

سید الشہداء علیہ السلام



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

مقاوم سازی قاب های بتن مسلح با سیستم مهاربندی کابلی و تعیین نیروی

پس کشیدگی و آرایش مناسب کابلها

نگارنده : حسن بابویی شوکت آباد

استاد راهنما :

دکتر وحید رضا کلات جاری

بهمن ۱۳۹۹

شماره: ۱۴۰۴۷۳۳/ع=ت
تاریخ: ۱۴۰۴/۱/۲۳

باسمه تعالی

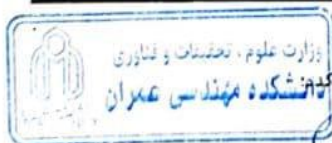


فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد، خانم / آقای حسن بابویی شوکت آباد با شماره دانشجویی ۹۷۰۳۳۹۴ رشته مهندسی عمران گرایش سازه تحت عنوان مقاوم سازی قاب های بتن مسلح با سیستم مهاربندی کابلی و تعیین نیروی پس کشیدگی و آرایش مناسب کابلها که در تاریخ ۱۳۹۹/۱۱/۳۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

☐ الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰	☐ ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸-۱۸/۹۹
☒ ج) درجه خوب: نمره ۱۷-۱۶/۹۹	☐ د) درجه متوسط: نمره ۱۵-۱۴/۹۹
☐ ه) کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول و نیاز به دفاع مجدد دارد	
نوع تحقیق: ☐ نظری ☐ عملی	

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر وحیدرضا کلاتجاری	دانشیار	
۲- نماینده تحمیلات تکمیلی	دکتر عماد محجوبی	استادیار	
۳- استاد ممتحن اول	دکتر ابراهیم زمانی	استادیار	
۴- استاد ممتحن دوم	دکتر فرنوش باسلیقه	استادیار	



نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: **مهندس عمران**
تاریخ و امضاء مهر دانشکده:

تصدیق: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در صورت احراز تحصیل) می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید و دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود.

تقدیم به پدرم

که همواره پتر محبتش بر سرم است ، بزرگواری که الفبای زندگی را از او آموختم .

تقدیم به مادرم

بلند تکیه گاهم ، که دامن پر مهرش یگانه پناهم است ، مهربانی که عشق ورزیدن را از او آموختم .

تقدیم به همسرم

به پاس قدردانی از قلبی آکنده از عشق و معرفت که ممیطی سرشار از سلامت و امنیت و آرامش و آسایش برای من فراهم آورده است .

تشکر و قدردانی

ثمر رسیدن این تحقیق مرهون الطاف بی کران الهی است ، خداوند را
شاگردم که این منت را بر من نهاد . با نهایت سپاس از راهنمایی ها و
زحمات بی شائبه استاد راهنمای ارجمند جناب آقای دکتر وحیدرضا
کلات جاری که وقت پر ارزش خود را در طی این تحقیق در اختیار
اینجانب گذاشته و همواره با روی گشاده مرا یاری فرمودند .

تعهد نامه

اینجانب حسن بابویی شوکت آباد دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه با موضوع مقاوم سازی قاب های بتن مسلح با سیستم مهاربندی کابلی و تعیین نیروی پس کشیدگی و آرایش مناسب کابلها تحت راهنمایی دکتر وحید رضا کلات جاری متعهد می شوم:

- 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 صنعتی شاهرود می باشد 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 بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- 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:

امضا دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . 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 نمی باشد.

چکیده

با توجه به اهمیت روزافزون ساخت و ساز در جوامع بشری، آیین نامه های گوناگونی جهت احداث یک سازه ایمن و با کارایی مطلوب تدوین و ارائه شده است. این آیین نامه ها به طور عمده براساس نتایج آخرین اطلاعات حاصل از روش های تحلیلی، آزمایشگاهی و آماری ارائه می شوند. با توجه به گسترش روزافزون جمعیت، سازه ها از حالت ابتدایی خارج شده و به سمت سازه های عظیم در حرکت است. متناسب با چنین تغییراتی، آیین نامه های طراحی نیز به سرعت در حال تغییر می باشند. در کشور ما نیز آیین نامه های طراحی، متناسب با شرایط و نیازهای روز، به سرعت در حال تغییر می باشند. مبحث نهم و ششم از مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ از جمله آیین نامه هایی می باشند که دستخوش تغییراتی شده اند. تغییر آیین نامه های ساختمان باعث افزایش مقادیر بارهای جانبی بر سازه ها شده، و از این رو برخی از سازه های قدیمی بتنی موجود در کشور نیاز به مقاوم سازی دارند. از طرفی شیوه های مقاوم سازی مرسوم دارای نقاط ضعف در اجرا و عملکرد هستند. در این پژوهش به منظور افزایش بهره وری سیستم باربر جانبی و رفع برخی از نقاط ضعف روشهای مرسوم فعلی و ارائه ی شیوه ای نوین در زمینه ی مقاوم سازی ساختمانهای بتنی، به بررسی استفاده از کابل های فولادی به عنوان مهاربند در سازه های بتنی پرداخته شده است. هدف استفاده از این سیستم را می توان به عواملی همچون بهبود عملکرد سازه حین زلزله، کاهش وزن لرزه ای سازه، عدم کمانش کابل ها، کاهش خطای انسانی در حین اجرا، سرعت بالای اجرا، مقاومت بسیار خوب در برابر خوردگی و مقاومت کششی بسیار بالای کابل اشاره کرد. در این پژوهش به منظور مقاوم سازی سازه های بتنی قدیمی کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه از مهاربند همگرای کابلی با صفحه ی فولادی مرکزی استفاده شده است. مقادیر مناسب نیروی پس کشیدگی، قطر کابل ها و هم چنین ضخامت مناسب صفحه ی فولادی نیز مورد بررسی قرار گرفته است. براساس نتایج بدست آمده در این پژوهش مقاوم سازی سازه های بتنی توسط مهاربند همگرای کابلی با پلایت مرکزی بر روی ساختمانهای ۱۲ طبقه با قطر کابل و ضخامت پلایت ۲ سانتی متر و نیروی پس کشیدگی ۰/۳۱ ظرفیت کابل و بر روی ساختمانهای ۸ طبقه با قطر کابل ۲ یا ۳ سانتی متر و ضخامت پلایت ۳ سانتی متر و نیروی پس کشیدگی ۰/۲۹ ظرفیت کابل، کارایی بسیار بالا، و بر روی ساختمانهای ۳ طبقه با قطر کابل ۳ سانتی متر و ضخامت پلایت ۲ یا ۳ سانتی متر و نیروی پس کشیدگی ۰/۲۷ ظرفیت کابل کارایی خوبی داشته است.

واژگان کلیدی :

مقاوم سازی سازه های بتن مسلح، مهاربند همگرای کابلی، صفحه ی فولادی مرکزی، نیروی مناسب پس کشیدگی

فهرست مطالب

فصل اول	۱
مقدمه و تعریف مسئله	۱
۱-۱ مقدمه	۲
۱-۲ بیان مسئله	۳
۳-۱ ضرورت انجام تحقیق	۴
۴-۱ ساختار پایان نامه	۵
۵-۱ فرضیات	۵
فصل دوم	۷
مفاهیم اساسی و پیشینه مطالعات	۷
۲-۱ مقدمه	۸
۲-۲ سیستم های بار بر جانبی	۸
۲-۳ خصوصیات مهاربندهای همگرا	۱۰
۴-۲ مقایسه بادبندهای همگرا و واگرا (EBF و CBF)	۱۰
۵-۲ مبانی انتخاب دهانه های مهاربندی	۱۲
۲-۶ علت استفاده از مهاربند فولادی	۱۳
۷-۲ انواع کابلها از نظر جنس مفتول	۱۴
۱-۷-۲ مفتول فولادی بدون روکش یا غیر گالوانیزه	۱۴
۲-۷-۲ مفتول فولادی گالوانیزه	۱۵
۳-۷-۲ مفتول فولادی ضد زنگ	۱۵
۸-۲ انواع کابلها از نظر هسته ی کابل	۱۵
۹-۲ انواع کابلها از نظر نحوه ی بافت	۱۶
۱-۹-۲ بافت سیل	۱۶
۲-۹-۲ بافت وارینگتن	۱۶
۳-۹-۲ بافت فیلر	۱۶
۴-۹-۲ بافت استاندارد	۱۷
۱۰-۲ هدف بهسازی و مقاوم سازی لرزه ای	۱۸

۱۸	۱۱-۲ شیوه های مقاوم سازی سازه های بتنی
۱۸	۱-۱۱-۲ مقاوم سازی با ژاکت فولادی
۱۹	۲-۱۱-۲ مقاوم سازی با ژاکت بتنی
۲۰	۳-۱۱-۲ مقاوم سازی با الیاف FRP
۲۱	۴-۱۱-۲ مقاوم سازی با اضافه نمودن مهاربند
۲۱	۱-۴-۱۱-۲ مقاوم سازی قابهای بتنی با بادبند فلزی
۲۱	۱-۱-۴-۱۱-۲ قاب فولادی بادبندی شده ی محصور در قاب بتنی (روش غیر مستقیم)
۲۲	۲-۱-۴-۱۱-۲ قاب بتن آرمه ی بادبندی شده (روش مستقیم)
۲۳	۲-۴-۱۱-۲ مقاوم سازی قابهای بتنی با دیوار برشی
۲۴	۳-۴-۱۱-۲ مقاوم سازی قابهای بتنی با مهاربند کابلی
۲۴	۱۲-۲ پیشینه ی مطالعات
۳۳	فصل سوم
۳۳	روش تحقیق و صحت سنجی
۳۴	۱-۳ کلیات روش تحقیق
	۱-۱-۳ بررسی اصول تحلیل و طراحی ویرایش ۱۳۷۹ و ۱۳۹۲ مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان [۱۰]
۳۴	
۳۵	۲-۱-۳ برخی از تغییرات ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به ویرایش دوم [۱۱]
۳۶	۳-۱-۳ برخی از تغییرات ویرایش ۱۳۹۲ مبحث ششم مقررات ملی نسبت به ویرایش ۱۳۸۵ [۱۲]
۳۷	۲-۳ مرحله اول-بارگذاری و طراحی مدل ها براساس آیین نامه های قدیمی
۴۰	۳-۳ مرحله دوم-کنترل سازه های مرحله اول با آیین نامه های بارگذاری و طراحی جدید
۴۰	۱-۳-۳ تعیین ضریب رفتار
۴۲	۲-۳-۳ کنترل تغییر مکان جانبی
	۴-۳ مرحله سوم- بررسی مقاوم سازی قابهای بتنی با مهاربند کابلی ضربداری پس کشیده با ورق فولادی
۴۲	مرکزی
۴۵	۵-۳ صحت سنجی
۴۹	فصل چهارم
۴۹	طراحی، کنترل و مقاوم سازی
۵۰	۱-۴ بررسی میزان افزایش جابجایی بام ودریفت طبقات در مرحله دوم نسبت به مرحله اول
۶۰	۲-۴ مقاوم سازی ۲۱ مدل توسط مهاربندی همگرای کابلی با پلیت مرکزی

۶۰	۱-۲-۴ مقاوم سازی ساختمان سه طبقه
۶۸	۲-۲-۴ مقاوم سازی ساختمان ۸ طبقه
۷۶	۳-۲-۴ مقاوم سازی ساختمان دوازده طبقه
۸۴	۳-۴ کنترل تسلیم در ورق های مرکزی سیستم مهاربند کابلی
۸۸	۴-۴ تحلیل رفتار قاب خمشی بتنی با مهاربند و بدون مهاربند کابلی در برابر نیروهای جانبی
۸۸	۱-۴-۴ بررسی نحوه ی رفتار قاب خمشی بتنی متوسط در برابر نیروهای جانبی
	۲-۴-۴ بررسی رفتار قاب خمشی بتنی متوسط به همراه مهاربندی همگرای کابلی فاقد پلایت مرکزی
۸۹	در برابر نیروهای جانبی
	۳-۴-۴ بررسی رفتار قاب خمشی بتنی متوسط به همراه مهاربندی کابلی ضربداری با پلایت مرکزی در
۹۰	برابر نیروهای جانبی
۹۷	فصل پنجم
۹۷	نتایج و پیشنهادات
۹۸	۱-۵ نتایج کاربردی
۱۰۱	۲-۵ پیشنهادات
۱۰۲	فهرست منابع و مآخذ

فهرست اشکال

- شکل (۱-۱) کابل فولادی ----- ۳
- شکل (۱-۲) قاب مهاربندی شده واگرا ----- ۱۲
- شکل (۲-۲) جذب انرژی توسط تیر پیوند ----- ۱۲
- شکل (۳-۲) بافت سیل ----- ۱۷
- شکل (۴-۲) بافت وارینگتن ----- ۱۷
- شکل (۵-۲) بافت فیلر ----- ۱۷
- شکل (۶-۲) بافت استاندارد ----- ۱۷
- شکل (۷-۲) مقاوم سازی با ژاکت فولادی ----- ۱۹
- شکل (۸-۲) مقاوم سازی با ژاکت بتنی ----- ۲۰
- شکل (۹-۲) مقاوم سازی با استفاده از الیاف FRP ----- ۲۱
- شکل (۱۰-۲) مقاوم سازی قاب بتنی با بادبند فلزی به روش غیر مستقیم ----- ۲۲
- شکل (۱۱-۲) مقاوم سازی قاب بتنی با بادبند فلزی به روش مستقیم ----- ۲۲
- شکل (۱۲-۲) اتصال شیمیایی ----- ۲۳
- شکل (۱۳-۲) اتصال مکانیکی ----- ۲۳
- شکل (۱۴-۲) مقاوم سازی قاب های بتنی با دیوار برشی ----- ۲۴
- شکل (۱۵-۲) تغییر شکل قاب مهاربندی شده با پلیت مرکزی [۱] ----- ۲۵
- شکل (۱۶-۲) نمای قاب بتنی تقویت شده با سیستم کابلی بدون پلیت مرکزی و با پلیت مرکزی [۱] - ۲۵
- شکل (۱۷-۲-الف) اعمال نیروی جانبی ۵۰۰۰ کیلوگرم بر گره شماره ۲ از قاب بتنی مهاربندی شده
همگرای کابلی با پلیت مرکزی با ابعاد متفاوت [۱] ----- ۲۷
- شکل (۱۷-۲-ب) مقادیر جابجایی گره شماره ۴ بر اثر اعمال نیروی جانبی به ازای قطر کابل ، ابعاد
وضخامت پلیت متفاوت [۱] ----- ۲۷
- شکل (۱۸-۲) سیستم مهاربند کابلی با استوانه مرکزی [۷] ----- ۲۹
- شکل (۱۹-۲) طرح کلی سیستم مهاربند کابلی با استوانه مرکزی [۷] ----- ۲۹
- شکل (۲۰-۲) نمودار نیرو - تغییر مکان سیستم مهاربند کابلی با استوانه مرکزی [۷] ----- ۳۰
- شکل (۲۱-۲) مقاوم سازی سازه بتنی با سیستم کابل یکپارچه [۸] ----- ۳۱
- شکل (۲۲-۲) نمودار جابجایی طبقه - نیروی پس کشیدگی برای قطر های متفاوت کابل [۸] ----- ۳۱
- شکل (۲۳-۲) نمونه مورد آزمایش در تحقیق مولایی [۹] ----- ۳۲
- شکل (۱-۳) قاب بتنی دو بعدی مهاربندی شده توسط کابل با ورق فولادی مرکزی با ابعاد متفاوت -- ۴۶

- شکل (۲-۳) نمودار مقادیر جابجایی گره شماره ۴ در قاب بتنی دوبعدی شکل (۱-۳) مربوط به مقاله
 ۴۶ ----- ا بهری و برقیان
- شکل (۳-۳) میزان جابجایی قاب بتنی دو بعدی مدلسازی شده در نرم افزار sap -----
 ۴۷ -----
- شکل (۱-۴) ساختمان بتنی سه طبقه -----
 ۵۰ -----
- شکل (۲-۴) ساختمان بتنی ۸ طبقه -----
 ۵۰ -----
- شکل (۳-۴) ساختمان بتنی ۱۲ طبقه -----
 ۵۱ -----
- شکل (۴-۴) نمودار میزان جابجایی کل طبقه انتهایی ساختمان سه طبقه در هر یک از مدل های M3-1
 الی M3-2.5 در مرحله اول و دوم و در دو جهت X و Y -----
 ۵۱ -----
- شکل (۵-۴) نمودار مقایسه دریافت طبقات ساختمان سه طبقه در جهت X با مقدار مجاز آیین نامه در
 مدل M3-2.5 -----
 ۵۲ -----
- شکل (۶-۴) نمودار مقایسه دریافت طبقات ساختمان سه طبقه در جهت Y با مقدار مجاز آیین نامه در
 مدل M3-2.5 -----
 ۵۳ -----
- شکل (۷-۴) نمودار میزان جابجایی کل طبقه انتهایی ساختمان ۸ طبقه در هریک از مدل های M8-1
 الی M8-2.5 در مرحله اول و دوم در هر دو جهت X و Y -----
 ۵۴ -----
- شکل (۸-۴) نمودار مقایسه دریافت طبقات ساختمان هشت طبقه در جهت X با مقدار مجاز آیین نامه در
 مدل M8-2.5 در مرحله اول و دوم -----
 ۵۵ -----
- شکل (۹-۴) نمودار مقایسه دریافت طبقات ساختمان هشت طبقه در جهت Y با مقدار مجاز آیین نامه در
 مدل M8-2.5 در مرحله اول و دوم -----
 ۵۶ -----
- شکل (۱۰-۴) نمودار میزان جابجایی کل طبقه انتهایی ساختمان ۱۲ طبقه در هریک از مدل های M12-1
 الی M12-2.5 در مرحله اول و دوم در هر دو جهت X و Y -----
 ۵۷ -----
- شکل (۱۱-۴) نمودار مقایسه دریافت طبقات ساختمان دوازده طبقه در جهت X با مقدار مجاز آیین نامه در
 مدل M12-2.5 در مرحله اول و دوم -----
 ۵۸ -----
- شکل (۱۲-۴) نمودار مقایسه دریافت طبقات ساختمان دوازده طبقه در جهت Y با مقدار مجاز آیین نامه
 در مدل M12-2.5 در مرحله اول و دوم -----
 ۵۹ -----
- شکل (۱۳-۴) ساختمان سه طبقه مقاوم سازی شده (مدل M3-2.5) -----
 ۶۰ -----
- شکل (۱۴-۴) نمای ساختمان ۳ طبقه مقاوم سازی شده در جهت طول و عرض -----
 ۶۰ -----
- شکل (۱۵-۴) نمودار تاثیر افزایش نیروی پس کشیدگی کابل ها بر روی جابجایی بام در جهت X -----
 ۶۱ -----
- شکل (۱۶-۴) نمودار مقایسه نسبت تنش ستون بحرانی به ازای ضخامت ورق مرکزی و قطر کابل متفاوت
 قبل و بعد از مقاوم سازی -----
 ۶۳ -----

- شکل (۴-۱۷) نمودار نسبت دریافت طبقه اول به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت X ----- ۶۴
- شکل (۴-۱۸) نمودار نسبت دریافت طبقه میانی به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت X ----- ۶۵
- شکل (۴-۱۹) نمودار نسبت دریافت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت X ----- ۶۵
- شکل (۴-۲۰) نمودار نسبت دریافت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت Y ----- ۶۶
- شکل (۴-۲۱) نمودار نسبت دریافت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت Y ----- ۶۶
- شکل (۴-۲۲) نمودار نسبت دریافت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت Y ----- ۶۶
- شکل (۴-۲۳) نمودار جابجایی کل بام در جهت X به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت ----- ۶۷
- شکل (۴-۲۴) نمودار جابجایی کل بام در جهت Y به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت ----- ۶۷
- شکل (۴-۲۵) ساختمان ۸ طبقه مقاوم سازی شده ----- ۶۸
- شکل (۴-۲۶) نمای ساختمان ۸ طبقه مقاوم سازی شده در جهت طول و عرض ----- ۶۸
- شکل (۴-۲۷) نمودار تاثیر افزایش نیروی پس کشیدگی کابل ها بر روی جابجایی بام ساختمان ۸ طبقه در جهت X ----- ۷۰
- شکل (۴-۲۸) نمودار مقایسه نسبت تنش ستون بحرانی به ازای ضخامت ورق مرکزی و قطرهای متفاوت کابل قبل و بعد از مقاوم سازی ----- ۷۲
- شکل (۴-۲۹) نمودار نسبت دریافت طبقه اول به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت X ----- ۷۳
- شکل (۴-۳۰) نمودار نسبت دریافت طبقه میانی به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت X ----- ۷۳
- شکل (۴-۳۱) نمودار نسبت دریافت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت X ----- ۷۳
- شکل (۴-۳۲) نمودار جابجایی کل بام در جهت X به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت ----- ۷۴
- شکل (۴-۳۳) نمودار جابجایی کل بام در جهت Y به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت ----- ۷۴
- شکل (۴-۳۴) نمودار مقایسه نسبت دریافت طبقه اول به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت Y قبل و بعد از مقاوم سازی ----- ۷۵
- شکل (۴-۳۵) نمودار مقایسه نسبت دریافت طبقه میانی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت Y قبل و بعد از مقاوم سازی ----- ۷۵
- شکل (۴-۳۶) نمودار مقایسه نسبت دریافت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت Y قبل و بعد از مقاوم سازی ----- ۷۵
- شکل (۴-۳۷) ساختمان دوازده طبقه مقاوم سازی شده ----- ۷۶
- شکل (۴-۳۸) نمای ساختمان دوازده طبقه مقاوم سازی شده در جهت طول و عرض ----- ۷۶
- شکل (۴-۳۹) نمودار مقایسه نسبت تنش ستون بحرانی به ازای ضخامت ورق مرکزی و قطر کابل متفاوت قبل و بعد از مقاوم سازی ----- ۷۸

- شکل (۴-۴۰) نمودار نسبت دریافت طبقه اول به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت X - ۷۹
- شکل (۴-۴۱) نمودار نسبت دریافت طبقه میانی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت X ۷۹
- شکل (۴-۴۲) نمودار نسبت دریافت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت X
- ۷۹ -----
- شکل (۴-۴۳) نمودار جابجایی کل بام در جهت X به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت ----- ۸۰
- شکل (۴-۴۴) نمودار جابجایی کل بام در جهت Y به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت ----- ۸۰
- شکل (۴-۴۵) نمودار مقایسه ی نسبت دریافت طبقه اول به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت Y در مرحله اول و دوم و سوم ----- ۸۱
- شکل (۴-۴۶) نمودار مقایسه ی نسبت دریافت طبقه میانی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت Y در مرحله اول و دوم و سوم ----- ۸۱
- شکل (۴-۴۷) نمودار مقایسه ی نسبت دریافت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت Y در مرحله اول و دوم و سوم ----- ۸۱
- شکل (۴-۴۸) نمودار تاثیر افزایش نیروی پس کشیدگی کابل ها بر روی جابجایی بام در جهت X -- ۸۳
- شکل (۴-۴۹) مقدار تنش فون میسز در پلیت طبقه اول ساختمان هشت طبقه ----- ۸۵
- شکل (۴-۵۰) مقدار تنش فون میسز در پلیت طبقه چهارم ساختمان هشت طبقه ----- ۸۵
- شکل (۴-۵۱) مقدار تنش فون میسز در پلیت طبقه هشتم ساختمان هشت طبقه ----- ۸۶
- شکل (۴-۵۲) مقدار تنش فون میسز در پلیت طبقه اول ساختمان دوازده طبقه ----- ۸۶
- شکل (۴-۵۳) مقدار تنش فون میسز در پلیت طبقه ششم ساختمان دوازده طبقه ----- ۸۷
- شکل (۴-۵۴) مقدار تنش فون میسز در پلیت طبقه دوازدهم ساختمان دوازده طبقه ----- ۸۷
- شکل (۴-۵۵) تغییر شکل قاب مهاربند کابلی با پلیت مرکزی ----- ۹۰
- شکل (۴-۵۶) نحوه ی چرخش پلیت ----- ۹۱
- شکل (۴-۵۶) منحنی اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی برای ستونهای بتنی ----- ۹۳
- شکل (۴-۵۷) دیاگرام کرنش مقطع ستون در منحنی اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی ----- ۹۵

فهرست جداول

جدول (۱-۲) مقادیر نیروهای ایجادی در چهار کابل متصل به ورق فولادی در شکل (۲-۱۵) برای کابل با قطر ۲ سانتی متر و پللیت با ابعاد مربعی ۲۵ و ضخامت ۲ سانتی متر-----	۲۶
جدول (۱-۲-الف) حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در کابل AE پس از اعمال نیروی جانبی براساس نامگذاری در شکل (۲-۱۵) [۱]-----	۲۷
جدول (۱-۲-ب) حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در کابل GC پس از اعمال نیروی جانبی براساس نامگذاری در شکل (۲-۱۵) [۱]-----	۲۸
جدول (۱-۲-د) حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در کابل HD پس از اعمال نیروی جانبی براساس نامگذاری در شکل (۲-۱۵) [۱]-----	۲۸
جدول (۱-۲-ج) حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در کابل BF پس از اعمال نیروی جانبی براساس نامگذاری در شکل (۲-۱۵) [۱]-----	۲۸
جدول (۱-۳) مشخصات مصالح بتن-----	۳۷
جدول (۲-۳) نحوه ی نام گذاری مدل ها در پژوهش-----	۳۷
جدول (۳-۳) مشخصات ابعادی پلان برای ۲۱ مدل به همراه زمان تناوب و ضریب زلزله-----	۳۸
جدول (۴-۳) بار ثقلی کف ها (کیلوگرم بر متر مربع)-----	۳۹
جدول (۵-۳) بار مرده دیوارها-----	۳۹
جدول (۶-۳) ضریب زلزله و زمان تناوب اصلی در مرحله دوم-----	۴۰
جدول (۷-۳) مشخصات کابل فولادی-----	۴۵
جدول (۱-۴) مقادیر نسبت دریافت، جابجایی بام و نسبت تنش ستون بحرانی در مرحله اول و دوم و سوم-----	۶۲
جدول (۲-۴) مقایسه نسبت دریافت طبقات ساختمان ۳ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با ضخامت ورق مرکزی ۲ سانتی متر و قطر های متفاوت کابل-----	۶۳
جدول (۳-۴) مقادیر نسبت دریافت، جابجایی بام و نسبت تنش ستون بحرانی در مرحله اول و دوم و سوم ساختمان ۸ طبقه-----	۶۹
جدول (۴-۴) مقایسه نسبت دریافت طبقات ساختمان ۸ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با ضخامت ورق مرکزی ۲ سانتی متر و قطر های متفاوت کابل-----	۷۱
جدول (۵-۴) مقادیر نسبت دریافت، جابجایی بام و نسبت تنش ستون بحرانی در مرحله اول و دوم و سوم ساختمان ۱۲ طبقه-----	۷۷

- جدول (۴-۶) مقایسه نسبت دریافت طبقات ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با ضخامت ورق مرکزی ۲ سانتی متر و قطرهای متفاوت کابل ----- ۸۲
- جدول (۵-۱) مقادیر مناسب و کاربردی جهت مقاوم سازی ساختمانهای بتنی توسط مهاربندی همگرای کابلی با پلیت مرکزی به ابعاد 30*30 ----- ۹۹
- جدول (۵-۲) مقادیر مناسب نیروی پس کشیدگی بر حسب ظرفیت کابل ----- ۱۰۰



فصل اول
مقدمه و تعریف مسئله

فصل دوم

فصل سوم

فصل چهارم

فصل پنجم

۱-۱ مقدمه

یکی از مسایلی که مهندسان با آن مواجه می شوند، تغییر آیین نامه های ساختمان از جمله استاندارد ۲۸۰۰ ، مبحث نهم و ششم از مقررات ملی ساختمان است، که ویرایش های جدید آنها نسبت به ویرایش های ماقبل تفاوت زیادی کرده است. این تغییرات که در فصل سوم این پژوهش بررسی شده است، باعث افزایش برش پایه ساختمان شده و از این حیث می توان گفت برخی از سازه های بتنی که با ویرایش قبلی آیین نامه ها در کشور ساخته شده اند، براساس ویرایش جدید نیاز به مقاوم سازی دارند . در این پژوهش در جهت رفع این مشکل و مقاوم سازی غیر از روشهای مرسوم به نحوی که با کمترین هزینه و سادگی بتوان به این خواسته نایل شد، استفاده از ظرفیت فوق العاده ی کابلها در صنعت ساختمان را برگزیده و در ادامه ی تحقیقات ابهری و برقیان در مقاله ای که در این زمینه برای قابهای بتنی دو بعدی ارائه دادند [۱]، گامی نو و پیش برنده در زمینه ی ترکیب سیستم کابل و پلیت در مدل های بتنی سه بعدی ارائه، واز این طریق شیوه ای نوین برای مقاوم سازی سازه های بتنی مطرح شده است . این پژوهش در سه مرحله خلاصه می شود . مرحله اول بارگذاری و طراحی ۲۱ مدل بتنی طبق ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ ، ویرایش ۱۳۸۵ مبحث ششم و ویرایش ۱۳۷۹ مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان است (مدلها در سه سطح سه طبقه و هشت طبقه و دوازده طبقه تقسیم بندی شدند که هر سطح دارای هفت مدل با نسبت طول به عرض پلان متفاوت می باشند) . در مرحله دوم همان ۲۱ مدل را با ضوابط جدید آیین نامه ها (ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ، ویرایش ۱۳۹۲ مبحث نهم و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان) مطابقت، و نشان داده شده است که مدلها نیاز به مقاوم سازی دارند . در مرحله سوم مدلهای مرحله دوم از طریق مهاربندی همگرای کابلی با پلیت مرکزی مقاوم سازی و ملاحظه می شود که این سیستم می تواند کارایی بسیار بالایی در زمینه ی مقاوم سازی ساختمانهای بتنی داشته باشد . همه ی این موارد نیز با آزمون و خطا در نرم افزار SAP2000 V22 انجام شده است .

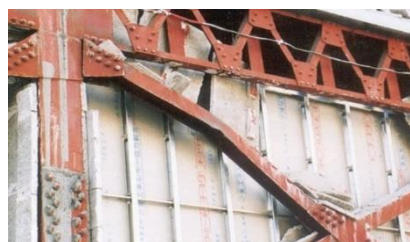
۲-۱ بیان مسئله

کابل های فولادی مجموعه ای از رشته های باریک و تابیده شده فولادی با مقاومت بسیار بالا هستند، که بدنه واحدی را تشکیل می دهند، و دارای مقاومت کششی بالا، وزن کم، قیمت مناسب و عمر طولانی هستند، و می توانند به عنوان یک عضو اصلی در سازه ها به کار روند. (شکل ۱-۱ و شکل ۲-۱)

استفاده از کابل های فولادی پس کشیده^۱ برای مقاوم سازی لرزه ای ساختمان ها یک روش نسبتاً جدید است که می تواند در ساختمان های کوتاه مرتبه و میان مرتبه و بلند مرتبه به کار رود. استفاده از کابل های پس کشیده، مشکلات مربوط به کمانش سیستم های مهاربندی معمول را از بین می برد و نیاز به کمترین اصلاح در سازه اصلی دارد. (شکل ۳-۱)

هم چنین کابلهای فولادی وزن سازه ها را کاهش داده و نسبت به اجرای دیوار برشی از هزینه و زمان اجرای کمتری برخوردارند. آنها می توانند در ترکیب با سایر روش ها همچون دیوارهای برشی جدید و غلاف های ستون ها نیز به کار روند. در بحث مقاوم سازی سازه های بتنی میتوان با ایجاد مهاربندی های کابلی به صورتی که در طول این تحقیق بیان خواهد شد از هزینه های مربوط به تقویت دیگر المانهای سازه ای جلوگیری کرد ضمن آنکه سرعت اجرا نیز بالا خواهد رفت.

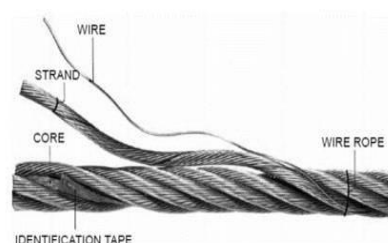
کابلهای فولادی از رشته هایی ساخته شده اند که با روکش فولادی یا PVC^۲ محصور شده اند و دارای مقاومت در برابر خوردگی مناسب نیز هستند. هم چنین کابلهای فولادی دارای کرنش الاستیک^۳ کمی هستند که این مورد نیز در بحث شکل پذیری سازه کاملاً بررسی می شود. برنامه های کاربردی و تحقیقات قبلی پیشنهاد کرده اند که نیروی پس کشیدگی کابل ها در بازه ی ۰/۱ تا ۰/۴۵ از نیروی گسیختگی آنها تنظیم شود. [۲] در این تحقیق طیف وسیع تری از نیروهای پس کشیدگی بررسی شده است.



شکل (۳-۱) کمانش المان فشاری



شکل (۲-۱) مقطع کابل فولادی



شکل (۱-۱) کابل فولادی

-
1. Post stress
 2. Polyvinyl chloride
 3. Elastic strain

۱-۳ ضرورت انجام تحقیق

اکثر ساختمان های ساخته شده در کشور از نوع بتن مسلح هستند و به مرور زمان و به دلایل مختلف همچون فرسودگی، تغییر کاربری، افزایش تعداد طبقات و ... نیاز به مقاوم سازی دارند. هم چنین بسیاری از ساختمانهایی که با ویرایش قدیم آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله طراحی و ساخته شده اند، اکنون با ویرایش جدید آیین نامه نیاز به مقاوم سازی خواهند داشت، و روش های مقاوم سازی مرسوم غالباً پر هزینه و زمان بر هستند. لذا یافتن راه حل های مناسب و روش های مختلف برای این منظور امری اجتناب ناپذیر است. بدلیل مزایای زیاد کابل های فولادی از قبیل ظرفیت کششی^۱ بسیار بالاتر سطح مقطع کم (تنش گسیختگی کابلهای فولادی بین ۱۲۰۰ الی ۲۲۰۰ مگا پاسگال هست که در مقایسه با فولاد نرمه ساختمانی معمولی با تنش گسیختگی ۳۷۰ مگاپاسگال میتوان به ظرفیت باربری فوق العاده کابلها پی برد) هم چنین انعطاف پذیری مناسب -وزن پایین -طول عمر بالا- اجرای سریع و... باعث شده است که محققین صنعت ساختمان به سمت انجام کارهای تحقیقاتی جهت ورود هر چه بیشتر کابل های فولادی در طراحی و ساخت سازه ها شوند. لذا در این پژوهش ترکیب سیستم مهاربند کابلی پس کشیده با پلیت مرکزی مورد توجه قرار گرفته و سعی شده است تحقیقات دیگران مورد توسعه قرار گیرد.

این سیستم یکی از روش های مناسب و جدید است که استفاده از آن به دلیل کمبود پژوهش های نظری و کاربردی هنوز رواج نیافته است. این سیستم مشکل کمانش داخل صفحه و خارج صفحه ی عضو فشاری مهاربندهای فولادی در هنگام زلزله را برطرف کرده، هم چنین باعث حفظ شکل پذیری سازه می شود. هم چنین با مطالعه ی سوابق پژوهش دیگران در این موضوع در می یابیم که همگی در مورد یک یا چند پلان و طبقات خاص تحقیق کرده اند و نمی شود به بقیه سازه ها تعمیم داد. لذا این پژوهش به دنبال یافتن نتایج کاربردی در پلان های بی بعد بوده که قابل تعمیم برای بسیاری از سازه های معمول ساخته شده در کشورمان باشد و مهندسین طراح بتوانند از داده های آن براحتی استفاده نمایند.

هم چنین در غالب تحقیقات صورت پذیرفته نیروی پس کشیدگی لازم و مناسب کابلها در محدوده ی وسیعی از ظرفیت کابل ها و بدون نظام مندی بیان شده اند. در این پژوهش سعی شده است ضرایبی از ظرفیت کابل ارائه شود که دقیق تر و اجرایی تر باشد. معایبی چون عدم حفظ شکل پذیری سازه مهاربندی شده با این سیستم و بحث ضربه ی کابلها به قاب بتنی از موضوعاتی است که مستلزم تحقیق بیشتر می باشد تا بتوان استفاده از ظرفیت فوق العاده ی کابل ها در صنعت ساختمان را به طور فراگیر مورد استفاده قرار داد. بهره مندی از ترکیب کابل ضربدری و ورق فولادی در مرکز آن از راهکارهایی است که کمک به شکل پذیری سازه

1.traction capacity

بتنی مقاوم سازی کرده و تغییر مکان جانبی نسبی^۱ ساختمان را به نحو مطلوبی کاهش خواهد داد.

