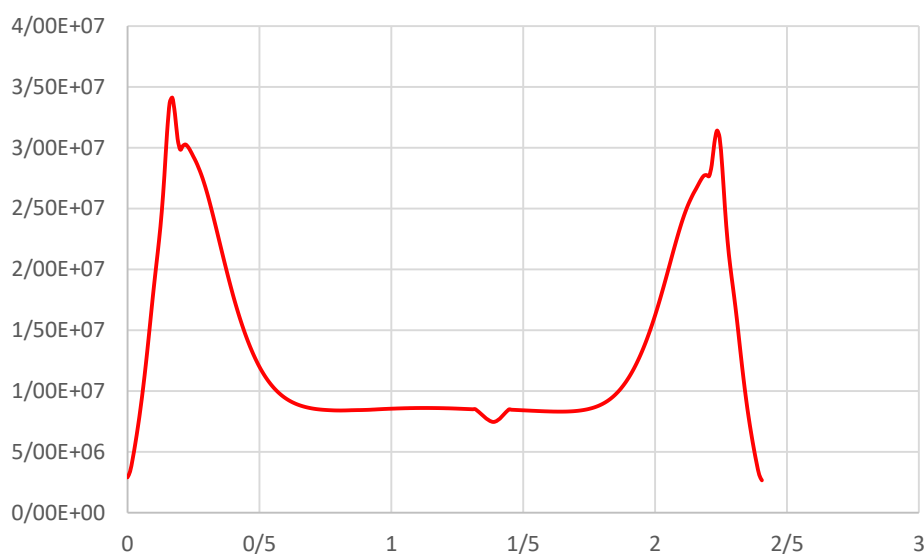
بر اثر جابه‌جایی هدف، هسته شروع به تغییر شکل می‌کند تا اولین مفصل پلاستیک در هسته تشکیل شده و شروع به کمانش کند. شکل ۴-۳۸ تشکیل تنش در هسته ساده را نشان می‌دهد. در هسته ساده، کمانش به بیرون اتفاق می‌افتد و این کمانش، باعث انتقال تنش به قوطی های GFRP شده و

موجب خرابی این مصالح می‌شود. شکل ۴-۴۱ نمودار تنش‌ها روی کل طول GFRP را نشان می‌دهد.

شکل ۴-۴۰ نحوه تشکیل تنش در GFRP ها را نشان می‌دهد.



۴-۳۸- تشکیل تنش و نحوه کمانش در هسته ساده

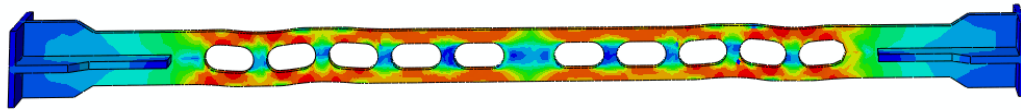


۴-۳۹- نمودار تنش های ایجاد شده در مقاطع GFRP در اثر کمانش هسته

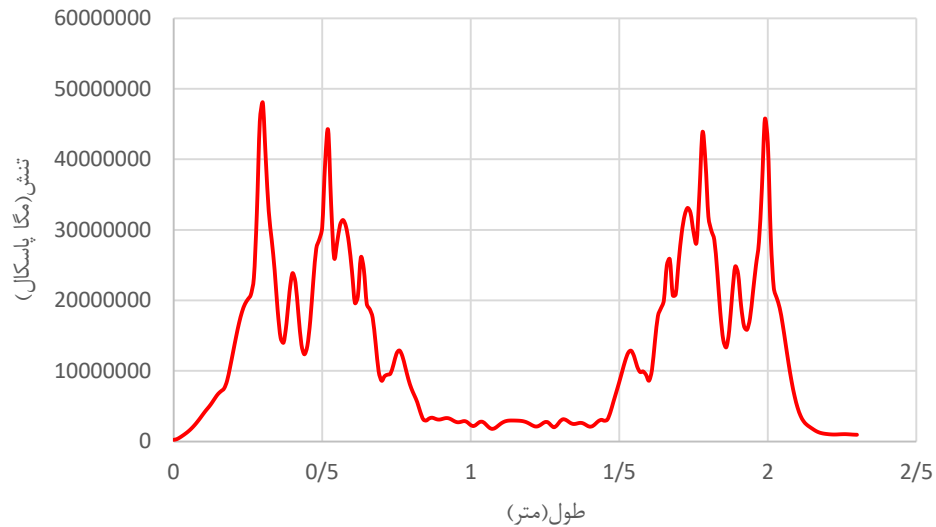


۴-۴۰- تشکیل تنش در مقاطع GFRP با هسته ساده

همان طور که در شکل ۴-۴۱ نشان داده شده، بر اثر جابه‌جایی هدف به سامانه، باعث مقداری کمانش به داخل شده که موجب جذب انرژی می‌شود و در ادامه کمانش به بیرون اتفاق می‌افتد و باعث انتقال تنش به GFRP ها می‌شود (شکل ۴-۴۳). نمودار شکل ۴-۴۲ مقادیر تنش ها در طول مقادیر GFRP را نشان می‌دهد.



