





دانشکده مهندسی عمران
رشته مهندسی عمران گرایش سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

**بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مهاربندی شده
با کابل‌های فولادی پیش‌تنیده**

نگارنده: حسین نصیری

استاد راهنما

دکتر وحیدرضا کلات‌جاری

شهریور ۹۵



پیوست شماره ۲

دانشکده: مهندسی عمران

گروه: سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای حسین نصیری به شماره دانشجویی: ۹۲۱۴۳۷۴

تحت عنوان: بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مهاربندی شده با کابل‌های فولادی پیش تنیده

در تاریخ ۱۳۹۵/۶/۱۵ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه

..... مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی: دکتر وحیدرضا کلات جاری

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی : دکتر مهدی عجمی		نام و نام خانوادگی: دکتر فرنوش باسلیقه
			نام و نام خانوادگی: دکتر فرشید جندقی علائی

تقدیم بہ:

پدر و مادر م

امیدہای زندگی ام...

باساس بسیار از:

استاد ارجمند، جناب آقای دکتر کلات جاری که راهنمایی های ارزنده ایشان، مسیر پژوهش را هموار گردانید...

تعهد نامه

اینجانب **حسین نصیری** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته‌ی مهندسی عمران-سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان‌نامه "بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مهاربندی شده با کابل‌های فولادی پیش‌تنیده" تحت راهنمایی آقای **دکتر وحیدرضا کلات‌جاری** متعهد می‌شوم:

- تحقیقات در این پایان‌نامه 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 پایان‌نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه شاهرود» و یا «Shahrood University» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان‌نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان‌نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آن‌ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

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

چکیده

یکی از اساسی‌ترین دغدغه‌های مهندسی سازه و زلزله بررسی اثر نیروهای طبیعی وارد بر سازه مثل نیروی زلزله و باد می‌باشد. در راستای تعبیه‌ی سیستم‌های مناسب برای مقابله و مستهلک کردن این نیروها بر روی سازه، مهندسین و پژوهش‌گرانی در سراسر دنیا سال‌ها به تحقیق و پژوهش مشغولند. در این میان سیستم قاب خمشی جزو قدیمی‌ترین و کاربردی‌ترین سیستم‌های مقاوم جانبی می‌باشد. این سیستم دارای ظرفیت شکل‌پذیری بالا می‌باشد و این سبب شده علی‌رغم تمام مزیت‌های آن، قاب خمشی در تحمل نیروی زلزله‌های بزرگ و تغییر مکان جانبی زیاد ناشی از آن دچار خسارت‌های غیرقابل ترمیم به اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای خود شود.

از طرفی سیستم‌های مهاربندی همگرا دارای سختی بالا هستند و سبب شده ضمن کنترل تغییر مکان جانبی قاب‌های سازه‌ای؛ عملکرد مناسبی در برابر بارهای جانبی از خود نشان دهند. در نتیجه استفاده از یک سیستم مرکب قاب خمشی و مهاربندی همگرا می‌تواند به عنوان سیستمی دوگانه یا یک استراتژی مقاوم‌سازی بعد از زلزله مورد توجه قرار گیرد. به علت عدم اجرای صحیح و دقیق اتصالات مهاربندهای همگرا در عمل، به خصوص در نقطه‌ی تلاقی مهاربندها به یکدیگر و نیز وجود عضو فشاری که سبب تحمیل کمانش پایدار و تغییر شکل‌های ماندگار ناشی از آن، در کنار تحمیل ناپایداری به رفتار هیسترسیز سازه می‌شود؛ پژوهش‌گرانی ایده‌ی استفاده از کابل‌های فولادی را به عنوان اعضای صرفاً کششی برای رفع معضلات اشاره شده پیشنهاد کرده‌اند. سطح مقطع کوچک و وزن کم، اجرای سریع و راحت، مقاومت کششی بسیار بالا و ایمن بودن از پدیده‌ی کمانش، راحت‌تر کنترل کردن ملاحظات معماری در طراحی بازوها و مقاومت بسیار خوب در برابر خوردگی، سایش و خستگی از انگیزه‌های استفاده از کابل به عنوان یک عضو مهاربندی می‌باشد. در راستای بهره‌برداری حداکثری از ظرفیت کششی کابل‌ها و این‌که هر دو کابل تحت کشش در مهار نیروی جانبی مشارکت کنند، ایده‌ی پیش‌تنیده کردن آن‌ها مطرح است.

با توجه به این‌که ضریب رفتار سازه به عنوان یکی از اساسی‌ترین پارامترهای عملکرد لرزه‌ای مطرح بوده و آیین‌نامه‌ی ایران در تعیین آن برای سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و کابل فولادی مسکوت است؛ این نیاز احساس می‌شود که در راستای مشخص کردن آن این پژوهش آغاز گردد. به علاوه برای شناخت بیش‌تر این سیستم، بررسی اثر تغییر وزن سازه و دریافت آن نیز عرصه‌ی پژوهش قرار گرفته است. برای این منظور ساختمان‌های فولادی سه‌بعدی ۳، ۶ و ۱۲ طبقه در دو آرایش از کابل‌ها به صورت منفرد ضربدری (مهاربندی در هر طبقه) و یکپارچه ضربدری (مهاربندی هر ۳ طبقه با هم با یک جفت کابل) با دو حالت معمولی و پیش‌تنیده در نرم‌افزار SAP 2000 به کمک آنالیز استاتیکی غیرخطی، طراحی به روش حالات حدی و بارگذاری لرزه‌ای بر اساس ویرایش چهارم آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران انجام شد. به علاوه در ساختمان ۱۲ طبقه اثر تغییر قطر و میزان پیش‌تنیدگی کابل در ۳ مقدار مختلف نیز مورد ارزیابی قرار گرفت.

در تعیین ضریب رفتار علاوه بر روش مرسوم تعیین آن (R_1)، شیوه‌ای که ضریب زلزله در هر گام با ضریب رفتار گام قبل از خود اصلاح شده و روند سعی و خطا با رعایت شروط دامنه‌ی اختلاف ۲ گام نهایی کمتر از ۵ درصد و برقراری قید تنش و تغییر مکان تا همگرایی به یک عدد (R_u)؛ انجام شده است.

پس از حصول نتایج مشخص شد R_u کلیه‌ی مدل‌ها کمتر از R_1 نظیر خود است. الگوی تغییر R_u نسبت به تغییر مدل نیز مشابه R_1 بوده است. به‌علاوه ثابت شد با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار قاب خمشی کاهش می‌یابد ولی در مدل‌های مهاربندی‌شده با کابل، R_u و R_1 ابتدا افزایش و سپس کاهش یافته‌اند. با پیش‌تنیده کردن کابل‌ها و افزایش میزان آن، R_u و R_1 هر دو افزایش می‌یابند. در نهایت برای کابل‌های معمولی مقدار R_1 از ۴/۵۴ تا ۶/۲۵ و مقدار R_u از ۳/۸۸ تا ۵/۳ متغیر بوده است. برای کابل‌های پیش‌تنیده نیز مقدار R_1 از ۴/۶۶ تا ۶/۹ و مقدار R_u از ۴/۰۳ تا ۶/۹۹ متغیر بوده است.

با بررسی در زمینه‌ی تغییر وزن سازه مشخص شد با افزودن کابل به سازه‌ی کوتاه و نسبتاً کوتاه وزن سازه کاهش یافته ولی در سازه‌ی متوسط ابتدا افزایش و سپس کاهش یافته است. به عبارت دیگر، با افزایش قطر کابل وزن سازه کاهش می‌یابد. همچنین در بحث تغییر قطر کابل، آرایش منفرد در قیاس با آرایش یکپارچه حساس‌تر بوده است. به‌جز ساختمان ۶ طبقه که آرایش یکپارچه در کاهش وزن سازه عملکرد بهتری داشته است، آرایش منفرد سبب کاهش بیش‌تری در وزن آن شده؛ لذا آرایش کابل و ارتفاع سازه ۲ پارامتر به‌هم وابسته‌اند. اما به‌طور کلی می‌توان گفت سیستم مهاربندی به لحاظ کاهش وزن سازه روی ساختمان‌های کوتاه تأثیر بیش‌تری داشته است. پیش‌تنیده کردن کابل‌ها و افزایش میزان آن نیز نسبت به کابل معمولی سازه را سبک‌تر کرده است.