۴-۱ ساختار پایان نامه

مطالب این پایان نامه در پنج فصل تهیه و تنظیم شده است. فصل اول به تعریف و بیان مسئله و اهداف تحقیق اختصاص داده شده است. در فصل دوم به مفاهیم اساسی و پیشینه‌ی مطالعات انجام شده در زمینه مقاوم سازی قاب های بتن مسلح با سیستم مهاربندی کابلی و تعیین نیروی پس کشیدگی و آرایش مناسب کابلها اشاره شده است. در این فصل در مورد انواع مهاربندها و خصوصیات آنها مطالبی ارائه و با بررسی پیشینه‌ی مطالعات دیگران در این زمینه، ادامه‌ی مسیر تحقیق آنها مورد اهتمام قرار گرفته است. فصل سوم به روش تحقیق و صحت سنجی اختصاص یافته است. در این فصل روش انجام تحقیق در سه مرحله دسته بندی و هر مرحله به طور کامل شرح داده شده است و در پایان به منظور صحت سنجی قاب بتنی دو بعدی با مشخصات مقاله‌ی ابهری و برقیان [۱] در نرم افزار sap مدل سازی و میزان تغییر مکان جانبی قاب که از خروجی نرم افزار بدست آمده است، با نتایج مقاله‌ی مذکور مقایسه شده است. فصل چهارم به ارائه و تجزیه و تحلیل داده های به دست آمده از نرم افزار تحت اثر پارامترهای موثر اختصاص یافته است. در این فصل میزان تغییر مکان ها و نسبت تنش ستون بحرانی و مقایسه‌ی آنها با آیین نامه و ... در قالب جداول و نمودارهایی ارائه گردیده است و توضیحاتی نیز در ذیل آنها آمده است. فصل پنجم به ارائه و تحلیل نتایج حاصل و پیشنهاداتی برای انجام تحقیقات بعدی اختصاص یافته و در انتها لیست مراجع آمده است.

۵-۱ فرضیات

سازه ها در پلان و ارتفاع منظم فرض می شوند ، تحلیل سازه ها از نوع استاتیکی است ، اندرکنش پی و سازه مطرح نیست ، سازه ها از نوع قاب خمشی بتنی متوسط و محل احداث آنها شهر دامغان است .

1.drift

فصل اول

فصل دوم

مفاهیم اساسی و پیشینه مطالعات



فصل سوم

فصل چهارم

فصل پنجم

۲-۱ مقدمه

ساختمان های بتنی بسیاری در کشور وجود دارند که بعلت فقدان المانهای مقاوم در برابر بارهای جانبی و اتصالات نامناسب و ضعیف و طراحی بر اساس نسخه های قدیم آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ تحت زلزله بسیار آسیب پذیر می باشند. برای افزایش سختی و مقاوم سازی این نوع سازه ها تحت نیروهای لرزه ای یکی از روش های مناسب که بسرعت قابل اجراست اضافه نمودن مهاربند است. مهاربند ها ضمن افزایش سختی و مقاومت جانبی ساختمان، بسته به نوع آنها باعث جذب انرژی ورودی ناشی از ارتعاشات لرزه ای می شوند. با توجه به این امر، در این فصل به بررسی مفاهیم اساسی مرتبط با موضوع پایان نامه و پیشینه تحقیق پرداخته می شود.

۲-۲ سیستم های بار بر جانبی^۱

سیستم باربر جانبی قسمتی از کل سازه می باشد، که برای مقابله با بارهای جانبی باد یا زلزله در سازه تعبیه می گردد. از طرفی با توجه به اینکه نمی توان از قبل جهت نیروهای وارده را مشخص نمود، بنابراین باید در هر دو جهت متعامد ساختمان از سیستم باربر جانبی استفاده نمود. انواع رایج سیستم های باربر جانبی عبارتند از: دیوار های برشی، قابهای خمشی و مهاربند های فولادی.

۲-۲-۱) دیوار برشی^۲ از جمله سیستم های متداول جهت مقاومت در برابر نیروهای جانبی است. این سیستم هم در قاب های فولادی و هم در قاب های بتنی قابل استفاده می باشد.

۲-۲-۲) قاب های خمشی^۳ (MRF) نیز از سیستم های متداول جهت مقاومت در مقابل نیروهای جانبی می باشند. در این سیستم صلب بودن اتصالات بین تیر ها و ستونها و حفظ زاویه ی بین آنها عامل مقاومت در برابر بارهای جانبی است.

1.lateral force resisting system
2.shear wall
3.moment resisting frame

۲-۲-۳) مهاربندهای فولادی که هم می‌توانند در قاب های فولادی و هم در قاب های بتنی بکار روند. به طور کلی مهاربندهای فولادی به انواع مهاربندهای هم محور و یا همگرا^۱ (CBF) و مهاربندهای برون محور^۲ و یا واگرا (EBF) تقسیم می شوند. از انواع مهاربندهای هم محور می توان به مهاربندهای ضربدری ، مهاربندهای شورون و مهاربندهای قطری اشاره کرد. از انواع مهاربندهای برون محور نیز می توان به مهاربندهای واگرای قطری و مهاربندهای ۷ و ۸ اشاره کرد . طبق فلسفه طراحی لرزه‌ای انتظار می‌رود که سیستم‌های مهاربندی تحت زلزله‌های شدید بتوانند پاسخ غیر ارتجاعی پایدار و مداومی از خود نشان دهند. در مهاربندهای هم محور فولادی اعضای بادبندها به وسیله ورق به تیرها و ستون‌ها متصل می‌شوند و تغییر شکل غیر الاستیک در زمان تسلیم عضو به صورت کششی و کمانش غیر الاستیک تحت نیروی فشاری اتفاق می‌افتد. آزمایشات تجربی جدید نشان می‌دهند که عملکرد لرزه‌ای بادبندهای همگرا با طراحی ورق اتصال^۳ و با اجازه یافتن ورق اتصال به تسلیم شدن بهبود می‌یابد. در این پژوهش جهت مهاربندی قاب بتنی از یک ورق فولادی در مرکز مهاربندهای هم محور کابلی جهت جذب نیروهای جانبی و بهبود شکل پذیری سازه استفاده شده است [۳].

استفاده از ورق اتصال برای متصل نمودن اعضای مهاربند به قاب فولادی ایده‌ای بود که در ابتدا معرفی شد و تاکنون نیز اصلی ترین روش اتصال مهاربند به قاب است. ورق اتصال مهاربند ، عضوی صفحه‌ای است که نیروهای مهاربند را به قاب منتقل می‌کند. به دلیل پیچیدگی رفتار اتصالات با ورق در قاب‌های با مهاربندی همگرا، طراحی این گروه از اجزای سازه‌ای معمولاً با ساده سازی‌های بسیاری انجام می‌گیرد. از آن جمله می‌توان به روش ویتور برای طراحی ورق‌های اتصال تحت بارهای کششی یکنواخت و نیز روش تورنتون برای تعیین مقاومت فشاری اتصالات با ورق اشاره نمود. محققین طی یک تحقیق آزمایشگاهی و عددی بر روی رفتار کمانشی اتصالات با ورق تحت بارهای فشاری یکنواخت دریافتند که کمانش ورق‌های نازک، تحت باری بسیار پایین‌تر از باری اتفاق می‌افتد که با استفاده از روش ویتور بدست می‌آید. همچنین تحلیل‌های عددی آنها نشان داد افزایش سختی بین ورق اتصال و بادبند، منجر به افزایش مقاومت کمانشی ورق اتصال می شود .

-
- 1.concentrically braced frames
 - 2.eccentric brace frames
 - 3.Gusset plate

۲-۳ خصوصیات مهاربندهای همگرا

قاب‌های دارای مهاربند هم مرکز (CBF) بسیار قوی و مقاوم هستند، به شرط اینکه مشخصات مورد نیاز طراحی لرزه‌ای را داشته باشند. جابجایی غیرالاستیک در این قاب‌ها به وسیله تسلیم کششی و کمانشی در طول بادبندها ایجاد می‌شود. به عنوان مثال محدودیت در مورد محل بادبند و لاغری موضعی و کلی بادبندها باعث ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک^۱ و کمانش بادبندها^۲ می‌شوند. برای جلوگیری از تخریب نابهنگام و شکستگی اتصال، باید ظرفیت باربری محوری ورق اتصال بیش از میزان باربری محوری عضو مهاربند (ظرفیت کششی و فشاری) منظور شود. ورق اتصال باید دوران چرخه‌ای انتهای بادبند در یک بادبند کمانش یافته که در آن نیروهای کششی و فشاری نسبت به ظرفیت بادبند افزایش می‌یابند، را تحمل کند. با افزودن ورق اتصال بادبند به گوشه‌های قاب، سختی جانبی ۳۰ درصد افزایش می‌یابد. بنابراین فرض اتصال ساده میان تیر و ستون در طراحی قاب‌های با مهاربندی همگرا صحیح نیست و بخشی از سختی جانبی قاب بدلیل صلبیت اتصال تیر و ستون است. (رفع این سختی پیش بینی نشده با استفاده از مهاربند هم محور کابلی با پلایت مرکزی که موضوع این پژوهش است قابل بررسی است). افزایش ضخامت ورق اتصال باعث افزایش سختی اتصال، کاهش دوران انتهای بادبند، افزایش ظرفیت کمانش فشاری، کاهش تنش در ورق اتصال و افزایش زودرس تنش در تیرها و ستون‌ها می‌شود [۳].

۲-۴ مقایسه بادبندهای همگرا و واگرا (CBF و EBF)

قاب‌های مهاربندی شده همگرا دارای سختی مناسب، اتصالات ساده و سرعت اجرایی بالا هستند. این قاب‌ها، به علت سختی بالا دارای دریافت کم هستند ولی شکل پذیری مناسبی ندارند. لذا استفاده از این قاب‌ها در مناطق زلزله خیز به علت شکل پذیری پایین توصیه نمی‌گردد. در این نوع مهاربندها اعضا به صورت محوری عمل می‌کنند و چالش اجرای اتصالات به صورت گیردار را نداریم و بدلیل اینکه در قابهای مهاربندی

1. plastic deformation
2. buckling brace

شده تیر و ستونها تحت تنش فشاری و کششی هستند عموماً این نوع مهاربندها راندمان بالایی دارند و ضخامت تیرها در ارتفاع سازه ثابت می ماند. در این نوع سازه ها ما عموماً چالش معماری بدلیل کمبود فضای باز شو داریم و ستونهای اطراف دهانه مهاربندی مستعد پدیده آپلیفت^۱ هستند، هم چنین باعث تمرکز تنش در پی سازه می شوند.

قاب های مهاربندی شده واگرا دارای شکل پذیری خوب و سختی مناسب هستند. از مشخصات اصلی این نوع مهاربندها یک جزء تیر می باشد، که به تیر پیوند^۲ معروف است، به این جزء تیر، فیوز نیز گفته می شود. این تیر مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب نموده و از کمانش مهاربند نیز جلوگیری می نماید. از دیگر مزایای این قاب امکان ایجاد باز شو در ساختمان می باشد. از نظر سختی این نوع مهاربندی از قاب خمشی سخت تر و از قاب های مهاربندی شده هم مرکز نرم تر می باشد.

عموماً در سازه های فولادی، قابهای مهاربندی همگرا (CBF)، برای مقابله با نیروهای جانبی به کار گرفته می شود. این سیستم دارای سختی و مقاومت قابل ملاحظه می باشد و از لحاظ اقتصادی برای دهانه نسبتاً کوچک، استفاده از این روش به علت ساده بودن اتصالات و سرعت اجرائی بالای آنها مقرون به صرفه می باشد. اما در مناطقی با زلزله خیزی بالا استفاده از این نوع سیستم پیشنهاد نمی شود، چرا که عناصر فشاری نظیر مهارها و ستونها، در صورت لاغری کلی یا موضعی تحت اثر بارهای تناوبی احتمال دارد بعد از چند سیکل، بخش زیادی از مقاومت خود را از دست بدهند و در نتیجه به علت کمانش مهاربندها در بارهای متناوب، قدرت جذب انرژی و شکل پذیری (در رفتار غیر ارتجاعی) این نوع سیستم مهاربندی کاهش یابد. برای غلبه بر نواقص فوق ایده استفاده از سیستم مهاربندی واگرا (EBF) توسط پروفیسور پوپوف و همکاران در اواسط دهه هفتاد میلادی پیشنهاد گردید، که در این سیستم عضو قطری به جای اتصال به محل برخورد محور های تیر و ستون ، با مقداری خروج از مرکزیت به تیر متصل می گردد. با انتخاب فاصله مناسب برای تأمین سختی جانبی میتوان به شکل پذیری مناسب نیز بصورت همزمان دست یافت. قاب مهاربندی واگرا در حقیقت، مقاومت و سختی قاب مهاربندی همگرا را با رفتار غیر ارتجاعی و قدرت جذب انرژی قاب خمشی

1.uplift

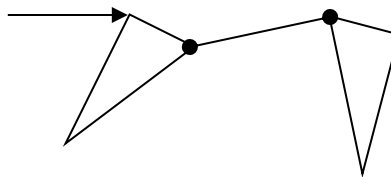
2.link beam

ترکیب نموده و نهایتاً رفتار مناسبی را از خود نشان می دهد. شکل (۱-۲)

در این سیستم مهاربندی، تیر پیوند که بین ستون و بادبند (تک قطری) و بین دو بادبند (دو قطری) قرار گرفته است مانند فیوزی از وارد شدن نیروی بیش از حد به بادبندها و کمانش آنها جلوگیری می نماید و نیروی محوری بادبندهای قطری به صورت برش یا خمش به ستون منتقل می شود. در طی چندین بارگذاری رفت و برگشتی تیر پیوند به صورت غیر ارتجاعی تغییر شکل می دهد و جذب انرژی به صورتی که شکل (۲-۲) ملاحظه می گردد، انجام می شود.



شکل (۱-۲) قاب مهاربندی شده واگرا



شکل (۲-۲) جذب انرژی توسط تیر پیوند

۵-۲ مبانی انتخاب دهانه های مهاربندی

جهت انتخاب مکان مهاربند توجه به توصیه های زیر مفید است:

- ۱- مهاربندها در پلان به صورت متقارن قرار بگیرند، (برای جلوگیری از پیچش).
- ۲- مهاربندها تا حد امکان دورتر از مرکز سختی باشند، (برای افزایش بازوی مقاوم).
- ۳- مهاربند در دهانه های بزرگتر قرار بگیرند، (جهت کاهش نیروی کششی ستون (uplift) و افزایش سختی جانبی^۱).

1.lateral stiffness

۴- مهاربندها طوری انتخاب شوند که سختی سازه در دو جهت به هم نزدیک شود، (رفتار سازه یکنواخت شود و تغییر شکل ها یکسان باشند).

۵- مجتمع کردن سیستم های مهاربندی در دو جهت باعث خواهد شد مهاربندی ها در عملکرد متقابل بار جانبی در جهت دیگر هم کمک کنند.

۲-۶ علت استفاده از مهاربند فولادی

فولاد به عنوان یکی از بهترین مصالح طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله به شمار می آید. فولاد دارای قابلیت انعطاف پذیری بالایی بوده و دارای قابلیت جذب انرژی زیاد نیز می باشد. در ضمن بایستی خاطر نشان کرد که عموماً سازه های فولادی در زلزله ها بسیار خوب عمل نموده اند و قابلیت های بسیار خوبی از خود در برابر حرکات شدید نشان داده اند به منظور استفاده کامل از انعطاف پذیری این مصالح و حصول قابلیت های رفتاری مطمئن در پاسخ به اثرات ناشی از زلزله، لازم است به مفاهیم بنیادی در زمینه شکل مناسب سازه و کنترل نحوه گسیختگی سازه توجه کافی مبذول گردد.

گسترش استفاده از فولاد در ساخت ساختمان ها را شاید بتوان برای نخستین بار در سال ۱۸۸۵ در ساخت یک ساختمان ۸ طبقه در شیکاگو توسط ویلیام لیبارون دانست. در طی یک دوره ۸۲ ساله (سال های ۱۸۸۵ تا ۱۹۱۳) استفاده از فولاد بسیار گسترش یافت تا این که از آن برای ساخت ساختمان وولورد با ارتفاع ۲۴۳ متری در نیویورک استفاده گردید [۳].

به منظور مقاوم سازی سازه ها در برابر زلزله، سیستم های سازه ای مختلفی مورد استفاده قرار می گیرند. هر یک از این سیستم ها در فرایند مقابله با نیروهای جانبی در ناحیه خطی و غیرخطی مزیت ها و معایبی دارند.

کاربرد سازه های فولادی با توجه به سرعت اجرا، فراوانی مصالح و نیروی اجرایی ماهر، بسیار رایج بوده و در اکثر آن ها از قاب های مهاربندی به عنوان سیستم لرزه بر استفاده می شود. تجربه زلزله های اخیر نشان داده است که اهمیت طراحی سازه های مقاوم در برابر بارهای زلزله کمتر از بارهای ثقلی نیست. از این رو پیش

بینی تمهیدات لازم برای ایجاد ساختمانهای مقاوم در برابر این پدیده طبیعی مخرب ، در سال های اخیر بیش از پیش مورد توجه قرار گرفته است.

در ساختمان های بلند به منظور کنترل تغییرمکان های جانبی سازه ها، استفاده از قاب های مهاربندی شده نسبت به قاب های صلب خمشی اقتصادی تر است و در این راستا قاب های مهاربندی شده همگرا به دلیل سختی بالا رواج بیشتری دارند. نقطه ضعف عمده این نوع مهاربندی این امر است که در محدوده غیرارتجاعی به علت سختی جانبی مهاربندها ، قابلیت جذب انرژی کمتری دارند و در نتیجه دارای شکل پذیری کمتری می باشند.

علاوه بر آن، گاهی اوقات با نیازهای معماری طرح نیز مغایرت دارند. لذا در گذشته برای رفع این مشکل و بدون توجه به رفتارهای لرزه ای، سیستم های با مهاربندی همگرا مورد استفاده قرار می گرفتند. با پیشرفت علم مهندسی سازه و توجه به مفاهیمی هم چون شکل پذیری ، ظرفیت جذب و استهلاک انرژی در سازه ها، لزوم مهاربندی همگرا با شکل پذیری مناسب در بین مهندسان بیش از پیش احساس می شود .

۲-۷ انواع کابلها از نظر جنس مفتول

۲-۷-۱ مفتول فولادی بدون روکش یا غیر گالوانیزه

این نوع مفتولها معمولا برای کابلهایی مورد استفاده قرار می گیرند که عامل فرسایش در تعیین طول عمر مفید آنها نقش مهمتری دارد و کابلها کمتر در معرض عوامل ایجاد کننده زنگ زدگی قرار می گیرند. هنگام مقایسه ی اثرات فرسایش و از هم گسیختگی^۱ با اثرات زنگ زدگی باید به خاطر داشت که حتی یک کابل با مفتولهای بدون روکش را نیز می توان تا اندازه ای با روغن کاری کافی و در فواصل زمانی منظم در مقابل زنگ زدگی محافظت کرد [۴].

1.failure

۲-۷-۲ مفتول فولادی گالوانیزه

این نوع مفتولها که دارای روکش یکنواختی از فلز روی می باشند در برابر زنگ زدگی بر اثر رطوبت هوا و سایر عوامل مشابه مقاوم هستند. از این رو کابلهای فولادی گالوانیزه در صنایع نفت و کشتیرانی و ..مورد استفاده قرار می گیرند [۴].

۲-۷-۳ مفتول فولادی ضد زنگ^۱

کابلهایی که از این نوع مفتولها ساخته می شوند علاوه بر مقاومت بسیار بالا در برابر زنگ زدگی در مقابل حرارت نیز تا ۱۰۵۰ درجه ی سانتیگرادمقاوم هستند. این نوع کابلها بطور عمده در صنایع فولاد سازی صنایع شیمیایی و دارویی مورد استفاده قرار می گیرند. در ضمن مقاومت این نوع کابلها در برابر اثرات مخرب آب دریا بسیار بالا می باشد [۴].

۲-۸ انواع کابلها از نظر هسته ی کابل

هسته ی کابل بخش مرکزی کابل است که رشته ها به دور آن تابیده می شوند. نقش هسته نگهداری رشته های کابل می باشد. بنابراین باید قطر آن به اندازه کافی بزرگ باشد تا در مواقعی که کابل تحت بارگذاری قرار می گیرد مانع تماس بین رشته ها شود.

هسته کابل می تواند فولادی یا الیافی باشد. خود هسته ی فولادی ممکن است یک کابل فولادی مستقل باشد که در این صورت به آن هسته ی کابل فولادی مستقل ^۲(IWRC) می گویند و یا یک رشته مفتول فولادی^۳ (WSC) باشد که بیشتر برای کابلهایی با قطر کمتر از ۱۰ میلی متر استفاده می شود. هسته ی الیافی (FC) از الیاف مصنوعی یا الیاف طبیعی ساخته می شود. اگرچه هنوز استفاده از کنف طبیعی در ساخت

1.stainless steel

2.indepntent wire rope core

3.wire strand core

کابل‌های فولادی متداول است، با این حال الیاف مصنوعی مانند پروپیلین بطور روز افزون به عنوان هسته ی کابل فولادی مورد استفاده قرار می‌گیرند [۴]

لازم به ذکر است که از هسته ی فولادی در مواقعی استفاده می شود که نیروی کششی و استحکام کابل بیشتر از عوامل دیگر مد نظر باشد. بنابراین اگر قابلیت انعطاف کابل نسبت به مقاومت کششی آن از اهمیت بیشتری برخوردار باشد بهتر است از کابل‌هایی با هسته ی الیافی استفاده شود. [۴]

۲-۹ انواع کابلها از نظر نحوه ی بافت

۲-۹-۱ بافت سیل^۱

در این نوع بافت در هر رشته ی کابل تعداد مفتول های هر ردیف که دور مفتول مرکزی قرار می گیرند با هم برابر هستند. قطر مفتول های ردیف بیرونی بیشتر از قطر مفتول های ردیف درونی است ولی در هر ردیف قطر کلیه ی مفتول ها یکسان می باشد. به علت ضخیم بودن مفتول های بیرونی این نوع کابلها دارای مقاومت سایشی بالایی هستند. شکل (۲-۳)

۲-۹-۲ بافت وارینگتن^۲

در این بافت هر رشته ی کابل در ردیف بیرونی بطور متناوب و یک در میان دارای مفتول های ضخیم و نازک می باشد که باعث انعطاف بیشتر آنها نسبت به کابل‌های سیل می شود. شکل (۲-۴)

۲-۹-۳ بافت فیلر

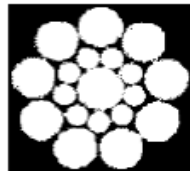
در بافت فیلر قطر مفتول ها در تمامی ردیف ها مساوی هستند. در فضای خالی بین مفتول های ردیف بیرونی و ردیف درونی مفتول های نازکی بنام فیلر قرار می گیرند. کابل‌های فیلر سطح فلزی بیشتری دارند و از قابلیت انعطاف و مقاومت سایشی بالاتری برخوردار هستند. شکل (۲-۵)

1.seale texture

2.warington texture

۴-۹-۲ بافت استاندارد

در این نوع بافت قطر کلیه ی مفتول های تشکیل دهنده ی هر رشته یکسان هستند. این نوع کابلها به علت قابلیت انعطاف بالا کاربردهای بسیاری در رشته های گوناگون صنعتی دارند. شکل (۲-۶)



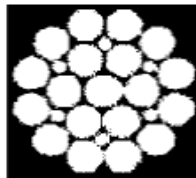
Seale

شکل (۲-۳) بافت سیل



Warrington

شکل (۲-۴) بافت وارینگتن



**Filler
Wire**

شکل (۲-۵) بافت فیلر



**Single
Size**

شکل (۲-۶) بافت استاندارد

۲-۱۰ هدف بهسازی و مقاوم سازی لرزه ای

از مهمترین اهداف بهسازی و مقاوم سازی لرزه ای تحقق موارد زیر است :

الف) تامین مقاومت در برابر زلزله های خفیف بدون هیچ گونه آسیب

ب) تامین مقاومت در برابر زلزله های متوسط بدون هیچ گونه آسیب سازه ای ولی احتمال برخی خسارت های غیر سازه ای وجود دارد .

ج) تامین مقاومت در برابر زلزله های شدیدی که در محل سازه قبلا رخ داده یا قابلیت وقوع دارد بدون فروریزی ولی احتمال برخی خسارت های سازه ای و غیر سازه ای وجود دارد [۵].

۲-۱۱ شیوه های مقاوم سازی سازه های بتنی

۲-۱۱-۱ مقاوم سازی با ژاکت فولادی^۱

ژاکت فلزی یکی از روش های مقاوم سازی ساختمانهای بتنی می باشد، که ضمن افزایش مقاومت و شکل پذیری سازه تاثیر قابل توجهی در وزن ساختمان ندارد . در این روش مقطع تیر و ستون در محل های آسیب پذیرشان با استفاده از ورق های فولادی تقویت می گردند. ورق های فولادی توسط بولت به عضو مربوطه متصل می گردند. با استفاده از این روش مشاهده می شود که در سازه های ۳ و ۵ و ۸ طبقه مقاوم سازی شده به طور میانگین در حالت خرابی کم -متوسط- زیاد و کامل به ترتیب ۹۵ و ۷۴ و ۵۰ و ۲۵ درصد آسیب پذیری سازه کاهش می یابد . [۶] کاربرد این روش در محصور کردن بتن ، افزایش مقاومت برشی ، افزایش مقاومت خمشی و افزایش مقاومت فشاری است . از معایب آن می توان به نیاز به پوشش های ضد حریق در سازه های مهم ، افزایش هزینه ، زمان زیاد اجرا ، عملیات متعدد کاشت آرماتور و جوشکاری در صورت نیاز به افزایش مقاومت خمشی و برشی ، نیاز به حجم زیاد گروت و عملیات تزریق و عدم امکان اصلاح اتصالات در قاب ها اشاره کرد.

1.steel jacket



شکل (۷-۲) مقاوم سازی با ژاکت فولادی

۲-۱۱-۲ مقاوم سازی با ژاکت بتنی^۱

ژاکت بتنی شامل لایه ای بتن ، میلگردهای طولی و خاموت های بسته می باشد. در این شیوه المانهایی که دارای ضعف باربری ساختمان می باشند با اضافه کردن آرماتورهای طولی و اجرای برشگیر فولادی و قالب بندی و اجرای بتن ریزی مجدد بهسازی می شوند . برتری این روش نسبت به سایر روشهای مقاوم سازی متداول گسترده‌گی استفاده از آن در همه ی بخش های سازه می باشد. به عنوان مثال مقاوم سازی فونداسیون را نمی توان با ژاکت فولادی انجام داد یا به ندرت می توان در مقاوم سازی دیوار برشی از ژاکت فولادی استفاده کرد.

1. concrete jacket



شکل (۲-۸) مقاوم سازی با ژاکت بتنی

۲-۱۱-۳ مقاوم سازی با الیاف FRP^۱

مقاوم سازی سازه های بتنی با استفاده از مواد کامپوزیت به شکل پلیمرهای مسلح شده با الیاف که به اختصار FRP نامیده می شود، به عنوان یک روش پرکاربرد و مناسب مقاوم سازی و جایگزین روشهای سنتی محسوب می شود. این سیستم از ترکیب الیاف و رزین ساخته می شوند و در فرایند مقاوم سازی از رزین اپوکسی برای ایجاد لایه ی یکپارچه و چسباندن الیاف به سطح بتن زیرین و ایجاد پوشش به منظور محافظت مصالح استفاده می شود. از مزایای این روش می توان به افزایش مقاومت خمشی و برشی، افزایش شکل پذیری، افزایش مقاومت در برابر خوردگی، کنترل عرض ترک، ضخامت کم ورقه های FRP، عدم تغییر قابل توجه در ابعاد عضو، سهولت در اجرا و ... اشاره کرد.

1.fiber reinforced polymer



شکل (۹-۲) مقاوم سازی با استفاده از الیاف FRP

۲-۱۱-۴ مقاوم سازی با اضافه نمودن مهاربند

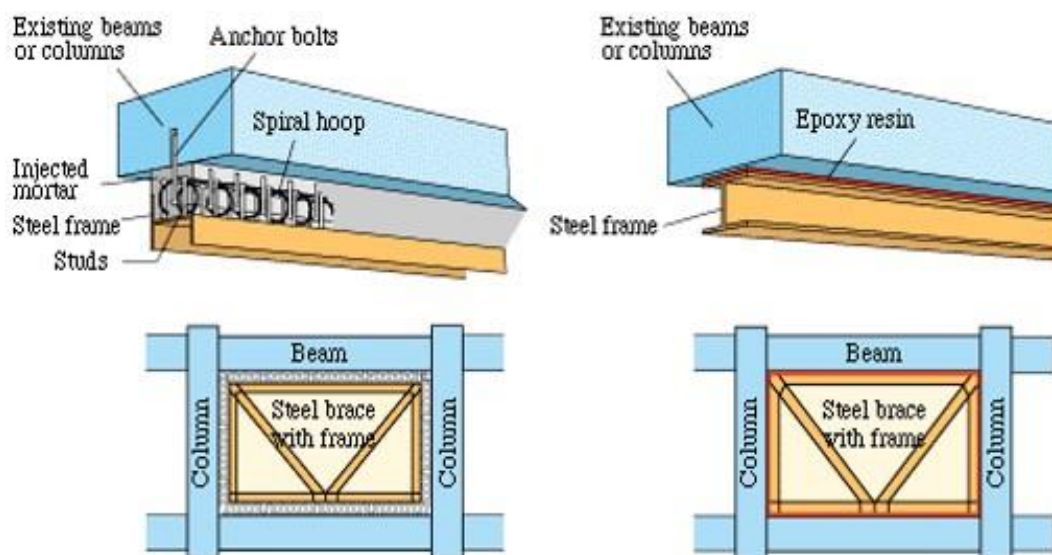
در این روش با اضافه کردن بادبند فولادی یا دیوار برشی در دهانه های قاب بتنی باعث افزایش میزان سختی سازه شده و از این طریق مقاوم سازی صورت می پذیرد .

چنانچه تیر و ستون های سازه بتنی قابلیت تحمل بارهای ثقلی را داشته اما تحت بارهای لرزه ای آسیب پذیر باشد اضافه نمودن مهاربند باعث جذب نیروی جانبی لرزه ای توسط بادبندها شده و از اعمال نیروها و تغییر شکل های لرزه ای به تیر ها و ستون ها جلوگیری می نماید.

۲-۱۱-۴-۱ مقاوم سازی قابهای بتنی با بادبند فلزی

۲-۱۱-۴-۱-۱ قاب فولادی بادبندی شده ی محصور در قاب بتنی (روش غیر مستقیم)

در این روش قاب فولادی پس از نصب به قاب بتنی توسط بولت یا چسب اپوکسی قالب بندی شده و بتن ریزی میگردد . از این روش در خارج از کشور استفاده شده است .



شکل (۲-۱۰) مقاوم سازی قاب بتنی با بادبند فلزی به روش غیر مستقیم

۲-۱۱-۴-۲ قاب بتن آرمه ی بادبندی شده (روش مستقیم)

در این روش اعضای مهاربندی به طور مستقیم با اتصال مکانیکی یا شیمیایی به قاب بتن آرمه متصل می شوند. در اتصال مکانیکی از ورق یا بولت استفاده می شود و در اتصال شیمیایی از طوقه و جلیقه و چسب استفاده می گردد.



شکل (۲-۱۱) مقاوم سازی قاب بتنی با بادبند فلزی به روش مستقیم



شکل (۲-۱۲) اتصال شیمیایی



شکل (۲-۱۳) اتصال مکانیکی

۲-۴-۱۱-۲ مقاوم سازی قابهای بتنی با دیوار برشی

یکی از روش های مقاوم سازی ساختمان های بتنی اضافه نمودن دیوار برشی می باشد. دیوار برشی مقاومت، سختی و شکل پذیری سازه را بشدت افزایش می دهد و باعث بهبود رفتار لرزه ای سازه و کاهش تغییر شکل و خسارات وارد به دیگر المان های بتنی سازه می گردد .



شکل (۲-۱۴) مقاوم سازی قاب بتنی با دیوار برشی

۲-۱۱-۴ مقاوم سازی قابهای بتنی با مهاربند کابلی

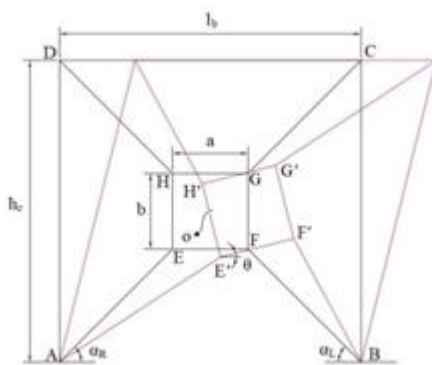
در این پژوهش استفاده از مهاربند کابلی به منظور مقاوم سازی ساختمانهای بتنی مورد بررسی قرار گرفته است. از مزایای این سیستم می توان به وزن کم ، عدم کمانش کابل ، ظرفیت کششی حدوداً ۶ برابر فولاد معمولی ساختمانی ، اجرای سریع ، هزینه ی کم وسختی بالا اشاره کرد . از معایب آن هم عدم شکل پذیری مناسب است. به منظور رفع این مشکل در این پژوهش از یک صفحه ی فولادی مربع شکل در مرکز کابلها استفاده شده است. ترکیب صفحه ی فولادی و کابلها علاوه بر حفظ شکل پذیری سازه ، بدلیل در کشش قرار گرفتن هر چهار کابل متصل به صفحه فولادی بازدهی سیستم افزایش یافته است . در این تحقیق نتایج به طور کامل ارائه گردیده است.

۲-۱۲ پیشینه ی مطالعات

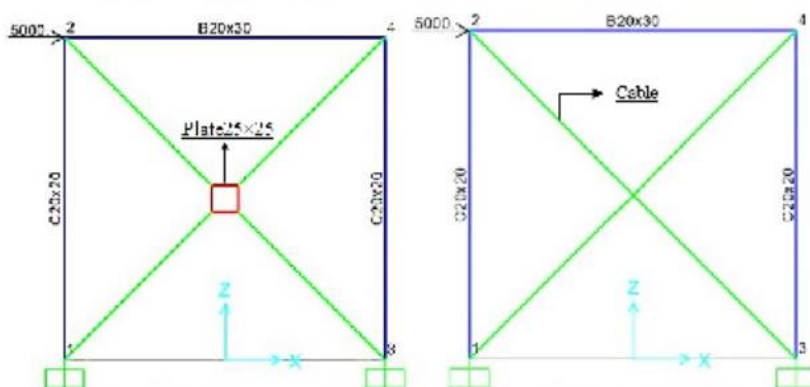
ابهری و برقیان در سال ۲۰۱۹ به ارزیابی تئوری سیستم مهاربند کابلی ضربدری با ورق فولادی مرکزی

پرداختند [۱]. در این سیستم چهار کابل فولادی از چهار کنج قاب به یک ورق فولادی مربعی شکل که در وسط قاب قرار دارد متصل می شود. از این سیستم برای افزایش سختی و کاهش تغییرمکان های جانبی در قاب خمشی استفاده شده است. از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در این تحقیق استفاده شده است. قطر کابل و ابعاد ورق از جمله پارامترهایی هستند که در این تحقیق ارزیابی شده اند. بر اساس نتایج این تحقیق که به صورت دو بعدی صورت گرفته است، استفاده از ورق فولادی موجب می شود:

- ۱- همه کابل ها در کشش قرار می گیرند. ۲- این سیستم علاوه بر اینکه شکل پذیری سیستم قاب خمشی را حفظ می کند سبب افزایش چشمگیر سختی و کاهش دررفت آن نیز می شود. ۳- رفتار این سیستم حساس به تغییر قطر کابل است. ۴- برای تعیین ضخامت پلیت باید تنش های موجود در آن بررسی شود.
- در شکل (۲-۱۵) و (۲-۱۶) تغییر شکل و نمای قاب های یک دهانه یک طبقه بتنی تقویت شده با سیستم مهاربند کابلی ضربدری، با ورق فولادی مرکزی و بدون آن نشان داده شده است.



شکل (۲-۱۵) تغییر شکل قاب مهاربندی شده با پلیت مرکزی [۱]



شکل (۲-۱۶) نمای قاب بتنی تقویت شده با سیستم کابلی بدون پلیت مرکزی و با پلیت مرکزی [۱]

در تحقیق ابهری و برقیان قرار گرفتن هر چهار کابل متصل به ورق فولادی مرکزی در کشش، به عنوان بهترین ویژگی این سیستم مطرح شده و آن را به اثبات رسانده است [۱]. به این ترتیب که یک قاب دو بعدی بتنی با مصالح و ابعاد تیر و ستون مشخص را در نرم افزار SAP مدل سازی کرده و توسط کابل به همراه ورق فولادی مرکزی مهاربندی نموده است. با اعمال نیروی ۵۰۰۰ کیلوگرم بر گره شماره ۲ (شکل ۲-۱۷-الف) و تغییر قطر کابل و ضخامت و ابعاد ورق فولادی، مقدار جابجایی و نیروهای به وجود آمده در کابل ها را به صورت نمودار و جداول ارائه کرده است. شکل (۲-۱۷-ب) و جداول (۲-۱۷-الف) الی (۲-۱۷-د)

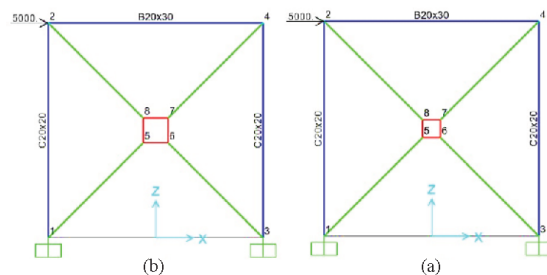
با توجه به مقادیر نیروهای ارائه شده در جداول (۲-۱) از صفحات ۴۵ و ۴۶ مقاله ابهری و برقیان [۱]، پس از اعمال نیروی جانبی هر چهار کابل متصل به ورق فولادی در کشش قرار گرفته اند، اما میزان نیروی کششی ایجاد شده در آنها متفاوت است. بدین ترتیب که پس از اعمال نیروی جانبی به گره شماره ۲، کابل AE و CG بیشترین نیروهای کششی را تحمل کرده و در کابل DH و BF نیروهای کششی کمتری ایجاد می شود (شکل ۲-۱۵).