۴-۴۱- تشکیل تنش و نحوه کمانش در هسته کاهش یافته

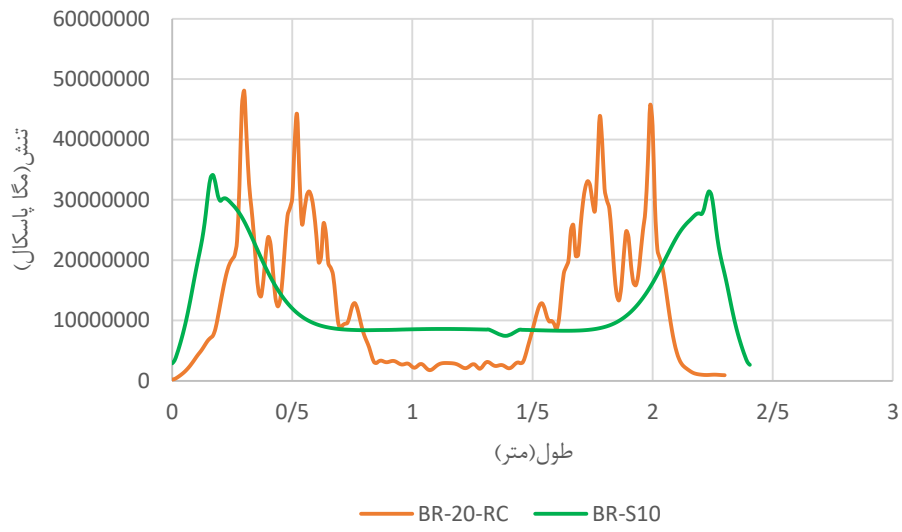


۴-۴۲- نمودار تنش های ایجاد شده در مقاطع GFRP در اثر کمانش هسته کاهش یافته



۴-۴۳- تشکیل تنش در مقاطع GFRP با هسته کاهش یافته

با مقایسه نمودار شکل ۴-۴۴ نتیجه می‌شود تنش‌ها در اثر کمانش در هسته‌ی کاهش یافته نسبت به حالت هسته ساده، افزایش یافته که نشان دهنده‌ی خرابی زودتر در مقاطع GFRP است.



۴-۴- تشکیل تنش در مقاطع GFRP با هسته کاهش یافته

فصل پنجم

نتیجه‌گیری

۵-۱- نتیجه‌ها

- با افزایش ضخامت در هسته‌ی ساده مهاربند کمانش ناپذیر، پارامترهای لرزه‌ای از قبیل شکل‌پذیری، مقاومت نهایی و سختی افزایش یافت.
- با تغییر شکل هندسه‌ی مهاربند از ساده به صلیبی و افزایش سطح مقطع، ضمن افزایش سختی و مقاومت نهایی، جذب انرژی نیز سیر صعودی را به‌دنبال داشت.
- با تغییر ابعاد قوطی‌ها از 75×75 به 65×65 و کاهش سطح مقطع در نمونه‌های مربعی GFRP با توجه به گران بودن این مصالح کامپوزیتی، سختی ثابت را نتیجه داد و همچنین با افزایش مقاومت نهایی و جذب انرژی به میزان ۲۰ و ۱۱ درصد دست یافتیم که باعث مقرون به‌صرفه‌تر شدن از نظر اقتصادی خواهد بود.
- با تغییر هندسه‌ی قوطی‌های GFRP از مربعی به مثلثی، مصرف مصالح کامپوزیتی را تا ۵۰ درصد کاهش داده و ضمن ثابت نگه داشتن سختی، به مقاومت نهایی و جذب انرژی بالاتری به ترتیب به مقدار ۶ و ۶/۳ درصد دست یافتیم.
- با کاهش در شکل هسته‌ی مهاربند ولی با سطح مقطع ثابت، کمانش به بیرون اتفاق می‌افتد و موجب خرابی زود هنگام در مقاطع GFRP می‌شود.