در حوزه‌ی بررسی تغییر دررفت، افزودن کابل به سازه سبب کاهش محسوس دررفت شده و برای آرایش منفرد این کاهش بیش‌تر از آرایش یکپارچه می‌باشد. لذا آرایش یکپارچه از منظر شکل‌پذیری آرایش مطلوب‌تری است. به‌علاوه، افزایش پیش‌تنیدگی تأثیر محسوسی بر کاهش دررفت نسبت به کابل معمولی نگذاشته ولی با افزایش قطر کابل، کاهش دررفت سازه افزایش یافته است. به‌طور کلی می‌توان گفت سیستم مهاربندی با کابل از منظر کاهش دررفت بر روی سازه‌های کوتاه نسبت به متوسط اثرگذارتر بوده است.

کلمات کلیدی: سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی و کابل فولادی، آنالیز استاتیکی غیرخطی، پیش‌تنیدگی، ضریب رفتار، دررفت، طراحی حالات حدی، ویرایش چهارم آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران.

فهرست مطالب

صفحه

فصل ۱- مقدمه	۱
۱-۱- مبانی نظری پژوهش	۲
۲-۱- تاریخچه‌ی پژوهش‌های مهاربندی با کابل‌های فولادی	۳
۳-۱- طرح کلی مسأله	۶
۴-۱- اهداف پژوهش	۷
۵-۱- نمایه‌ی فصول آینده	۷
۶-۱- فرضیات	۸
فصل ۲- معرفی کابل‌ها	۹
۱-۲- مقدمه	۱۰
۲-۲- اجزا و تعاریف کابل‌های سیمی	۱۰
۱-۲-۲- سیم‌های فولادی	۱۰
۱-۲-۲-۱- فولاد بدون آلیاژ	۱۰
۲-۲-۲- ساخت سیم‌ها	۱۱
۳-۲-۲-۱- روکش فلزی	۱۲
۴-۲-۲-۱- آزمایش کشش سیم‌ها	۱۲
۲-۲-۲- رشته‌ها	۱۳
۱-۲-۲-۲- رشته‌های گرد	۱۳
۲-۲-۲-۲- رشته‌های شکل‌دار	۱۶
۳-۲-۲- هسته‌ی کابل	۱۶
۴-۲-۲- روان‌کنندگی	۱۸
۵-۲-۲- کابل‌ها	۱۸
۱-۵-۲-۲- ساختمان کابل‌ها	۱۸
۳-۲- کابل‌ها تحت کشش	۲۲
۴-۲- مدول الاستیسیته کابل	۲۳
۱-۴-۲- تعریف	۲۳

۲۳	۲-۴-۲- محاسبه‌ی مدول الاستیسیته‌ی کابل‌های حلقوی.....
۲۳	۳-۴-۲- محاسبه‌ی مدول الاستیسیته‌ی کابل‌های رشته سیمی.....
۲۵	۵-۲- پیش‌تنیدگی در کابل‌ها.....
۲۷	فصل ۳- شناخت ضریب رفتار سازه.....
۲۸	۱-۳- مقدمه.....
۳۰	۲-۳- تعیین ضریب رفتار ATC-19.....
۳۱	۱-۲-۳- پاسخ نیرو-تغییر مکان سازه‌ها.....
۳۳	۲-۲-۳- برآورد تجربی روابط نیرو-تغییر مکان.....
۳۴	۱-۲-۲-۳- اجزای کلیدی R
۳۵	۱-۱-۲-۲-۳- ضریب مقاومت R_S
۳۶	۲-۱-۲-۲-۳- ضریب شکل‌پذیری R_μ
	۱-۲-۱-۲-۲-۳- بررسی پارامترهای مؤثر در ضریب کاهش
۴۷	در اثر شکل‌پذیری(ضریب شکل‌پذیری).....
۴۹	۳-۱-۲-۲-۳- ضریب قید اضافی R_R
۵۱	۳-۳- بررسی ضریب رفتار سازه توسط روش پیشنهادی ینگ.....
۵۳	۱-۳-۳- ضریب اضافه مقاومت R
۵۴	۲-۳-۳- ضریب تنش مجاز Y
۵۴	۳-۳-۳- ضریب کاهش نیرو (ضریب رفتار یا اصلاح پاسخ).....
۵۴	۴-۳-۳- ضریب تشدید تغییر مکان.....
۵۷	فصل ۴- مدل‌سازی و روش‌های محاسبه.....
۵۸	۱-۴- مقدمه.....
۵۸	۲-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی.....
۵۸	۱-۲-۴- تعریف مفاصل پلاستیک و معیارهای پذیرش.....
۶۲	۲-۲-۴- توزیع بار جانبی.....
۶۳	۱-۲-۲-۴- توزیع نوع اول.....
۶۳	۲-۲-۲-۴- توزیع نوع دوم.....
۶۴	۳-۲-۴- تغییر مکان هدف.....

۶۴	۴-۲-۳-۱- دو خطی کردن منحنی ظرفیت سازه.....
۶۴	۴-۲-۳-۲- زمان تناوب اصلی موثر سازه.....
۶۵	۴-۲-۳-۳- تغییر مکان هدف سازه.....
۶۶	۴-۲-۴- تعریف بارهای استاتیکی غیرخطی.....
۶۷	۴-۲-۴-۱- نکات مهم تعریف حالت‌های بار استاتیکی غیرخطی.....
۶۸	۴-۳-۳- مدل سازی.....
۶۸	۴-۳-۱- کلیات.....
۷۰	۴-۳-۲- صحت سنجی.....
۷۲	۴-۳-۳- بارگذاری.....
۷۳	۴-۳-۴- جزئیات مدل سازی.....
۷۳	۴-۳-۱- مدل سازی کابل.....
۷۵	۴-۳-۲- تغییر مکان نسبی طبقات.....
۷۶	۴-۳-۳- اعضای تیر و ستون.....
۷۷	۴-۳-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی.....
۷۹	۴-۴- نام گذاری مدل ها.....
۸۰	۴-۵- نمایش منحنی ظرفیت مدل ها.....
۸۶	۴-۶- ضریب رفتار.....
۸۶	۴-۶-۱- رویه‌ی سعی و خطا در محاسبه‌ی ضریب رفتار.....
۸۷	۴-۶-۲- محاسبه‌ی ضریب رفتار.....
۸۹	۴-۶-۳- درصد اختلاف همگرایی R_u

فصل ۵- تجزیه و تحلیل اطلاعات خروجی..... ۹۱

۹۲	۵-۱- مقدمه.....
۹۲	۵-۲- بخش اول: بررسی ضریب رفتار.....
۹۲	۵-۲-۱- بررسی تغییر R_I و R_u نسبت به یکدیگر.....
۹۵	۵-۲-۲- بررسی اثر تغییر ارتفاع و نوع آرایش و تأثیر پیش تنیدگی کابل بر R
۹۸	۵-۲-۳- بررسی اثر تغییر قطر کابل بر R
۱۰۱	۵-۲-۴- بررسی اثر تغییر میزان پیش تنیدگی بر R
۱۰۴	۵-۳- بخش دوم: بررسی وزن سازه.....