مقادیر نیروهای ایجاد شده در چهار کابل متصل به ورق فولادی برای قطر کابل ۲ سانتی متر و ورق با ابعاد مربعی ۲۵ و ضخامت ۲ سانتی متر از جداول (۲-۱۷-الف) الی (۲-۱۷-د) برداشت شده و در جدول (۲-۱) ارائه گردیده است.

نکته ی قابل توجه این است که با تغییر قطر کابل ها و ضخامت و ابعاد ورق فولادی، هم چنان هر چهار کابل در کشش قرار دارند. این بدان معناست که این ویژگی مهم تنها ارتباط به وجود ورق فولادی در مرکز آنها دارد، و به قطر کابل، ابعاد و ضخامت ورق فولادی بستگی ندارد. بدین ترتیب در این مقاله قرار گرفتن هر چهار کابل در کشش به اثبات رسیده است.

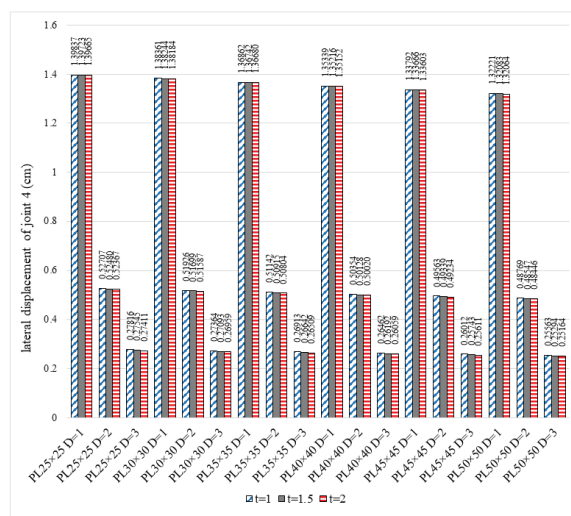
جدول (۲-۱) مقادیر نیروهای ایجاد شده در چهار کابل متصل به ورق فولادی در شکل (۲-۱۵) برای کابل با قطر ۲ سانتی متر و پلیت با ابعاد مربعی ۲۵ و ضخامت ۲ سانتی متر

BF	DH	GC	AE	نام کابل براساس (شکل ۲-۱۵)
۲۱/۷۴	۳۱/۴۷	۶۰۶۸/۷۱	۶۰۵۴/۹۲	نیروی محوری کابل (کیلوگرم)



MRF braced with the cable and central steel plate with different dimensions

شکل (۲-۱۷-الف) اعمال نیروی جانبی ۵۰۰۰ کیلوگرم بر گره شماره ۲ از قاب بتنی مهاربندی شده همگرای کابلی با پلیت مرکزی



با ابعاد متفاوت [۱]

Displacement of joint 4 in the cable braced frame with the steel plate (cm)

شکل (۲-۱۷-ب) مقادیر جابجایی گره شماره ۴ بر اثر اعمال نیروی جانبی به ازای قطر کابل ، ابعاد ضخامت پلیت متفاوت [۱]

Maximum axial force of cable AE in the cable braced frame with the steel plate (kgf)

Cable Diameter	Plate Thickness	PL25×25	PL30×30	PL35×35	PL40×40	PL45×45	PL50×50
D=1	t=1	4294.83241	4323.49978	4352.51414	4381.89702	4411.67209	4441.86572
	t=1.5	4296.31687	4324.72109	4353.45130	4382.54616	4412.04678	4441.76632
	t=2	4296.70605	4324.86162	4353.34345	4382.19211	4411.46486	4441.44242
D=2	t=1	6049.22635	6063.78344	6078.35239	6092.95024	6107.59519	6122.30559
	t=1.5	6053.20789	6067.57110	6081.94662	6096.36658	6110.86173	6125.45956
	t=2	6054.92689	6069.11814	6083.33764	6097.63103	6112.03816	6126.59510
D=3	t=1	6589.37574	6596.54768	6603.63646	6610.65368	6617.61253	6624.52752
	t=1.5	6594.39481	6601.35027	6608.20600	6614.98542	6621.71399	6628.41794
	t=2	6596.62958	6603.38198	6616.61019	6616.61019	6623.16150	6629.72000

جدول (۲-۱-الف) حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در کابل AE پس از اعمال نیروی جانبی براساس نامگذاری در شکل (۲-۱۵) [۱]

Maximum axial force of cable GC in the cable braced frame with the steel plate (kgf)

Cable Diameter	Plate Thickness	PL25×25	PL30×30	PL35×35	PL40×40	PL45×45	PL50×50
D=1	t=1	4300.02070	4330.18085	4360.96513	4392.39510	4424.49448	4457.28988
	t=1.5	4303.23710	4333.89617	4365.29700	4397.47845	4430.48327	4464.21865
	t=2	4305.35822	4336.53075	4368.58413	4401.56188	4435.51043	4470.72001
D=2	t=1	6059.54433	6075.50488	6091.75445	6108.31010	6125.19005	6142.41263
	t=1.5	6065.25958	6081.78869	6098.74592	6116.16338	6134.07177	6152.49848
	t=2	6068.71170	6085.83123	6103.53340	6121.86375	6140.86196	6160.56390
D=3	t=1	6607.54481	6615.98567	6624.61599	6633.44845	6642.49718	6651.77748
	t=1.5	6614.27253	6623.24473	6632.52799	6642.14723	6652.12922	6662.50123
	t=2	6618.20679	6627.72398	6637.68545	6648.13040	6659.09865	6670.62782

جدول (۲-۱-ب) حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در کابل GC پس از اعمال نیروی جانبی براساس نامگذاری در شکل (۲-۱۵) [۱]

Maximum axial force of cable BF in the cable braced frame with the steel plate (kgf)

Cable Diameter	Plate Thickness	PL25×25	PL30×30	PL35×35	PL40×40	PL45×45	PL50×50
D=1	t=1	3.79066	3.63147	3.31230	3.31230	3.15807	3.01060
	t=1.5	3.69780	3.51448	3.16193	3.16193	3.00127	2.83394
	t=2	3.61351	3.41284	3.04298	3.04298	2.88436	2.78702
D=2	t=1	22.34517	21.60235	20.07643	20.07643	19.31952	18.58226
	t=1.5	22.03542	21.19310	19.51962	19.51962	18.72845	17.98673
	t=2	21.73955	20.82368	19.07751	19.07751	18.29391	17.85992
D=3	t=1	67.25657	65.51850	61.87953	61.87953	60.00346	58.10814
	t=1.5	66.96639	65.03947	61.00993	61.00993	58.95533	56.90714
	t=2	66.58856	64.49330	60.14963	60.14963	57.97386	55.84063

جدول (۲-۱-ج) حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در کابل BF پس از اعمال نیروی جانبی براساس نامگذاری در شکل (۲-۱۵) [۱]

Maximum axial force of cable HD in the cable braced frame with the steel plate (kgf)

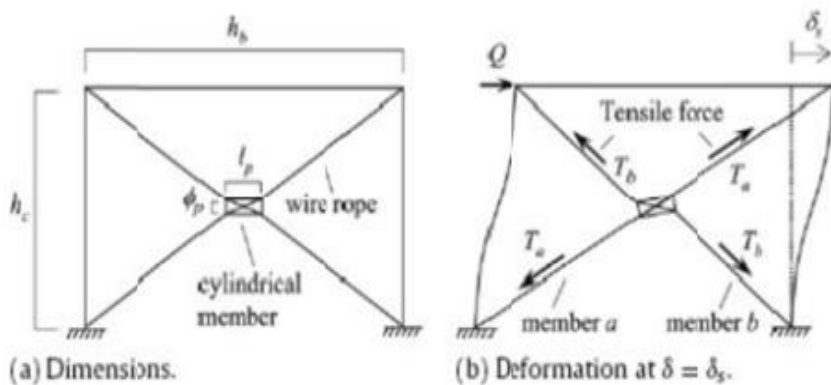
Cable Diameter	Plate Thickness	PL25×25	PL30×30	PL35×35	PL40×40	PL45×45	PL50×50
D=1	t=1	4.64883	4.71588	4.83001	5.00605	5.26829	5.65770
	t=1.5	4.86154	5.05946	5.37578	5.87856	6.71931	9.18468
	t=2	5.10570	5.48548	6.12719	7.37391	10.41133	13.34234
D=2	t=1	29.54980	29.75215	30.13769	30.73050	31.55969	32.65985
	t=1.5	30.49397	31.16732	32.17037	33.55958	35.40204	37.76897
	t=2	31.46970	32.66876	34.37898	36.70001	39.73069	43.46952
D=3	t=1	83.98229	83.38121	82.96903	82.75866	82.76477	83.00355
	t=1.5	85.27626	85.17562	85.38484	85.93076	86.84274	88.15128
	t=2	86.47115	86.89451	87.76428	89.11856	91.00791	93.47429

جدول (۲-۱-د) حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در کابل HD پس از اعمال نیروی جانبی براساس نامگذاری در شکل (۲-۱۵) [۱]

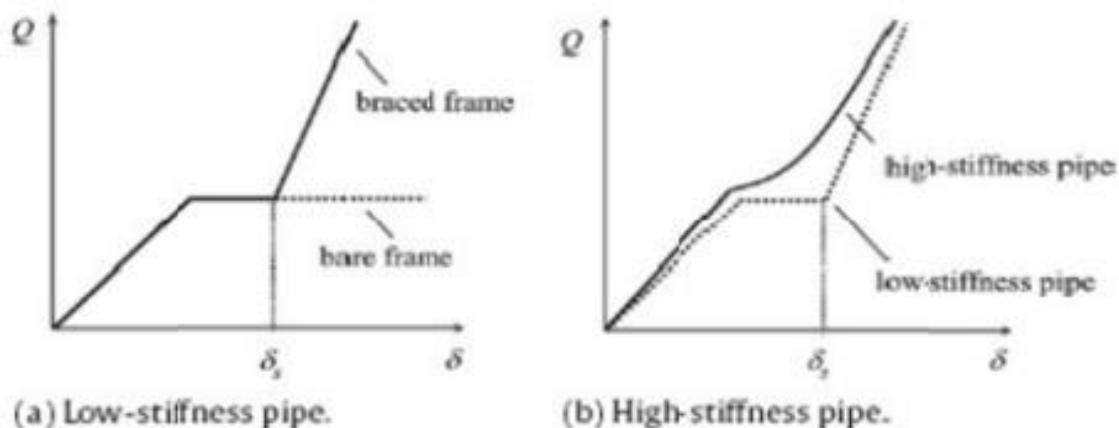
فنایی به ارزیابی کاربرد کابل های فولادی در بهسازی لرزه ای سازه ها پرداخت [۷]. در این تحقیق ویژگی ها و مزایای استفاده از کابل بیان شده و موارد متعدد استفاده از کابل در ساختمان اشاره شده و نحوه استفاده از آن برای المان های باربر جانبی و همچنین انجام بهسازی لرزه ای^۱ سازه ها تشریح شده است. از موارد استفاده از کابل در تقویت سازه ها می توان به استفاده به عنوان مهاربند کابلی ضربدری با استوانه مرکزی، استفاده از کابل در بهسازی خمشی تیرها، بهسازی برشی تیرها، بهسازی فونداسیون، بهسازی سقف، و استفاده به جای دیوار برشی نام برد. سیستم مهاربند کابلی با استوانه مرکزی در شکل (۲-۱۹) نشان داده شده است. طرح کلی سیستم مهاربند کابلی با استوانه مرکزی و نمودار نیرو-تغییر مکان آن برای حالت استوانه نرم و استوانه صلب در شکل (۲-۲۰) و (۲-۲۱) نشان داده شده است.



شکل (۲-۱۸) سیستم مهاربند کابلی با استوانه مرکزی [۷]



شکل (۲-۱۹) طرح کلی سیستم مهاربند کابلی با استوانه مرکزی [۷]



شکل (۲-۲۰) نمودار نیرو - تغییر مکان سیستم مهاربند کابلی با استوانه مرکزی [۷]

در تحقیق انجام شده توسط برقیان و مقصودلو استفاده از سیستم‌های کابلی به منظور مقاوم‌سازی ساختمان‌ها بررسی شده است [۸]. دو سیستم کابلی مختلف ارزیابی شده اند. اولین سیستم، سیستم با کابل یکپارچه است که در آن از کابل‌های پس کشیده با اتصال لغزشی در کف طبقات میانی، برای افزایش سختی جانبی سازه استفاده و برای استهلاک انرژی در انتهای هر کابل یک میراگر فنری نصب می‌شود (شکل ۲-۲۲). سیستم بعدی، یک سیستم ضربداری شامل کابل‌هایی است که به صورت ضربداری در یک یا چند دهانه از قاب استفاده می‌شوند. این سیستم‌ها به دلیل برخورداری از مقاومت کششی بالای کابل، سهولت و سرعت بالای اجرا، مقرون به صرفه بودن، و ... علاوه بر آن که می‌توانند جایگزین سیستم‌های دیگر شوند، برای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود نیز قابل استفاده‌اند.

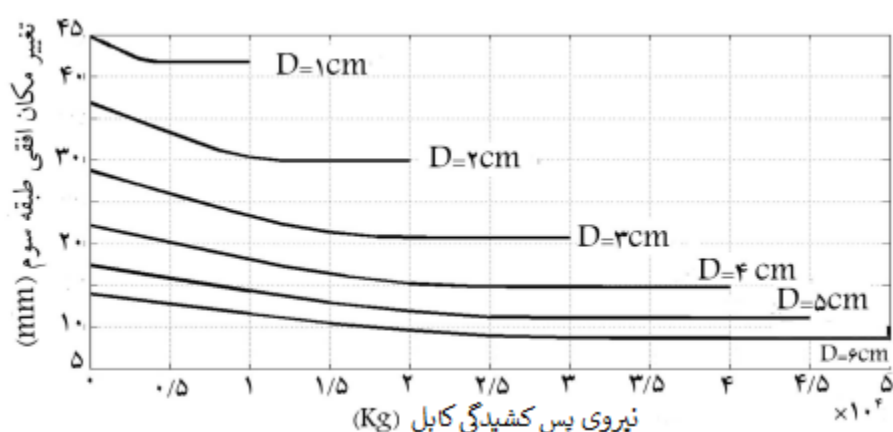
نیروی پس کشیدگی کابل‌ها، در این سیستم‌ها باید در محدوده‌ی مشخصی قرار گیرد. این محدوده در قاب‌های بتنی سه و شش طبقه در چندین حالت یافت می‌شود. توسط سیستم یکپارچه می‌توان سختی جانبی قاب در هر طبقه را به راحتی با تغییر نقطه‌ی عبور کابل از کف آن تنظیم کرد. با مدل‌سازی سیستم در نرم‌افزار sap2000، حالت بهینه‌ی فرم کابل در قاب‌ها به دست می‌آید. در نهایت، مقایسه‌ی نتایج قاب خمشی با سیستم‌های کابلی نشان‌دهنده‌ی کاهش چشم‌گیر تغییر مکان‌ها و نیروهای داخلی اعضا است.

اعمال نیروی پس کشیدگی در کابل‌ها باعث کاهش بیشتر تغییر مکان جانبی قاب شده و در عوض باعث تغییر نیروهای داخلی اعضای آن نسبت به حالت بدون پس کشیدگی می‌شود. پس مقدار نیروی پس کشیدگی باید مناسب باشد. برای بررسی این مطلب یک ساختمان بتنی سه طبقه که در هر جهت دارای پنج دهانه ۵

متری بوده و ارتفاع طبقات آن ۳ متر است، با سیستم پوششی دال بتنی در نظر گرفته شده است. با ثابت نگه داشتن مقاطع قاب های طراحی شده و همچنین نیرو های جانبی اعمالی از کابل هایی با قطر ۱، ۲، ۳، ۴، ۵ و ۶ سانتیمتر و نیروهای پس کشیدگی مختلف به صورت ضربدری در دهانه وسطی قاب استفاده شده است. شکل (۲-۲۳) نشانگر نتایج مربوط به تغییر مکان طبقه آخر قاب سه طبقه است. از این شکل می توان دریافت که افزایش نیروی پیش تنیدگی تا حد معینی موجب کاهش تغییر مکان جانبی قاب می شود ولی بعد از آن دیگر این کاهش وجود ندارد یا میزان آن بسیار ناچیز است.



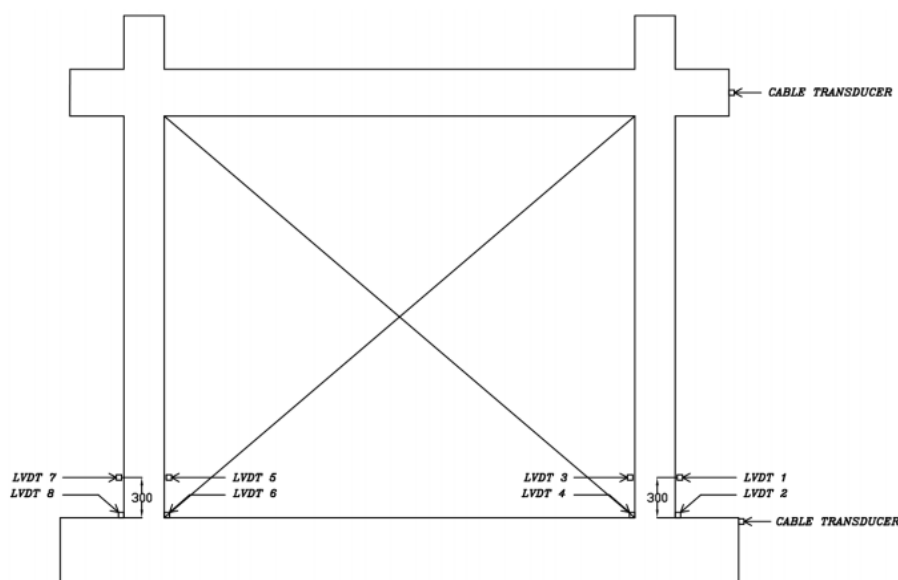
شکل (۲-۲۱) مقاوم سازی سازه بتنی با سیستم کابل یکپارچه [8]



شکل (۲-۲۲) نمودار جابجایی طبقه - نیروی پس کشیدگی برای متفاوت های کابل [۸]

مولایی یک کار آزمایشگاهی در زمینه تقویت سازه های بتنی با مهاربند کابلی ضربدری پرداخت [۹]. این کار آزمایشگاهی شامل دو قاب بتن مسلح^۱ تک طبقه در مقیاس بزرگ ، با ارتفاع ۳ متر و طول دهانه ۳/۵ متر است. این قاب ها به گونه ای طراحی و ساخته شدند که در دهه ۱۹۶۰ در کانادا ساخته می شدند. بدون آنکه الزامات لرزه ای آیین نامه های ساختمانی فعلی وجود داشته باشد، از نظر مقاومت لرزه ای کمبود دارند. قابها با کابل های پس کشیده به صورت مورب تقویت شده و دارای دو سطح مقطع مختلف از فولاد بودند که تا ۴۰٪ از ظرفیت کابل را پس کشیده کردند. یکی از قاب ها پس از گسیختگی کابل ها ، مجدداً مورد آزمایش قرار گرفت، مجموعه جدید کابل ها بدون هیچ گونه پس کشیدگی تست سوم را تشکیل می داد.

نتایج نشان دادند که مهاربند های جانبی قاب های بتنی مسلح با رشته های پیش تنیده با استحکام بالا ، یک استراتژی مؤثر برای کنترل تغییرمکان جانبی و همچنین آسیب احتمالی در ساختمان ها در هنگام زلزله شدید است. پس کشیدگی کابل ها، در مقایسه با کابل های فاقد پس کشیدگی ، سختی اولیه را افزایش می دهد و عملکرد برتری را ارائه می دهد. مساحت کابل (شامل تعداد رشته ها) و سطح پس کشیدگی اولیه بستگی به ارتفاع ساختمان از نظر الزامات نیروی لرزه ای دارد. این تحقیق ، یک روش طراحی گام به گام برای تأیید تحلیل های انجام شده را ارائه می دهد. نمونه مورد آزمایش در شکل (۲-۲۴) نشان داده شده است.



شکل (۲-۲۴) نمونه مورد آزمایش در تحقیق مولایی [۹]

فصل اول

فصل دوم

فصل سوم

روش تحقیق و صحت سنجی

فصل چهارم

فصل پنجم



۳-۱ کلیات روش تحقیق

این پژوهش در سه مرحله انجام شده است که روش انجام هر مرحله به طور کامل تشریح می شود. در مرحله اول سه مدل سازه ۳ طبقه (کوتاه مرتبه) ، ۸ طبقه (میان مرتبه) و ۱۲ طبقه (بلند مرتبه) که نسبت طول به عرض آنها در پلان برابر مقادیر ۱، ۱/۲۵، ۱/۵، ۱/۷۵، ۲، ۲/۲۵، ۵/۲ هست در نظر گرفته می شود که مجموعاً ۲۱ مدل می شود. سازه ها بر اساس ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ و به صورت بتنی طراحی شده اند. در واقع در این پژوهش به دنبال مقاوم سازی سازه های بتنی هستیم، لذا در مرحله اول مدلها براساس ویرایش قدیم آیین نامه ها بارگذاری و طراحی شده اند. (بارگذاری لرزه ای براساس ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ و ویرایش سال ۱۳۸۵ مبحث ششم مقررات ملی ، و طراحی براساس ویرایش ۱۳۷۹ مبحث نهم از مقررات ملی انجام شده است).

در مرحله دوم ۲۱ مدل طراحی شده از مرحله اول ، با آیین نامه زلزله جدید (ویرایش چهارم) و آیین نامه بارگذاری مبحث ششم از مقررات ملی (ویرایش ۱۳۹۲) و آیین نامه طراحی بتن از مبحث نهم مقررات ملی (ویرایش ۱۳۹۲) مطابقت داده و نیاز به مقاوم سازی سازه های قدیمی در این مرحله بررسی می شود .

در مرحله سوم همه ی ۲۱ مدل مرحله دوم که مطابق ویرایش جدید آیین نامه ها جوابگو نبودند، مهاربندی کابلی با پلیت مرکزی شده و نتایج اثر بخشی مقاوم سازی در این مرحله با نمودار و داده های مربوطه در فصل چهارم این پژوهش آورده شده است.

۳-۱-۱ بررسی اصول تحلیل و طراحی ویرایش ۱۳۷۹ و ۱۳۹۲ مبحث نهم از مقررات ملی

ساختمان [۱۰]

۱- در ویرایش قدیم اهداف طراحی ، ایمنی و بهره برداری مناسب ذکر شده بود، در حالیکه اهداف طراحی در ویرایش جدید شامل ایمنی ، قابلیت سرویس دهی ، قابلیت استفاده مجدد ، مقاومت در برابر خرابی پیش رونده و دوام می باشد.

۲- در ویرایش گذشته تنها طراحی به روش حالات حدی مجاز بوده است، اما در ویرایش جدید سه روش طراحی بر اساس عملکرد، طراحی براساس دوام و طراحی بر اساس حالات حدی اشاره شده است.

۳- در ویرایش جدید ضوابط مربوط به تحلیل خطی با باز پخش محدود کمی تغییر کرده است و مقدار آن به کرنش آرماتورهای کششی در حالت نهایی کرنش بتن وابسته شده است.

۴- در ویرایش جدید با توجه به اینکه بتن از نوع معمولی باشد یا بتن با مقاومت بالا، مقادیر ضریب پواسون تغییر کرده است، به این ترتیب که برای بتن های معمولی ضریب پواسون برابر ۰/۱۵ و برای بتن های با مقاومت بالا ضریب پواسون برابر ۰/۲ در نظر گرفته شده است.

۵- در ویرایش جدید مدول الاستیسیته بتن از رابطه (۳-۱) محاسبه می شود.

$$E_c = (3300\sqrt{f_c} + 6900) + \left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} \quad \text{رابطه (۳-۱)}$$

۶- تغییر در ترکیبات بارگذاری در حالت حدی نهایی از تغییرات مهم در ویرایش جدید است. این ترکیب بارها در جدول (۹-۱۳-۲) مبحث نهم آورده شده است. مطابق این جدول بیشترین تغییرات صورت گرفته در ترکیبات بارگذاری، مربوط به بار زلزله می باشد. همچنین مطابق تغییرات صورت گرفته در مبحث ششم از مقررات ملی ساختمان، بارهای سیل، وزن یخ، باران و برف و بار باد وارد بریخ نیز در ترکیبات بارگذاری وارد شده است.

۳-۱-۲ برخی از تغییرات ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به ویرایش دوم [۱۱]

۱- تغییر محاسبه ضریب بازتاب

رابطه $B=B1 \times N$ برای محاسبه ضریب بازتاب داده شده است که در آن N ضریب اصلاح طیف بوده و B1 با فرمولهای داده شده بدست می آید که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته است.

۲- معرفی دو پارامتر جدید به نامهای ضریب نامعینی سازه و ضریب اضافه مقاومت که در این پژوهش در مرحله دوم چون یک دهانه مهاربندی شده است ضریب نامعینی سازه برابر ۱/۲ در نظر گرفته شده است. ضریب اضافه مقاومت هم برای قابهای بتنی خمشی متوسط برابر ۳ می باشد که برای کنترل بار زلزله ی تشدید یافته در ترکیب بارها اعمال شده است.

۳- تغییر فرمول های مربوط به محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان ساختمانها (فرمولهای تجربی). مثلاً برای قاب خمشی بتنی $T=0.05H^{0.9}$ به جای فرمول $T=0.07H^{0.75}$ ارائه شده است.

۴- تغییر کامل جدول مقادیر ضریب رفتار (R_u) ، به طوری که این ضرایب در حد مقاومت محاسبه شده اند نه تنش مجاز. لذا مثلاً برای قاب خمشی بتنی متوسط این ضریب از ۸ به ۵ کاهش یافته است.

۵- توزیع بارهای جانبی در طبقات تغییر کرده است. بدین ترتیب که برای دوره تناوب کوچکتر یا مساوی نیم، $k=1$ گرفته شده است و برای دوره تناوب بزرگتر از $2/5$ ثانیه $k=2$ ، و مابین آنها انترپولاسیون^۱ می شود. با این فرمول نیروی شلاقی F_t هم حذف شده است.

ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سازه به علت رفتار غیرخطی آن (C_d) (۶- معرفی پارامتر جدیدی به نام در مقایسه با ویرایش دوم ۲۸۰۰ زلزله این ضریب وارد محاسبات کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه تحت اثر زلزله طرح شده است. مثلاً برای قاب خمشی متوسط بتن آرمه این ضریب برابر $4/5$ داده شده است. برای کنترل دریافت در نرم افزار SAP به این صورت باید عمل کرد:

ساختمانهای تا ۵ طبقه $story\ drift \leq 0.025/C_d$:

در سایر ساختمانها $story\ drift \leq 0.020/C_d$:

۳-۱-۳ برخی از تغییرات ویرایش ۱۳۹۲ مبحث ششم مقررات ملی نسبت به ویرایش ۱۳۸۵ [۱۲]

۱- بارزنده راه پله ها از ۳۵۰ به ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع افزایش یافته است .

۲- بارمربوط به تیغه های جداساز از بار مرده حذف شده ، و به بار زنده اضافه شده است ، که تغییرات مهمی در نتایج بارگذاری ها و طراحی به وجود می آورد.

۳- گروه بندی خطر پذیری ساختمان و همچنین ضریب اهمیت مربوط به هر نوع بارگذاری در فصل اول منظور شده است.

¹. Interpolation

۲-۳ مرحله اول-بارگذاری و طراحی مدل ها براساس آیین نامه های قدیمی

مراحل صورت پذیرفته در مرحله اول به شرح ذیل است :

۱-۲-۳ یک پلان منظم برای مدل ها با نسبت ابعادی ارائه شده در جدول (۲-۳) در نظر گرفته می شود. (بقیه مدلها نیز دارای همین نسبت ابعادی ولی با طبقات متفاوت هستند).

۲-۲-۳ طراحی ۲۱ مدل سازه بتنی با استفاده از آیین نامه UBC97 طبق مشخصات جداول (۱-۳) الی (۳-۵) در نرم افزار SAP2000 V22 انجام می شود. (بارگذاری زلزله بر اساس ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰، طراحی براساس مبحث نهم مقررات ملی ویرایش ۱۳۷۹ و بارگذاری بر اساس مبحث ششم ویرایش ۱۳۸۵) ،
۳-۲-۳ کنترل دریافت و نسبت تنش اعضا برای هر ۲۱ مدل مطابق ویرایش دوم آیین نامه انجام می پذیرد.

فرضیات، سازه ها منظم در پلان و ارتفاع - تحلیل استاتیکی است-اندرکنش پی و سازه مطرح نیست- ساختمانها در شهر دامغان احداث شده اند-شتاب مبنای طرح ۰/۳ می باشد-سازه ها بدون دیوار برشی هستند.

جدول (۱-۳) مشخصات مصالح بتن

مقاومت مشخصه بتن (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	وزن مخصوص بتن (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)
۲۱۰	۲۴۰۰	۰/۲	۲۱۸۸۲۰

جدول (۲-۳) نحوه ی نام گذاری مدل ها در پژوهش

تعداد طبقه	B/H	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5
۳		M3-1	M3-1.25	M3-1.5	M3-1.75	M3-2	M3-2.25	M3-2.5
۸		M8-1	M8-1.25	M8-1.5	M8-1.75	M8-2	M8-2.25	M8-2.5
۱۲		M12-1	M12-1.25	M12-1.5	M12-1.75	M12-2	M12-2.25	M12-2.5

در جدول (۲-۳) نام گذاری مدلها در این پژوهش با توجه به تعداد طبقات و نسبت طول به عرض آنها در پلان انجام شده است.

جدول (۳-۳) مشخصات ابعادی پلان برای مدل ۲۱ به همراه زمان تناوب و ضریب زلزله

نام مدل طبق جدول (۲-۳)	طول (متر)	عرض (متر)	تعداد دهانه در جهت عرض (X)	تعداد دهانه در جهت طولی (Y)	تعداد طبقه زیر زمین m	ارتفاع پیلوت m	ارتفاع طبقات m	ارتفاع تراز بام تا روی پی (H) m	زمان تناوب اصلی (ثانیه)	ضریب زلزله (بر اساس آیین نامه ویرایش دوم)
M3-1	۱۵	۱۵	۴	۴	۳	۰	۲/۴	۳/۲	۸/۸	۰/۰۹۳۶۸
M3-1.25	۱۸/۷۵	۱۵	۴	۴	۳	۰	۲/۴	۳/۲	۸/۸	۰/۰۹۳۶۸
M3-1.5	۲۲/۵	۱۵	۴	۴	۳	۰	۲/۴	۳/۲	۸/۸	۰/۰۹۳۶۸
M3-1.75	۲۶/۲۵	۱۵	۴	۴	۳	۰	۲/۴	۳/۲	۸/۸	۰/۰۹۳۶۸
M3-2	۳۰	۱۵	۴	۶	۳	۰	۲/۴	۳/۲	۸/۸	۰/۰۹۳۶۸
M3-2.25	۳۳/۷۵	۱۵	۴	۶	۳	۰	۲/۴	۳/۲	۸/۸	۰/۰۹۳۶۸
M3-2.5	۳۷/۵	۱۵	۴	۶	۳	۰	۲/۴	۳/۲	۸/۸	۰/۰۹۳۶۸
M8-1	۱۵	۱۵	۴	۴	۸	۲/۴	۲/۴	۳/۲	۲۴	۰/۰۸۸۸
M8-1.25	۱۸/۷۵	۱۵	۴	۴	۸	۲/۴	۲/۴	۳/۲	۲۴	۰/۰۸۸۸
M8-1.5	۲۲/۵	۱۵	۴	۴	۸	۲/۴	۲/۴	۳/۲	۲۴	۰/۰۸۸۸
M8-1.75	۲۶/۲۵	۱۵	۴	۴	۸	۲/۴	۲/۴	۳/۲	۲۴	۰/۰۸۸۸
M8-2	۳۰	۱۵	۴	۶	۸	۲/۴	۲/۴	۳/۲	۲۴	۰/۰۸۸۸
M8-2.25	۳۳/۷۵	۱۵	۴	۶	۸	۲/۴	۲/۴	۳/۲	۲۴	۰/۰۸۸۸
M8-2.5	۳۷/۵	۱۵	۴	۶	۸	۲/۴	۲/۴	۳/۲	۲۴	۰/۰۸۸۸
M12-1	۱۵	۱۵	۴	۴	۱۲	۲/۴	۲/۲	۳	۳۴/۶	۰/۰۷۳۹
M12-1.25	۱۸/۷۵	۱۵	۴	۴	۱۲	۲/۴	۲/۲	۳	۳۴/۶	۰/۰۷۳۹
M12-1.5	۲۲/۵	۱۵	۴	۴	۱۲	۲/۴	۲/۲	۳	۳۴/۶	۰/۰۷۳۹
M12-1.75	۲۶/۲۵	۱۵	۴	۴	۱۲	۲/۴	۲/۲	۳	۳۴/۶	۰/۰۷۳۹
M12-2	۳۰	۱۵	۴	۶	۱۲	۲/۴	۲/۲	۳	۳۴/۶	۰/۰۷۳۹
M12-2.25	۳۳/۷۵	۱۵	۴	۶	۱۲	۲/۴	۲/۲	۳	۳۴/۶	۰/۰۷۳۹
M12-2.5	۳۷/۵	۱۵	۴	۶	۱۲	۲/۴	۲/۲	۳	۳۴/۶	۰/۰۷۳۹

جدول (۳-۴) بار ثقلی کف ها (کیلوگرم بر متر مربع)				
موقعیت	بار مرده	بار زنده	بار تیغه بندی	بار برف
بام و خر پشته	۶۴۰	۱۵۰		۵۰
طبقات	۵۷۰	۲۰۰	۱۹۵	
راه پله	۶۸۰ (رمپ پله) ۵۸۵ (پاگرد)	۵۰۰ - ۳۵۰		

جدول (۳-۵) بار مرده دیوارها				
موقعیت	ارتفاع دیوار (m)	نوع دیوار		بار مرده واحد سطح (کیلوگرم بر متر مربع)
خرپشته	۲/۴	دیوار پیرامونی دارای نما		۴۰۰
		دیوار پیرامونی بدون نما		۲۸۰
بام	۰/۷	دیوار جان پناه دارای نما		۳۳۵
		دیوار جان پناه بدون نما		۲۱۰
طبقات		دیوار های پیرامونی دارای نما	بدون اثر باز شو	۴۰۰
			با اثر باز شو	۳۲۰
		دیوار پیرامونی بدون نما		۲۸۰

در اثر حضور خرپشته چهار نیرو در محل ستونهای اطراف آن برابر ۲/۳ تن نیروی مرده (به جز وزن تیر و ستونهای آن) و ۰/۵۵ تن نیروی زنده و ۰/۲ تن نیروی برف به سازه وارد می شود.

۳-۳- کنترل سازه های مرحله اول با آیین نامه های بارگذاری و طراحی جدید

در این مرحله نشان داده می شود که سازه های طراحی شده بر اساس آیین نامه های قدیمی مطابق ویرایش چهارم زلزله و آیین نامه طراحی جدید بتن جوابگو نیستند و نیروهای جانبی آنها افزایش یافته است و نیاز به مقاوم سازی لرزه ای دارند. ضریب زلزله جدید مطابق آیین نامه ویرایش چهارم طبق جدول (۳-۶) محاسبه و در نرم افزار اعمال شده است. آیین نامه ای که در این مرحله در نرم افزار SAP استفاده شده است ACI 318 می باشد.