۵-۲- پیشنهادهایی برای آیندگان

- ۱- بررسی رفتار مهاربند کمانش ناپذیر در قاب با اتصالات متفاوت با مصالح GFRP.
- ۲- ارزیابی رفتار هسترزیس مهاربند کمانش ناپذیر با مصالح GFRP
- ۳- اثر زاویه‌ی قرارگیری الیاف کامپوزیتی در مهاربند کمانش ناپذیر.
- ۴- اثر هندسه‌ی شکل کاهش یافته هسته‌ی مهاربند کمانش ناپذیر با مصالح GFRP.

منابع

- [۱] طاحونی، ش، (۱۳۷۹) " طراحی سازه‌های فولادی بر مبنای آئین‌نامه فولاد ایران " انتشارات علم و ادب، چاپ سوم.
- [2] Timler, P. U. and Kulak, G. L. (1983), " Experimental study of steel plate shear walls ", Structural Engineering Rep. No. 114, Deptment of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, AB, Canada.
- [3] Ochoa, A. (1986), " Disposable Knee Bracing : Improvement in seismic design of steel frames ", Journal of Structural Engineering. ASCE, 112(7), pp. 1544 -1552.
- [۴] نیکنام، ا، ثنایی، ا، هاشمی، ج، باجی، ح، (۱۳۸۱) " رفتار و ضوابط طراحی لرزه‌ای ساختمانهای فولادی بر مبنای آئین نامه UBC "، انتشارات دانشگاه هرمزگان، چاپ اول.
- [۵] صفاری، ح، فخرالدینی، ع، (۱۳۹۴) " طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی "، انتشارات سیمای دانش، چاپ اول.
- [6] Abdalla, K.M., Abu-Farsakh, G.A.R. and Barakat, S.A. (2007), " Experimental investigation of force-distribution in high-strength bolts in extended end-plate connections ", Steel and Composite Structures, 7(2), pp. 87-103.
- [7] Ciutina, A.L. and Dubina, D. (2006), " Seismic behaviour of steel beam-to-column joints with column web stiffening ", Steel and Composite Structures, 6(6), pp. 493-512.
- [8] Lehman, D.E., Roeder, C.W., Herman, D., Johnson, S. and Kotulka, B. (2008), " Improved seismic performance of gusset plate connections ", Journal of Structural Engineering, 134(6), pp. 890-901.
- [9] Pucinotti, R. (2006), " Cyclic mechanical model of semirigid top and seat and double web angle connections ", Steel. Compos. Steel and Composite Structures, 6(2), pp. 139-157.
- [10] Yoo, J. H., Lehman, D. E. and Roeder, C.W. (2008), " Influence of connection design parameters on the seismic performance of braced frames ", Journal of Constructional Steel Research, 64(6), pp. 607-623.
- [11] Khatib, I.F., Mahin, S.A. and Pister, K. (1988), " Seismic behavior of concentrically braced steel frames ", EERC-88/01, University of California, Berkley, California.

-
-
- [12] Bruneau, M., Uang, C.M. and Sabelli, R. (2011), " Ductile design of steel structures ", 2nd Ed, McGraw Hill, New York.
- [13] Sabelli, R. (2001), " Research on improving the seismic behavior of earthquake-resistant steel braced frames ", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- [14] Roeder, C. W. (2011), " Influence of gusset plate connection and braces on the seismic performance of X-braced frames ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 40(4), pp. 355–374.
- [15] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978), " Cyclic shear yielding of wide flange beams ", Journal of Structural Engineering, 104(4), pp. 763-780.
- [16] Okazaki, T., Arce, G., Ryu, H.C. and Engelhardt, M.D. (2005), " Experimental study of local buckling overstrength and fracture of links in eccentrically braced frames ", Journal of Structural Engineering, 131(10), pp. 1526-1535.
- [17] Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L., Driver, R.G. and Medhekar, M. (2001), " Steel plate shear walls-An overview ", Journal of Structural Engineering, 38(1), pp. 50-62.
- [18] Timler, P. A., and Kulak, G. L. (1983), " Experimental study of steel plate shear walls ", Structural Engineering Rep. No. 114, Dept. of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, AB, Canada.
- [19] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. (1998), " Cyclic test of four-story steel plate shear wall ", Journal of Structural Engineering, 124(2), pp. 112-120.
- [20] Aristizabal, J.D. (1986), " Disposable knee bracing: improvement in seismic design of steel frames ", Journal of Structural Engineering, 112(7), pp. 1544-1552.
- [21] Mofid, M., Lotfollahi, M. (2006), " On the characteristics of new ductile knee bracing systems ", Journal of Constructional Steel Research, 62(3), pp. 271-281.
- [22] Sarraf, M., and Bruneau, M. (1996), " Cyclic testing of existing and retrofitted riveted stiffened seat angle connections ", Journal of Structural Engineering, 122(7), pp. 762–775.
- [23] Balendra, T., Yu, C. H., and Lee, F. L. (2001), " An economical structural system for wind and earthquake loads ", Engineering Structures, 23(5), pp. 491–501.
- [24] Kim, Y., Seo, J. (2003), " Seismic design of steel structures with buckling-restrained knee braces ", Journal of Constructional Steel Research, 59, pp. 1477–1497.