۱-۳-۵- بررسی تغییرات وزن ساختمان کوتاه و نسبتا کوتاه.....	۱۰۴
۲-۳-۵- بررسی اثر تغییر قطر، آرایش و میزان پیش تنیدگی کابل بر وزن سازه متوسط.....	۱۰۶
۴-۵- بخش سوم: بررسی تغییر دررفت.....	۱۰۸
۱-۴-۵- بررسی تغییرات دررفت ساختمان کوتاه و نسبتا کوتاه.....	۱۰۹
۲-۴-۵- بررسی اثر تغییر قطر، آرایش و میزان پیش تنیدگی کابل بردررفت سازه متوسط.....	۱۱۰
فصل ۶- نتایج و پیشنهادات.....	۱۱۵
۱-۶- نتیجه گیری.....	۱۱۶
۲-۶- پیشنهادات.....	۱۱۸
منابع و مراجع.....	۱۲۰

فهرست شکل‌ها

عنوان شکل	صفحه
شکل (۱-۱) - سیستم مهاربندی پیشنهادی هوو و تاگاوا.....	۵
شکل (۲-۱) - قاب بتنی مهاربندی شده توسط کابل.....	۵
شکل (۱-۲) - سطح مقطع عرضی انواع سیم.....	۱۱
شکل (۲-۲) - منحنی تنش-کرنش یک سیم راست شده.....	۱۳
شکل (۳-۲) - برآورد مقاومت جاری شدن $R_{p0.2}$ بر اساس EN 10002-1.....	۱۳
شکل (۴-۲) - رشته‌ی ساده	۱۴
شکل (۵-۲) - راستای خواب سیم‌ها در یک رشته.....	۱۴
شکل (۶-۲) - رشته متقاطع خواب.....	۱۵
شکل (۷-۲) - رشته‌های موازی خواب با دو لایه سیم.....	۱۵
شکل (۸-۲) - رشته‌ی وارینگتون-سیل.....	۱۵
شکل (۹-۲) - رشته شکل دار (بیضی یا مثلثی).....	۱۶
شکل (۱۰-۲) - هسته‌های الیافی.....	۱۷
شکل (۱۱-۲) - انواع هسته‌های فولادی در کابل‌ها.....	۱۷
شکل (۱۲-۲) - انواع کابل حلقوی.....	۱۹
شکل (۱۳-۲) - راستای خواب کابل‌های رشته‌ای.....	۲۰
شکل (۱۴-۲) - کابل‌های رشته‌ای گرد.....	۲۱
شکل (۱۵-۲) - کابل بارشسته‌های کابلی.....	۲۱
شکل (۱۶-۲) - کابل رشته‌ی مثلثی و بیضی.....	۲۱
شکل (۱۷-۲) - دستگاه اندازه‌گیری ازدیاد طول سیم.....	۲۴
شکل (۱۸-۲) - منحنی تنش-کرنش کابل با هسته‌ی الیافی.....	۲۴
شکل (۱۹-۲) - منحنی تنش-کرنش کابل با هسته‌ی فولادی.....	۲۴
شکل (۱-۳) رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام.....	۳۱
شکل (۲-۳) تقریب دو خطی رابطه نیرو - تغییر مکان به روش پائولی و پریستلی.....	۳۲

- شکل (۳-۳) تقریب دو خطی رابطه نیرو - تغییر مکان به روش انرژی معادل..... ۳۲
- شکل (۴-۳) تعریف ضریب و نسبت شکل پذیری برای دو قاب یک طبقه..... ۳۶
- شکل (۵-۳) - ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری پیشنهاد شده توسط نیومارک و هال..... ۳۸
- شکل (۶-۳) - مقادیر پیشنهاد شده ضریب کاهش در اثر شکل پذیری توسط لای و بیگز..... ۳۹
- شکل (۷-۳) - مقادیر ضریب کاهش در اثر شکل پذیری پیشنهادی ریدل و نیومارک..... ۴۱
- شکل (۸-۳) - مقادیر پیشنهاد شده توسط ریدل، هیدالگو و کروز برای محاسبه‌ی ضریب کاهش در اثر شکل پذیری..... ۴۲
- شکل (۹-۳) - مقادیر پیشنهادی کراوینکلر و ناسار برای ضریب کاهش در اثر شکل پذیری..... ۴۳
- شکل (۱۰-۳) - مقادیر پیشنهادی ویدیچ، فایفر و فیشینگر برای ضریب کاهش در اثر شکل پذیری..... ۴۴
- شکل (۱۱-۳) - ضریب کاهش در اثر شکل پذیری پیشنهاد شده‌ی میراندا برای خاکهای مختلف..... ۴۶
- شکل (۱۲-۳) - تأثیر پریود سازه بر ضریب کاهش در اثر شکل پذیری به روش میراندا و ناسار..... ۴۶
- شکل (۱۳-۳) - تأثیر پریود خاک بر ضریب کاهش در اثر شکل پذیری به روش میراندا برای خاکهای نرم..... ۴۷
- شکل (۱۴-۳) - مقایسه‌ی مقادیر پیشنهاد شده توسط ناسار و کراوینکلر با سایر روش‌ها برای شکل پذیری ثابت $\mu = 3$ ۴۹
- شکل (۱۵-۳) - سیستم های قاب مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای..... ۵۰
- شکل (۱۶-۳) - منحنی پاسخ کلی سازه به روش یانگ..... ۵۲
- شکل (۱-۴) - منحنی لنگر-دوران غیرخطی اجزا..... ۵۹
- شکل (۲-۴) - سطح عملکرد غیرخطی اعضا..... ۵۹
- شکل (۳-۴) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش تیرها..... ۶۰
- شکل (۴-۴) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش مهاربندهای کششی..... ۶۰
- شکل (۵-۴) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش ستون‌ها..... ۶۱
- شکل (۶-۴) - تعیین مختصات منحنی "لنگر-دوران" در مدل سازی مفصل خمشی تیر IPE270..... ۶۲
- شکل (۷-۴) - دو خطی کردن منحنی ظرفیت..... ۶۵
- شکل (۸-۴) - تعریف بارثقلی استاتیکی غیرخطی..... ۶۶
- شکل (۹-۴) - تعریف باررانشی استاتیکی غیرخطی..... ۶۷

شکل (۴-۱۰) - تیپ‌بندی کلی مدل‌ها.....	۶۹
شکل (۴-۱۱) - پلان مدل‌های تحت بررسی.....	۶۹
شکل (۴-۱۲) - ابعاد هندسی و مقاطع قاب خمشی ۲ بعدی، یک دهانه و یک طبقه برای صحت‌سنجی.....	۷۱
شکل (۴-۱۳) - منحنی ظرفیت قاب خمشی مقاله‌ی اصلی برای صحت‌سنجی.....	۷۱
شکل (۴-۱۴) - مقایسه‌ی منحنی ظرفیت مقاله‌ی اصلی و مدل‌سازی شده برای صحت‌سنجی.....	۷۲
شکل (۴-۱۵) - اعضای طراحی شده‌ی یکی از قاب‌های خمشی ۳ طبقه.....	۷۷
شکل (۴-۱۶) - قاب ۶ طبقه با مهاربندی یکپارچه در اولین گام تشکیل مفصل.....	۷۸
شکل (۴-۱۷) - قاب ۶ طبقه با مهاربندی یکپارچه در گام نظیر تغییر مکان هدف.....	۷۸
شکل (۴-۱۸) - قاب ۶ طبقه با مهاربندی یکپارچه در آخرین گام تشکیل مفصل.....	۷۹
شکل (۴-۱۹) - مدل 3st-Moment.....	۸۰
شکل (۴-۲۰) - مدل 3st-S-A-O.....	۸۰
شکل (۴-۲۱) - مدل 3st-S-A-50P.....	۸۰
شکل (۴-۲۲) - مدل 3st-M-A-O.....	۸۰
شکل (۴-۲۳) - مدل 3st-M-A-50P.....	۸۰
شکل (۴-۲۴) - مدل 6st-Moment.....	۸۰
شکل (۴-۲۵) - مدل 6st-S-A-O.....	۸۱
شکل (۴-۲۶) - مدل 6st-S-A-50P.....	۸۱
شکل (۴-۲۷) - مدل 6st-M-A-O.....	۸۱
شکل (۴-۲۸) - مدل 6st-M-A-50P.....	۸۱
شکل (۴-۲۹) - مدل 12st-Moment.....	۸۱
شکل (۴-۳۰) - مدل 12st-S-A-O.....	۸۱
شکل (۴-۳۱) - مدل 12st-S-A-30P.....	۸۲
شکل (۴-۳۲) - مدل 12st-S-A-50P.....	۸۲
شکل (۴-۳۳) - مدل 12st-S-A-70P.....	۸۲
شکل (۴-۳۴) - مدل 12st-S-B-O.....	۸۲