جدول (۳-۶) ضریب زلزله و زمان تناوب اصلی در مرحله دوم

نام مدل	M3-1 -	M8-1 -	M12-1 -
	M3-2.5	M8-2.5	M12-2.5
زمان تناوب اصلی	۰/۳۵۴	۰/۸۷۳	۱/۱۳۱
ضریب زلزله در هر دو جهت	۰/۱۹۲	۰/۱۵۹	۰/۱۲۹

در این مرحله توجه به نکات زیر ضروری است :

۳-۳-۱ تعیین ضریب رفتار

می دانیم اگر بارهای جانبی وارد بر سازه در یک راستا توسط مجموعه ای از دیوارهای برشی یا مهاربند ها به همراه قاب های خمشی تحمل شوند سیستم مقاوم جانبی سازه تحت شرایطی از نوع دوگانه است، به عنوان یک موضوع مهم از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ باید بدانیم که در این سیستم، قابهای خمشی باید به طور مستقل قادر به تحمل ۲۵ درصد بار جانبی باشند. هم چنین مهاربندها به تنهایی نیز باید بتوانند حداقل ۵۰ درصد برش پایه را تحمل کنند. هم چنین با نگاهی هوشمندانه در آیین نامه در میابیم که در سیستم دوگانه اگر مهاربندها از نوع فولادی باشند حتما باید از نوع ویژه باشند در غیر این صورت نمی توان سیستم سازه ای در یک راستا را دوگانه در نظر گرفت. یعنی در سازه های دارای قاب خمشی بتنی که مهاربندی نیز شده اند، اگر قاب خمشی نتواند مستقلا ۲۵ درصد نیروی جانبی را تحمل کنند سیستم سازه از نوع

دوگانه محسوب نشده و به عنوان قاب ساختمانی ساده با مهاربند در نظر گرفته می شود و در حالت دیگری که مهاربندها نتوانند مستقلاً ۵۰ درصد نیروهای جانبی را تحمل کنند سیستم سازه از نوع دوگانه محسوب نشده و به عنوان سیستم قاب خمشی در نظر گرفته می شود و باید از ضریب رفتار مربوط به آن استفاده نمود. هم چنین توجه به این نکته ضروریست که از نظر آیین نامه سه رده ی شکل پذیری برای قاب های خمشی وجود دارد که عبارتند از: قاب خمشی معمولی، قاب خمشی متوسط و قاب خمشی ویژه، هم چنین دو رده ی شکل پذیری نیز برای مهاربندهای همگرا وجود دارد که عبارتند از: مهاربند همگرای معمولی و مهاربند هم گرای ویژه. در این پژوهش هر ۲۱ مدل قاب خمشی طبق فرضیات از نوع متوسط انتخاب شده اند. زیرا اکثر ساختمانهای قدیمی موجود در کشور که با نسخه دوم آیین نامه، طراحی واحداث گردیده اند از همین نوع هستند و مهاربندهای کابلی نیز اگر به تنهایی استفاده می شدند بدلیل عدم شکل پذیری در بارهای جانبی، از دوران قاب با شکل پذیری متوسط که ۰/۰۱ رادیان آن فرا ارتجاعی است جلوگیری می کردند. ولی با کارگذاری پلیت در مرکز آنها همین میزان شکل پذیری برای قاب خمشی متوسط تامین می شود چون همه ی شکل پذیری از پلیت مرکزی گرفته می شود و کابلها در طول خود هیچ گونه مشارکتی در تامین این شکل پذیری ندارند. حال آنکه مهاربندهای همگرای ویژه فولادی که با پروفیل ساخته می شوند المانهای مهاربندی در کل طول خود در تامین شکل پذیری ویژه مشارکت می کنند. لذا این سیستم مهاربندی که در این پروژه استفاده شده است طبق نظر استاندارد ۲۸۰۰ از نوع معمولی در نظر گرفته می شود و طبق همان آیین نامه در سیستم های از نوع دوگانه همه ی مهاربندهای همگرای فولادی باید از نوع ویژه باشند. بنابراین همه ی ۲۱ مدل در این پژوهش بعد از مقاوم سازی با رفتار دوگانه در نظر گرفته نشده و هم چنان از نوع قاب خمشی متوسط فرض می شوند. لذا ضریب رفتار ۵ منظور می شود. هرچند تایید مطالب بالا نیازمند تحقیق جامع دیگری است.

بعلاوه ذکر این نکته نیز خالی از فایده نیست که اساساً رویکرد استاندارد ۲۸۰۰ در تعریف سیستم های دوگانه بهبود عواملی از قبیل شکل پذیری، درجه ی نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه و به دنبال آن افزایش ضریب رفتار و کاهش ضریب زلزله و نیروهای جانبی سازه است، که در حقیقت تخفیفی در طراحی این نوع سازه ها محسوب می شود. لذا در این پژوهش اگر ما بحث طراحی ساختمانهای بتنی مهاربندی با این سیستم را داشتیم طبیعتاً چون بدنبال بهینه کردن مقاطع المانهای تیر و ستون و سطح مقطع آرماتورها بودیم باید به دنبال راهی می گشتیم تا سیستم باربر جانبی از نوع دوگانه محسوب شود و از تخفیف آیین نامه

در برآورد نیروی زلزله در طراحی بهره مند شویم. حال آنکه اکنون ما به دنبال مقاوم سازی ساختمانهای بتنی ساخته شده با ویرایش قدیم ایین نامه هستیم که در حال حاضر در کشورمان موجود هستند و بحث بهینه سازی المانهای سازه به طور کلی منتفی است. بنابراین اگر بالفرض این نوع سیستم از نوع دوگانه محسوب شود باز ما در جهت اطمینان که همان قاب خمشی متوسط است عمل کرده و ضریب رفتار سازه را همان ۵ در نظر می گیریم.

۳-۲ کنترل تغییر مکان جانبی

در بحث کنترل دریافت اثر تغییر شکل های غیر ارتجاعی و اثر $P-\Delta$ لحاظ شده است. بدین منظور اثر $P-\Delta$ را در مرحله ی تحلیل ارتجاعی در نظر گرفته و تغییر مکان ارتجاعی جانبی ساختمان را بر اثر زلزله ی طرح از نرم افزار گرفته و در ضریب بزرگنمایی استاندارد ۲۸۰۰ ضرب کردیم (عدد ۴/۵).

۳-۴ مرحله سوم- بررسی مقاوم سازی قابهای بتنی با مهاربند کابلی ضربداری پس

کشیده با ورق فولادی مرکزی

در این مرحله هر یک از ۲۱ مدل بدست آمده از مرحله دوم با کابل های فولادی ضربداری با مشخصات جدول (۳-۷) به طوری که یک صفحه فولادی در وسط آنها تعبیه شده باشد مهاربندی و مقاوم سازی می گردد.

به منظور حفظ شکل پذیری سازه و جلوگیری از ضربه کابل ها به قاب بتنی در هنگام زلزله از مقاله ی آقای ابهری که استفاده از ورق فولادی مربعی در مرکز مهاربند ها است الگوبرداری شده است [۱]. در آن مقاله از صفحات فولادی مربعی شکل در مرکز کابل های ضربداری در قابهای بتنی و فولادی دوبعدی استفاده شده است. لازم به ذکر است که مشخصات مصالح بتن و کابل فولادی در این پژوهش نیز دقیقاً مشابه مقاله ی آنان فرض شده است. هم چنین در این پژوهش از کابلهایی با قطر متعارف در بازار استفاده شده است که قطرهای ۱ تا ۳ سانتی متر است. ضمناً در این پژوهش مدلها سه بعدی است و در بسط تحقیقات آقای ابهری ، اثر ارتفاع قاب ، تاثیر ضخامت ورق ، قطر کابل و میزان نیروی پس کشیدگی کابل نیز مورد مطالعه قرار گرفته است.

در تعیین نحوه ی آرایش دهانه ی مهاربندی ، تعیین قطر کابلها و تعیین نیروی پس کشیدگی کابل ها به نکات زیر دقت شده است:

۳-۴-۱ طبق آیین نامه در صورتی که سیستم باربر جانبی در ارتفاع در یک صفحه قرار نگیرد در سازه نامنظمی خارج از صفحه ایجاد خواهد شد که با فرض اولیه در این پژوهش مبنی بر منظم بودن مدل ها ناسازگار است لذا دهانه های مهاربندی در همه طبقات در همان قاب ادامه می یابند.

۳-۴-۲ طبق آیین نامه در صورتی که ابعاد سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور خود باشد در سازه نامنظمی هندسی در ارتفاع رخ خواهد داد لذا در این پژوهش تعداد دهانه های مهاربندی در ارتفاع ثابت می ماند.

۳-۴-۳ طبق آیین نامه در صورتی که اجزا سیستم باربر جانبی در ارتفاع جابجایی بیش از یک دهانه داشته باشد سازه در ارتفاع دچار نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی خواهد بود لذا در این پژوهش دهانه ی مهاربندی در ارتفاع تغییر نمی کند.

۳-۴-۴ طبق آیین نامه در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد آن طبقه نرم می شود و در صورتی که مقادیر فوق به ترتیب ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند طبقه ی مورد نظر اصطلاحاً خیلی نرم نامیده می شود . گسیختگی طبقه ی نرم با تغییر شکل زیاد همراه بوده و باعث ناپایداری سازه خواهد شد لذا در این پژوهش قطر کابل و ضخامت پلیت در هر بار آزمون و خطا در نرم افزار در کل ارتفاع سازه ثابت فرض شده است تا توزیع سختی طبقات در ارتفاع ساختمان منظم و یکنواخت باشد .

۳-۴-۵ بدلیل بحث حداکثر بودن بازوی مقاوم پیچشی سازه قابهای پیرامونی سازه برای مهاربندی انتخاب شدند.

۳-۴-۶ هرچه تعداد عناصر باربر جانبی در یک سازه بیشتر باشد درجه ی نامعینی سازه افزایش یافته و سازه عملکرد بهتری تا لحظه ی خرابی از خود نشان می دهد. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ در سازه های بیشتر از سه طبقه چنانچه دارای کمتر از دو دهانه ی مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشد بنا به شرایطی باید برش پایه ساختمان در ضریب ۱/۲ ضرب گردد. در این

پژوهش ابتدا در مدل‌های ۸ الی ۲۱ دو دهانه ی میانی قاب پیرامونی مهاربندی شدند ولی بدلیل به وجود آمدن سختی بیش از نیاز در سازه تعداد دهانه های مهاربندی را به یک دهانه در هر طرف مرکز جرم کاهش داده و در همه ی آزمون و خطاها برش پایه در ضریب ۱/۲ ضرب گردیده است.

۳-۴-۷ برای مهاربندی دهانه ی میانی انتخاب شد تا توزیع سختی در پلان سازه به نحو بهتری صورت گیرد. هم چنین نیروهای محوری ایجاد شده در ستونهای دهانه ی میانی در اثر بارهای ثقلی (بدلیل وجود بار سقف در دو طرف ستون) بیشتر از ستونهای دهانه ی کناری است و این نیروهای ثقلی اثر نیروی محوری کششی در ستونها (نیروی آپلیفت لرزه ای) را بیشتر خنثی می کنند و هنگام طراحی شالوده ی ساختمان می تواند موثر باشد .

۳-۴-۸ برای جلوگیری از شل شدگی کابلها و افزایش دررفت ساختمان و ورود به موقع مهاربندها در جذب انرژی ناشی از بارهای جانبی ، قبل از جذب این نیروها توسط قاب خمشی بتنی باید کابلها دارای یک نیروی پس کشیدگی حداقلی باشند که بر حسب ظرفیت هر کابل ارائه شود. هم چنین حداکثر نیروی پس کشیدگی کابل هم مقداریست که نیروهای محوری ناشی از کابل ها در ستونهای دهانه ی مهاربندی افزایش می یابد و نسبت تنش آنها قرمز می شود. نیروی پس کشیدگی مناسب کابل ها نیز مقداری بین حداقل و حداکثر است که با آزمون و خطا با توجه به میزان دررفت سازه و نسبت تنش ستون های بحرانی مقدار متغیر ایکس مناسب در فصل پنجم با توجه به رابطه ی (۲-۳) بدست آمده است.

رابطه (۲-۳)
$$X * F_y * A = \text{نیروی پس کشیدگی مناسب}$$

۳-۴-۹ در تعیین حداقل و حداکثر نیروهای پس کشیدگی و قطر مناسب کابلها ، کنترل‌های زیر طبق آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) لحاظ شده است:

۱) کنترل دررفت نسبی طبقه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (چون در هر جهت یک دهانه مهاربندی داریم ضریب نامعینی سازه برابر ۱/۲ بوده و این مقدار در نرم افزار وارد شده است . (ضمناً اثر ترک خوردگی هم برای تیرها ۰/۵ و برای ستونها ۱ در نظر گرفته شده است) .

هم چنین اثر پی دلتا در نرم افزار اعمال و تغییر مکان حاصل توسط نرم افزار در عدد ۴/۵ ضرب شده تا تغییر مکان غیر خطی واقعی بدست آید سپس مقدار حاصل با مقدار مجاز آیین نامه مقایسه شده است.

۲) کنترل مقاومت محوری برای ستونهای اطراف دهانه مهاربندی برای بار جانبی تشدید یافته (ضریب تشدید برای قاب خمشی بتنی متوسط ۳ می باشد).

۳) کنترل ستونهای اطراف دهانه ی مهاربندی برای زلزله ی ۱۰۰-۳۰ (ترکیب بارهای مربوطه مطابق آیین نامه در نرم افزار تعریف شده است).

جدول (۷-۳) مشخصات کابل فولادی

وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضریب پواسون	تنش گسیختگی (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	تنش تسلیم (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	مدول الاستیسیته (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)
8000	0.3	17000	16000	1.97E06

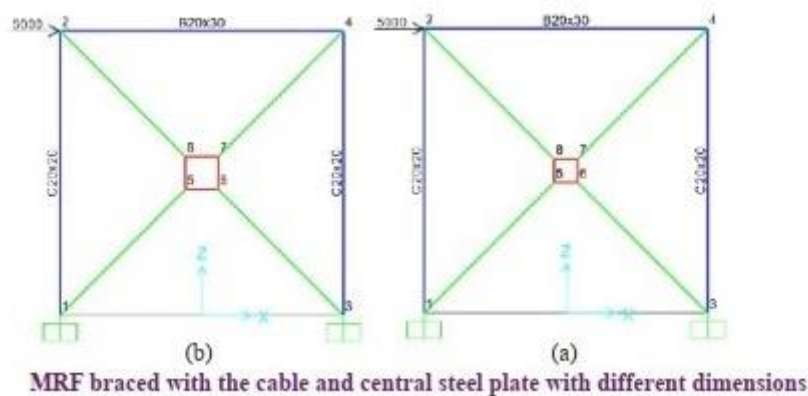
۳-۵ صحت سنجی

به منظور اطمینان از نحوه ی مدل سازی و طراحی در نرم افزار Sap2000 V22 از مقاله ی ابهری و برقیان که در زمینه ی سیستم ترکیبی کابل و پلیت مرکزی در قابهای دو بعدی بتنی است، استفاده شده است [۱]. بدین منظور قاب بتنی دوبعدی با ابعاد و مشخصات مصالح ذکر شده در مقاله در نرم افزار Sap2000 V22 مدل و میزان جابجایی گوشه ی بالای سمت راست قاب (گره شماره ۴) با مقادیر ارائه شده در مقاله مقایسه شده است.

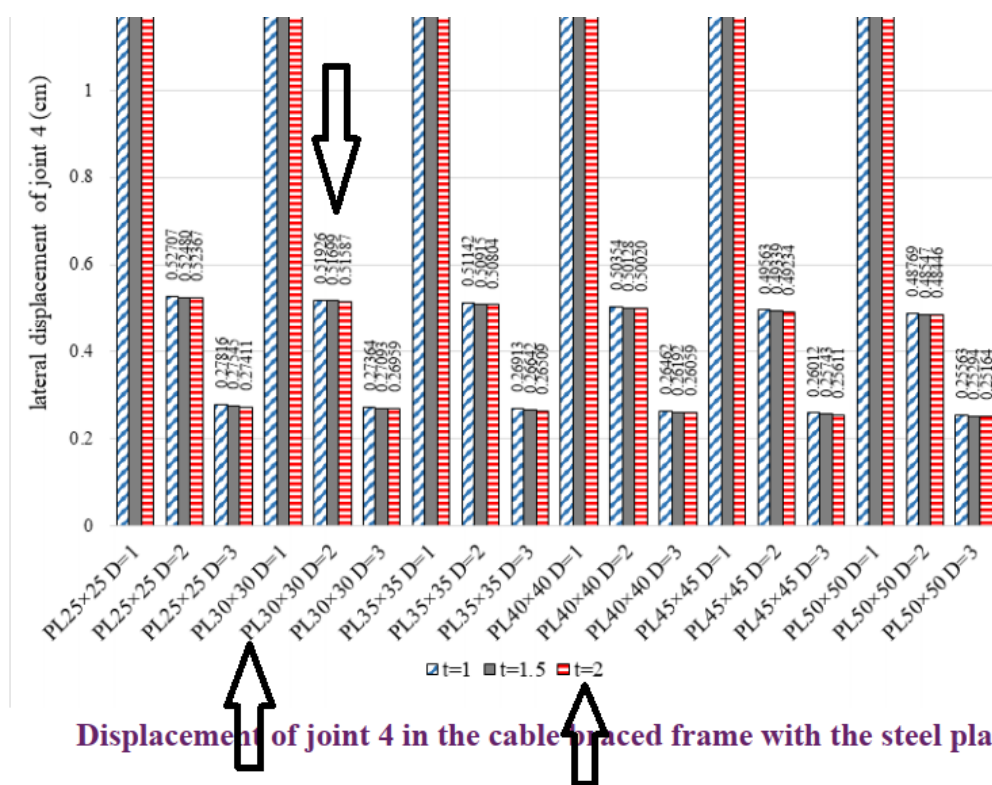
در شکل (۱-۳) که مربوط به مقاله ابهری و برقیان است [۱]. قاب بتنی دو بعدی با کابل فولادی به همراه ورق فولادی مرکزی با ابعاد متفاوت نشان داده شده است. در گره شماره ۲ مقدار ۵۰۰۰ کیلوگرم نیروی جانبی وارد شده و ابعاد مقطع تیر و ستون نیز ۳۰*۲۰ می باشد. پس از اعمال نیروی جانبی مقادیر جابجایی گره شماره ۴ برای ضخامت و ابعاد ورق فولادی متفاوت و قطر کابل متفاوت به صورت نمودار در شکل (۲-۳) نمایش داده شده است.

در این پژوهش یک قاب دوبعدی بتنی مطابق با مصالح بتن و کابل فولادی در مقاله ابهری و برقیان (مشخصات مصالح همانند جداول (۱-۳) و (۷-۳) می باشند) مطابق شکل (۳-۳) در نرم افزار Sap2000 V22 مدل سازی و با کابل به قطر ۲ سانتی متر و ضخامت ورق فولادی ۲ سانتی متر به صورت ضربدری مقاوم سازی شد. پس از اعمال نیروی جانبی ۵۰۰۰ کیلوگرم به گره شماره ۲ میزان جابجایی گره شماره ۴ مطابق شکل (۳-۳) مقدار ۵۳/۰ سانتی متر بدست آمد که با عدد بدست آمده در نمودار شکل (۲-۳) که مربوط به مقاله ی ابهری

و برقیان است ، اختلاف ناچیزی در حدود ۰/۰۱ سانتی متر دارد . لذا مدلسازی در نرم افزار به درستی انجام شده و نتیجه قابل قبول است.

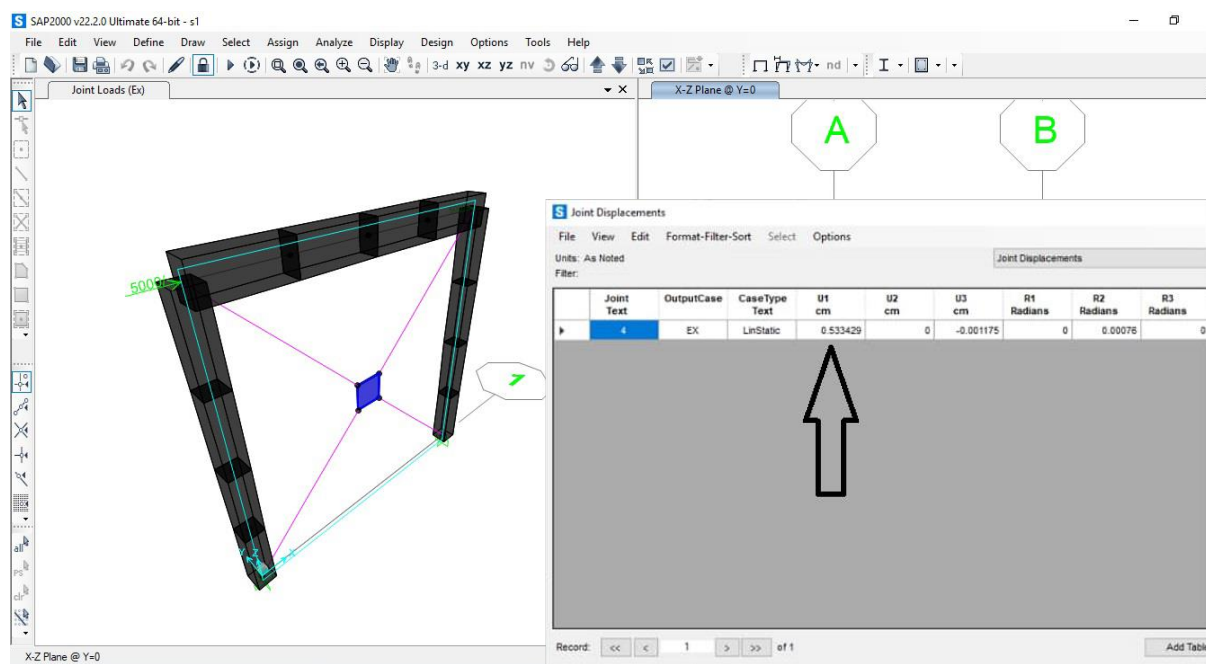


شکل (۳-۱) قاب بتنی دو بعدی مهاربندی شده توسط کابل با ورق فولادی مرکزی با ابعاد متفاوت



شکل (۳-۲) نمودار مقادیر جابجایی گره شماره ۴ در قاب بتنی دو بعدی شکل (۳-۱)

مربوط به مقاله ابهری و برقیان



شکل (۳-۳) میزان جابجایی قاب بتنی دو بعدی مدلسازی شده در نرم افزار sap

فصل اول

فصل دوم

فصل سوم

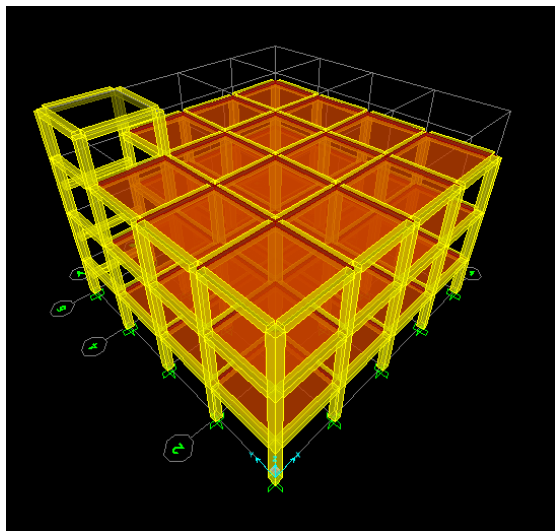
فصل چهارم
طراحی، کنترل و مقاوم سازی

فصل پنجم

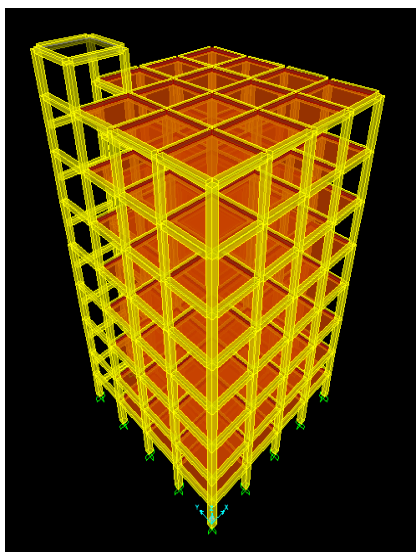


۱-۴ بررسی میزان افزایش جابجایی بام و دریافت طبقات در مرحله دوم نسبت به مرحله اول

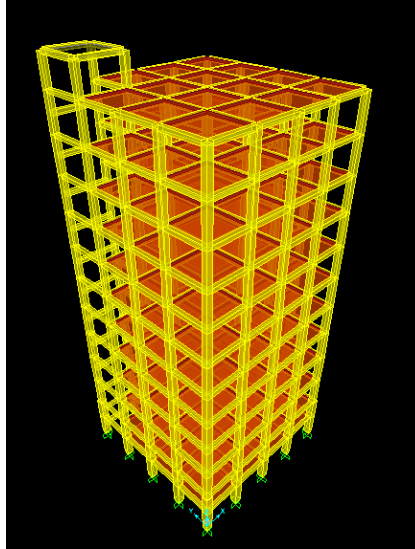
در مرحله اول طراحی مدل M3-1 الی M12-2.5 طبق ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۱۳۷۹ مبحث نهم و ویرایش ۱۳۸۵ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام شده است. در تمامی مدلها نسبت تنش ستونها و درصد آرماتورها و دریافت آنها کنترل گردیده و تا جایی که ضوابط لرزه ای اجازه داده است در حالت بهینه طراحی گردیده است. شکل (۱-۴) الی (۳-۴) تصویری سه بعدی از ساختمان بتنی مدلسازی شده در نرم افزار SAP را نشان می دهد. در مرحله دوم ضوابط جدید ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۱۳۹۲ مبحث نهم و ششم از مقررات ملی ساختمان، برهر ۲۱ مدل طراحی شده از مرحله اول اعمال شده و نمودارهای مقایسه ای درمیزان افزایش دریافت و جابجایی کل مدلها ارائه شده است.



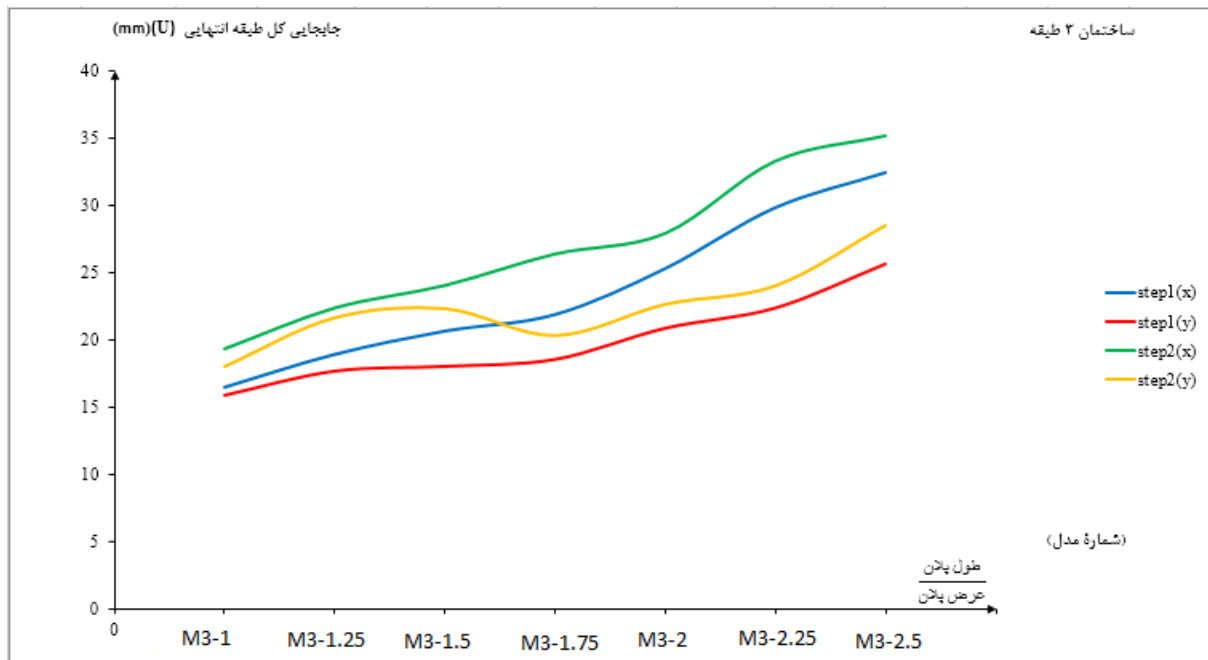
شکل (۱-۴) ساختمان بتنی سه طبقه



شکل (۲-۴) ساختمان بتنی ۸ طبقه



شکل (۳-۴) ساختمان بتنی ۱۲ طبقه

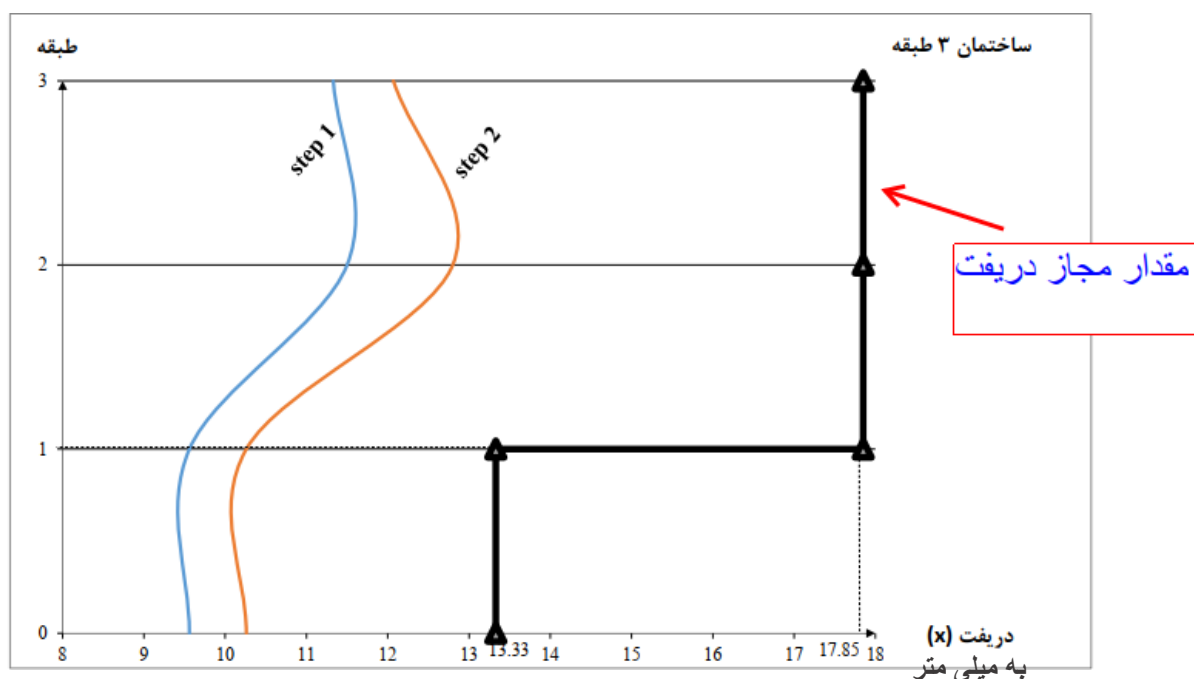


شکل (۴-۴) نمودار میزان جابجایی کل طبقه انتهایی ساختمان سه طبقه در هر یک از مدل های M3-1 الی M3-2.5 در

مرحله اول و دوم و در دو جهت X و Y

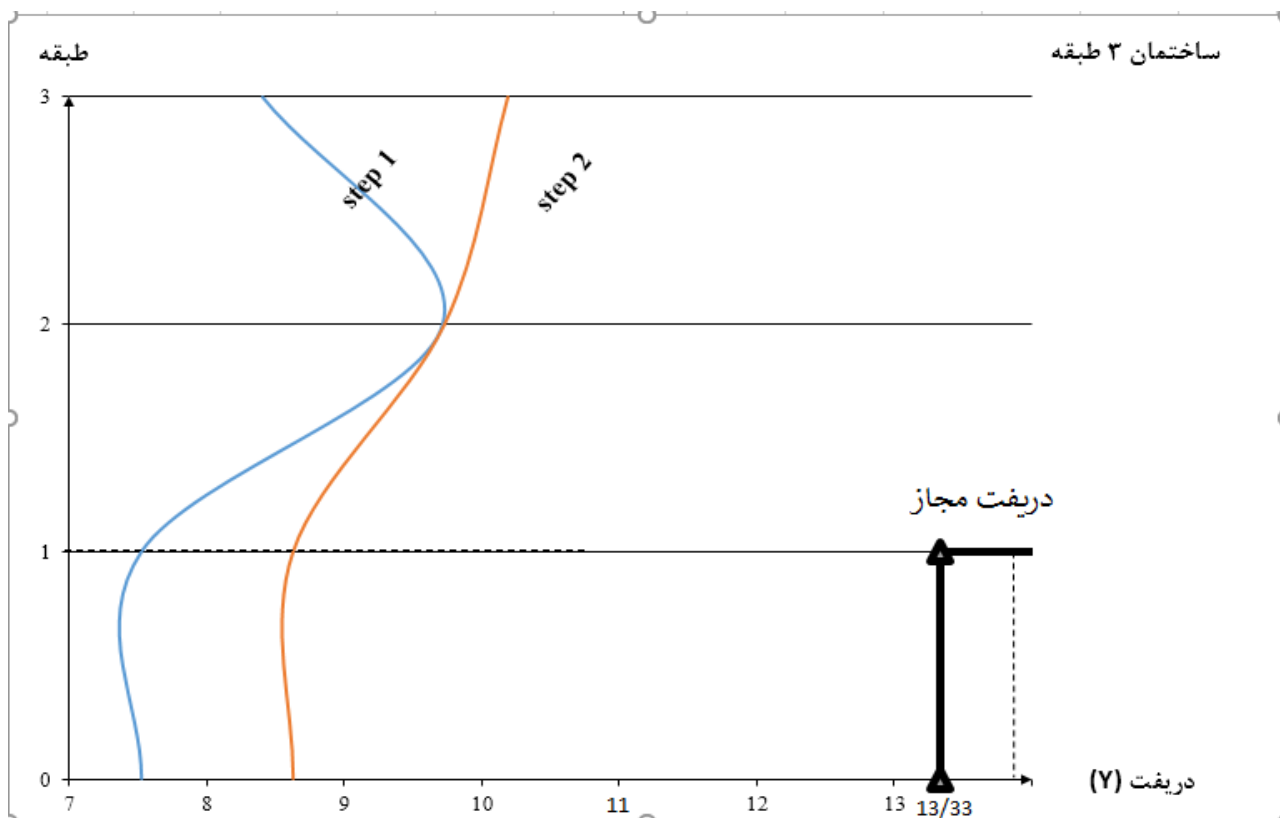
این نمودار بیانگر این است که در ساختمان سه طبقه مدل‌های طراحی شده با ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ با افزایش طول پلان میزان جابجایی بام در هر دو جهت X و Y افزایش می‌یابد و دلیل این امر نیز افزایش وزن لرزه‌ای سازه است. در مدل شماره ۴ چهار به بعد یک کاهش جزئی در میزان جابجایی در منحنی‌ها دیده می‌شود که دلیل آن هم می‌تواند به خاطر افزایش تعداد دهانه‌ها در جهت طول پلان به شش عدد باشد. این

افزایش تعداد دهانه ها باعث افزایش درجه نامعینی سازه شده و اثر مثبت آن در میزان جابجایی بام دیده می شود . هم چنین در مرحله دوم با اعمال ضوابط جدید استاندارد ۲۸۰۰ در ویرایش چهارم افزایش محسوس میزان جابجایی بام در هر دو جهت دیده می شود .



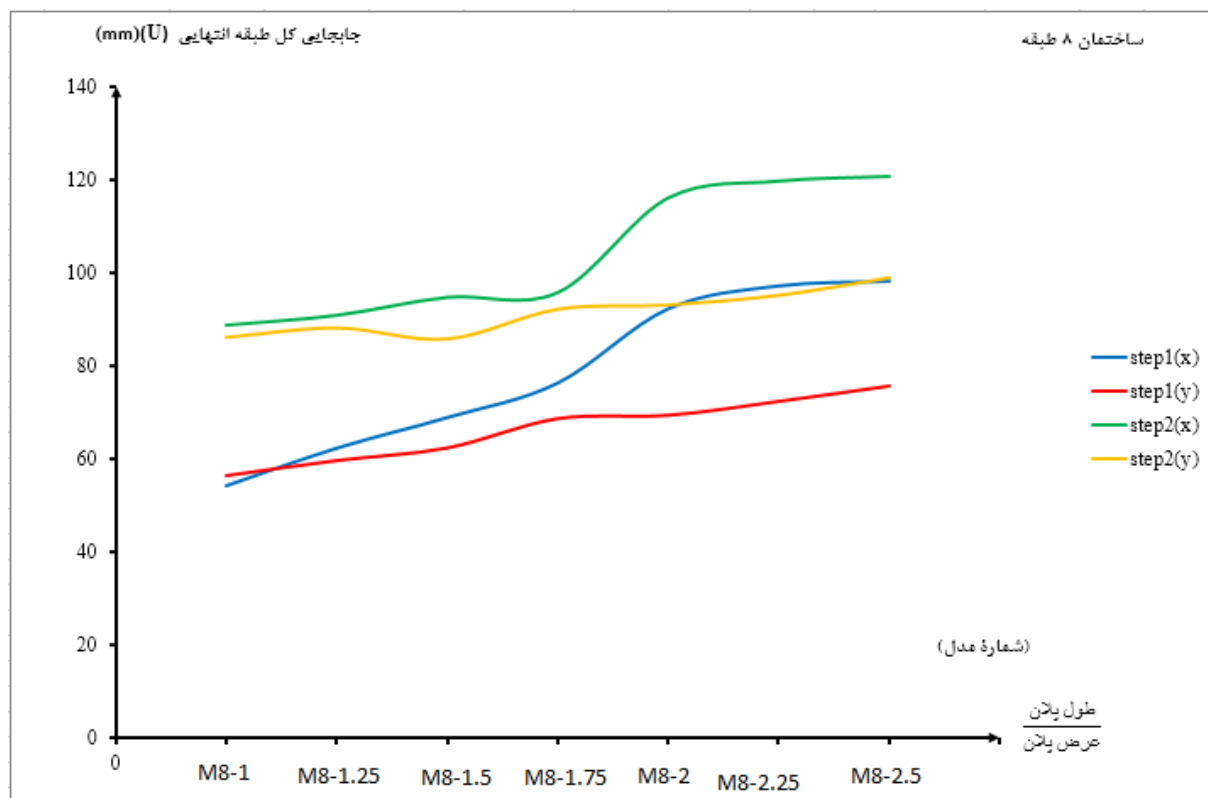
شکل (۴-۵) نمودار مقایسه دریفت طبقات ساختمان سه طبقه در جهت x با مقدار مجاز آیین نامه در مدل M3-2.5

در این نمودار مقدار مجاز دریفت طبقات در ساختمان سه طبقه با خط پر رنگ نمایش داده شده است که برای طبقه ی اول ۱۳.۳۳ و برای طبقات دوم و سوم ۱۷.۸۵ می باشد و تفاوت مقدار مجاز در طبقه اول بدلیل ارتفاع کمتر طبقه ی پیلوت است . همانطور که در نمودار فوق ملاحظه می شود میزان دریفت طبقات در جهت x در گام اول و دوم هر دو کمتر از مقادیر مجاز بوده و قابل قبول است و این بیانگر آن است که اعمال ضوابط جدید ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بر روی دریفت ساختمانهای کوتاه مرتبه اثر چندانی ندارد .