[25] Inoue, K., Suita, K., Takeuchi, I., Chusilp, P., Nakashima, M., and Zhou, F. (2006), " Seismic-resistant weld-free steel frame buildings with mechanical joints and hysteretic dampers ", Journal of Structural Engineering. ASCE, 132, pp. 864–872.

[26] Hsu, H.L., and Li, Z.C. (2015), " Seismic performance of steel frames with controlled buckling mechanisms in knee braces ", Journal of Constructional Steel Research, 107, pp. 50–60

[27] Nonaka. (1973), " An elastic analysis of a bar under repeated axial loading ", International Journal solids Structural, 9(5), PP. 569-580.

[۲۸] مقدم، ح. (۱۳۸۱) " مهندسی زلزله مبانی و کاربرد " انتشارات فراهنگ، چاپ اول.

[29] Balendra, T., sam, M.T., and Liaw, C. Y. (1990), " Diagonal brace with ductile knee anchor for abseismic steel frames. Earthquake ", Engineering and structural Dynamic,19(3), PP. 847-858.

[۳۰] رهایی، ع، غفاری، س. ح. (۱۳۸۸) " ارزیابی تیر های فلزی تقویت شده با الیاف بسپاری (پلیمری) مرکب "، نشریه مهندسی عمران شریف، دوره ی ۲-۲۷، شماره ی ۱، صفحه: ۱۵-۱۹، دی ماه.

[۳۱] نیک آذر، م، نیک آذر، م، (۱۳۹۱) " کاربرد مصالح FRP در مقوم سازی سازه های فولادی "، دومین کنفرانس ملی سازه-زلزله-ژئوتکنیک، مازندران، آذر ماه.

[32] Rostasy, F.S. (1993), " FRP Tensile Elements for Prestressed Concrete-State of the Art, Potentials and Limits, Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures ", International Symposium, ACI-SP-138, pp. 347-366.

[33] Bedard, Claude. (1992), " Composite Reinforcing Bars: Assessing Their Use in Concrete ", Concrete International, pp. 55-59.

[34] Rezaqpur, A. G., and Kashef, A. H. (1993), " State-of-the-Art on Fiber Reinforced Plastics for buildings ", Submitted to: Institute for Research in Construction-National Research Council of Canada, Carleton University, Ottawa.

[35] Minosaku, K. (1992), " Using FRP Materials in Prestressed Concrete Structures ", Concrete International, pp. 41-45.

[36] Bagherpour, S. (2012), " Fiber Reinforced Polyester Composites ", International Journal of Materials Science, pp. 135-166.

-
-
- [37] Martin, R. H. (1996), " Fiber Reinforced Plastic Standards For the Offshore Industry ", SAMPE Journal, Society for the Advancement of Material and process Engineering, pp. 37-41.
- [38] Yamasaki, M. Y., Tanano, H., and Shimizu, A. (1993) " Fundamental Properties of Continuous Fiber Bars ", International Symposium, ACI-SP-138, pp. 715-730.
- [39] Clark, P. W. (2000), " Large-scale testing of steel unbonded braces for energy dissipation ", Proceedings of the Structural Congress.
- [40] Sabelli, R. (2001), " Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel-braced frames ", EERI:12.
- [41] Fahnestock, L. A. (2003), " Ductility demands on buckling-restrained braced frames under earthquake loading ", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, pp. 255-268.
- [42] Kim, J., and Hyunhoon, C. (2004), " Behavior and design of structures with buckling-restrained braces ", Engineering Structures, pp. 693-706.
- [43] Tremblay, R. (2006), " Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems ", Canadian Journal of Civil Engineering, pp. 183-198.
- [44] Kumar, G. Ravi, S.R, and Kalyanaraman, V. (2007), " Behaviour of frames with non-buckling bracings under earthquake loading ", Journal of Constructional Steel Research, PP. 254-262.
- [۴۵] شارع س، م، شابختی، ن، قلعه نوی، م، (۱۳۸۷) " بررسی و مقایسه رفتار لرزه ای سیستم BRB و دو سیستم باربر لرزه ای رایج "، مقالات چهارمین همایش ملی نگرشی بر آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰).
- [46] Shemshadian, M. E. (2011), " The advantages of reducing the length of yielding segment in seismic performance of buckling restrained braced frames ", Proceeding of sixth international conference of seismology and earthquake engineering, Tehran, Iran.
- [47] Phares, B. M., Wipf, T.j., and klaiber, F. W. (2003), " Strengthening of Steel Girder Bridges Using FRP ", Proceedings of the 2003 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Iowa State University, Ames.