۸۲.....	شکل (۴-۳۵) - مدل 12st-S-B-30P
۸۲.....	شکل (۴-۳۶) - مدل 12st-S-B-50P
۸۳.....	شکل (۴-۳۷) - مدل 12st-S-B-70P
۸۳.....	شکل (۴-۳۸) - مدل 12st-S-C-O
۸۳.....	شکل (۴-۳۹) - مدل 12st-S-C-30P
۸۳.....	شکل (۴-۴۰) - مدل 12st-S-C-50P
۸۳.....	شکل (۴-۴۱) - مدل 12st-S-C-70P
۸۳.....	شکل (۴-۴۲) - مدل 12st-M-A-O
۸۴.....	شکل (۴-۴۳) - مدل 12st-M-A-30P
۸۴.....	شکل (۴-۴۴) - مدل 12st-M-A-50P
۸۴.....	شکل (۴-۴۵) - مدل 12st-M-A-70P
۸۴.....	شکل (۴-۴۶) - مدل 12st-M-B-O
۸۴.....	شکل (۴-۴۷) - مدل 12st-M-B-30P
۸۴.....	شکل (۴-۴۸) - مدل 12st-M-B-50P
۸۵.....	شکل (۴-۴۹) - مدل 12st-M-B-70P
۸۵.....	شکل (۴-۵۰) - مدل 12st-M-C-O
۸۵.....	شکل (۴-۵۱) - مدل 12st-M-C-30P
۸۵.....	شکل (۴-۵۲) - مدل 12st-M-C-50P
۸۵.....	شکل (۴-۵۳) - مدل 12st-M-C-70P
۸۸.....	شکل (۴-۵۴) - اطلاعات جدولی منحنی ظرفیت سازه‌ی 3st-M-A-O
۸۸.....	شکل (۴-۵۵) - منحنی ظرفیت دوخطی شده‌ی سازه‌ی 3st-M-A-O
۹۳.....	شکل (۵-۱) - تغییر ضریب رفتار ساختمان ۳ طبقه در برابر نوع مدل
۹۳.....	شکل (۵-۲) - تغییر ضریب رفتار ساختمان ۶ طبقه در برابر نوع مدل
۹۳.....	شکل (۵-۳) - تغییر ضریب رفتار ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 10mm در برابر نوع مدل
۹۴.....	شکل (۵-۴) - تغییر ضریب رفتار ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 14mm در برابر نوع مدل
۹۴.....	شکل (۵-۵) - تغییر ضریب رفتار ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 18mm در برابر نوع مدل

- شکل (۵-۶)- تغییر R_1 ساختمان قاب خمشی و قاب خمشی با کابل معمولی در برابر تعداد طبقات..... ۹۵
- شکل (۵-۷)- تغییر R_u ساختمان قاب خمشی و قاب خمشی با کابل معمولی در برابر تعداد طبقات..... ۹۶
- شکل (۵-۸)- تغییر R_1 ساختمان قاب خمشی و قاب خمشی با کابل ۵۰ درصد ظرفیت پیش‌تنیدگی با تعداد طبقات..... ۹۶
- شکل (۵-۹)- تغییر R_u ساختمان قاب خمشی و قاب خمشی با کابل ۵۰ درصد ظرفیت پیش‌تنیدگی با تعداد طبقات..... ۹۶
- شکل (۵-۱۰)- تغییر R_1 قاب خمشی، قاب با کابل ۵۰ درصد پیش‌تنیدگی و معمولی (آرایش منفرد) با تعداد طبقات..... ۹۷
- شکل (۵-۱۱)- تغییر R_u قاب خمشی، قاب با کابل ۵۰ درصد پیش‌تنیدگی و معمولی (آرایش منفرد) با تعداد طبقات..... ۹۷
- شکل (۵-۱۲)- تغییر R_1 قاب خمشی، قاب با کابل ۵۰ درصد پیش‌تنیدگی و معمولی (آرایش یکپارچه) با تعداد طبقات..... ۹۷
- شکل (۵-۱۳)- تغییر R_u قاب خمشی، قاب با کابل ۵۰ درصد پیش‌تنیدگی و معمولی (آرایش یکپارچه) با تعداد طبقات..... ۹۸
- شکل (۵-۱۴)- تغییر R_1 قاب خمشی و کابل با آرایش منفرد و یکپارچه در برابر تغییر قطر آن..... ۹۹
- شکل (۵-۱۵)- تغییر R_u قاب خمشی و کابل با آرایش منفرد و یکپارچه در برابر تغییر قطر آن..... ۹۹
- شکل (۵-۱۶)- تغییر R_1 قاب خمشی و کابل با آرایش منفرد و ۳۰، ۵۰ و ۷۰ درصد پیش‌تنیدگی در برابر تغییر قطر آن..... ۱۰۰
- شکل (۵-۱۷)- تغییر R_u قاب خمشی و کابل با آرایش منفرد و ۳۰، ۵۰ و ۷۰ درصد پیش‌تنیدگی در برابر تغییر قطر آن..... ۱۰۰
- شکل (۵-۱۸)- تغییر R_1 قاب خمشی و کابل با آرایش یکپارچه و ۳۰، ۵۰ و ۷۰ درصد پیش‌تنیدگی در برابر تغییر قطر آن..... ۱۰۰
- شکل (۵-۱۹)- تغییر R_u قاب خمشی و کابل با آرایش یکپارچه و ۳۰، ۵۰ و ۷۰ درصد پیش‌تنیدگی در برابر تغییر قطر آن..... ۱۰۱
- شکل (۵-۲۰)- تغییر R_1 قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 10mm) در برابر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۰۲
- شکل (۵-۲۱)- تغییر R_u قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 10mm) در برابر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۰۲
- شکل (۵-۲۲)- تغییر R_1 قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 14mm) در برابر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۰۲
- شکل (۵-۲۳)- تغییر R_u قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 14mm) در برابر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۰۳
- شکل (۵-۲۴)- تغییر R_1 قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 18mm) در برابر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۰۳

- شکل (۵-۲۵) - تغییر R_u قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 18mm) در برابر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۰۳
- شکل (۵-۲۶) - درصد تغییر وزن ساختمان ۳ طبقه در برابر نوع مدل..... ۱۰۵
- شکل (۵-۲۷) - درصد تغییر وزن ساختمان ۶ طبقه در برابر نوع مدل..... ۱۰۵
- شکل (۵-۲۸) - درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 10mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۰۶
- شکل (۵-۲۹) - درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 14mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۰۶
- شکل (۵-۳۰) - درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 18mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۰۷
- شکل (۵-۳۱) - درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با آرایش منفرد در برابر تغییر قطر کابل..... ۱۰۷
- شکل (۵-۳۲) - درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با آرایش یکپارچه در برابر تغییر قطر کابل..... ۱۰۷
- شکل (۵-۳۳) - تغییر دررفت ساختمان ۳ طبقه در برابر تغییر مدل..... ۱۰۹
- شکل (۵-۳۴) - تغییر دررفت ساختمان ۶ طبقه در برابر تغییر مدل..... ۱۰۹
- شکل (۵-۳۵) - تغییر دررفت ساختمان ۱۲ طبقه با کابل 10mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۱۰
- شکل (۵-۳۶) - تغییر دررفت ساختمان ۱۲ طبقه با کابل 14mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۱۱
- شکل (۵-۳۷) - تغییر دررفت ساختمان ۱۲ طبقه با کابل 18mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی..... ۱۱۱
- شکل (۵-۳۸) - تغییر دررفت ساختمان ۱۲ طبقه با آرایش منفرد در برابر تغییر قطر کابل..... ۱۱۱
- شکل (۵-۳۹) - تغییر دررفت ساختمان ۱۲ طبقه با آرایش یکپارچه در برابر تغییر قطر کابل..... ۱۱۲
- شکل (۵-۴۰) - تغییر دررفت ساختمان‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه با کابل 14mm در برابر تغییر مدل..... ۱۱۲