شکل (۴-۶) نمودار مقایسه دریافت طبقات ساختمان سه طبقه در جهت y با مقدار مجاز آیین نامه در مدل M3-2.5

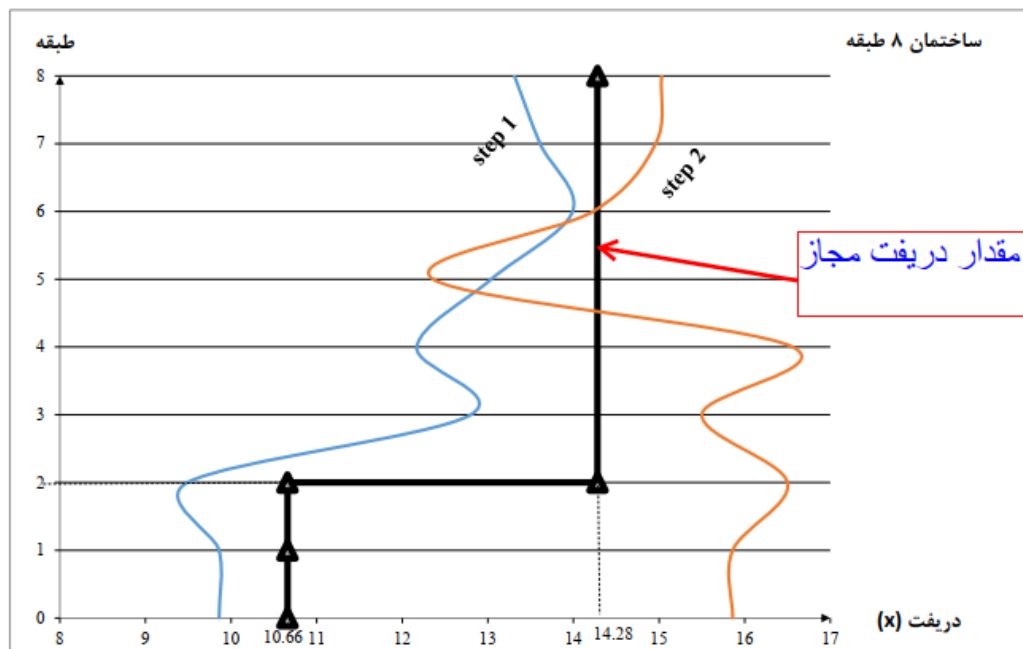
این نمودار نیز مانند نمودار قبلی میزان دریافت طبقات را در جهت y با میزان مجاز مقایسه میکند که همانطور که در نمودار مشاهده می گردد میزان دریافت طبقات قبل و بعد از اعمال ضوابط جدید آیین نامه در محدوده y مجاز بوده و از این حیث ساختمانهای کوتاه مرتبه هم چنان در محدوده y مجاز قرار دارند.



شکل (۴-۷) نمودار میزان جابجایی کل طبقه انتهایی ساختمان ۸ طبقه در هریک از مدل های M8-1 الی M8-2.5 در مرحله اول و

دوم در هر دو جهت X و Y

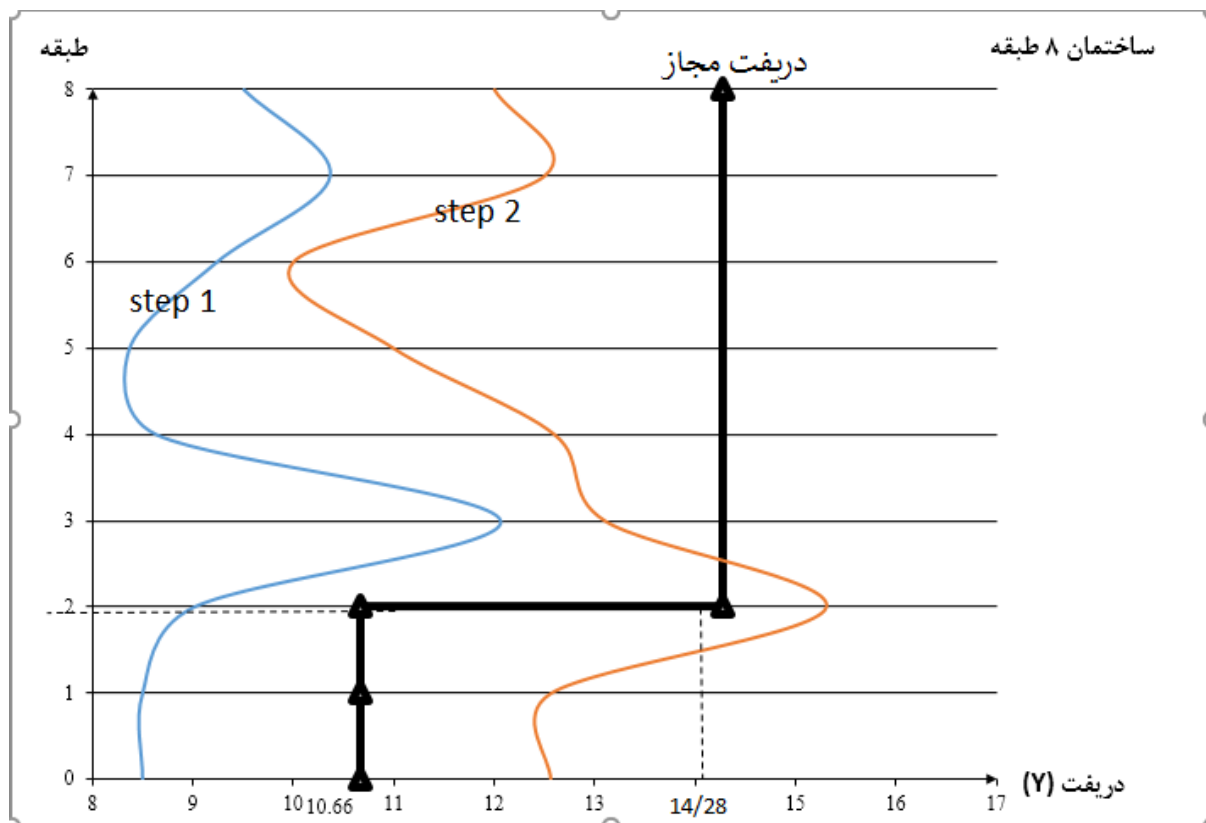
نمودار فوق میزان جابجایی کل طبقه بام را در ساختمان هشت طبقه در مرحله اول و دوم به نسبت افزایش طول در پلان نشان می دهد. همانطور که در نمودار مشاهده می شود با افزایش طول پلان میزان جابجایی بام در هر دو جهت افزایش می یابد. نکته ای که در این نمودار حائز اهمیت است این است که با افزایش طول مدلها و به دنبال آن افزایش وزن سازه میزان تاثیر ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در ویرایش چهارم مشهودتر می شود.



شکل (۴-۸) نمودار مقایسه دریفت طبقات ساختمان هشت طبقه در جهت x با مقدار مجاز آیین نامه در مدل M8-2.5 در

مرحله اول و دوم

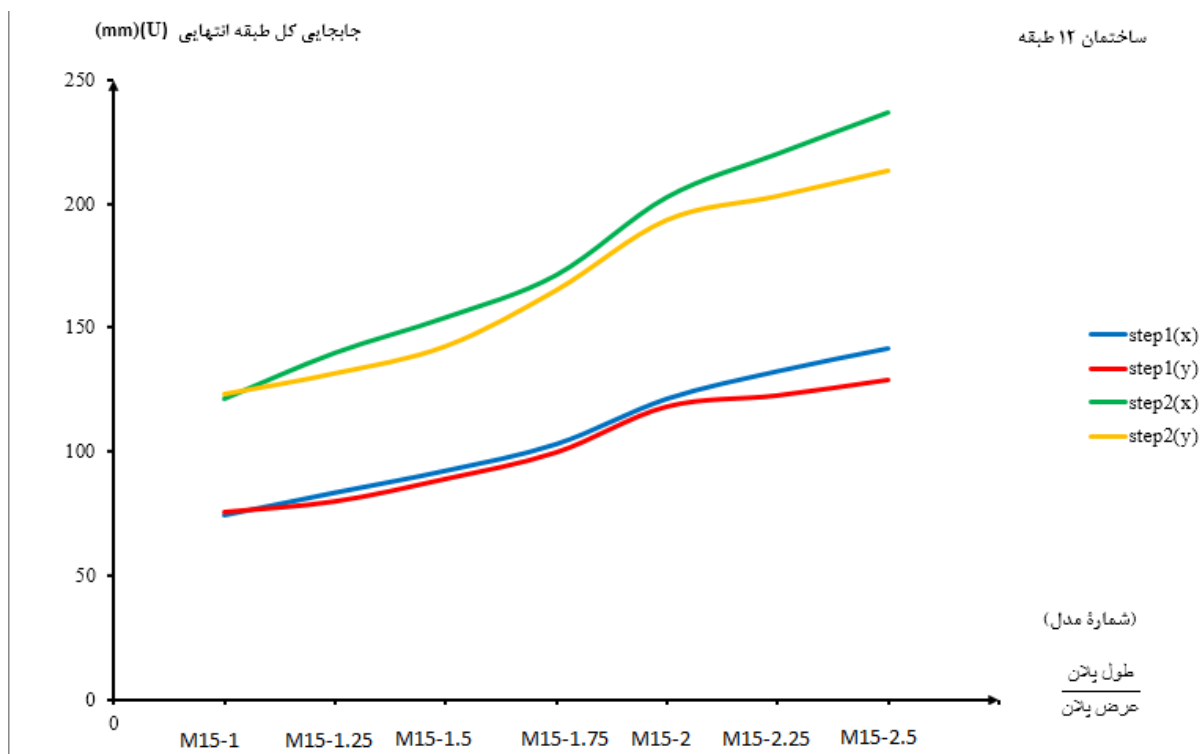
در نمودار فوق مقدار دریفت مجاز در طبقات پیلوت اول و دوم با ارتفاع کمتر (۱۰/۶۶) و در سایر طبقات (۱۴/۲۸) مشخص شده است. همانطور که در نمودار مشاهده می شود دریفت طبقات ساختمان هشت طبقه قبل از اعمال ضوابط جدید در محدوده ی مجاز بوده اند اما پس از اعمال ضوابط ویرایش چهارم تقریباً همگی در محدوده ی غیر مجاز قرار گرفته اند و این بیانگر این است که تاثیر ضوابط جدید استاندارد ۲۸۰۰ بر میزان دریفت طبقات ساختمانهای میان مرتبه زیاد است و از این حیث سازه های قدیمی میان مرتبه همگی نیاز به مقاوم سازی دارند.



شکل (۹-۴) نمودار مقایسه دریافت طبقات ساختمان هشت طبقه در جهت Y با مقدار مجاز آیین نامه در مدل M8-2.5 در

مرحله اول و دوم

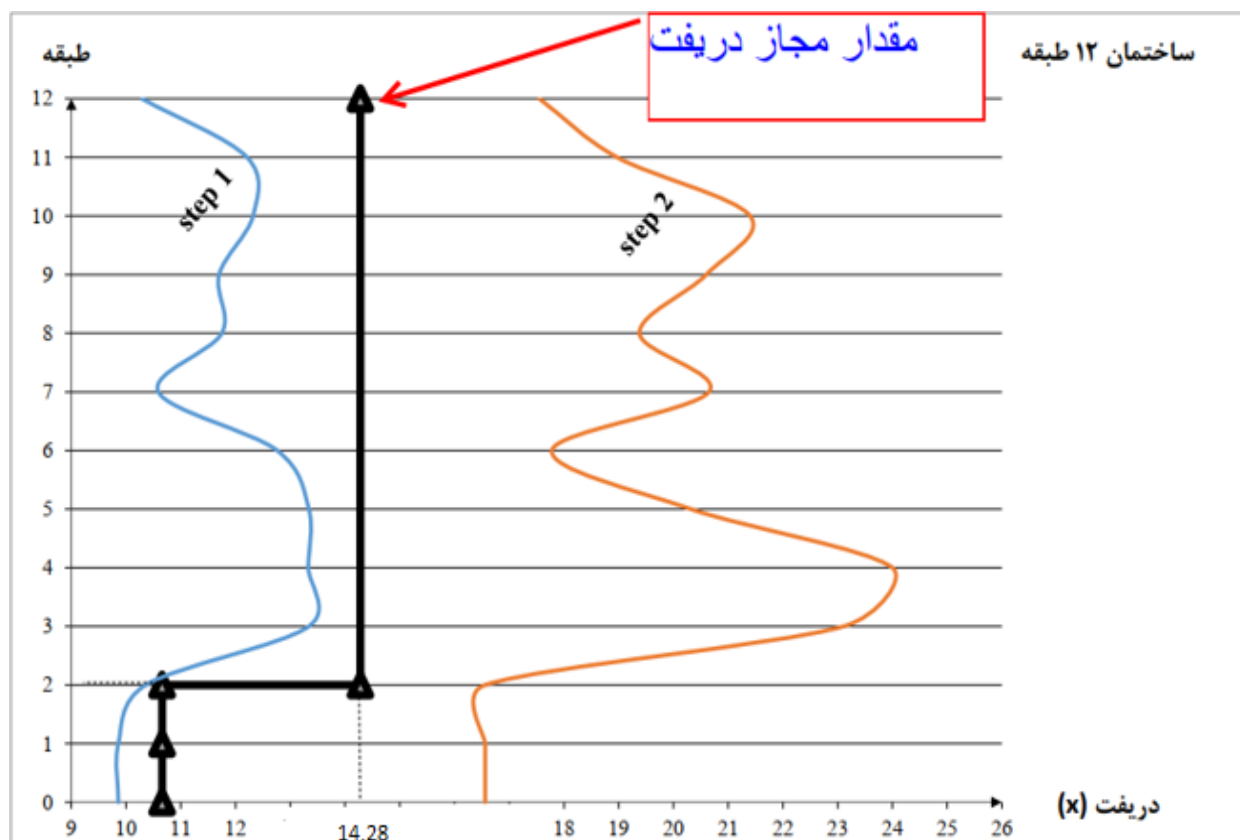
همانطور که مشاهده می شود در جهت طول چون افزایش تعداد دهانه ها اتفاق افتاده است لذا افزایش درجه نامعینی باعث کاهش میزان دریافت شده است و سازه بعد از اعمال ضوابط جدید آیین نامه در اکثر طبقات هم چنان در محدوده ی مجاز قرار دارد .



شکل (۴-۱۰) نمودار میزان جابجایی کل طبقه انتهایی ساختمان ۱۲ طبقه در هریک از مدل های M12-1 الی

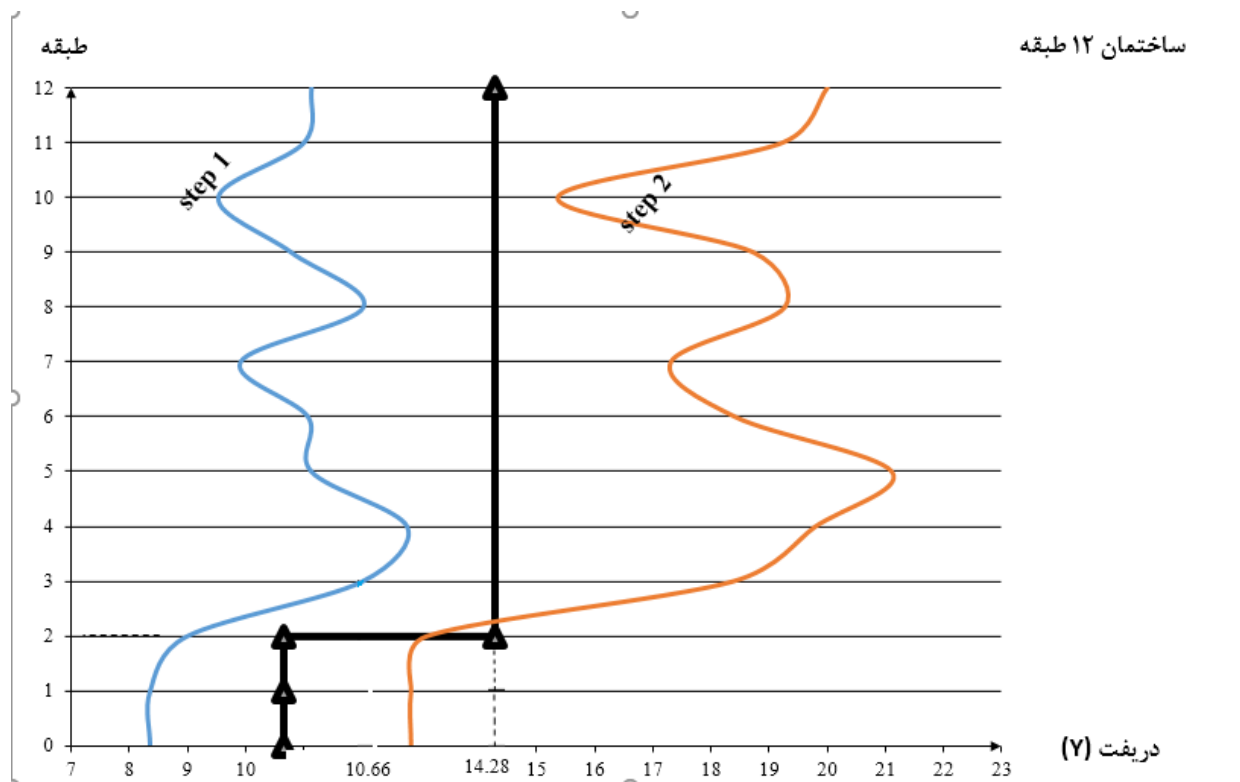
M12-2.5 در مرحله اول و دوم در هر دو جهت x و y

نمودار فوق میزان جابجایی کل بام در هر دو جهت در ساختمان ۱۲ طبقه به نسبت افزایش طول پلان نمایش می دهد. نکته ی حائز اهمیت این است که در ساختمانهای بلند مرتبه میزان تاثیر ضوابط جدید آیین نامه بر روی جابجایی کل آنها بسیار بیشتر است و این فاصله در نمودار کاملاً مشهود است.



شکل (۴-۱۱) نمودار مقایسه دریفت طبقات ساختمان دوازده طبقه در جهت x با مقدار مجاز آیین نامه در مدل M12-2.5

نمودار فوق نشان می دهد که دریفت طبقات ساختمان ۱۲ طبقه با اعمال ضوابط جدید استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم بسیار افزایش یافته و همگی خارج از محدوده ی مجاز قرار می گیرند و از این حیث تمام ساختمانهای بلند مرتبه باید مقاوم سازی شوند .



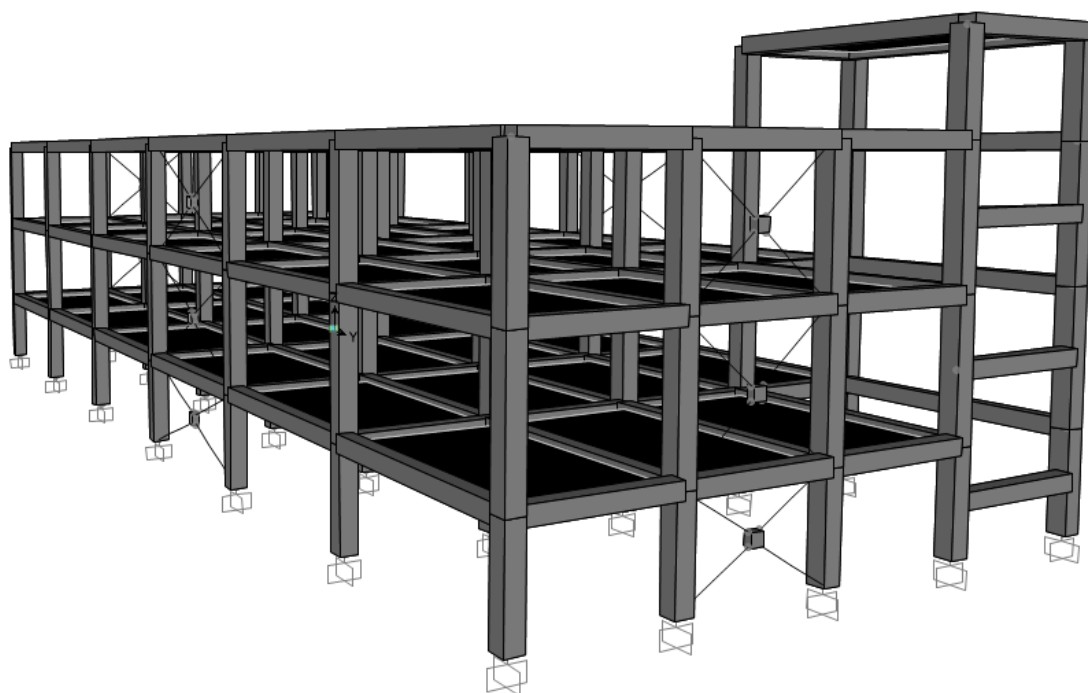
شکل (۴-۱۲) نمودار مقایسه دریفت طبقات ساختمان دوازده طبقه در جهت y با مقدار مجاز آیین نامه در مدل M12-

2.5 در مرحله اول و دوم

این نمودار نیز مانند نمودار قبل است فقط با این تفاوت که میزان دریفت طبقات را در جهت y نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می شود افزایش طول در پلان باعث شده است میزان تاثیر اعمال ضوابط جدید در افزایش دریفت طبقات در جهت y نسبت به جهت x کمتر است اما با این حال دریفت تمام طبقات در محدوده ی غیر مجاز قرار می گیرد.

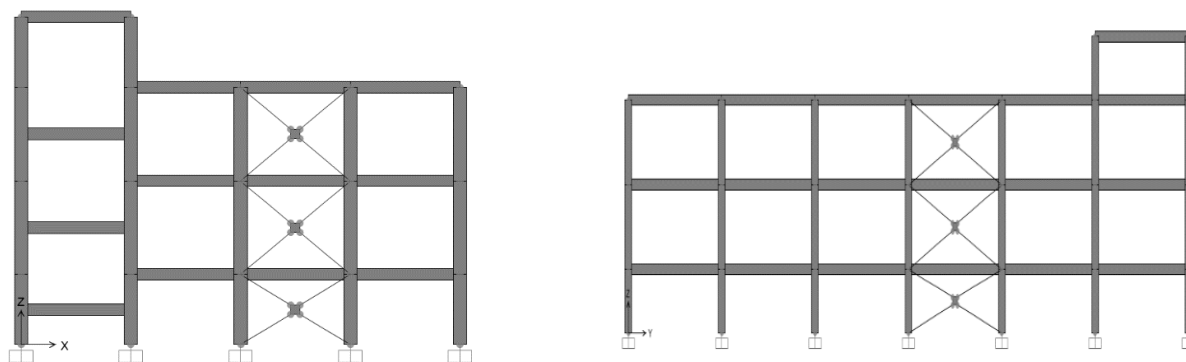
۲-۴ مقاوم سازی ۲۱ مدل توسط مهاربندی همگرای کابلی با پلیت مرکزی

۱-۲-۴ مقاوم سازی ساختمان سه طبقه

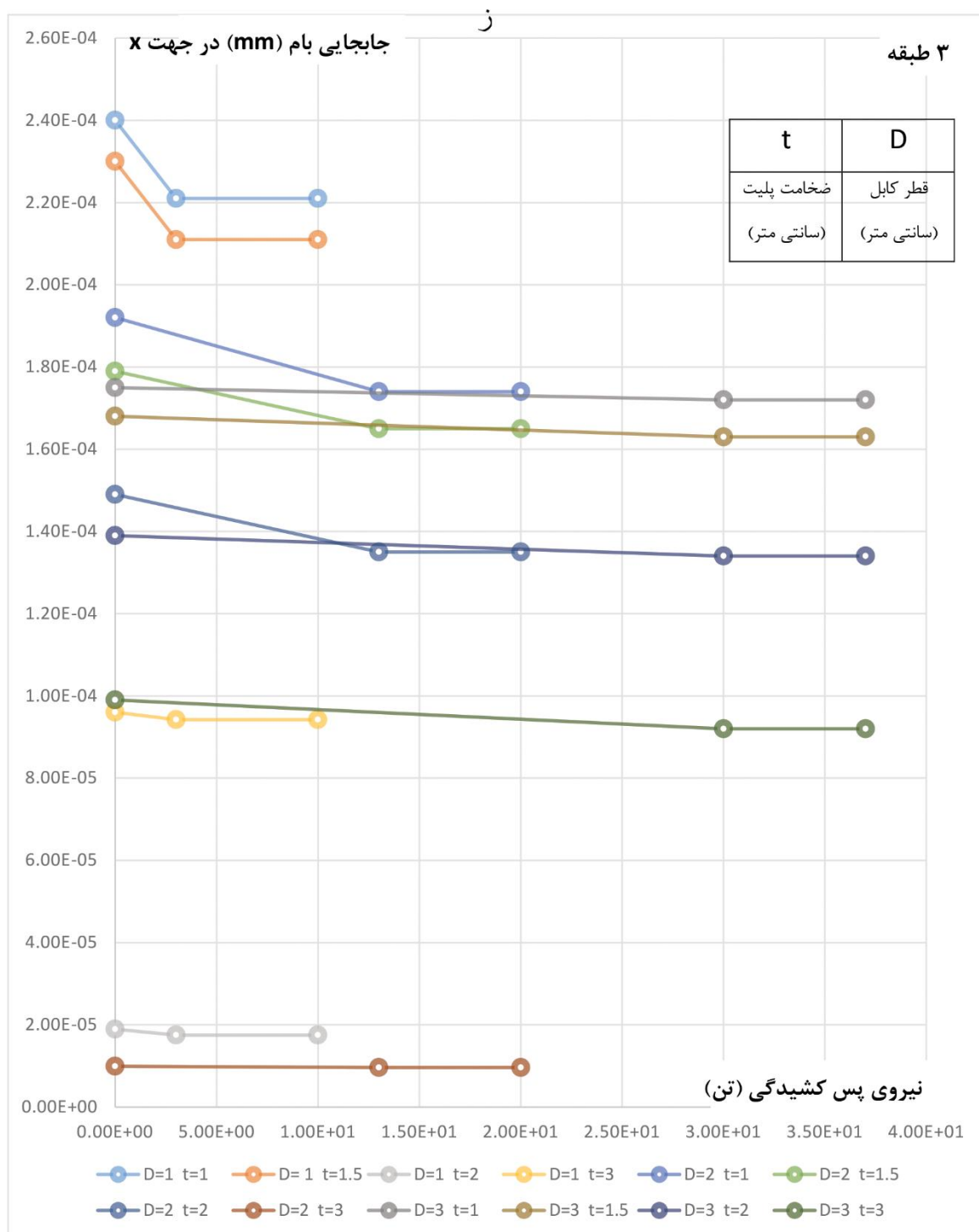


Strengthening by MRF braced with the cable and central steel plate

شکل (۴-۱۳) ساختمان سه طبقه مقاوم سازی شده (مدل M3-2.5)



شکل (۴-۱۴) نمای ساختمان ۳ طبقه مقاوم سازی شده در جهت طول و عرض



شکل (۴-۱۵) نمودار تاثیر افزایش نیروی پس کشیدگی کابل ها بر روی جابجایی بام در جهت x

شکل (۴-۱۵) میزان اثر افزایش نیروی پس کشیدگی کابلها را با قطر متفاوت و ضخامت متفاوت پلیت مرکزی بر مقدار دررفت طبقات ساختمان ۳ طبقه نشان می دهد جایی که خط نمودار افقی می شود همان مقدار نیروی پس کشیدگی مناسب کابل می باشد.

جدول (۴-۱) مفادیر نسبت دریافت، جابجایی بام و نسبت تنش ستون بحرانی در مرحله اول و دوم و سوم

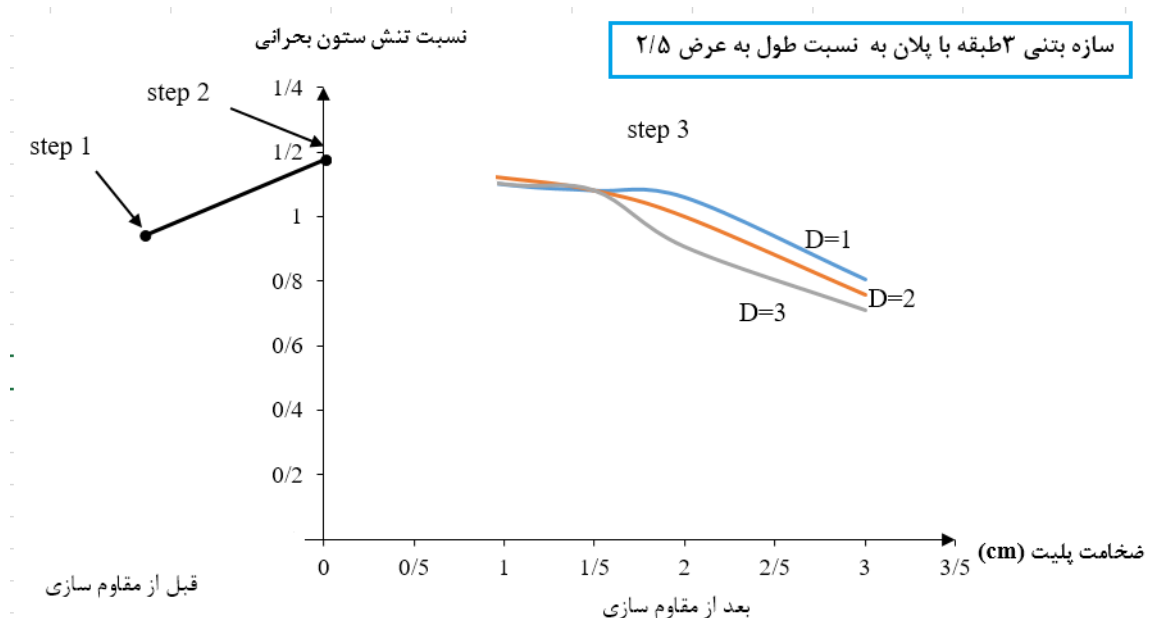
سازه بتنی ۳ طبقه با پلان به نسبت طول به عرض ۲/۵									
نسبت دریافت طبقه اول					نسبت دریافت طبقه دوم				
در جهت Y		در جهت X		در جهت Y	در جهت X		در جهت Y	در جهت X	
طراحی با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش دوم (Step ۱)		0/0031		0/00398	0/00303		0/00359	0/002625	
کنترل با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش دوم		OK		OK	OK		OK	OK	
مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم (Step ۲)		0/00359		0/0042	0/00304		0/004	0/00198	
کنترل با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم		OK		OK	OK		OK	OK	
Step ۳		PL 30*30*1		1/75E-04	1/46E-04		1/38E-04	1/59E-04	
		PL 30*30*1/5		1/50E-04	1/46E-04		1/31E-04	1/59E-04	
		PL 30*30*2		1/50E-04	1/46E-04		1/31E-04	1/59E-04	
		PL 30*30*3		8/75E-05	1/50E-04		8/40E-05	1/31E-04	
		PL 30*30*1		1/71E-04	1/45E-04		1/40E-04	1/59E-04	
		PL 30*30*1/5		1/50E-04	1/46E-04		1/31E-04	1/59E-04	
		PL 30*30*2		1/49E-04	1/45E-04		1/28E-04	1/54E-04	
		PL 30*30*3		2/50E-05	3/75E-05		2/18E-05	2/81E-05	
		PL 30*30*1		1/76E-04	1/48E-04		1/37E-04	1/58E-04	
		PL 30*30*1/5		1/50E-04	1/46E-04		1/31E-04	1/59E-04	
		PL 30*30*2		9/58E-05	9/58E-05		1/12E-04	1/25E-04	
		PL 30*30*3		2/10E-05	3/71E-05		2/15E-05	2/78E-05	
		D=1 cm p=3 ton		1/46E-04		1/38E-04	1/59E-04		1/47E-04
				1/50E-04		1/31E-04	1/59E-04		1/25E-04
				1/50E-04		1/31E-04	1/59E-04		1/25E-04
				8/75E-05		1/50E-04	8/40E-05		1/31E-04
		D=2 cm p=13 ton		1/45E-04		1/40E-04	1/59E-04		1/45E-04
				1/50E-04		1/31E-04	1/59E-04		1/24E-04
				1/49E-04		1/28E-04	1/54E-04		1/24E-04
				2/50E-05		3/75E-05	2/18E-05		2/81E-05
		D=3 cm p=30 ton		1/48E-04		1/37E-04	1/58E-04		1/47E-04
				1/50E-04		1/31E-04	1/59E-04		1/24E-04
				9/58E-05		1/12E-04	1/25E-04		1/13E-04
				2/10E-05		3/71E-05	2/15E-05		2/78E-05

ستون بحرانی	D	P	STEP1	STEP2	STEP3
ستون اطراف دهانه					
مهاربندی در طبقه اول	قطر کابل	نیروی پس کشیدگی	مرحله اول	مرحله دوم	مرحله سوم
	(سانتی متر)	مناسب کابل			

جدول (۲-۴) مقایسه نسبت دریافت طبقات ساختمان ۳ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با ضخامت ورق مرکزی ۲ سانتی متر و قطر های متفاوت کابل

طبقه	نسبت دریافت قبل از مقاوم سازی	نسبت دریافت بعد از مقاوم سازی	درصد بهبود
اول	0/0042	D=1 1/46E-04	96/52
		D=2 1/45E-04	96/54
		D=3 9/58E-05	97/71
میانی	0/004	D=1 1/59E-04	96/02
		D=2 1/54E-04	96/15
		D=3 1/25E-04	96/87
آخر	0/00377	D=1 1/63E-04	95/67
		D=2 1/56E-04	95/86
		D=3 1/44E-04	96/18

جدول (۲-۴) مقایسه ای عددی بین میزان نسبت دریافت طبقات ساختمان ۳ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با مهاربند همگرای کابلی با پلیت مرکزی را نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می شود درصد بهبود نسبت دریافت همه ی طبقات بالای ۹۵ درصد بوده و از این حیث مقاوم سازی ساختمانهای کوتاه مرتبه با این سیستم مطلوب به نظر می رسد.

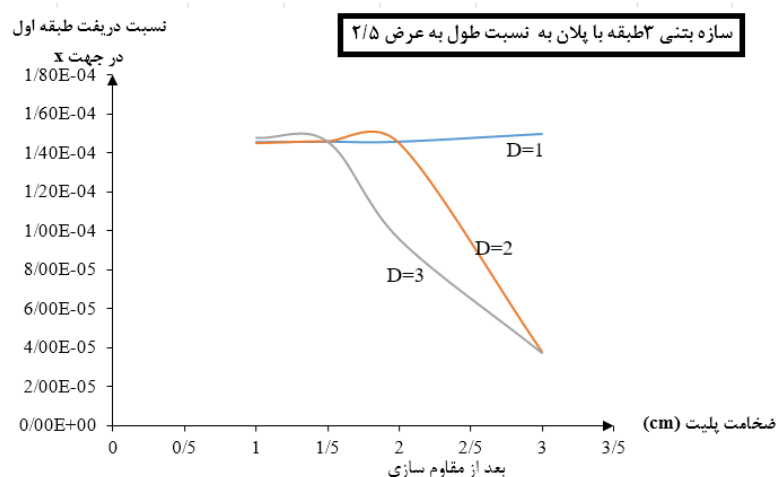


شکل (۱۶-۴) نمودار مقایسه نسبت تنش ستون بحرانی به ازای ضخامت ورق مرکزی و قطر کابل متفاوت قبل و بعد از

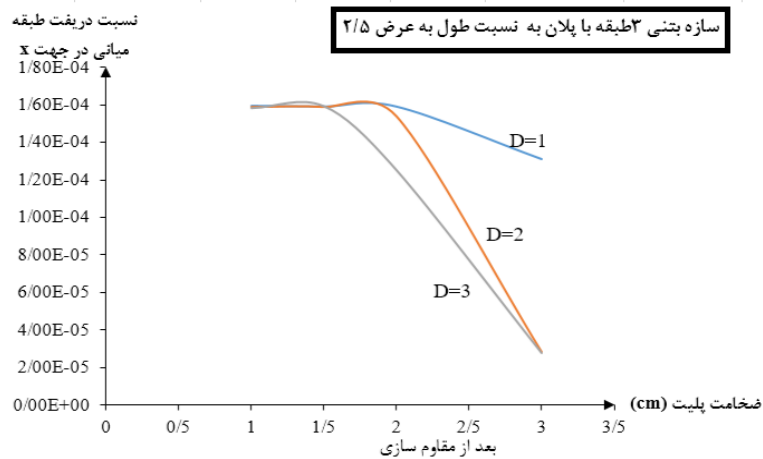
مقاوم سازی

نمودار (۴-۱۶) میزان تاثیر مقاوم سازی توسط مهاربندی کابلی با پلیت مرکزی با قطر کابل متفاوت و ضخامت پلیت متفاوت را بر روی کاهش نسبت تنش ستون بحرانی اطراف دهانه ی مهاربندی در طبقه ی اول نشان میدهد. سمت چپ نمودار نسبت تنش همان ستون بحرانی را قبل از مقاوم سازی و در گام اول و دوم نشان میدهد. همانطور که مشاهده میشود میزان نسبت تنش ستون بحرانی مذکور در گام اول زیر یک و مجاز بوده است و با اعمال ضوابط جدید ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بیشتر از یک شده است و در محدوده ی غیر مجاز قرار گرفته است. پس از مقاوم سازی این مقدار کاهش یافته به طوری که در ضخامت پلیت بیشتر از ۱/۵ سانتی متر و قطر کابل بیشتر از یک سانتی متر این مقدار به زیر یک آمده است و از این حیث نیز مقاوم سازی ساختمانهای کوتاه مرتبه با این سیستم باربر جانبی منطقی به نظر میرسد. لازم است به این نکته نیز اشاره شود که میزان نیروی پس کشیدگی اعمال شده به کابلها همان نیروی پس کشیدگی مناسب است که در جدول شماره (۵-۱) فصل پنجم آمده است.