-
-
- [48] Nakagoshi, A., Shintani, S., Koyama, Y., Miyachi, M., Suzaki, K., Takada, M., Murai, T., Marston, C., Barnes, F.J., and Spooner, J. (2000), " Steel Tower Reinforcement using High Modulus Carbon Fiber and Resin Infusion For Prevention of Seismic Buckling Failure ", 21st SAMPE Europe Conference, Paris, France.
- [49] Teng, J.G., and Hu, Y.M. (2004), " Suppression of local buckling in steel tubes by FRP jacketing ", Proceedings of the 2nd International Conference on FRP Composites in Civil engineering – CICE Seracino, R., ed., pp. 749-753.
- [50] LIU, X. and Silva, P. (2001), " Rehabilitation of steel bridge members with FRP composite materials ", Composites in Construction, Porto, Portugal, pp. 613-617.
- [51] Fawsia, S., and Zhao, X. L. (2005), " Investigation into the bonded interface between CFRP and steel tubes ", In The Second International Conference on FRP Composites. In Civil Engineering.
- [52] Al-Mahaidi, R., and Dawhia, S. (2005), " Bonded characteristics between CFRP and Steel plates in double strap joints ", Advances in Steel Construction-An International Journal, pp. 17-28.
- [53] Colombi, P., and Poggi, C. (2005), " An experimental, analytical and numerical study of the static behavior of steel beams ".
- [54] Zhao, X.L., and Fernando, D. (2006), " CFRP strengthened RHS subjected to transverse end bearing force ", Engineering Structure, Elsevier, pp. 1555-1565.
- [55] Photiou, N.K., Hollaway, L.C. and Chryssanthopoulos, M.K. (2006), " Strengthening of an artificially degraded steel beam utilizing a carbon/glass composite system ", Elsevier, Construction and Building Materials, pp. 11-21.
- [56] مهدیزاده، م، زندگی، ی، وتر، م، (۱۳۸۹) "کاربرد ورق های پلی اتلنی در بادبند های کمانش ناپذیر" ، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد.
- [57] Peter, D., and Ben, W. (2008), " Concept of Buckling Restraint of Steel Braces with Fiber Reinforced Polymers ", Structures Congress, ASCE.
- [58] Ramazan, O., Yagmur, D., Elif, E. (2017), " The development of the buckling restrained braces with new end restrains", Journal of Constructional Steel, Elsevier.
- [59] Deng, K., Peng Pan. (2015), " Study of GFRP Steel Buckling Restraint braces", American Society of Civil Engineers.

Abstract

These days various systems have been used in contrast with lateral forces, but the earthquake effects are still one of the biggest problems in structure designing in earthquake-prone areas. Typical bracing experiences high lateral deformation due to lateral loads. If this deformation exceeds to a certain extend causes structural and non-structural failure and compromised the safty and integrity of the structure. To overcome these problems a new unbuckling bracing method developed 30 years earlier in Japan. These braces are designed in a way that resisting against buckling and having symmetrical cyclic tensile-compressive cruves due to lateral loads, and optimize the structural behavior in terms of stability and energy absorbing.

These day composites are used widely in structures as new materials. FRPs, in addition to being light, improve structure oscillating characteristics. At the present thesis FRP made buckling restrain brace has been examined. The results show that by increasing the steel core cross section area and shape, the cross instead of rectangular, oscillating characteristics have been improved. Furthermore, using triangular cross sections and decreasing the dimensions of the rectangular cross section, the FRP oscillating characteristics have been improved. Also using CFRP instead of GFRP heightens in structure energy absorbing characteristics. For addition, decreasing the cross section dimensions has been examined and results shows no changes in oscillation characteristics.

Keyword:

Buckling restrain brace, GFRP, ductility, stiffness, Resistance



Faculty of Civil Engineering
M.Sc. Thesis in Structural Engineering

Investigation of buckling restrain braces stiffened by FRP material

By: Arezoo Toroghi

Supervisors:

Dr. Ali. Keyhani

Dr. Mansour. ghalehnovi

September 2017