فهرست جدول‌ها

عنوان جدول	صفحه
جدول (۱-۲) - مشخصات میله‌های فولادی بدون آلیاژ.....	۱۱
جدول (۲-۲) - نمادگذاری هسته‌های کابل‌ها بر اساس ISO 17893.....	۱۷
جدول (۳-۲) - دسته‌بندی کابل‌ها.....	۱۹
جدول (۴-۲) - حداقل تنش گسیختگی کابل بر حسب مگا پاسگال.....	۲۲
جدول (۵-۲) - ضرایب A , B , C برای محاسبه‌ی مدول الاستیسیته بر حسب مگا پاسگال.....	۲۵
جدول (۱-۳) - ضرایب کاهش آزمایشگاهی برای قاب‌های فولادی.....	۳۴
جدول (۲-۳) - پارامترهای پاسخ لرزه‌ای برای دو قاب یک طبقه.....	۳۷
جدول (۳-۳) - مقادیر α و β در رابطه‌ی ارائه شده بوسیله‌ی لای و بیگز.....	۴۰
جدول (۴-۳) - مقادیر T^* و R^* در روش ریدل، هیدالگو و کروزر بر حسب شکل‌پذیری.....	۴۲
جدول (۵-۳) - مقادیر پارامترهای a و b در روش ناسار و کراوینکلر.....	۴۳
جدول (۶-۳) - مقادیر مختلف ضریب قید اضافی برای استفاده در ضریب R طبق توصیه‌ی ATC-19.....	۵۱
جدول (۱-۴) - پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در خمش برای تیر با مقطع IPE270.....	۶۱
جدول (۲-۴) - مشخصات مصالح اعضا.....	۷۰
جدول (۳-۴) - مشخصات بارگذاری.....	۷۰
جدول (۴-۴) - تغییر مکان مرکز جرم قاب خمشی ساختمان ۳ طبقه.....	۷۵
جدول (۵-۴) - تغییر مکان مرکز جرم قاب خمشی ساختمان ۶ طبقه.....	۷۵
جدول (۶-۴) - تغییر مکان مرکز جرم قاب خمشی ساختمان ۱۲ طبقه.....	۷۶
جدول (۷-۴) - مقاطع مورد استفاده در مدل‌ها.....	۷۶
جدول (۸-۴) - الگوی نام‌گذاری مدل‌ها.....	۷۹
جدول (۹-۴) - درصد اختلاف همگرایی در ضریب رفتار.....	۸۹

فصل ۱

مقدمه

۱-۱- مبانی نظری پژوهش

یکی از اساسی‌ترین دغدغه‌های مهندسی سازه و زلزله رفتارشناسی نیروهای طبیعی وارد بر سازه‌ها مثل نیروی زلزله و باد است. در راستای مقابله با این نیروها، طی سالیان متمادی، پژوهش‌گران سعی در شناخت رفتار زلزله و مقابله با آن با صرف کمترین هزینه و بیش‌ترین کارایی را دارند.

انواع قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای هم‌محور و برون‌محور، دیوارهای برشی بتنی و فولادی و قاب‌های دوگانه از جمله سیستم‌های بسیار مرسوم در این عرصه است. سیستم قاب خمشی از کاربردی‌ترین و قدیمی‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی می‌باشد.

این سیستم دارای ظرفیت شکل‌پذیری بالا است. به علت همین ویژگی، قاب‌های خمشی برای کنترل ملاحظات تغییر مکان جانبی آیین‌نامه‌های طراحی؛ دارای مقاطع نسبتاً بزرگی هستند. به‌علاوه در زمین‌لرزه‌های بزرگ که سبب تحمیل نیروها و تغییر مکان‌های بزرگ به سازه و به‌خصوص به اجزای غیرسازه‌ای می‌شود؛ استفاده از یک سیستم مهاربندی به عنوان سیستمی دوگانه یا یک استراتژی جهت مقاوم‌سازی بعد از زلزله ضروری به نظر می‌رسد [۱].

از طرفی، سیستم‌های مهاربندی همگرا سختی الاستیک مناسبی را به سازه تحمیل می‌کنند. به‌گونه‌ای که مانع از تغییر مکان‌های بزرگ شود و در صورت افزودن آن‌ها به قاب خمشی؛ تأثیر به‌سزایی در افزایش سختی کلی و مقاومت قاب خمشی دارند. علت این افزایش نیز در خاصیت جذب و اِتلاف انرژی و در نتیجه مقاومت قابل اطمینان در برابر نیروها و تغییر مکان‌های بزرگ ناشی از حرکت زمین است [۱]. در کنار این مزایا؛ ایراد بزرگ سیستم‌های مرسوم مهاربندی همگرا اجرای دشوار اتصالات آن‌ها به خصوص در وسط تقاطع دو مهاربند است که این سیستم‌ها در بررسی دقیق زلزله‌های اخیر دنیا از خود نشان داده‌اند. به‌علاوه پدیده‌ی کماتش پایدار در المان‌های فشاری و در نتیجه تحمیل تغییر شکل‌های ماندگار و نیز ایجاد ناپایداری در رفتار هیسترسیز^۱ سازه از دیگر معضلات اساسی قابل ذکر

1. Hysteresis

است [۲]. از این رو برای غلبه بر این ایرادها، پژوهش‌گران به فکر استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب^۱، مهاربندهای غیرفشاری^۲، مهاربندهای استهلاکی^۳ و دارای انواع میراگر افتاده و تحقیقات وسیعی در این زمینه‌ها انجام داده‌اند [۳].

در همین راستا؛ سال‌های قبل پژوهش‌گرانی ایده‌ی به کارگیری سیستم دو گانه‌ی قاب خمشی و کابل فولادی را پیشنهاد کرده‌اند. در طی این سال‌ها تحقیقات نسبتاً متنوعی روی بررسی رفتار قاب‌های خمشی فولادی مهاربندی‌شده با کابل انجام شد. انگیزه‌ی به کارگیری کابل برای ایجاد یک سیستم دوگانه یا یک استراتژی مقاوم‌سازی بعد از زلزله، سطح مقطع کوچک و در نتیجه وزن کم و صرفه‌ی اقتصادی آن در مقایسه با سایر سیستم‌های مرسوم مهاربندی (مثل دیوارهای برشی فولادی و بتنی و ...) است. به علاوه مقاومت کششی بسیار بالای کابل (که گاهی به ۱۰ برابر مقطع فولاد معمولی نیز می‌رسد) در کنار مقاومت بسیار خوب آن در برابر خوردگی، سایش، خستگی و نیز ایمن بودن از پدیده‌ی کمانش (به علت آن‌که کابل‌ها اِلمان‌هایی صرفاً کششی هستند) از جمله‌ی دیگر مزایای این المان سازه‌ای است. سهولت و سرعت بالای اجرا، هم‌گام با راحت‌تر بودن در نظر گرفتن ملاحظات معماری برای طراحی بازشوها از دیگر انگیزه‌های محققان برای کاربرد کابل است [۶، ۱]. برای جلوگیری از شل‌شدگی کابل‌ها در هنگام اعمال بار زلزله و نیز برای بهره‌برداری حداکثری از ظرفیت کابل‌ها در کنار عمل کردن هر دو کابل تحت کشش؛ پیش‌تنیده کردن آن‌ها ابزاری مفید است.

۲-۱- تاریخچه‌ی پژوهش‌های مهاربندی با کابل‌های فولادی

هوو و تاگوا [۳] طی پژوهشی آزمایشگاهی سعی کردند با افزودن یک استوانه‌ی فولادی به سیستم مهاربندی با آرایش ضربدری و عبور کابل‌ها از درون آن، سبب شوند کابل‌ها به صورت همزمان در کشش کار کنند (شکل (۱-۱)). آن‌ها جهت مقایسه‌ی نتایج پژوهش خود علاوه بر قاب خمشی؛ قاب خمشی

1. Buckling-restrained brace

3. Dissipative bracing

2. Non-compression brace

مهاربندی شده با کابل و آرایش ضربدری (بدون عبور کابل‌ها از لوله‌ی فولادی استوانه‌ای) را نیز تحت آزمایش قرار دادند. آن‌ها نشان دادند با سیستم پیشنهادی کابل‌های عبوری از لوله‌ی فولادی استوانه‌ای، می‌توان ضمن حفظ شکل‌پذیری قاب خمشی، ظرفیت استهلاک انرژی و مقاومت جانبی طبقات آن را افزایش داد. افزون بر آن، این تحقیق نشان داد که سیستم مهاربندی پیشنهادی تأثیر اندکی روی افزایش نیروی محوری ستون‌های پای مهاربندهای کابلی دارد. همچنین بررسی تأثیر سختی لوله‌ی فولادی استوانه‌ای نیز جزو دامنه‌ی تحقیقاتی آنان بود.