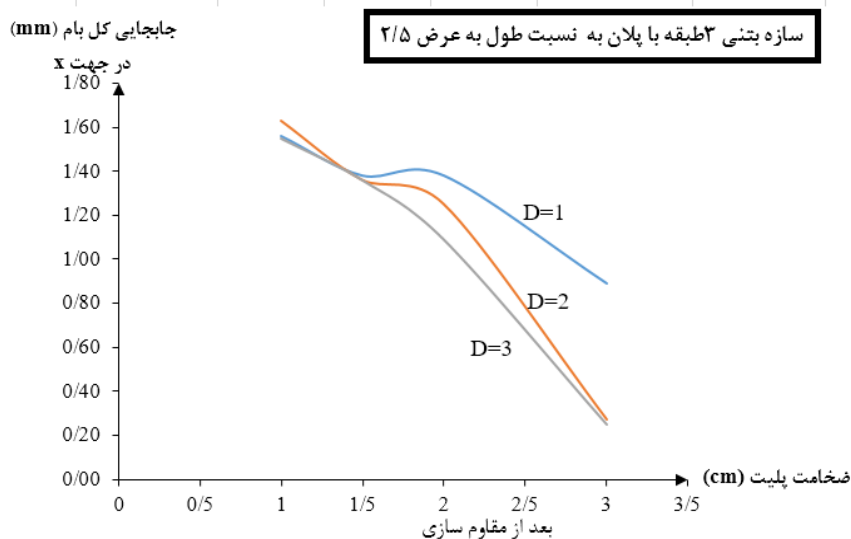
نمودار های شماره ی (۴-۱۷) الی (۴-۱۹) تاثیر افزایش ضخامت پلیت را با قطرهای متفاوت کابل در میزان نسبت دریافت طبقه اول، میانی و انتهایی در جهت X در طبقات ساختمان سه طبقه نشان می دهد. با دقت در نمودار ها این طور برداشت می شود که قطر کابل ۲ و ۳ با ضخامت پلیت بیشتر از ۲ سانتی متر بر روی میزان دریافت طبقات در ساختمان های کوتاه مرتبه تاثیر کاهشی بیشتری دارد.



شکل (۴-۱۷) نمودار نسبت دریافت طبقه اول به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت X



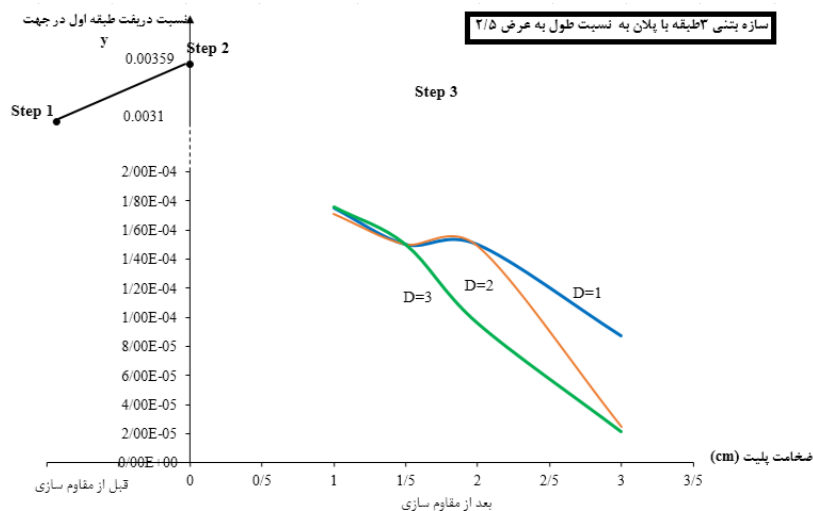
شکل (۴-۱۸) نمودار نسبت دریفت طبقه میانی به ازی ضخامت پلیت متفاوت در جهت X



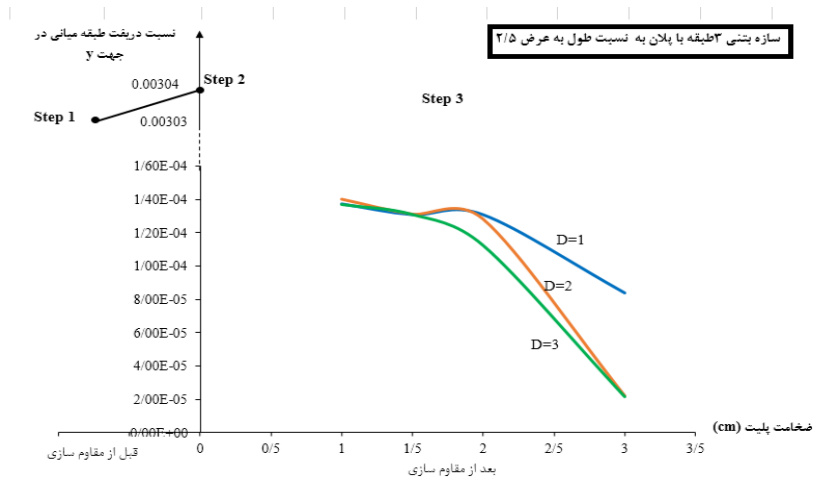
شکل (۴-۱۹) نمودار نسبت دریفت طبقه انتهایی به ازی ضخامت پلیت متفاوت در جهت X

نمودارهای شکل (۴-۲۰) الی (۴-۲۲) نیز مانند قبل تاثیر افزایش ضخامت پلیت با قطرهای متفاوت کابل را بر روی مقدار نسبت دریفت طبقات ساختمان سه طبقه نشان می دهد با این تفاوت که این میزان نسبت دریفت در جهت Y است در سمت چپ نمودار نیز به منظور

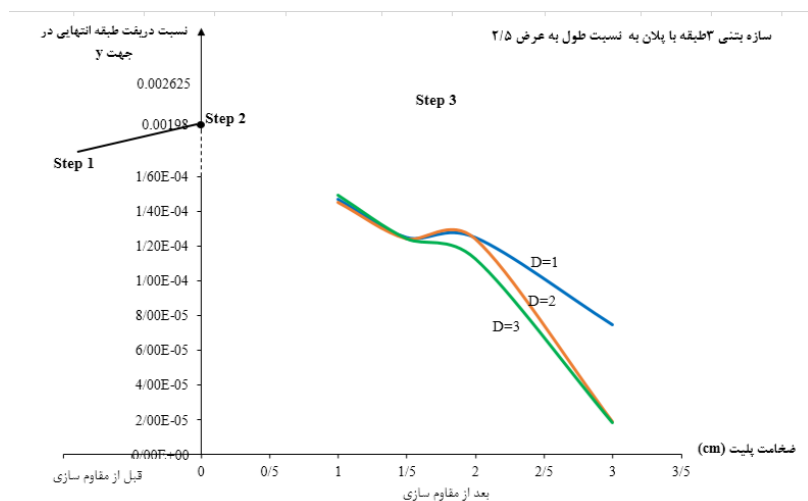
مقایسه ی این مقادیر با گام اول و دوم خطی رسم شده است که مقادیر نسبت دریفت را در گام اول و دوم مشخص نموده است.



شکل (۴-۲۰) نمودار نسبت دریفتم طبقه انتهایی به ازی ضخامت پلیت متفاوت در جهت Y

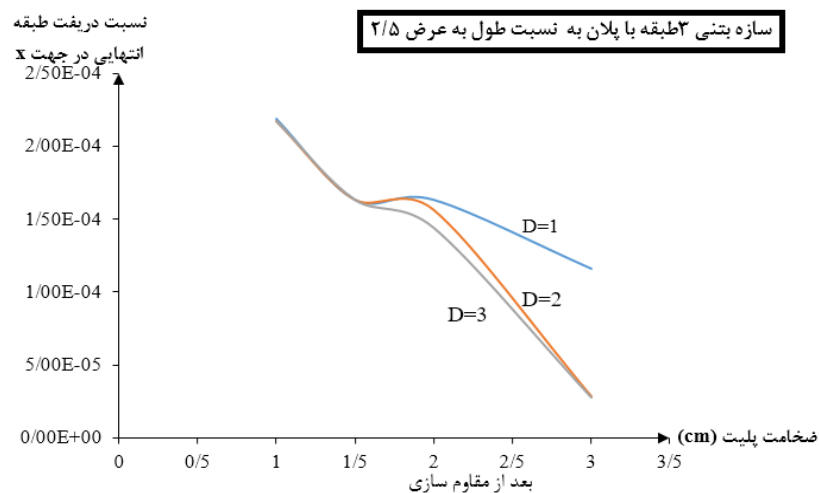


شکل (۴-۲۱) نمودار نسبت دریفتم طبقه انتهایی به ازی ضخامت پلیت متفاوت در جهت Y

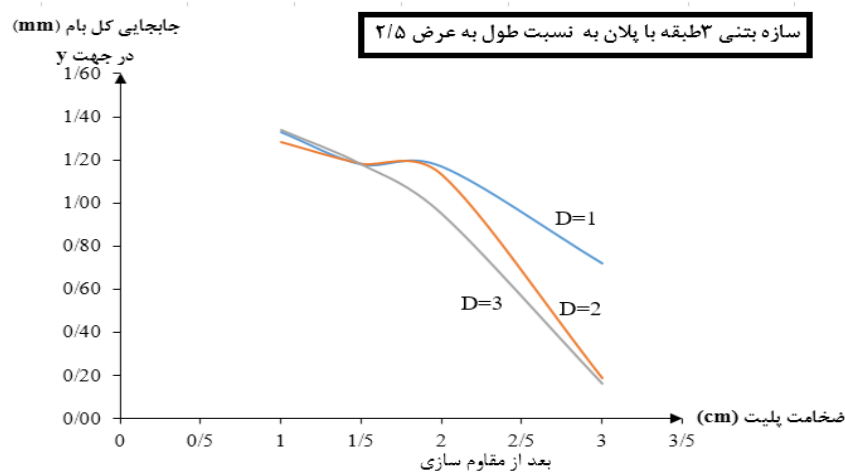


شکل (۴-۲۲) نمودار نسبت دریفتم طبقه انتهایی به ازی ضخامت پلیت متفاوت در جهت Y

نمودار (۴-۲۳) و (۴-۲۴) میزان تاثیر افزایش ضخامت پلیت با قطرهای متفاوت کابل را بر روی جابجایی کل بام در هر دو جهت نشان میدهد. همانطور که مشاهده می شود با افزایش ضخامت پلیت و قطر کابل میزان جابجایی کل بام بهبود می یابد.

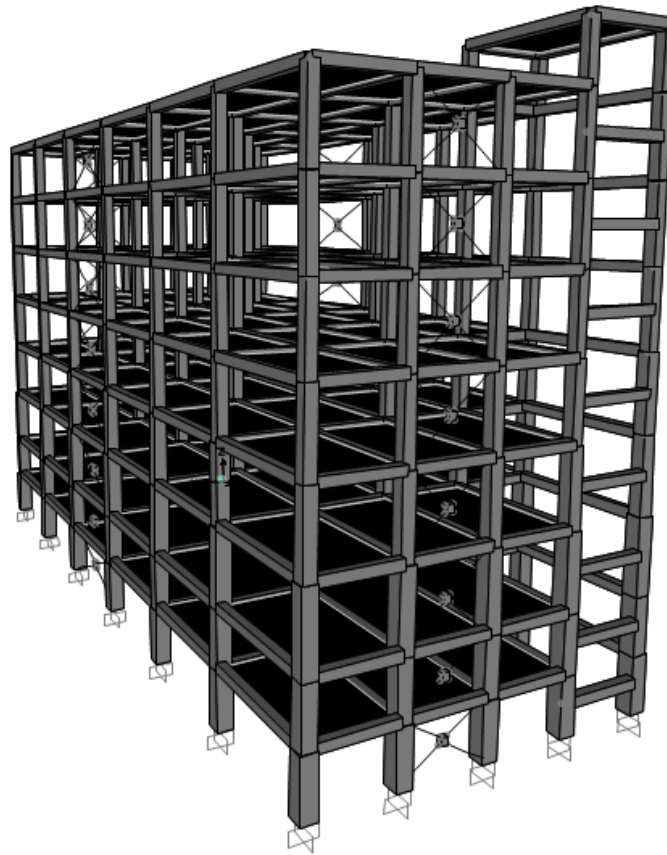


شکل (۴-۲۳) نمودار جابجایی کل بام در جهت X به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت

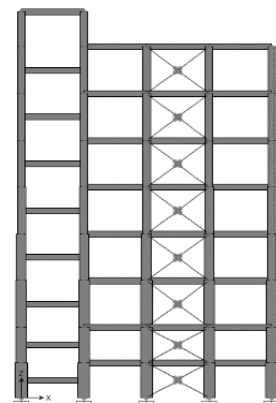
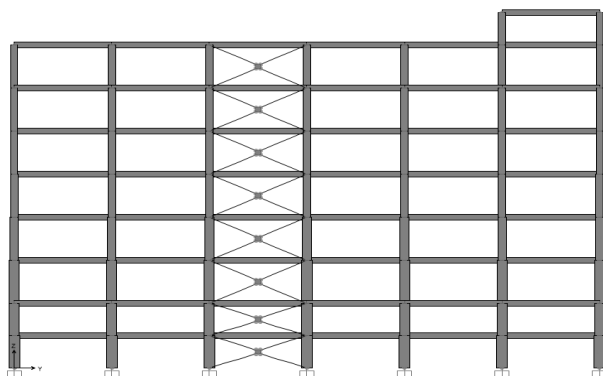


شکل (۴-۲۴) نمودار جابجایی کل بام در جهت Y به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت

۲-۲-۴ مقاوم سازی ساختمان ۸ طبقه



شکل (۴-۲۵) ساختمان ۸ طبقه مقاوم سازی شده



Strengthening by MRF braced with the cable and central steel plate

شکل (۴-۲۶) نمای ساختمان ۸ طبقه مقاوم سازی شده در جهت طول و عرض

جدول (۳-۴) مقادیر نسبت دریافت، جابجایی بام و نسبت تنش ستون بحرانی در مرحله اول و دوم و سوم ساختمان ۸ طبقه

سازه پنتی ۸ طبقه با پلان به نسبت طول به عرض ۲/۵																		
		نسبت ارتفاع طبقه اول				نسبت ارتفاع طبقه چهارم				نسبت ارتفاع طبقه هشتم				نسبت کل ارتفاع (مقیاس متر)			نسبت تنش ستون بحرانی طبقه اول	
		تر جعبه ۷		تر جعبه ۸		تر جعبه ۷		تر جعبه ۸		تر جعبه ۷		تر جعبه ۸		تر جعبه ۷		تر جعبه ۸		
		X		X		X		X		X		X		75/63		98/27		
		0/002653		0/0043		0/002696		0/0044		0/002968		0/00375		98/27		0/966		
(Step ۱)	طراحی با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش دوم	0/002653		0/0043		0/002696		0/0044		0/002968		0/00375		98/27		0/966		
	کنترل با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش دوم	OK		OK		OK		OK		OK		OK		OK		OK		
(Step ۲)	مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم	0/005112		0/004956		0/003237		0/005175		0/00375		0/00469		99/06		121		
	کنترل با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم	N G		N G		OK		N G		OK		N G		N G		N G		
Step ۳		PL.30*30*1	3/90E-06	4/50E-06	4/20E-06	4/90E-06	4/00E-06	4/10E-06	3/30E-01	3/35E-01	1/32 N G							
		PL.30*30*1/5	3/80E-06	4/10E-06	4/00E-06	4/50E-06	4/00E-06	4/00E-06	3/30E-01	3/30E-01	1/26 N G							
		PL.30*30*2	3/80E-06	3/80E-06	3/50E-06	2/70E-06	3/10E-06	2/50E-06	1/11E-01	1/20E-01	0/95							
		PL.30*30*3	3/50E-06	3/80E-06	3/00E-06	2/40E-06	3/00E-06	2/30E-06	1/01E-01	1/05E-01	0/78							
	D=1 cm p=4/5 ton	2/90E-06	3/00E-06	3/30E-06	4/10E-06	3/10E-06	3/50E-06	2/00E-01	2/11E-01	1/23 N G								
		PL.30*30*1/5	2/70E-06	2/50E-06	2/90E-06	3/10E-06	3/30E-06	2/00E-01	2/05E-01	1/18 N G								
		PL.30*30*2	7/00E-07	4/00E-07	8/80E-07	4/00E-07	7/40E-07	4/80E-07	7/70E-02	8/80E-02	0/7							
	D=2 cm p=14 ton	6/50E-07	3/80E-07	8/50E-07	3/90E-07	7/90E-07	4/80E-07	6/60E-02	7/10E-02	8/80E-02	0/51							
		PL.30*30*1	2/80E-06	2/90E-06	3/30E-06	3/90E-06	3/00E-06	3/40E-06	1/98E-01	2/10E-01	1/25 N G							
		PL.30*30*1/5	2/50E-06	2/50E-06	2/80E-06	3/10E-06	3/00E-06	3/20E-06	1/90E-01	2/05E-01	1/14 N G							
	PL.30*30*2	7/00E-07	7/80E-07	7/80E-07	3/90E-07	7/40E-07	4/81E-07	7/50E-02	8/80E-02	0/69								
	D=3 cm p=33 ton	6/30E-07	3/10E-07	7/90E-07	3/90E-07	7/50E-07	4/80E-07	6/10E-02	6/80E-02	0/509								



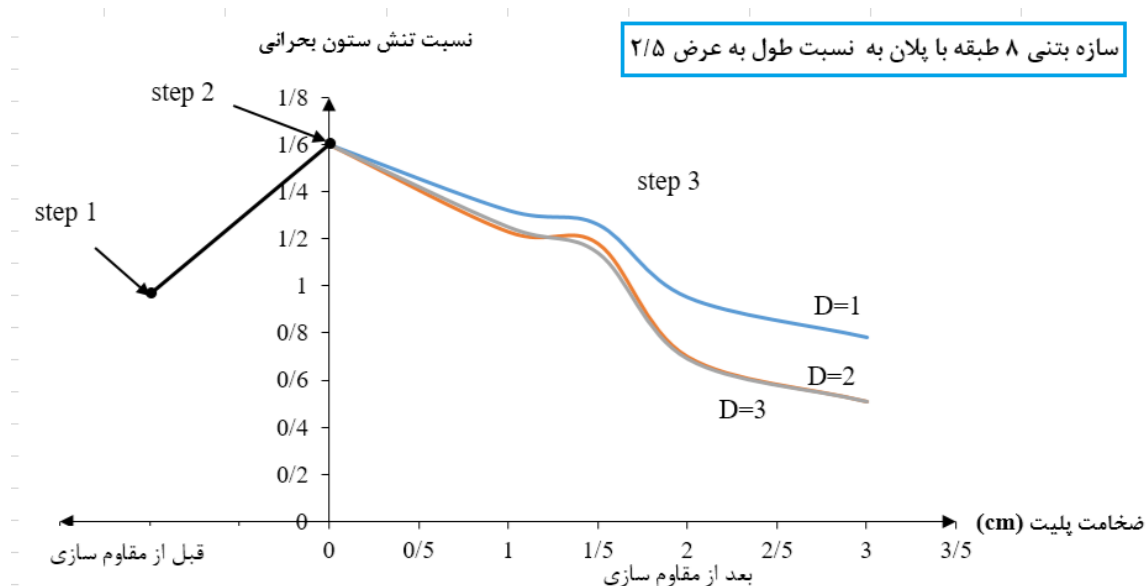
شکل (۴-۲۷) نمودار تاثیر افزایش نیروی پس کشیدگی کابل ها بر روی جابجایی بام ساختمان ۸ طبقه در جهت x

نمودار (۴-۲۷) میزان تاثیر نیروی پس کشیدگی کابل ها با قطر متفاوت و ضخامت پلیت متفاوت را بر روی جابجایی بام در جهت X نشان میدهد نیروی پس کشیدگی مناسب نقطه ای از منحنی است که بعد از آن شیب خط صفر شود.

جدول (۴-۴) مقایسه نسبت دریافت طبقات ساختمان ۸ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با ضخامت ورق مرکزی ۲ سانتی متر و قطر های متفاوت کابل

طبقه	نسبت دریافت قبل از مقاوم سازی	نسبت دریافت بعد از مقاوم سازی	درصد بهبود
اول	0/004956	D=1 3/80E-06	99/92
		D=2 4/00E-07	99/99
		D=3 3/50E-07	99/99
میانی	0/005175	D=1 2/70E-06	99/94
		D=2 4/00E-07	99/99
		D=3 3/90E-07	99/99
آخر	0/00469	D=1 2/50E-06	99/94
		D=2 4/80E-07	99/98
		D=3 4/81E-07	99/98

جدول (۴-۴) مقایسه ای عددی بین میزان نسبت دریافت طبقات ساختمان ۸ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با مهاربند همگرای کابلی با پلیت مرکزی را نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می شود درصد بهبود نسبت دریافت همه ی طبقات بالای ۹۹ درصد بوده و از این حیث مقاوم سازی ساختمانهای میان مرتبه با این سیستم بسیار مطلوب به نظر می رسد.



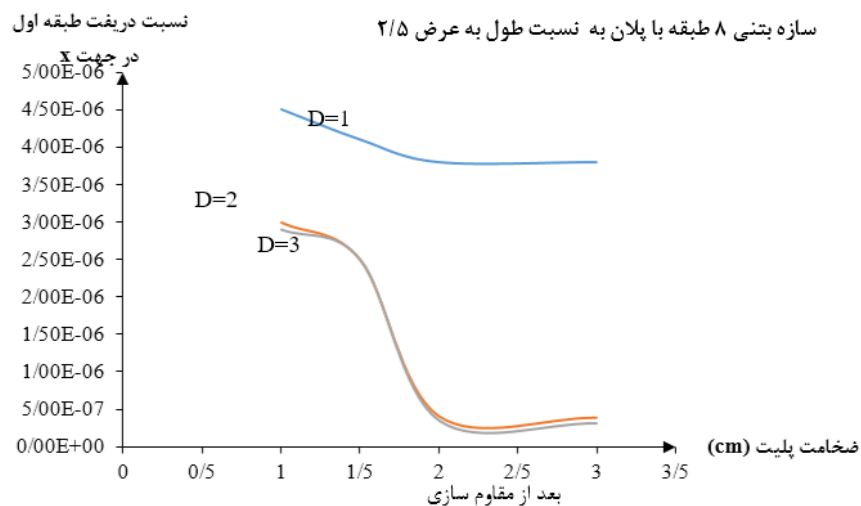
شکل (۴-۲۸) نمودار مقایسه نسبت تنش ستون بحرانی به ازای ضخامت ورق مرکزی و قطرهای متفاوت کابل قبل و بعد از

مقاوم سازی

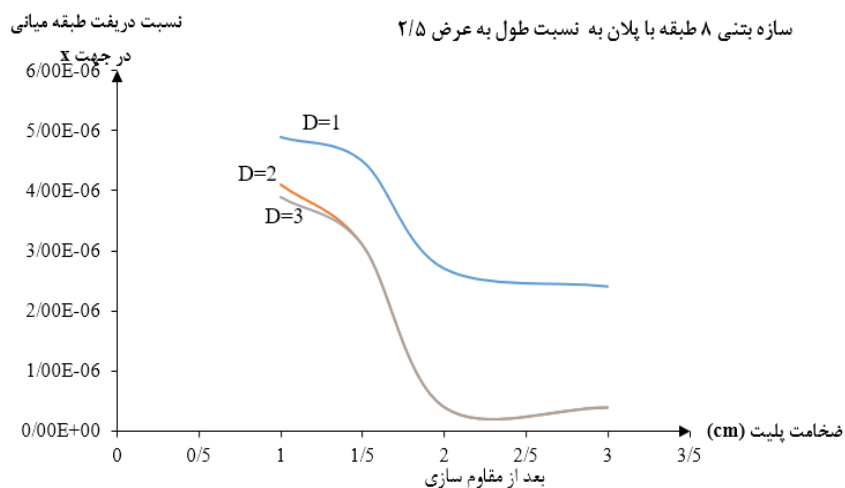
شکل (۴-۲۸) تاثیر مقاوم سازی ساختمان هشت طبقه را بر روی نسبت تنش ستون بحرانی طبقه اول نشان می دهد. همانطور که در این نمودار مشاهده می شود اعمال ضوابط جدید آیین نامه ۲۸۰۰ بر روی سازه بتنی هشت طبقه موجب افزایش نسبت تنش ستون بحرانی به بالای عدد یک شده است و پس از مقاوم سازی با مهاربند همگرای کابلی با پلیت مرکزی با ضخامت کابل متفاوت و قطر کابل متفاوت این مقدار مجدد به زیر یک آمده است. لازم است به این نکته نیز اشاره شود که میزان نیروی پس کشیدگی اعمال شده همان نیروی پس کشیدگی مناسب است که در جدول (۵-۱) فصل پنجم آمده است.

نمودارهای (۴-۲۹) الی (۴-۳۱) میزان تاثیر افزایش ضخامت پلیت با قطر کابلهای متفاوت را بر روی نسبت دریافت طبقات در جهت X نشان می دهد.

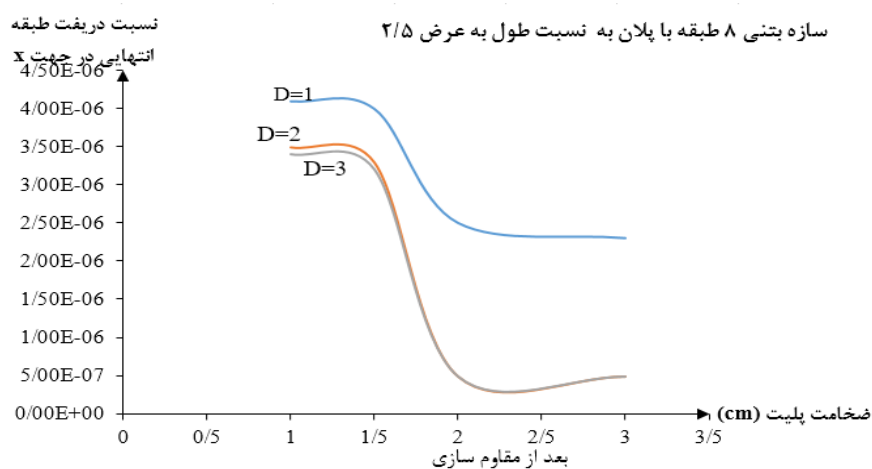
همانطور که مشاهده می شود ضخامت پلیت بیشتر از ۲ سانتی متر با قطر کابل بیشتر از ۲ سانتی متر بیشترین تاثیر مثبت بر روی دریافت طبقات داشته است.



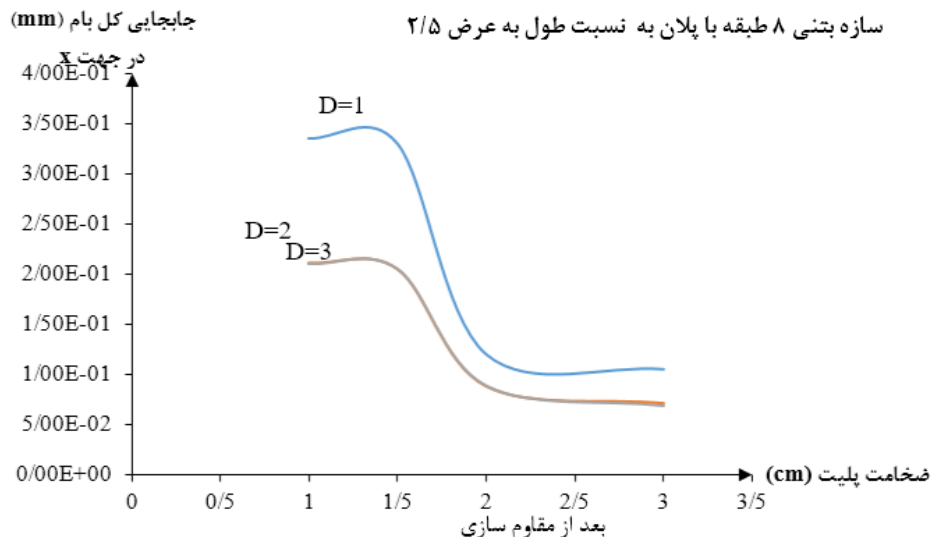
شکل (۴-۲۹) نمودار نسبت دریافت طبقه اول به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت X



شکل (۴-۳۰) نمودار نسبت دریافت طبقه میانی به ازای ضخامت پلیت متفاوت در جهت

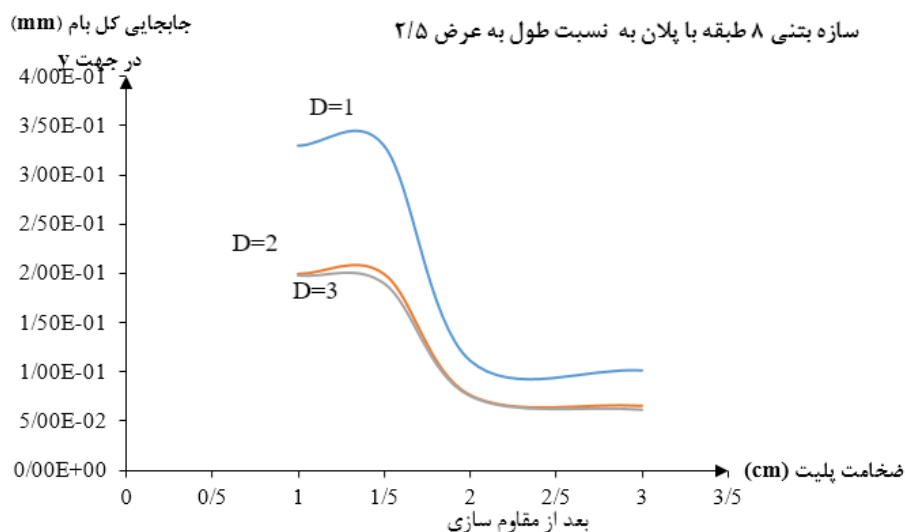


شکل (۴-۳۱) نمودار نسبت دریافت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت متفاوت در



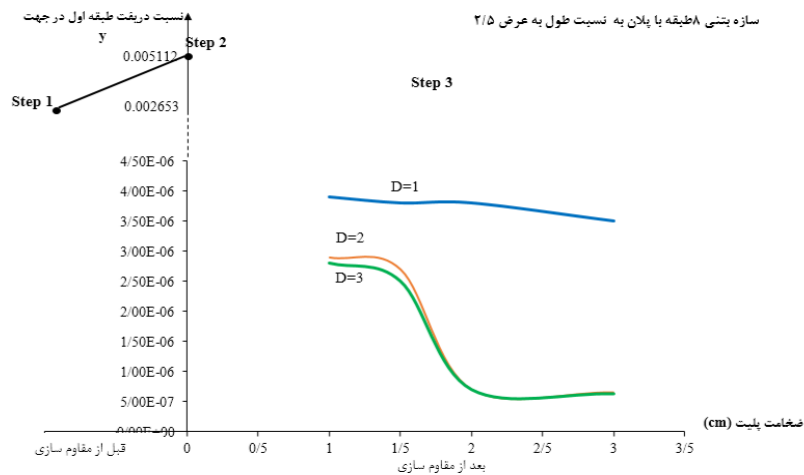
شکل (۴-۳۲) نمودار جابجایی کل بام در جهت X به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت

نمودارهای (۴-۳۲) و (۴-۳۳) نیز تاثیر افزایش ضخامت پلیت را بر روی میزان جابجایی بام در هر دو جهت در ساختمان هشت طبقه نشان می دهد. همانطور که در نمودارها مشاهده می شود ضخامت بیشتر از ۲ سانتی متر با قطر کابل بیش از ۲ سانتی متر بیشترین تاثیر را بر روی کاهش میزان جابجایی بام دارد.



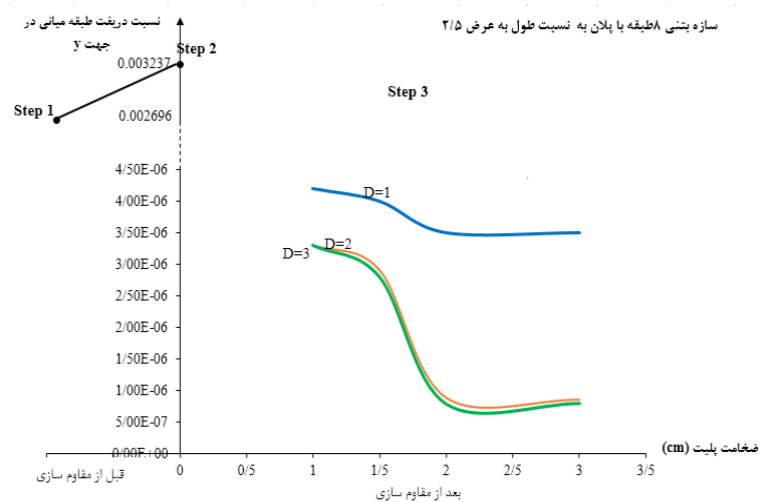
شکل (۴-۳۳) نمودار جابجایی کل بام در جهت Y به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت

در نمودارهای (۴-۳۴) الی (۴-۳۶) میزان تاثیر افزایش ضخامت پلیت با قطرهای متفاوت کابل را بر روی نسبت دریافت طبقات در جهت Y نشان می دهد و سمت چپ نمودار نیز همان نسبت دریافت را در گام اول و دوم قبل از مقاوم سازی نشان می دهد. در نمودارها تاثیر بسیار زیاد مقاوم سازی بر روی نسبت دریافت کاملاً مشهود است هم چنین بهترین ضخامت پلیت نیز بیشتر از ۲ سانتی متر و بهترین قطر کابل هم بیش از ۲ سانتی متر است.