الّهیاری ثانی و برقیان [۴] کاربرد کابل به جای بادبند در سازه‌های بتن آرمه‌ی سه بعدی و تعیین ضریب رفتار آن را عرصه‌ی پژوهش قرار دادند. آن‌ها مهاربندها را به صورت یکپارچه به همراه میراگرهای ویسکوز، در حالی که کابل‌ها به دال کف طبقات اتصال لغزشی داشت مدل‌سازی کرده و به بررسی میزان وابستگی عملکرد لرزه‌ای سازه به میزان سهم مهاربند از نیروی برش پایه و نیز تأثیر آن بر ضریب رفتار پرداختند.

مقصودپور و برقیان [۵] بر روی فرم بهینه‌ی مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی با کابل‌های یکپارچه (تعیین اینکه فرم و شکل هندسی کابل چگونه باشد و کابل در هر طبقه در چه نقطه‌ای مهارشود) پژوهش کردند (شکل (۱-۲)).

جعفرلو و ولادی [۶] ضریب رفتار قاب‌های فولادی ساده با مهاربند کابلی به شکل یکپارچه (مهاربند بزرگ) را بررسی کرده و تأثیر ارتفاع سازه و نوع آرایش آن را بر R مورد تحقیق قرار دادند.



شکل (۱-۱) - سیستم مهاربندی پیشنهادی هوو و تاگوا [۳] شکل (۲-۱) - قاب بتنی مهاربندی شده توسط کابل [۵]

رحمانی دباغ و برقیان [۷] از حیث سختی و مقاومت جانبی به بررسی قاب‌های خمشی مهاربندی شده با کابل‌های فولادی پیش‌تنیده با آرایش یکپارچه پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند برای سازه‌های بلند که تحریک‌پذیری به بار باد بیش از زلزله است، استفاده از مهارهای یکپارچه نسبت به مهارهای منفرد بهتر است.

در تحقیقی مشابه، منصوری و بهروش [۸] سیستم کابلی میرا و فرم بهینه‌ی آن را در سازه‌های بتنی بررسی کردند.

محمدیان صبحی و لطف‌اللهی یقین [۹] بر پایه‌ی تحقیقات هو و تاگوا، با قرار دادن صفحه فولادی مثلی و دایره‌ای در وسط بادبندهای کابلی (به جای لوله‌ی فولادی استوانه‌ای)، تحت بارگذاری هیسترسیز و پوش‌آور^۱، عملکرد لرزه‌ای، از جمله شکل‌پذیری و امکان استهلاک انرژی قاب فولادی را مورد بررسی قرار دادند، همچنین هندسه‌ی بهینه‌ی صفحه فولادی وسط را پیشنهاد کردند.

سازگاری، ولادی و وجودی [۱۰] بر روی تعیین فرم بهینه‌ی کابل با آرایش یکپارچه در قاب‌های فولادی دو بعدی و تعیین ضریب رفتار آن کار کردند. قاب‌های مورد بررسی ساده و کابل‌های مورد استفاده بدون پیش‌تنیدگی بودند. آن‌ها توانستند یک فرم بهینه‌ی کابل با هر تعداد دهانه و ارتفاع را پیشنهاد کنند.

توفیقی اسفهلان و برقیان [۱۱] آرایش جدیدی از کابل‌ها به صورت Y شکل (به جای آرایش ضربدری) را پیشنهاد کردند تا عملکرد قاب خمشی را بهبود ببخشند. آن‌ها آرایش منفرد و یکپارچه از این سیستم را در قاب‌های دوبعدی فولادی و نیز تاثیر قطرهای مختلف کابل بر عملکرد سیستم را بررسی کردند. شنگ جو، بایجان تانگ، جون ما و جیانهو شب [۱۲، ۱۳، ۱۴، ۱۵] با روندی تحلیلی، در سلسله مقالاتی بر روی ارائه فرمولی به منظور تخمین قطر و میزان پیش‌تنیدگی کابل‌ها با آرایش یکپارچه در قاب‌های فولادی پژوهش کردند.

فرچ‌پور و حسین‌زاده [۱۶] در پژوهش خود سعی کردند ضمن مدل‌سازی قاب خمشی مهاربندی‌شده با کابل فولادی به همراه غلاف فولادی استوانه‌ای، عملکرد لرزه‌ای سیستم پیشنهادی خود را با قاب‌های بدون کابل، کابل بدون غلاف و مهاربندی‌شده با نیمرخ‌های معمول ساختمانی مقایسه کنند. صابری و قاسمی [۱۷] نیز سعی کردند غلاف فولادی استوانه‌ای در سختی‌های مختلف را بررسی کرده و تأثیر آن را بر عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی مقاوم‌شده گزارش کنند.

۱-۳- طرح کلی مسأله

در پژوهش‌های صورت گرفته تاکنون، ضریب رفتار سازه‌های سه بعدی فولادی مهاربندی‌شده با کابل فولادی؛ که قطر و نیز پیش‌تنیدگی کابل‌ها جزو متغیرهای مسأله باشد مورد ارزیابی قرار نگرفته است. همچنین آرایش کابل‌ها و تأثیر آن بر ضریب رفتار، وزن و نسبت تغییر مکان جانبی نسبی نهایی طبقات به ارتفاع سازه (دریفت^۱) به عنوان ۳ پارامتر اساسی لرزه‌ای به‌گونه‌ای متمرکز مورد توجه نبوده است. از طرفی شیوه‌ی محاسبه‌ی ضریب رفتار در این پژوهش (روند سعی و خطا تا همگرایی به یک عدد) نیز از جنبه‌های دیگر نوآوری محسوب می‌شود که لازم است مورد بررسی قرار گیرد. بنابراین با توجه به کاستی‌هایی که پژوهش‌های صورت گرفته داشته بود، با هدف رفع ابهامات و ارائه‌ی گزارشی

1. Drift

دقیق، سعی در شناخت بیش‌تر سازه‌ی ذکرشده داریم. برای این منظور لازم است ضریب رفتار قاب خمشی فولادی مهاربندی‌شده با کابل‌های فولادی را در دو حالت پیش‌تنیده و معمولی، با دو آرایش منفرد ضربدری (مهاربندی در هر طبقه) و یکپارچه‌ی ضربدری (مهاربندی هر سه طبقه همزمان به عنوان یک بلوک) در ساختمان‌های با ارتفاع متغیر در کنار تغییر قطر و پیش‌تنیدگی کابل‌ها؛ محاسبه و مقایسه شود. همچنین تغییر وزن سازه و دریافت آن را نیز به‌دست آورده و مقایسه صورت پذیرد.

۱-۴- اهداف پژوهش

در این پژوهش، با مدلسازی ساختمان‌های فولادی ۳بعدی مختلف، ضریب رفتار، وزن سازه و دریافت آن به عنوان ۳ پارامتر موثر لرزه‌ای بررسی می‌شود. هدف از این پژوهش و آنچه در فصول آینده تشریح می‌شود، روشن شدن چگونگی تعیین و تغییر ۳ پارامتر ذکرشده در قاب‌های خمشی مهاربندی شده با کابل در دو آرایش ضربدری منفرد و یکپارچه و نیز در دو حالت بدون پیش‌تنیدگی و با آن در کابل‌ها خواهد بود. به‌علاوه اثر تغییر قطر و میزان پیش‌تنیدگی کابل، اثر تغییر ارتفاع و محاسبه‌ی ضریب رفتار به شیوه‌ی این پژوهش نیز بررسی می‌شود. برای این منظور ابزار محاسباتی مورد استفاده نرم‌افزار اجزای محدود SAP 2000.V 16 و نرم‌افزارهای رایج مثل Excel بوده است.

۱-۵- نمایه‌ی فصول آینده

در این پژوهش، پس از بیان تاریخچه و طرح مسأله در فصل اول؛ برای رسیدن به اهداف بیان شده، مطالب و فعالیت‌های انجام شده در قالب پنج فصل دیگر شرح داده خواهد شد. برای این منظور در فصل دوم به بررسی کابل‌ها پرداخته و انواع کابل و روابط محاسباتی حاکم بر آن را تشریح شده است. در فصل سوم به شناسایی ضریب رفتار، مبانی محاسباتی و پیشینه‌ی پژوهشی آن پرداخته شده است. فصل چهارم جزئیات مدل‌سازی و روش‌های حصول اطلاعات خروجی را در بر دارد. فصل پنجم اطلاعات

خروجی را به نمایش گذاشته و روی آن‌ها بحث و بررسی انجام شده است. در پایان نیز فصل ششم نتایج و پیشنهادات این پژوهش را ارائه کرده است.