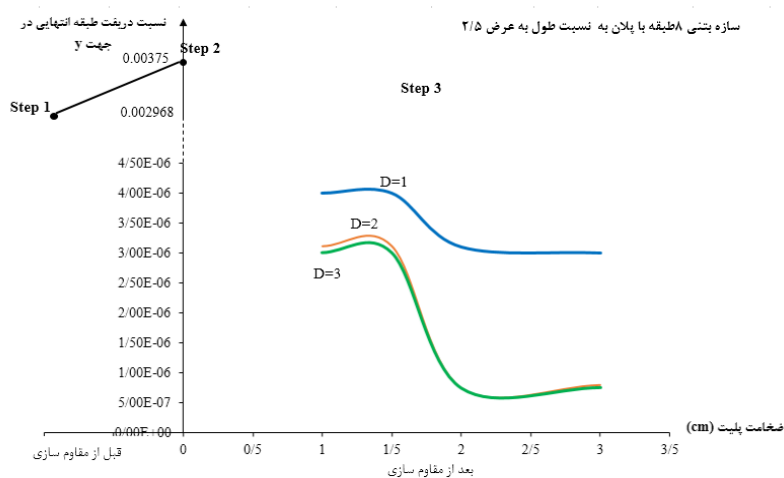
شکل (۴-۳۴) نمودار مقایسه نسبت دررفت طبقه اول به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت Y قبل و

بعد از مقاوم سازی



شکل (۴-۳۵) نمودار مقایسه نسبت دررفت طبقه میانی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت Y قبل و

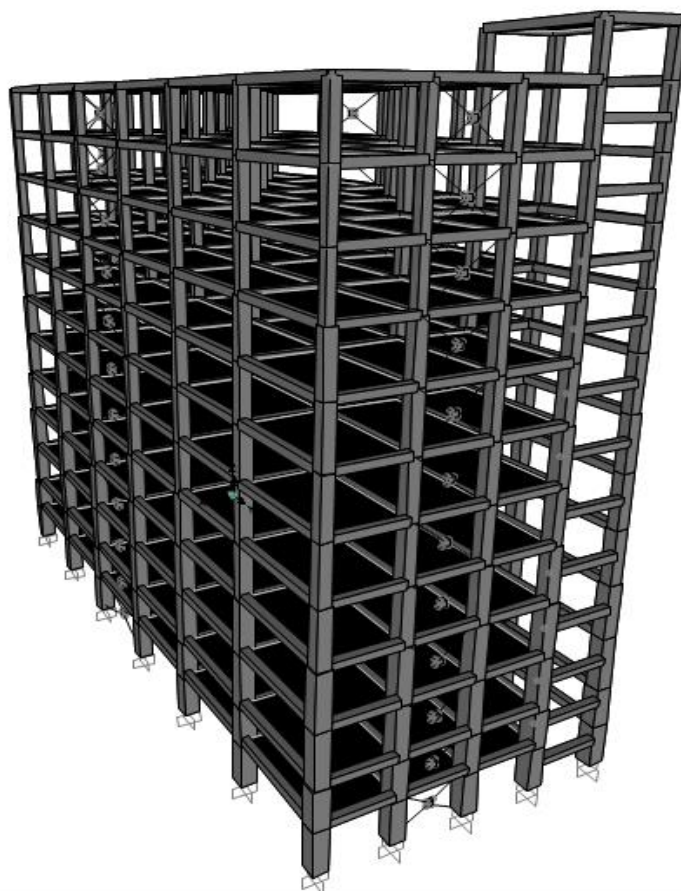
بعد از مقاوم سازی



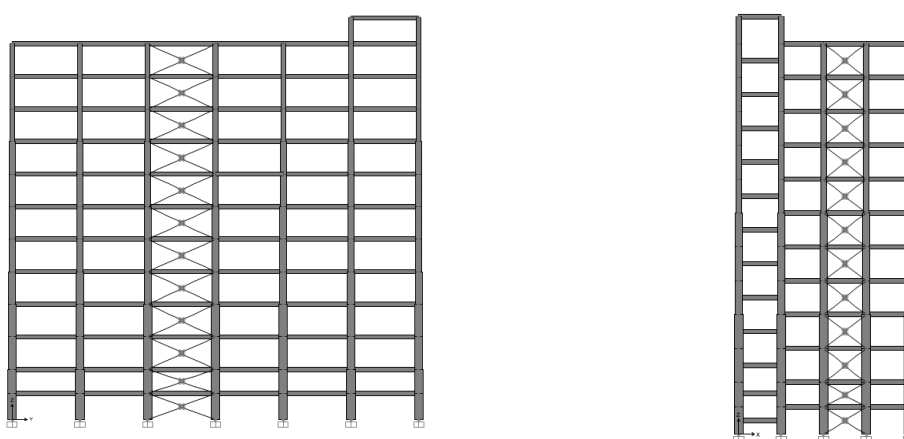
شکل (۴-۳۶) نمودار مقایسه نسبت دررفت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت Y قبل و

بعد از مقاوم سازی

۳-۲-۴ مقاوم سازی ساختمان دوازده طبقه



شکل (۳۷-۴) ساختمان دوازده طبقه مقاوم سازی شده



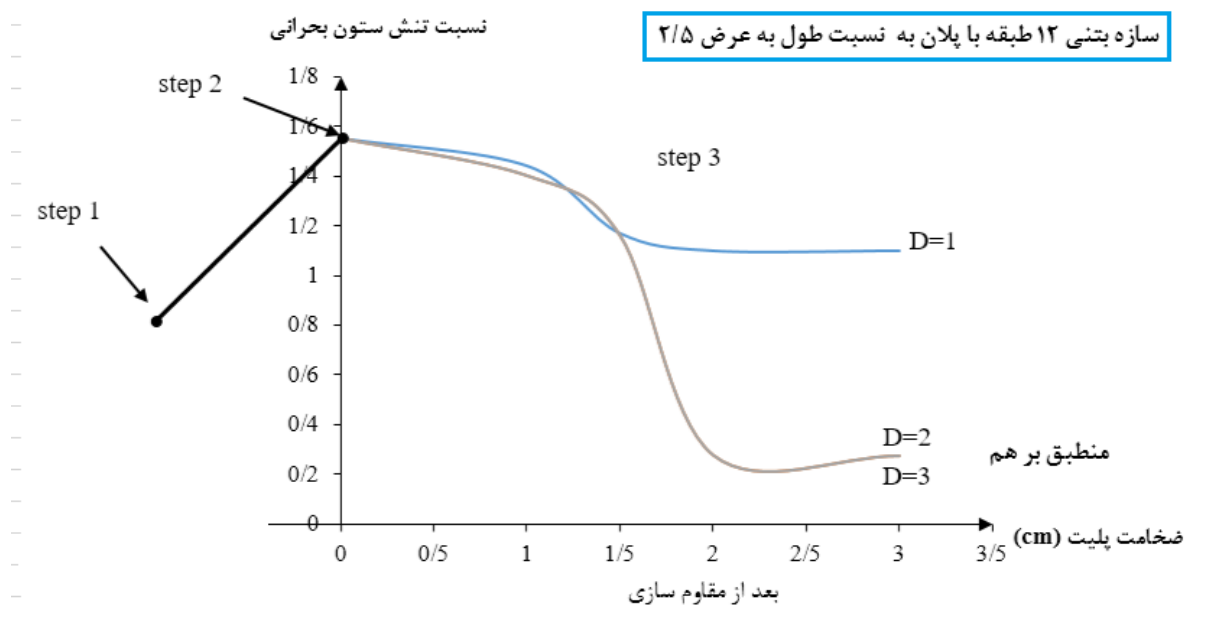
Strengthening by MRF braced with the cable and central steel plate

شکل (۳۸-۴) نمای ساختمان دوازده طبقه مقاوم سازی شده در جهت طول و عرض

جدول (۴-۵) مقادیر نسبت دریافت، جابجایی بام و نسبت تنش ستون بحرانی در مرحله اول و دوم و سوم ساختمان ۱۲ طبقه

سازه بتنی ۱۲ طبقه با پلان به نسبت طول به عرض ۲/۵									
		نسبت دریافت طبقه اول		نسبت دریافت طبقه ششم		نسبت دریافت طبقه دوازدهم		جابجایی کل بام (میلی متر)	
		درجهت Y	درجهت X	درجهت Y	درجهت X	درجهت Y	درجهت X	درجهت Y	درجهت X
	نسبت تنش ستون بحرانی طبقه اول								
	طراحی با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش دوم (Step ۱)	0/00348	0/0043	0/0034	0/0039	0/00347	0/0032	128/69	141/85
	کنترل با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش دوم	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم (Step ۲)	0/0053	0/0069	0/0057	0/0055	0/00625	0/0054	213/56	236/88
	کنترل با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
نسبت تنش ستون	D=1 cm p=5 ton	4/10E-06	4/50E-06	4/20E-06	4/90E-06	3/90E-06	5/10E-06	4/50E-01	5/14E-01
		3/80E-06	3/00E-06	4/00E-06	3/50E-06	3/90E-06	3/90E-06	4/30E-01	4/90E-01
		3/80E-06	2/80E-06	3/50E-06	2/50E-06	3/40E-06	3/80E-06	3/80E-01	3/70E-01
		3/50E-06	2/40E-06	3/50E-06	2/70E-06	3/40E-06	3/50E-06	3/70E-01	3/50E-01
		3/10E-06	3/00E-06	3/30E-06	4/40E-06	3/10E-06	4/50E-06	3/00E-01	3/15E-01
		2/70E-06	2/50E-06	2/90E-06	3/10E-06	3/10E-06	3/30E-06	2/90E-01	3/09E-01
		7/00E-07	2/40E-07	8/00E-07	4/00E-07	7/40E-07	4/80E-07	2/80E-02	3/10E-02
		6/50E-07	2/40E-07	8/10E-07	3/90E-07	7/00E-07	4/80E-07	2/70E-02	3/10E-02
		3/00E-06	3/00E-06	3/30E-06	4/40E-06	3/00E-06	4/60E-06	3/00E-01	3/13E-01
		2/50E-06	2/50E-06	2/80E-06	3/10E-06	3/00E-06	3/20E-06	2/90E-01	3/09E-01
		7/00E-07	2/20E-07	7/80E-07	3/90E-07	7/40E-07	4/80E-07	2/80E-02	3/10E-02
		6/30E-07	2/20E-07	7/90E-07	3/90E-07	6/90E-07	4/80E-07	2/80E-02	3/10E-02

ستون بحرانی	D	P	STEP1	STEP2	STEP3
ستون اطراف دهانه	قطر کابل	نیروی پس کشیدگی	مرحله اول	مرحله دوم	مرحله سوم
مهاربندی در طبقه اول	(سانتی متر)	مناسب کابل			

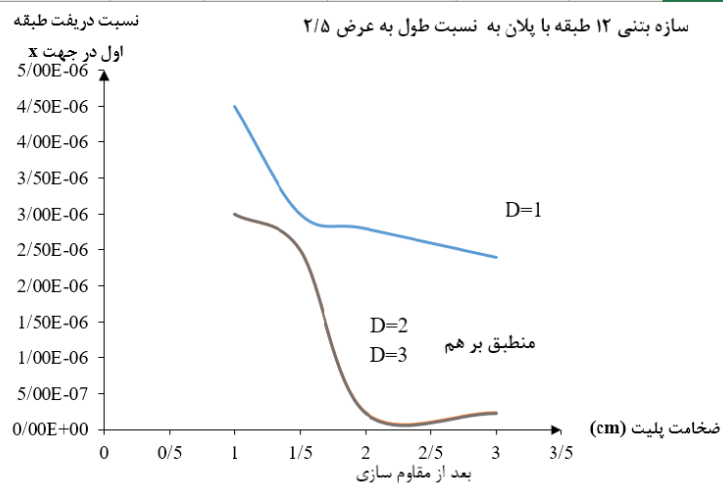


شکل (۴-۳۹) نمودار مقایسه نسبت تنش ستون بحرانی به ازای ضخامت ورق مرکزی و قطر کابل متفاوت قبل و بعد از مقاوم سازی

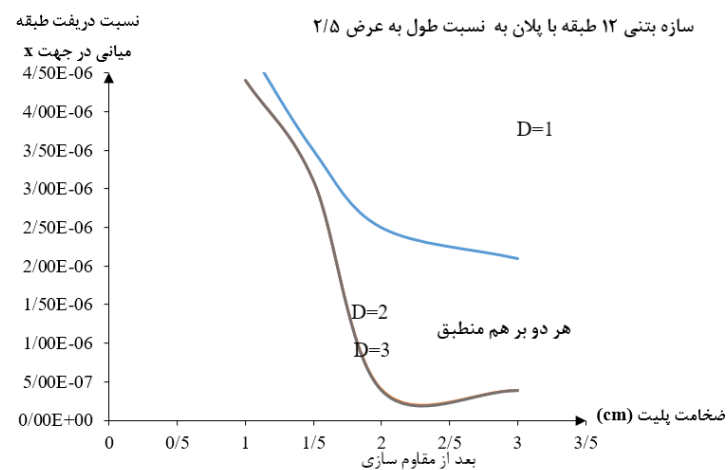
نمودار (۴-۳۹) تاثیر مقاوم سازی با سیستم مهاربندی همگرای کابلی با پلیت مرکزی بر روی نسبت تنش ستون بحرانی در طبقه ی اول را به خوبی به نمایش می گذارد. سمت چپ نمودار مقادیر نسبت تنش ستون بحرانی قبل از مقاوم سازی و در گام اول و دوم است. همانطور که مشاهده می شود در ساختمانهای بلند مرتبه اعمال ضوابط جدید ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ باعث افزایش زیاد نسبت تنش ستون مذکور شده و این مقدار با مقاوم سازی کاهش یافته است به طوریکه با قطر کابل بیش از ۲ سانت و ضخامت پلیت بیشتر از ۲ سانتی متر این کاهش بسیار مشهودتر و بیشتر است. لذا از این حیث می توان گفت استفاده از ترکیب کابل و پلیت برای مقاوم سازی ساختمان های بلند مرتبه گزینه ی بسیار مناسبی به نظر می رسد و علاوه بر صرفه ی اقتصادی توجیه مهندسی نیز دارد.

نمودارهای (۴-۴۰) الی (۴-۴۲) تاثیر افزایش ضخامت پلیت با قطرهای کابل متفاوت را بر روی نسبت دریافت طبقات در ساختمان ۱۲ طبقه نشان می دهد.

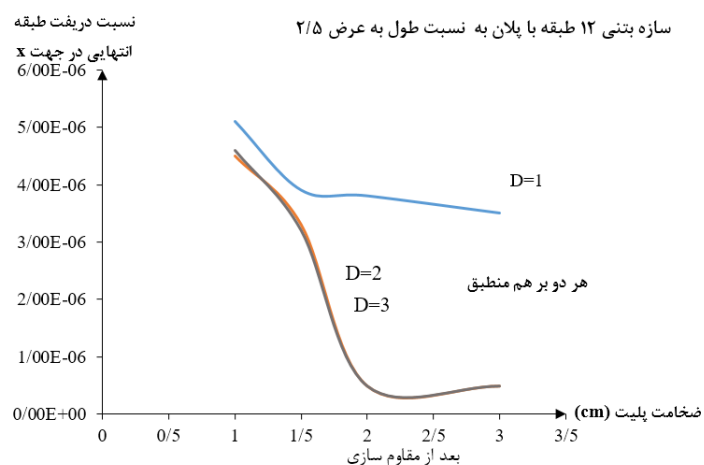
همانطور که مشاهده می شود ضخامت پلیت ۲ و ۳ سانتی متر با قطر کابل های ۲ و ۳ سانتی متری تاثیر بسیار زیادی در کاهش نسبت دریافت طبقات گذاشته است.



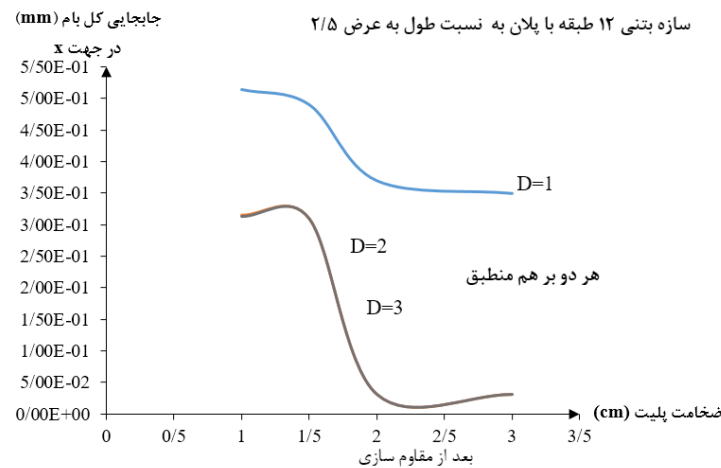
شکل (۴-۴۰) نمودار نسبت دریفت طبقه اول به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت X



شکل (۴-۴۱) نمودار نسبت دریفت طبقه میانی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت X

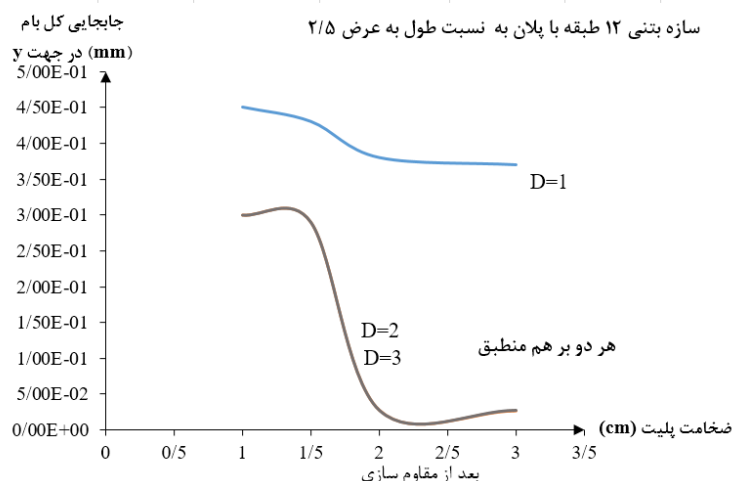


شکل (۴-۴۲) نمودار نسبت دریفت طبقه انتهایی به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت X



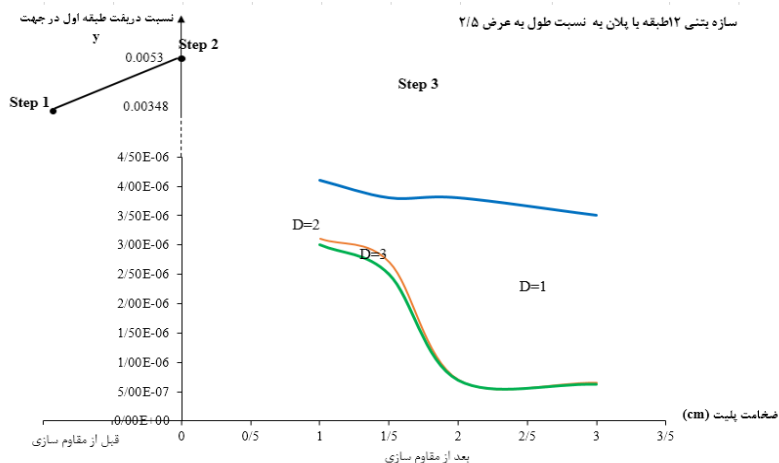
شکل (۴۳-۴) نمودار جایجایی کل بام در جهت X به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل

نمودارهای (۴۳-۴) و (۴۴-۴) بیانگر این است که با افزایش ضخامت پلیت و قطر کابل میزان جایجایی کل بام در ساختمان دوازده طبقه کاهشی شده به طوریکه بهترین ضخامت پلیت ۲ و ۳ سانتی متر و بهترین قطر کابل نیز ۲ و ۳ سانتی متر می باشد.

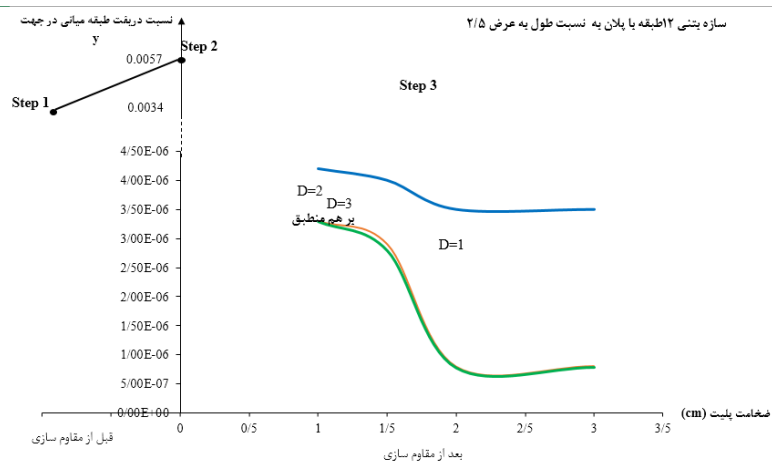


شکل (۴۴-۴) نمودار جایجایی کل بام در جهت Y به ازای ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت

نمودارهای (۴۵-۴) الی (۴۷-۴) میزان تاثیر افزایش ضخامت پلیت با قطرهای متفاوت بر روی نسبت دریافت طبقات ساختمان دوازده طبقه را در جهت Y نشان میدهد. سمت چپ نمودار نیز مقادیر نسبت دریافت در مرحله اول و دوم را نمایش می دهد. همانطور که مشاهده می شود با مقاوم سازی مقادیر نسبت دریافت طبقات بسیار کاهش یافته و در این میان ضخامت پلیت ۲ و ۳ سانتی متر با قطرهای کابل ۲ و ۳ بسیار مناسب به نظر می رسد.

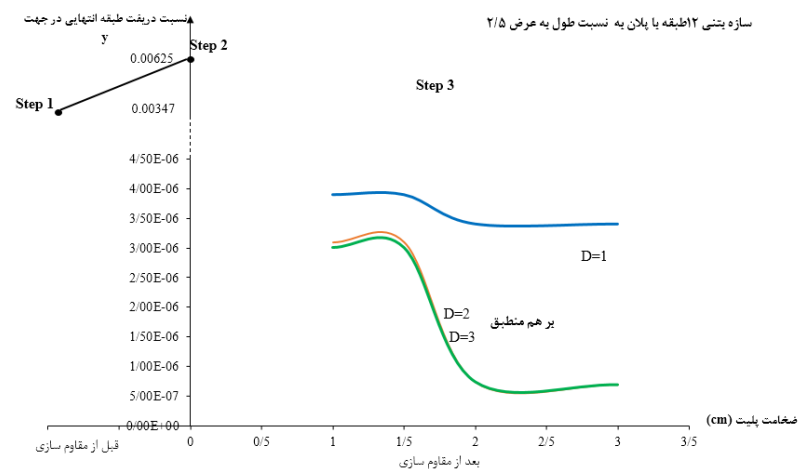


شکل (۴-۴۵) نمودار مقایسه ی نسبت دررفت طبقه اول به ازای ضخامت



شکل (۴-۴۶) نمودار مقایسه ی نسبت دررفت طبقه میانی به ازای

ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت y در مرحله اول و دوم و سوم



شکل (۴-۴۷) نمودار مقایسه ی نسبت دررفت طبقه انتهایی به ازای

ضخامت پلیت و قطر کابل متفاوت در جهت y در مرحله اول و دوم و سوم

جدول (۴-۶) مقایسه نسبت دریافت طبقات ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با ضخامت ورق مرکزی ۲

سانتی متر و قطرهای متفاوت کابل

طبقه	نسبت دریافت قبل از مقاوم سازی	نسبت دریافت بعد از مقاوم سازی		درصد بهبود
اول	0/0069	D=1	2/80E-06	99/95
		D=2	2/40E-07	99/99
		D=3	2/20E-07	99/99
میانی	0/0055	D=1	2/50E-06	99/95
		D=2	4/00E-07	99/99
		D=3	7/80E-07	99/99
آخر	0/0054	D=1	3/80E-06	99/92
		D=2	4/80E-07	99/99
		D=3	4/80E-07	99/99

جدول (۴-۶) مقایسه ای عددی بین میزان نسبت دریافت طبقات ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با مهاربند همگرای کابلی با پلیت مرکزی را نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می شود درصد بهبود نسبت دریافت همه ی طبقات بالای ۹۹ درصد بوده و از این حیث مقاوم سازی ساختمانهای بلند مرتبه با این سیستم بسیار مطلوب به نظر می رسد.



شکل (۴-۴۸) نمودار تاثیر افزایش نیروی پس کشیدگی کابل ها بر روی جابجایی بام در جهت X

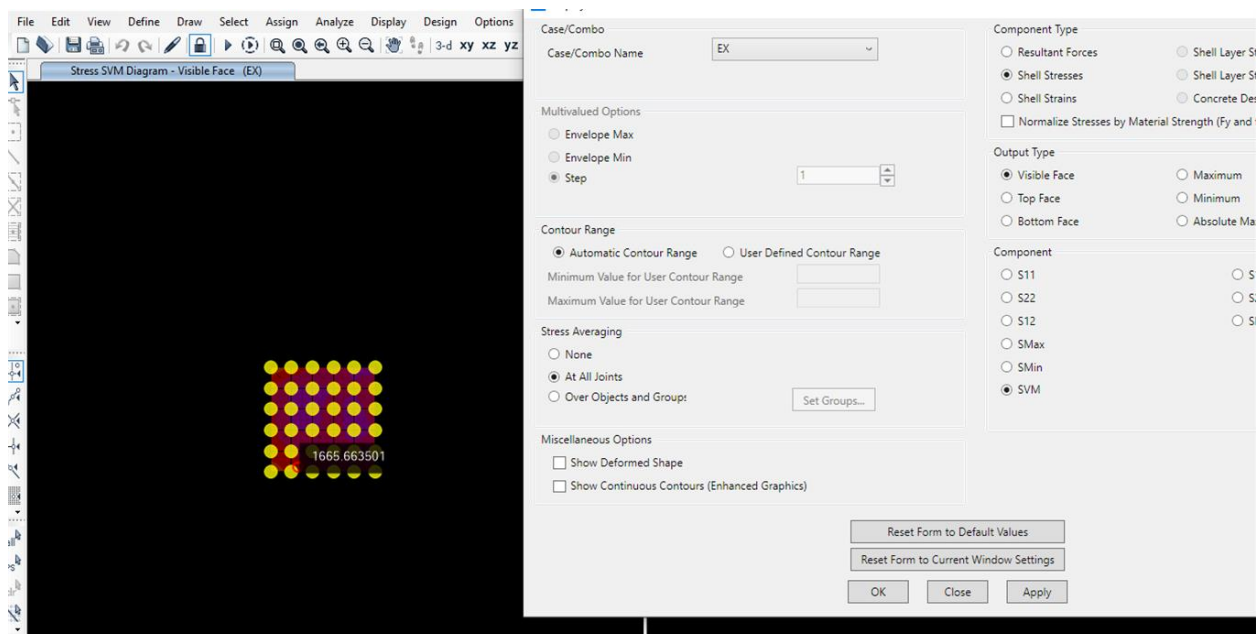
نمودار (۴-۴۸) میزان تاثیر نیروی پس کشیدگی کابل ها را با قطر و ضخامت پلیت متفاوت بر کاهش جابجایی بام نشان می دهد. نیروی پس کشیدگی مناسب نقطه ای است که خط منحنی افقی شود.

۴-۳ کنترل تسلیم در ورق های مرکزی سیستم مهاربند کابلی

تئوری انرژی حداکثر تغییر شکل های برشی توسط ریچارد فون میسز در سال ۱۹۱۳ ارائه شد و با عنوان (معیار تسلیم فون میسز)^۱ نیز شناخته می شود. فون میسز اثبات کرد که تنش برشی هشت وجهی دلیل اصلی تسلیم مواد است. بنابراین برای بررسی اینکه المان هایی که تحت تنش های ترکیبی نرمال و برشی قرار دارند به نقطه ی تسلیم رسیده یا خیر می توان با استفاده از معیار تنش فون میسز بررسی کرد. بر اساس این تئوری کرنشی کل برابر مجموع انرژی کرنشی تغییر شکل های برشی و انرژی کرنشی حجمی است. براساس این نظریه چنانچه تنش موثر بر اساس رابطه ی (۴-۱) از مقدار تنش تسلیم ماده مبتنی برآزمایش کشش تک محوری کمتر باشد شکست رخ نداده ولی اگر این تنش موثر از تنش تسلیم ماده بیشتر شود مفهومی رسیدن المان تحت تنش های مرکب به نقطه ی تسلیم است. تنش موثر فون میسز از رابطه ی (۴-۱) بدست می آید.

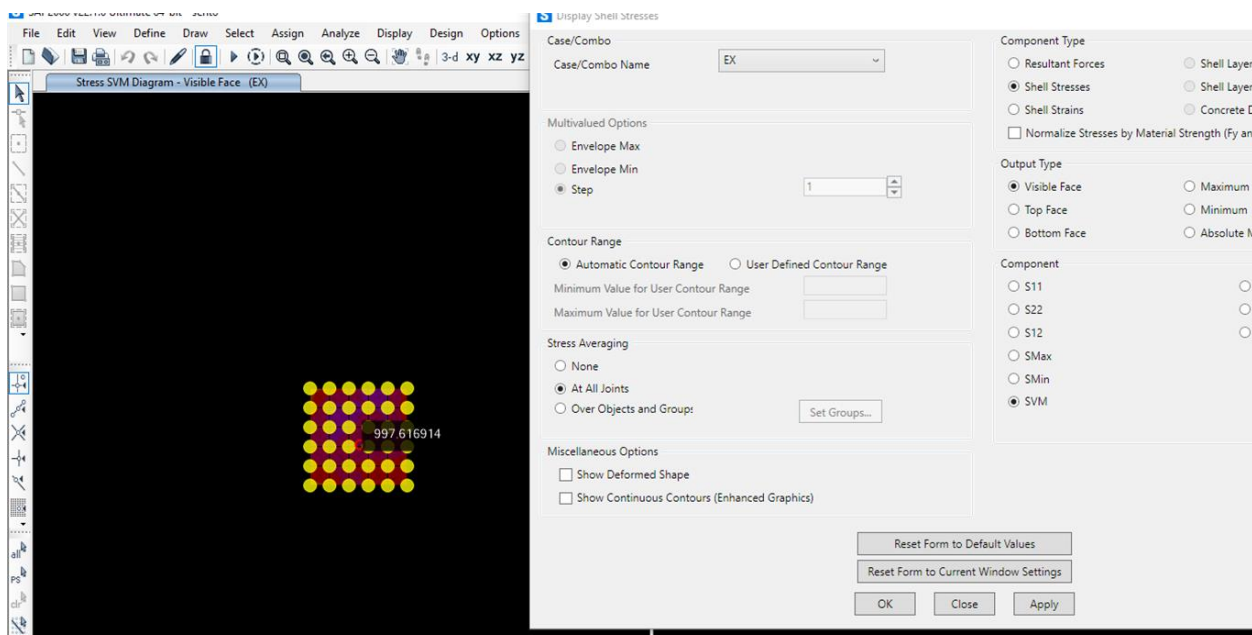
$$\sigma_v = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2] + 3(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2)} \quad \text{رابطه (۴-۱)}$$

در این پژوهش به منظور اطمینان از ظرفیت ورق فولادی در مرکز مهاربندها برای ساختمان هشت طبقه و دوازده طبقه در جهت X برای دهانه های مهاربندی در طبقه ی اول و طبقه ی میانی و طبقه ی انتهایی برای ضخامت ورق فولادی یک سانتی متر با کمک نرم افزار SAP2000 مقدار تنش فون میسز را در صفحه ی فولادی بررسی کرده و در همه ی موارد تنش فون میسز کمتر از تنش تسلیم صفحه ی فولادی بوده است.



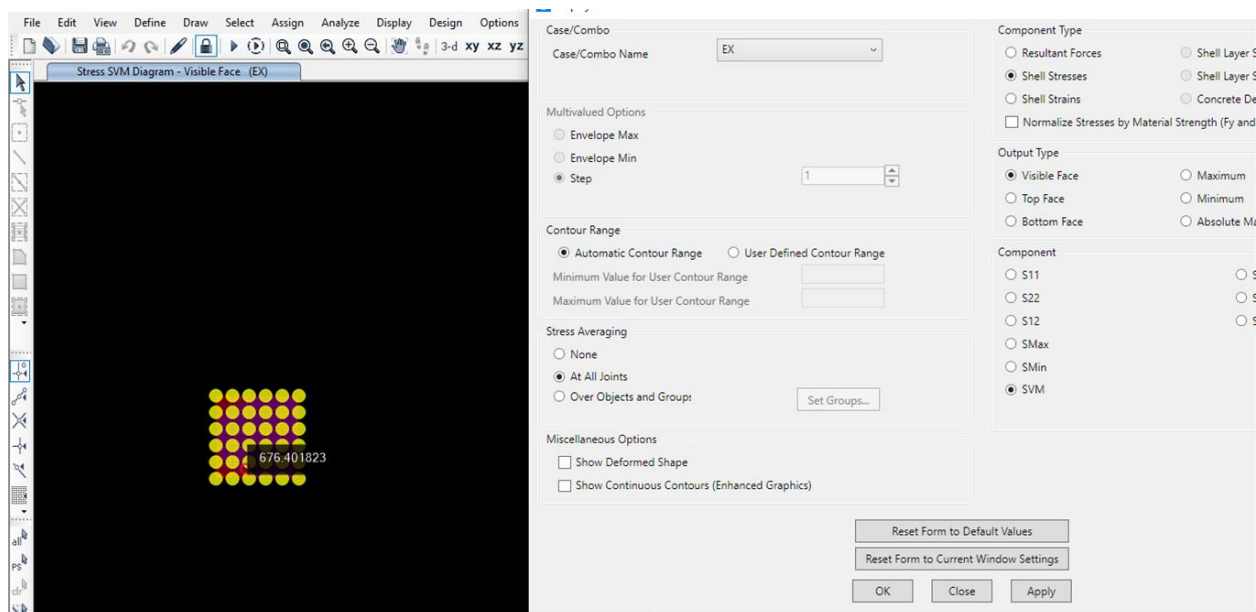
شکل (۴-۴۹) مقدار تنش فون میسز در پلیت طبقه اول ساختمان هشت طبقه

$$1665.66 < 2400 \quad \text{ok}$$



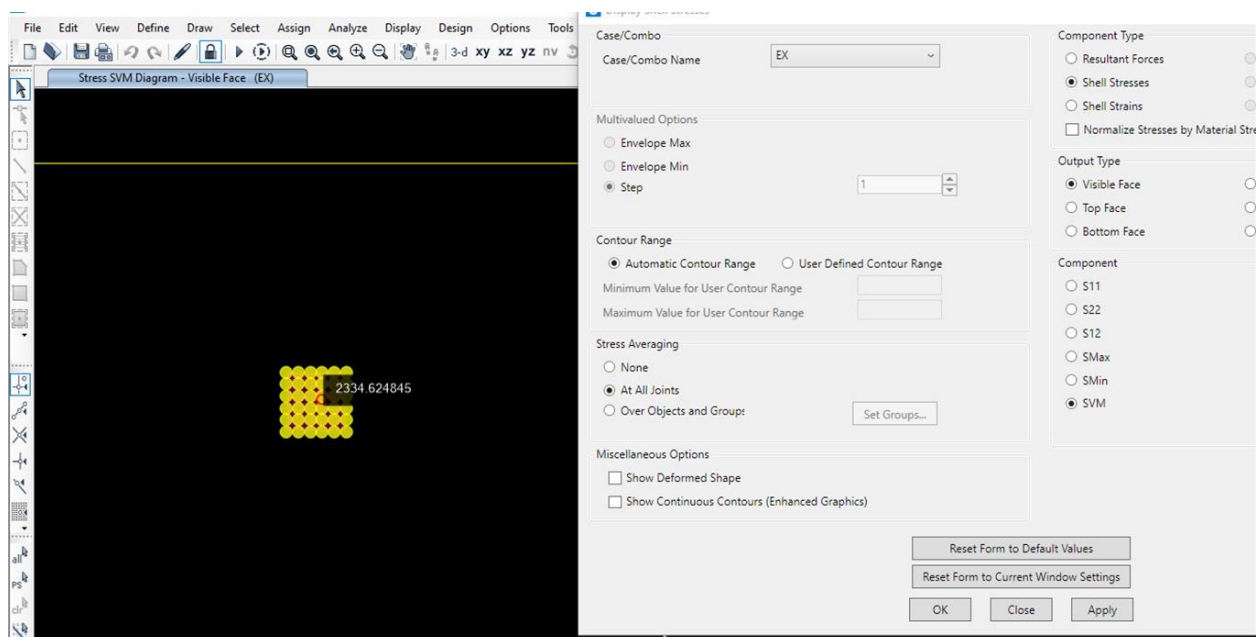
شکل (۴-۵۰) مقدار تنش فون میسز در پلیت طبقه چهارم ساختمان هشت طبقه

$$997.61 < 2400 \quad \text{ok}$$



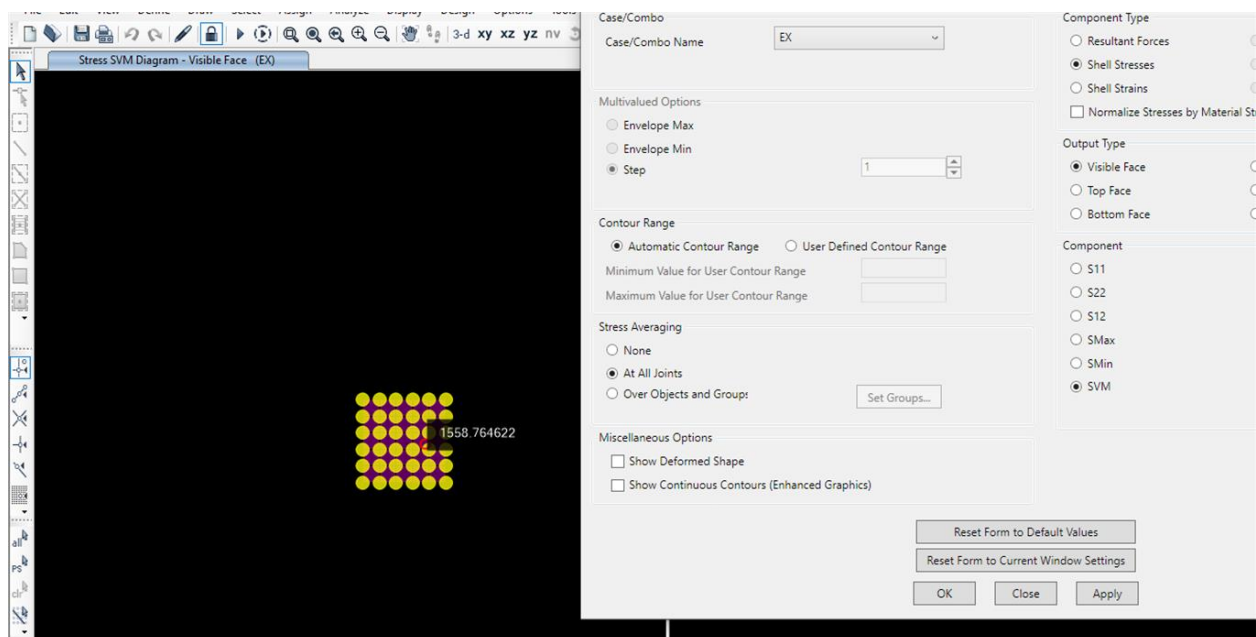
شکل (۴-۵۱) مقدار تنش فون میسر در پلیت طبقه هشتم ساختمان هشت طبقه

$$676.4 < 2400 \quad \text{ok}$$



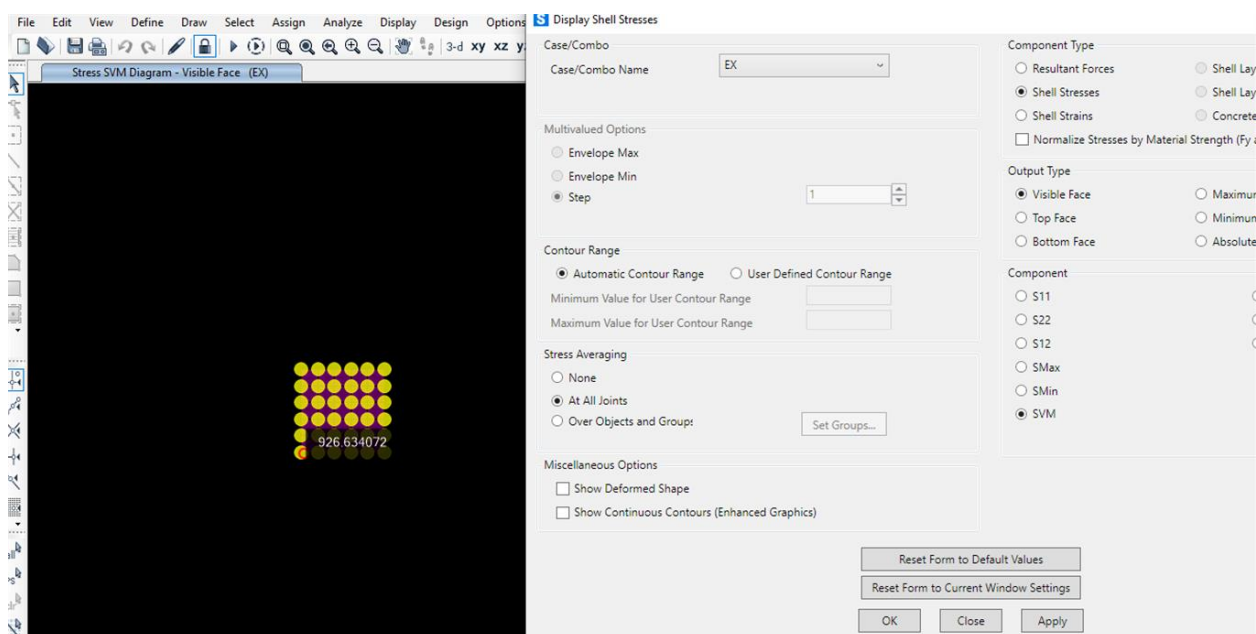
شکل (۴-۵۲) مقدار تنش فون میسر در پلیت طبقه اول ساختمان دوازده طبقه

$$2334.62 < 2400 \quad \text{ok}$$



شکل (۴-۵۳) مقدار تنش فون میسر در پلیت طبقه ششم ساختمان دوازده طبقه

$$1558.76 < 2400 \quad \text{ok}$$



شکل (۴-۵۴) مقدار تنش فون میسر در پلیت طبقه دوازدهم ساختمان دوازده طبقه

$$926.63 < 2400 \quad \text{ok}$$

۴-۴ تحلیل رفتار قاب خمشی بتنی با مهاربند و بدون مهاربند کابلی در برابر نیروهای

جانبی

۴-۴-۱ بررسی نحوه ی رفتار قاب خمشی بتنی متوسط در برابر نیروهای جانبی

در سازه های بتنی که فاقد عناصر مقاوم در برابر بارهای جانبی هستند باید دارای قابلیت تحمل تغییر شکل قبل از اینکه دچار شکست و ناپایداری شوند باشند که به آن شکل پذیری سازه گفته می شود که در سه حد کم و متوسط و زیاد طبقه بندی می شوند. در حد شکل پذیری متوسط پاسخ سازه در مقابل بارهای جانبی وارد ناحیه ی غیر خطی می شود و دررفت نسبی طبقه بزرگتر یا مساوی 0.02 رادیان است که حدود 0.01 رادیان آن فرا ارتجاعی است. این میزان دوران باید توسط اتصالات صلب تیر به ستون تامین شود. بنابراین آیین نامه مبحث نهم برای تامین هر سه حد از شکل پذیری علاوه بر الزامات عمومی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان محدودیت های بیشتری را وضع نموده است. یعنی با انجام جزئیات مناسب سازه ای در نقاط حساس سازه نظیر نواحی نزدیک به اتصالات تیر به ستون باعث می شود که در اثر حرکات رفت و برگشتی زلزله آسیب جدی به سازه وارد نشود. نکته ی حائز اهمیت در این نوع قابها این است که چون نیروهای جانبی باعث ایجاد لنگرهایی به چشمه اتصال و نواحی بحرانی تیر و ستون می شود، در طراحی این المانها در نرم افزار برای تامین دررفت مجاز و نسبت تنش کمتر از یک معمولاً سطح مقطع آرماتورهای طولی و عرضی افزایش می یابد که بدلیل افزایش هزینه ی ساخت از نقاط ضعف این نوع سازه ها محسوب می شود.