۱-۶- فرضیات

فرضیات مهمی که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته و در سراسر آن ثابت بوده به شرح زیر می‌باشد:

- کاربری کلیه‌ی ساختمان‌ها مسکونی و سطح عملکرد آن‌ها " ایمنی جانی " است.
- برای صحت‌سنجی مدل‌سازی انجام‌شده در این پژوهش و پژوهشی که مبنای مقایسه بوده؛ علاوه بر تطابق کلی منحنی‌های ظرفیت بر روی یکدیگر، جهت ارزیابی کمی، سطح زیر منحنی ظرفیت که همان انرژی سازه است نیز معیار اعتبار تلقی شده و چنان‌چه اختلاف دو عدد مذکور کم‌تر از ۵ درصد باشد، صحت مدل‌سازی مورد تأیید است.
- خاک منطقه‌ای که سازه‌ها بر روی آن‌ها بنا گشته خاک نوع ۳ بوده و در روابط مربوط به محاسبه‌ی ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری به روش میراندا؛ خاک از نوع آبرفتی و پریود حرکت زمین $T_g=0.15\text{Sec}$ می‌باشد.
- از افزایش طول یا اتساع الاستیک کابل تحت بارگذاری صرف‌نظر می‌شود.
- درصد اختلاف مجاز بین دو گام متوالی برای همگرا شدن به ضریب رفتار نهایی سازه ۵ درصد می‌باشد (بخش ۴-۶-۱).

فصل ۲

معرفی کابل‌ها

۲-۱- مقدمه

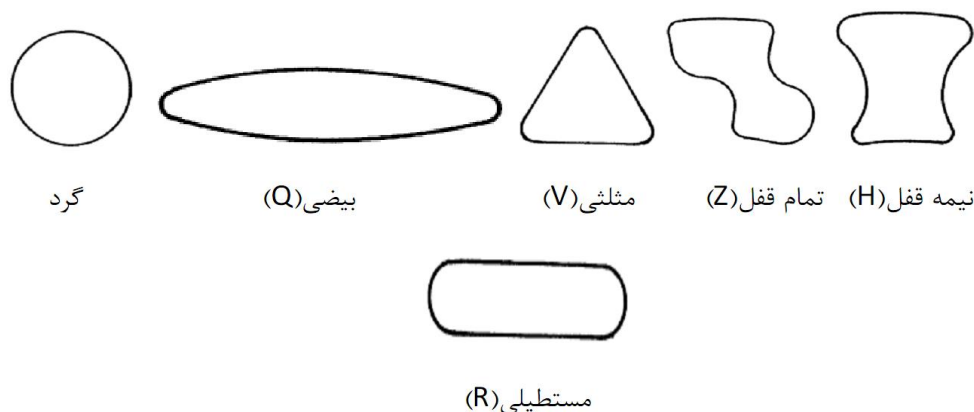
کابل‌ها در انواع سازه‌های مهندسی مهم مورد استفاده قرار می‌گیرند. عنصر اصلی باربر در پل یا سقف معلق کابل است. کاربرد مهم دیگر کابل‌ها، استفاده به‌عنوان عناصر مهارکننده‌ی سازه‌های بلند و لاغر نظیر جرثقیل‌ها، دودکش‌ها، و دکل‌های مخابراتی می‌باشد. تحلیل دقیق کابل‌ها نیاز به محاسبات ریاضی پیچیده دارد [۱۸]. کاربرد کابل در این پژوهش، استفاده به‌عنوان مهاربند در قاب خمشی فولادی است. بنابراین لازم است اطلاعات مختصر در عین حال جامع، راجع به کابل‌های فولادی به‌عنوان یکی از اصلی‌ترین ارکان این پژوهش ارائه گردد.

۲-۲- اجزا و تعاریف کابل‌های سیمی^۱ [۱۹]

۲-۲-۱- سیم‌های فولادی

۲-۲-۱-۱- فولاد بدون آلیاژ

سیم‌های فولادی کابل‌ها عموماً از فولاد کربن‌دار با مقاومت بالا و بدون آلیاژ ساخته می‌شوند. جدول (۲-۱) میله‌های فولادی که برای ساخت الیاف یا نورد سرد استفاده می‌شود را براساس استاندارد EN 10016-20 نمایش می‌دهد. شماره‌ای که در نام فولادهای این جدول وجود دارد، نشان‌دهنده‌ی میزان کربن برحسب صدم درصد است. اگر سایر عناصر تشکیل‌دهنده مثل منگنز، روی و... ثابت باشند، با افزایش مقادیر کربن ونیز سولفور، فسفر، کروم و مس شکل‌پذیری فولاد کاهش یافته ولی مقاومت آن افزایش می‌یابد. به لحاظ شکل هندسی نیز سیم‌های فولادی در اشکال مختلف وجود دارند که در شکل (۲-۱) آمده است.



شکل (۱-۲) - سطح مقطع عرضی انواع سیم [۱۹]

جدول (۱-۲) - مشخصات میله‌های فولادی بدون آلیاژ [۱۹]

نام فولاد	شماره فولاد	تحلیل حرارتی محتویات کربن (%)
C 42 D	1.0541	0.40-0.45
C 48 D	1.0517	0.45-0.50
C 50 D	1.0586	0.48-0.53
.....		
C 82 D	1.0626	0.80-0.85
C 86 D	1.0616	0.83-0.88
C 88 D	1.0628	0.85-0.90
C 92 D	1.0618	0.90-0.95

۲-۱-۲-۲- ساخت سیم‌ها

برای ساخت سیم‌ها، میله‌های فولادی در یک فرآیند گرمایی قرار گرفته و در گام‌هایی به‌وسیله‌ی نورد یا کشش سرد، قطرشان کم می‌شود. در گام اول در کوره‌ی آستنیت تا 900°C گرما دادن انجام می‌شود. سپس دما به‌صورت ناگهانی به 500°C کاهش می‌یابد و سیم‌ها درون حمام مخصوصی که دمای نرمال دارد احاطه می‌شود، این فرآیند تکرارپذیر است. البته اخیراً این روال با کشش یا نورد میله در حین سردسازی در چندین گام عوض شده است و به عنوان مثال سطح مقطع میله در ۷ گام از 6mm به 2mm کاهش می‌یابد. با کاهش سطح مقطعی که به‌وسیله‌ی کشش ایجاد می‌شود، مقاومت افزایش و شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. به‌گونه‌ای که برای الیاف با قطر کمتر از 0.8mm می‌توان به مقاومت 4000Mpa دست یافت. این عدد برای الیاف ضخیم‌تر در حدود 2500Mpa است. اگر مقاومت

اسمی که کم‌ترین مقدار برای سیم‌ها است را در نظر بگیریم؛ انواع مقاومت اسمی قابل حصول برای تعدادی از انواع سیم به شرح زیر است:

$R_0=1370 \text{ Mpa}$, $R_0=1570 \text{ Mpa}$, $R_0=1770 \text{ Mpa}$, $R_0=1960 \text{ Mpa}$, $R_0=2160 \text{ Mpa}$,
 $R_0=2450 \text{ Mpa}$ (در موارد خاص برای الیاف با قطر کوچکتر)