۴-۴-۲ بررسی رفتار قاب خمشی بتنی متوسط به همراه مهاربندی همگرای کابلی فاقد پلایت

مرکزی در برابر نیروهای جانبی

کابلها یا استرندها دارای کرنش بسیار ناچیز در محدوده ی غیر خطی هستند لذا از نظر شکل پذیری رفتار سازه را دچار چالش جدی می کنند. چنین سیستم هایی که سختی سازه را افزایش و شکل پذیری را کاهش می دهند می توانند نیروی تخریبی شدیدی را در هنگام زلزله برای سازه ایجاد کنند. ضمن آنکه در محاسبات سازه ها در مهندسی عمران معمولا با بارهایی سرو کار داریم که به آرامی به سازه وارد می شوند. در ساختمانها قسمت اعظم بار به تیرها و ستونها رسیده و بار مرده محسوب می شوند. بارهای مرده معمولا تدریجی اند زیرا عملیات ساختمانی تدریجی است ابتدا کف ساخته می شود که خود با توجه به نحوه ی بتن ریزی به آرامی صورت می گیرد و سپس دیوارها و کف معماری. بار زنده هم معمولا در اثر رفت و آمد آرام ایجاد می شود و این موضوعات یعنی بارهایی که با آنها سرو کار داریم با سرعت کم وارد می شوند و سرعت آنها تاثیر چندانی ندارد و به همین علت بارهای ساکن نامیده می شوند. از سوی دیگر میتوان گفت که اگر بارها به آرامی وارد نشوند و اثر ناگهانی و یا شتابدار داشته باشند وضعیت متفاوت است. اگر بار به صورتی وارد شود که به سازه ضربه وارد کند اثرش روی سازه بیشتر از حالتی است که به آرامی بر آن وارد شود و ممکن است این اثر تا چندین برابر بیشتر باشد. آیین نامه ها جهت سهولت محاسبات اثر افزایش تاثیر بارهای دینامیکی نسبت به بارهای استاتیکی را با کمک ضریب ضربه در نظر می گیرند. اعمال بار دینامیکی ضربه ای به سازه باعث افزایش پاسخ سازه نسبت به بارگذاری استاتیکی خواهد شد. حال این سیستم مهاربندی کابلی ضربدري چون در هنگام اعمال بار جانبی به قاب بتنی ضربه ناگهانی وارد می کند طبق آیین نامه باید اثر این ضربه هم با افزایش بار محوری که کابل به مرکز اتصال تیر به ستون در دهانه ی مهاربندی وارد می کند لحاظ شود که این عامل نیز خود باعث افزایش نیروهای محوری ایجاد شده در ستونهای اطراف دهانه ی مهاربندی می شود و میزان نیروهای پس کشیدگی مناسب کابل را تحت الشعاع قرار می دهد. این عوامل می تواند از محبوبیت این سیستم به شدت کم کند و استفاده از این سیستم را حداقل در سازه های بتنی ناکارآمد کند. هرچندکه استفاده از این سیستم در سازه های بتنی نیازمند تحقیق جامع دیگری است.

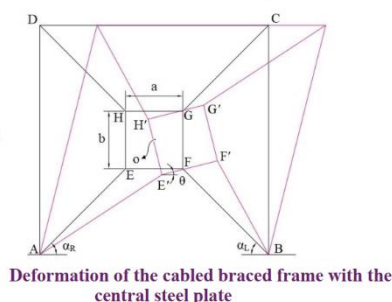
۴-۴-۳ بررسی رفتار قاب خمشی بتنی متوسط به همراه مهاربندی کابلی ضربداری با پلیت مرکزی

در برابر نیروهای جانبی

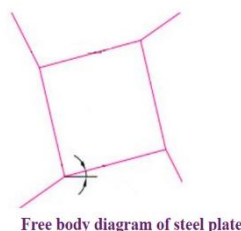
وقتی از صفحه ی فولادی در مرکز مهاربندی ضربداری کابلی استفاده شود از ترکیب پلیت و کابل در هنگام اعمال نیروهای جانبی آثار زیر پدیدار می شود که به بررسی آنها می پردازیم .

۴-۴-۳-۱ همانطور که در مقاله ی ابهری و برقیان بررسی شده است [۱] و در شکل (۴-۵۵) و (۴-۵۶) مشاهده می شود، در هنگام اعمال بار جانبی پلیت کمی می چرخد، این چرخش باعث می شود هر چهار کابل متصل به گوشه های پلیت به طور همزمان به کشش بیفتند و از ظرفیت هر چهار کابل به طور همزمان استفاده شود. این ویژگی می تواند در کاهش تعداد دهانه های مهاربندی در نتیجه ی افزایش سختی سازه موثر باشد . در این پژوهش ابتدا دو دهانه ی میانی در هر طرف مرکز جرم در قابهای پیرامونی با این سیستم مهاربندی گردید، بدلیل همین ویژگی افزایش زیاد سختی سازه مشاهده شد، به همین علت تعداد دهانه ها ی مهاربندی به یک دهانه در هر طرف مرکز جرم کاهش داده شد. و مطابق آیین نامه ضریب نامعینی $1/2$ در ضریب زلزله برای همه ی مدلها ضرب شده است [۱۰].

۴-۴-۳-۲ چرخش پلیت در هنگام اعمال بار جانبی باعث می شود رفتار کل سیستم مهاربندی نرم شود بدین معنی که از وارد شدن ضربه به محل اتصال کابل ها به قاب بتنی جلوگیری میکند و این ویژگی علاوه بر اینکه از ترک خوردن بتن سازه در نقاط اتصال کابل جلوگیری می کند، رفتار این سیستم مهاربندی را مشمول ضوابط بارهای استاتیکی در آیین نامه ها می کند که نیازی به در نظر گرفتن ضرایب تبدیل بارهای دینامیکی به استاتیکی نیست. بدین جهت می توان نیروهای پس کشیدگی که به صورت آزمون و خطا در نرم افزار بدست آمده است را مبنای کار طراحی قرار داد.



شکل (۴-۵۵) تغییر شکل قاب مهاربند کابلی با پلیت مرکزی



شکل (۴-۵۶) نحوه ی چرخش پلایت

۴-۴-۳-۳ ویژگی مهم دیگری که این سیستم مهاربندی دارد، سختی بسیار بالا است که در این پژوهش به اثبات رسید. این میزان سختی از لحاظ علم مهندسی عمران می تواند بدلیل استفاده ی همزمان از ظرفیت چهار کابل و رفتار نرم سیستم باشد. ضمن اینکه اگر بخواهیم از دید مقررات ملی هم نگاه کنیم در سیستم فاقد پلایت مرکزی برای تبدیل اثر ضربه دینامیکی به بار استاتیکی حداقل ضرابی بزرگتر از یک را باید در نظر گرفت، چرا که مبحث ششم مقررات ملی برای وزن تاسیسات و کلیه ی ملحقات آسانسور که رفتاری به مراتب نرم تر از سیستم مذکور دارد ضریب تبدیل بار ۲ را در نظر گرفته است [۱۲]. بنابراین چون در سیستم مهاربندی فاقد پلایت هنگام بار اعمال بار جانبی تنها یک کابل کار می کند و دیگری دچار شل شدگی می شود لذا با احتساب این موارد نسبت چند برابری سختی مهاربندی با پلایت مرکزی نسبت به مهاربندی فاقد پلایت مرکزی منطقی به نظر می رسد. هرچند مقایسه ی رفتار این دو سیستم نیازمند تحقیق جامع دیگری است.

۴-۴-۳-۴ یکی دیگر از ویژگی های مهم سیستم مهاربندی با پلایت مرکزی تامین شکل پذیری مورد نیاز قاب خمشی متوسط است. این ویژگی را می توان مهمترین ویژگی این سیستم دانست، چرا که بر خلاف باوری که در ذهن عوامل ساخت و ساز در کشورمان وجود دارد مبنی بر اینکه هر چه سختی سازه بالا باشد سازه مقاوم تر است، باید ذکر شود که اساسا باید مفاهیمی چون سختی و شکل پذیری را در کنار هم دید. سختی بالا بدون شکل پذیری قدرت تخریب بالایی برای سازه در هنگام زلزله ایجاد می کند. در واقع این میزان شکل پذیری سازه هست که انرژی ناشی از بارهای جانبی را جذب و در خود مستهلک می کند.

در سیستم مهاربندی کابلی ضربداری با پلایت مرکزی که برای قاب های خمشی بتنی متوسط اجرا شده است، میزان مورد نیاز ۰/۰۱ رادیان دوران فرا ارتجاعی که از نظر استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم لازم است توسط پلایت فولادی مرکزی که از نوع فولاد نرمه ی ساختمانی با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسگال ساخته شده است

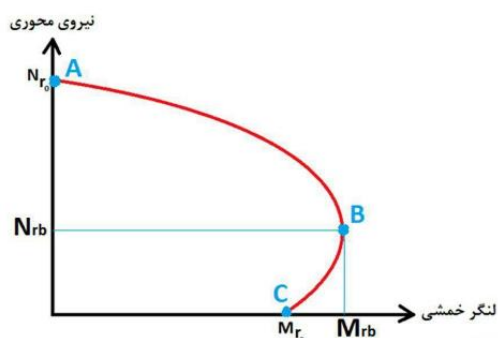
گرفته می شود . در واقع همانطور که پیشتر ذکر شد بر روی شکل پذیری کابلها نمی توان حسابی باز کرد. لذا تمام میزان شکل پذیری که در قابهای خمشی بتنی متوسط مورد نیاز بوده و سازه های قدیمی موجود در کشور که نیاز به مقاوم سازی دارند و آن را توسط عملکرد خمشی اتصالات تیر به ستون تامین می کردند پس از مقاوم سازی با این سیستم نیز توسط پلایت مرکزی که با مصالح فولاد نرمه ساختمانی با میزان شکل پذیری مناسب تهیه شده اند تامین می شود. در واقع یکی از وظایف مهم پلایت در مرکز کابلها حفظ میزان شکل پذیری قابهای بتنی خمشی متوسط است . هرچند تعیین میزان دقیق شکل پذیری این سیستم نیازمند تحقیق جامع دیگری است.

۴-۳-۵ یکی دیگر از ویژگی های مهم سیستم مهاربندی ضربدری کابلی با پلایت مرکزی کاهش نسبت تنش ستونها پس از مقاوم سازی است . این پژوهش به نتایج مهمی در این رابطه رسیده است، که در فصل چهارم در نمودارهای مختلف نمایش داده شد . آنچه که جالب توجه است این است که این سیستم باربر جانبی حساسیت بالایی به میزان ضخامت پلایت و قطر کابل دارد و در صورتی که از نیروی پس کشیدگی مناسب کابل ها در کل سازه استفاده شود بسیار می تواند بر میزان کاهش نسبت دررفت ستونها اثر گذاشته و به دنبال آن اثر مثبت بر کاهش نسبت تنش ستونها داشته باشد. دلیل آن را می توان به این صورت توضیح داد که اساسا در طراحی ستونهای بتنی عامل اصلی استفاده از میلگرد، وجود لنگرهای خمشی است که در طول ستون اثر می کند و در نواحی بحرانی^۱ (ابتدا و انتهای ستون) ماکزیمم است . چرا که ظرفیت کششی بتن بسیار پایین است . در ستونها بدلیل وجود لنگر خمشی در هر دو جهت به همراه بار محوری در طراحی آنها باید اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی را در نظر گرفت. بدین منظور از منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی مختص هر ستون استفاده می شود که محدوده ی داخل منحنی ناحیه ی ایمن^۲ و در محدوده ی ظرفیت ستون است (نسبت تنش کمتر از یک) و محدوده ی خارج از آن ناحیه ی نا ایمن^۳ و بیشتر از ظرفیت ستون است (نسبت تنش ستون بیشتر از یک). در منحنی (۴-۵۶) نقطه ی A بیشترین ظرفیت فشاری ستون است که در غیاب لنگر خمشی می تواند تحمل کند و نقطه ی B حالت بالانس^۴ است. بدین معنا یک سمت ستون

-
- 1.Critical areas
 - 2.Safe area
 - 3.Unsafe
 - 4.Balance

تحت خمش به کشش افتاده در حدی که آرماتورهای آن سمت در آستانه جاری شدن قرار گرفتند و سمت مقابل تحت فشار است در حدی که کرنش بتن به کرنش فشاری گسیختگی خود رسیده است.

در نقطه C هم خمش وارد شده به ستون آنقدر زیاد است که ستون رفتاری مشابه تیر تحت خمش خالص دارد. در شکل (۴-۵۶) اگر نیروی محوری دقیقا در مرکز پلاستیک مقطع وارد شود در نقطه ی A هستیم و اگر نیروی محوری به سمت خارج ستون حرکت کند به تناسب افزایش خروج از مرکزیت میزان لنگر در ستون افزایش یافته و فاصله ی تار خنثی کمتر می شود تا به حالت بالانس یا نقطه ی B می رسد و اگر هم چنان نیروی محوری به سمت خارج حرکت کند در بی نهایت دیگر اثری از نیروی محوری نیست و در مقطع خمش خالص رخ می دهد یعنی نقطه ی C .



شکل (۴-۵۶) منحنی اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی برای ستونهای بتنی

در منحنی اندرکنش فشار و خمش شکل (۴-۵۷) نقطه ی C حالت بالانس است و بقیه نقاط هم دیاگرام کرنش آنها رسم شده است . در طراحی ستونهای بتنی در قاب خمشی متوسط بدلیل نداشتن مهاربند وظیفه ی تحمل لنگرهای موجود ناشی از بارهای جانبی به آرماتورها سپرده می شود، به همین دلیل است که میزان آرماتورها در ستونها در این نوع سازه ها بالاست . از طرفی نرم افزار برای تعیین نسبت تنش ستون ها با توجه به بارهای ثقیلی و لنگرهای موجود بر المانهای فشاری ، یک منحنی اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی مختص هر ستون رسم می کند که اگر این منحنی را منحنی بار اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی (به اختصار منحنی بار) نامیده و منحنی اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی ستون که با توجه به ظرفیت مقطع رسم می شود را منحنی ظرفیت نیروی محوری - لنگر خمشی (به اختصار منحنی ظرفیت) بنامیم، مقدار نسبت تنش هر ستون رابطه ی مستقیمی با فاصله ی خط منحنی بار با منحنی ظرفیت دارد. بدین ترتیب که اگر منحنی بار منطبق بر منحنی ظرفیت باشد عدد نسبت تنش ۱ می شود، و اگر منحنی بار بزرگتر از منحنی

ظرفیت شود عدد نسبت تنش بزرگتر از ۱ و غیر قابل قبول است. به همین ترتیب اگر خط منحنی بار داخل منحنی ظرفیت قرار گیرد عدد نسبت تنش کمتر از یک شده و قابل قبول است.

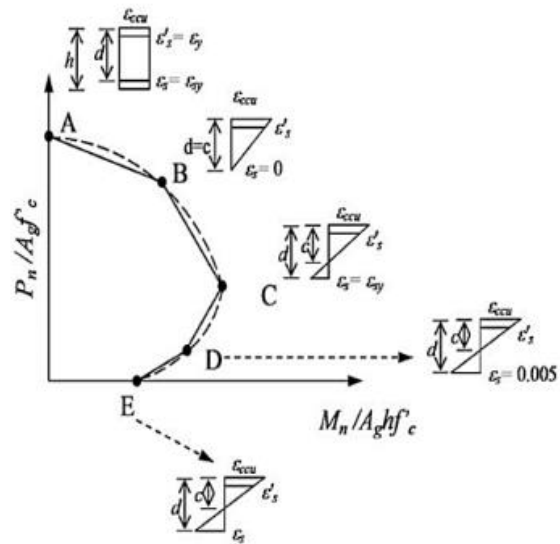
نکته ی مهم و حائز اهمیت این است که استفاده از سیستم باربر جانبی مهاربندی ضربدری کابلی با پلایت مرکزی بدلیل سختی بالا و شکل پذیری مناسب و رفتار نرم و استفاده ی هم زمان از ظرفیت کششی چهار کابل باعث جذب مقادیر بالای انرژی ناشی از بارهای جانبی سازه می شود و بدین ترتیب بخش قابل توجه از لنگرهای ایجاد شده در ستونها را کاهش می دهد، علاوه بر این بدلیل کاهش چشم گیر دریافت سازه لنگرهای ثانویه ایجاد شده در ستونها را نیز از بین می برد.

بنابراین خط منحنی بار ستونها کاهش می یابد، و چون ساختمانهای بتنی قدیمی قبلاً ساخته شده و موجود هستند منحنی ظرفیت آنها ثابت باقی مانده است، لذا بدلیل کاهش خط منحنی بار ستونها و ثابت ماندن خط منحنی ظرفیت ستونها عدد نسبت تنش کاهش یافته و این موضوع در این پژوهش به اثبات رسید.

نکته ی دیگری که در اینجا باید ذکر کنیم بحث نیروی مولفه ی محوری کابل است. در هنگام اعمال بار جانبی و اعمال نیروهای پس کشیدگی مناسب به کابلها چون هر چهار کابل متصل به پلایت مرکزی به کشش می افتند، مجموعاً در هر دهانه یک مولفه ی فشاری محوری از بالا به ستون اطراف دهانه مهاربندی وارد شده و یک مولفه ی فشاری محوری دیگری مساوی با همان قبلی از پایین به ستون وارد می شود. این موارد برای همه ی دهانه های مهاربندی و در همه ی طبقات متناسب با نیروی جانبی طبقه و نیروی پس کشیدگی اعمالی به کابلها به وجود می آید .

نکته ی حائز اهمیت در این سیستم باربر جانبی این است که دو مولفه های فشاری محوری هم اندازه و مختلف الجبهت به ستون اطراف دهانه مهاربندی وارد شده و از این جهت بار اضافی به ستون مورد نظر در طبقات پایین خود اعمال نمی کنند. لذا برای ستون اطراف دهانه مهاربندی در طبقه اول که به عنوان ستون بحرانی در نظر گرفتیم تنها همان دو مولفه ی فشاری ناشی از نیروهای جانبی و نیروی پس کشیدگی همان طبقه دقیقاً به مرکز پلاستیک ستون اعمال می شود که در مقایسه با ظرفیت فشاری خالص ستون بسیار ناچیز است.

در حالی که در سیستم مهاربندی کابلی بدون پلایت مرکزی چون فقط یک کابل هنگام اعمال بار جانبی کار می کند و کابل دیگر بدلیل شل شدگی نقشی ایفا نمی کند ، در هر طبقه فقط یک مولفه ی فشاری محوری از بالا به ستون اطراف دهانه مهاربندی وارد می شود که این نیرو در طبقات پایین تر نیز به صورت جمع شده و در نقش یک نیروی فشاری قابل توجهی به ستون اطراف دهانه مهاربندی در طبقه اول که در این پژوهش به عنوان ستون بحرانی در نظر گرفته شده است وارد شده و میتواند تاثیر افزایشی بر خط منحنی بار و نسبت تنش آن ستون داشته باشد.



شکل (۴-۵۷) دیاگرام کرنش مقطع ستون در منحنی اندرکشی نیروی محوری-لنگر خمشی

فصل اول

فصل دوم

فصل سوم

فصل چهارم

فصل پنجم
نتایج و پیشنهادات



۵-۱ نتایج کاربردی

۵-۱-۱ سیستم باربر جانبی مهاربندی همگرای کابلی با پلیت مرکزی در ساختمانهای ۳ طبقه (کوتاه مرتبه بازدهی کمتری نسبت به ساختمانهای میان مرتبه و بلند مرتبه دارد . در کل بازدهی این سیستم با افزایش ارتفاع ساختمانها افزایش می یابد . دلیل آن هم این است که با افزایش ارتفاع سازه نیروهای جانبی افزایش یافته و نقش این سیستم باربر جانبی در سازه هایی با ارتفاع بیشتر مشهودتر است . می توان اینگونه بیان کرد که سیستم باربر جانبی مهاربندی همگرای کابلی با پلیت مرکزی با قطر کابل و ضخامت پلیت و نیروی پس کشیدگی مناسب که در این پژوهش بدانها دست یافتیم، می تواند در جذب انرژی جانبی سازه نقش مهمی ایفا کند و در سازه های کوتاه مرتبه بدلیل نیروهای جانبی کمتر نقش این سیستم کمرنگ تر است . همانطور که قبلا ذکر شد در ساختمانهای بلند مرتبه که قبلا ساخته شده اند بدلیل نیروهای جانبی بیشتر و به دنبال آن ممانهای اعمالی بیشتر به ستونها ، معمولا در طبقات پایین ستونهایی با مقاطع بزرگ با سطح مقطع آرماتور بالا طراحی شده اند که با مقاوم سازی آنها با این سیستم ، همانطور که توضیح داده شد با تقلیل لنگرهای خمشی ناشی از بارهای جانبی ، این مقاطع بتنی بزرگ و آرماتورهای آنها با راندمان زیاد ظرفیت فشاری ستونها را افزایش می دهند .

۵-۱-۲ این سیستم حساس به تغییر ضخامت پلیت مرکزی و قطر کابل است و این حساسیت نسبت به ضخامت پلیت مشهود تر است. هم چنین با توجه به نیروی پس کشیدگی مناسب که در بخش ۵-۱-۳ بدست آمده است، در جدول ۵-۱ مقادیر مناسب و کاربردی برای مقاوم سازی ساختمانهای بتنی کوتاه مرتبه ، میان مرتبه و بلند مرتبه با دید اجرایی و مهندسی به صورت کیفی و کمی ارایه شده است، بدین ترتیب که واژه های بکار گرفته شده در ستون آخر جدول (۵-۱) دارای مفاهیم زیر است :

ضعیف : استفاده از آن توصیه نمی شود.

متوسط : استفاده از آن مانعی ندارد ولی بازدهی سیستم حداقل است.

خوب : استفاده از آن مانعی ندارد و بازدهی سیستم خوب است .

بسیار خوب : استفاده از آن مانعی ندارد و بازدهی سیستم حداکثر است.

جدول (۵-۱) مقادیر مناسب و کاربردی جهت مقاوم سازی ساختمانهای بتنی توسط مهاربندی همگرای کابلی با بلیت مرکزی به ابعاد 30*30

تعداد طبقه	نسبت طول به عرض پلان	تعداد دهانه ی مهاربندی	دهانه ی مناسب	قطر کابل (میلیمتر)	تیروی پس کشیدگی مناسب کابل (تن)	ضخامت پلنت (میلیمتر)	نتیجه گیری از پروتکل
3	1-1/25-1/5-1/75-2-2/25-2/5	1	دهانه ی وسط از قالب پیرامونی	2	13	1	متوسط
						3	متوسط
						1	متوسط
						3	خوب
						1	متوسط
						1/5	متوسط
						2	متوسط
						3	خوب
						1	متوسط
						1/5	متوسط
8	1-1/25-1/5-1/75-2-2/25-2/5	1	دهانه ی وسط از قالب پیرامونی	1	4/5	3	خوب
						2	متوسط
						1/5	متوسط
						1	خوب
						3	خوب
						2	متوسط
						1/5	متوسط
						1	متوسط
						3	بسیار خوب
						1	متوسط
12	1-1/25-1/5-1/75-2-2/25-2/5	1	دهانه ی وسط از قالب پیرامونی	2	16	3	بسیار خوب
						1	بسیار خوب
						3	بسیار خوب
						1	متوسط
						1/5	متوسط
						3	متوسط
						1	متوسط
						1/5	متوسط
						2	بسیار خوب
						3	بسیار خوب

۵-۱-۳ نیروی پس کشیدگی کابلها در طول این تحقیق با آزمون و خطا با توجه به نمودارهای (۴-۱۵) ، (۴-۲۷) و (۴-۴۸) که به ترتیب مربوط به میزان تاثیر افزایش نیروی پس کشیدگی بر روی دررفت ساختمانهای ۳، ۸ و ۱۲ طبقه است، ارائه شده است که با توجه به تاثیر کم این افزایش نیرو بر نسبت تنش ستون بحرانی، نقاطی که خط نمودار دررفت افقی شده ، به عنوان نیروی پس کشیدگی مناسب در نظر گرفته شده است. توجه به این نکته ضروریست که در سیستم های پس کشیده دلایل متعددی وجود دارند که سبب می شوند نیروی پس کشیدگی در امتداد طول کابل متغیر باشد، وبا گذشت زمان نیروی پس کشیدگی مجددا دچار تغییر شود . به اختلاف بین تنش های کششی اولیه و تنش های کششی موجود در هر مقطع از کابل در زمانی مشخص اتلاف نیروی پس کشیدگی گفته می شود.

عدم توجه به مقدار اتلاف های قابل ملاحظه می تواند اثراتی را بر رفتار سازه داشته باشد که باید بررسی گردد، از آنجا که در این پژوهش میزان نیروی مناسب پس کشیدگی کابلها با آزمون و خطا بدست آمده است و بعد از آن مقدار، تاثیری بر کاهش دررفت ندارد ، بنابراین با دید اجرایی مناسب به منظور خنثی نمودن اثر افت تنش در کابل می توان مقادیر مناسب پس کشیدگی را در ۱/۰۵ ضرب نمود .

بنابراین اگر نیروی پس کشیدگی مناسب کابل را مطابق با رابطه ی (۵-۱) در نظر گرفته شود ، مقدار X مناسب برابر با جدول (۲-۵) می باشد .

$$\text{رابطه (۵-۱)} \quad X = F_y * A = \text{نیروی مناسب پس کشیدگی کابل}$$

جدول (۲-۵) مقادیر مناسب نیروی پس کشیدگی بر حسب ظرفیت کابل

تعداد طبقات ساختمان بتنی	قطر کابل (cm)	نیروی پس کشیدگی مناسب (کیلوگرم)	سطح مقطع کابل (سانتی متر مربع)	تنش تسلیم کابل	ضریب افت تنش کابل	مقدار مناسب X
	1	3150	0/785	16000	1/05	0/25
3	2	13650	3/14	16000	1/05	0/27
	3	31500	7/065	16000	1/05	0/27
	1	4500	0/785	16000	1/05	0/35
8	2	14000	3/14	16000	1/05	0/27
	3	33000	7/065	16000	1/05	0/29
	1	5000	0/785	16000	1/05	0/39
12	2	16000	3/14	16000	1/05	0/31
	3	35000	7/065	16000	1/05	0/31

۵-۲ پیشنهادات

۵-۲-۱ در این پژوهش از ترکیب کابل و پلیت در مقاوم سازی سازه های بتنی استفاده شده است، بحث طراحی سازه های بتنی با این سیستم می تواند یک موضوع جذاب برای پژوهش باشد، چون قطعاً می تواند در بهینه کردن مقاطع بتنی و میزان آرماتورهای مصرفی در سازه بسیار تاثیر گذار باشد و هزینه های ساخت را کاهش دهد.

۵-۲-۲ استفاده از سیستم مهاربندی همگرای کابلی با پلیت مرکزی در بحث طراحی و مقاوم سازی می تواند با چالش جدی در اجرا همراه باشد. موضوع اتصالات کابل و پلیت و نحوه ی اتصال آنها به چهار کنج قاب بتنی و چگونگی ایجاد نیروهای پس کشیدگی مناسب در آنها می تواند موضوع جذاب دیگری برای پژوهش باشد. چرا که تمام پژوهش های نظری تا وقتی در حوزه ی اجرا وارد نشوند عملاً کاربردی نداشته و بلا استفاده باقی می مانند.

۵-۲-۳ ترکیب پلیت با کابل تفاوت محسوسی با سیستم مهاربندی کابلی فاقد پلیت در بحث مقاوم سازی دارند. مقایسه ی بین این دو سیستم با هم در بهبود عملکرد سازه های بتنی در برابر بارهای جانبی می تواند موضوع جذاب دیگری برای پژوهش باشد.

۵-۲-۴ در این پژوهش ابعاد پلیت ثابت فرض شده، و تاثیر تغییر بقیه ی متغیرها مثل ضخامت پلیت، قطر کابل و نیروی پس کشیدگی بر بهبود رفتار سازه با آزمون و خطا بررسی شده است. می توان در پژوهشی دیگر با همین موضوع ضخامت پلیت را ثابت فرض کرد و با تغییر ابعاد پلیت و دیگر متغیرها به نتایج دیگری در این زمینه دست یافت.

۵-۲-۵ در مورد اثر پلیت بر حفظ شکل پذیری سازه در بخش ۵-۳-۴ مطالبی ارائه شد. ولی بررسی میزان دقیق افزایش شکل پذیری توسط پلیت مرکزی بر سیستم مهاربندی کابلی نیازمند تحقیق جامع دیگری است، که می تواند به عنوان موضوع پژوهشی دیگر مورد توجه قرار گیرد.

1. S. Abhari , M. Barghian, (2019) “ Theoretical Assessment of the Behavior of a Cable Bracing System with a Central Steel Plate”. AUT Journal of Civil Engineering, 3(1)37-48 DOI: 10.22060/ajce.2018.15249.5527

۲. اکبر ح.ا. (۱۳۹۲) "بتن پیش تنیده" چاپ دوم انتشارات سیمای دانش تهران ص ۲۸-۱

3. G Tsionis, R Apostolska, F Taucer, 2014 “Seismic strengthening of RC buildings”, European Commission, Joint Research Centre, Institute for the Protection and Security of the Citizen

۴. قاسمی حسین ۱۳۸۳ طناب های فولادی پیام ارک شماره ۱۱:۳-۱۹

۵. عباسعلی تسنیمی "بهسازی و مقاوم سازی لرزه ای ساختمانهای بتنی" صفحه ۴۵-۴۸

۶. حسین پهلوان علی ناصری آرمین عین اللهی. (۱۳۹۸) "ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای ساختمانهای بتن

آرمه مقاوم سازی شده با روش ژاکت فولادی ستونها" نشریه مهندسی عمران امیرکبیر دوره ۵۱ شماره ۳

۷. نادر فناپی. کابل فولادی و استفاده از آن در بهسازی لرزه ای سازه ها. صنعت مقاوم سازی و بهسازی

۸. مجید برقیان؛ صمد مقصودپور. (۱۳۸۷) "مقاوم سازی ساختمان های بتنی با سیستم های کابلی و

بهینه سازی فرم کابل و محدوده ی نیروی پیش تنیدگی" مجله علمی پژوهشی شریف، دوره ۲۴، شماره ۴۴،

صفحه ۱۱۷-۱۲۴

9. Ali Molaei, (2014), Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frames with Diagonal Prestressing

Cables , Master's in Applied Science, Department of Civil Engineering, University of Ottawa

۱۰. میرزایی، محمد جواد و سجادیانفر، فهیمه، ۱۳۹۳، مقایسه ویرایش جدید و قدیم مبحث نهم از مقررات

ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه)، ششمین کنفرانس ملی سالیانه ، بتن ایران، تهران

۱۱. آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله -استاندارد ۲۸۰۰" (۱۳۹۳) ویرایش چهارم . مرکز تحقیقات

راه مسکن و شهرسازی تهران

۱۲. دفتر مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) "مقررات ملی ساختمان ایران-مبحث ششم -بارهای وارد بر

ساختمان" چاپ دوم انتشارات نشر توسعه ایران تهران

Abstract

Due to the growing importance of construction in human societies, various statutes have been developed and presented to build a safe and practical structure. providing these laws is mainly based on the results of the latest information obtained from analytical, laboratory, and statistical methods. because of the increasing population, structures with a basic formation are being changed into massive structures. simultaneously, design statutes are also developing quickly. In our country, according to the present conditions and requirements, the construction instructions are changing fast as well. Articles 9 and 6 of the National Building Code and Standard No. 2800 are among the regulations that have been amended. Changes in building regulations have increased lateral loads on structures. As a result, it is necessary to reinforce some old concrete buildings. On the other hand, Weaknesses are seen in the implementation and execution of conventional retrofitting methods. In this research, the effect of using steel cables as braces in concrete structures has been investigated with the aim of increasing the efficiency of the lateral bearing system, eliminating some of the weaknesses of conventional methods, and presenting a new method in the field of reinforcing the concrete buildings. The advantages of this method include improving the performance of the structure during earthquakes, reducing the seismic weight of the structure, no buckling of cables, reducing human error during execution, high execution speed, very good corrosion resistance, and very high tensile strength of the cable. In this research, a convergent cable bracing with a central steel plate has been utilized to reinforce short, medium, and large old concrete constructions. Appropriate amounts of retraction force, cable diameters, and the appropriate thickness of the steel plate have been investigated as well. According to the results, the reinforcement of concrete structures with convergent cable bracing with a central plate on 12-storey buildings with cable diameter and plate thickness of 2 cm and retraction force of 0.31 cable capacity, had very high efficiency. Also, implementation of this type of reinforcement on 8-storey buildings with the cable diameter of 2 or 3 cm and plate thickness of 3 cm and retraction force of 0.29 cable capacity, and on 3-storey buildings with the cable diameter of 3 cm and plate thickness 2 or 3 cm and retraction force of 0.27 cable capacity was observed to be a very high and good performance, respectively.

Retrofit of reinforced concrete buildings, Convergent cable bracing, Central steel plate, Appropriate retraction force



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

**Retrofitting of reinforced concrete frames with cable bracing
system and determining the suitable post-tensioning and
arrangement of cables**

By: Hasan Babui Shokatabad

Supervisor:

Dr. Vahid reza Kalat jari

February 2021