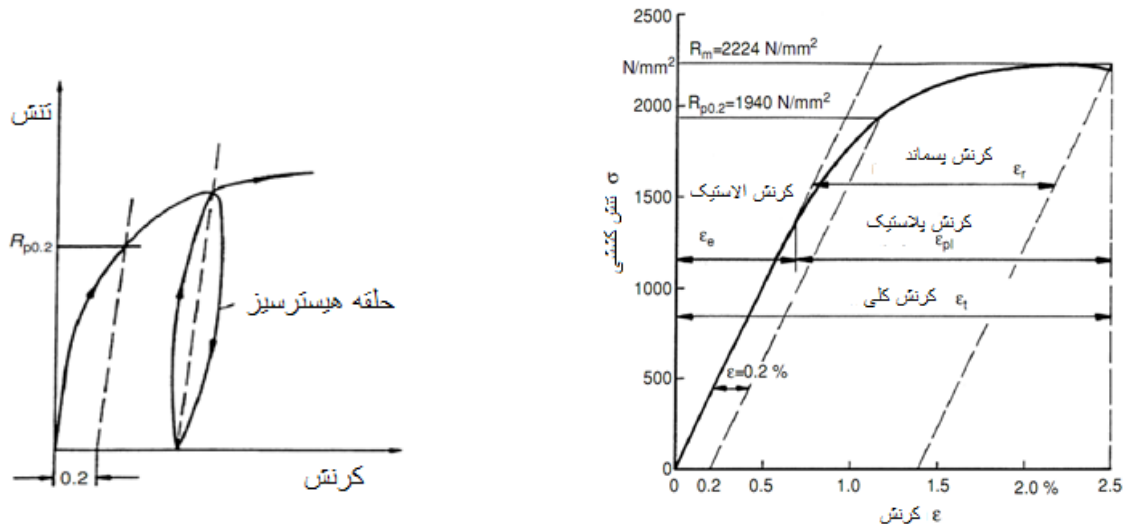
۲-۲-۱-۳- روکش فلزی

برای محافظت کابل‌ها در برابر خوردگی، نیاز به روکشی که معمولاً از جنس روی هست وجود دارد. روکش دار کردن کابل‌ها را می‌توان با فرآیندهای گالوانیزاسیون یا گرمایش انجام داد. در فرآیند گرمایش روی، لایه‌ی بیرونی متشکل از روی خالص است. بین لایه‌ی بیرونی و سیم‌های فولادی درون، یک لایه‌ی مرزی از مرکب فولاد و روی وجود دارد که حتی الامکان باید نازک باشد، چراکه این لایه نسبتاً ترد بوده و ممکن است منجر به تولید ترک و شکست سیم‌ها شود. فرآیند روکش دار کردن روی، فرآیند معمول و غالب در این مقوله است.

۲-۲-۱-۴- آزمایش کشش سیم‌ها

بر طبق استاندارد EN 10002-1، آزمایش کشش، دستیابی به مقاومت کششی (R_m) و کرنش کلی (ϵ_t) را فراهم می‌کند. اگرچه تخمین دقیق مقاومت تسلیم مقدور نیست، ولی مقاوت نظیر کرنش پسماند (ϵ_r) که 0.2% است را مقاومت تسلیم در نظر می‌گیریم ($R_{p0.2}$). همچنین مدول الاستیسیته با یک آزمایش کششی ویژه قابل تعیین است. یک دیاگرام تنش-کرنش معمول برای سیم‌های راست کشیده شده در شکل (۲-۲) آمده است که از آن R_m ، ϵ_t ، ϵ_r مشهود است و در آن δ قطر کابل است. برای تعیین مدول الاستیسیته (E) و $R_{p0.2}$ از روشی که در شکل (۲-۳) قابل مشاهده است به کار گرفته می‌شود. روش بدین گونه است که بعد از یک تسلیم مشخص، سیم‌ها باربرداری و مجدداً بارگذاری می‌شود که در نتیجه یک حلقه هیستریزیس پدید می‌آید. یک خط میانه از این حلقه به عنوان مدول الاستیسیته $E = \frac{4\sigma}{4\epsilon}$ تعیین می‌گردد. برای تخمین مقاومت جاری شدن ($R_{p0.2}$)، یک خط به موازات خط میانه‌ی حلقه‌ی هیستریزیس در کرنش $\epsilon_r=0.2\%$ استخراج می‌شود و نقطه تلاقی آن با دیاگرام تنش-کرنش به

دست می‌آید که همان $R_{p0.2}$ است. برای کابل‌ها، کرنش کل عددی بین 1.5-4% و مقاومت تسلیم ($R_{p0.2}$) در حدود R_m (85-99%) است.



شکل (۲-۳) - برآورد مقاومت جاری شدن $R_{p0.2}$ براساس EN 10002-1 [۱۹]

شکل (۲-۲) - منحنی تنش-کرنش سیم راست‌شده [۱۹]

۲-۲-۲- رشته‌ها^۱

۲-۲-۲-۱- رشته‌های گرد

طول خواب^۲ و زاویه‌ی خواب: در ساده‌ترین حالت، هر رشته از ۳ یا ۴ سیم درهم پیچیده شده

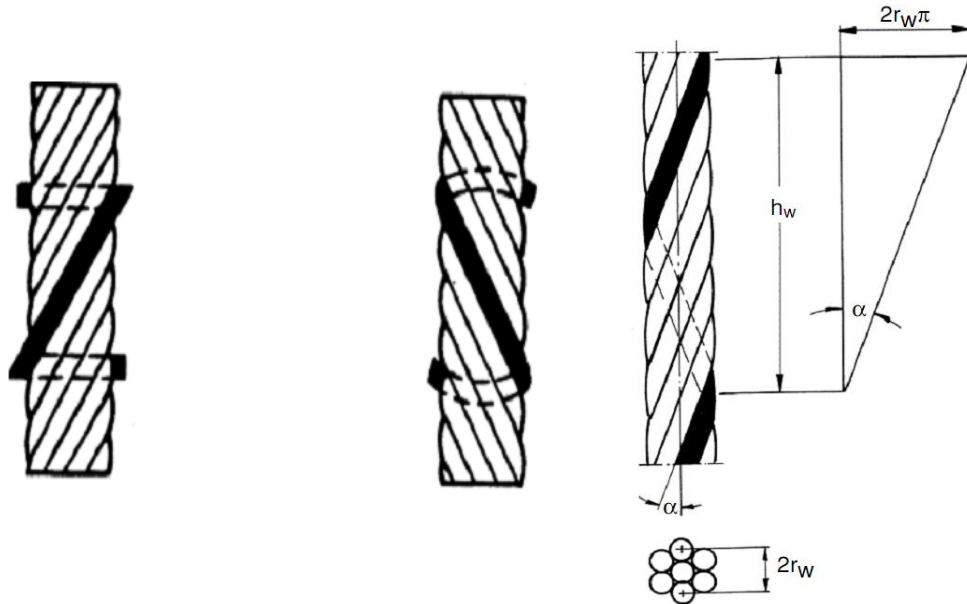
است. امروزه ساده‌ترین رشته‌ها از لایه‌ای از سیم‌های مارپیچی که دور یک سیم پیچیده شده‌اند،

تشکیل شده‌اند. یک نمونه از هم‌چنین رشته‌ای که از قرار گرفتن ۶ سیم برگرد یک سیم تشکیل شده

است در شکل (۲-۴) نشان داده شده است. اگر راستای پیچش سیم‌ها (خواب سیم‌ها) بر روی هم به

سمت راست باشد (راست‌گرد) به‌طوری‌که نماد Z پدیدار گردد، رشته راستای راست‌خواب و اگر این

آرایش سیم‌ها به سمت چپ باشد که نماد S را هویدا کند، رشته راستای چپ خواب خواهد داشت
(شکل (۵-۲)). همچنین ۳ پارامتر اساسی r_w ، h_w و α به ترتیب طول خواب سیم، شعاع پیچش^۱ سیم
وزاویه خواب سیم تعریف می‌شود. h_w طولی است که یک سیم، یک دور کامل می‌چرخد (شکل (۴-۲)).



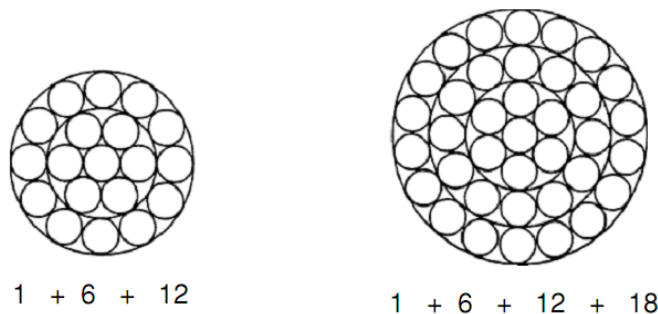
شکل (۵-۲)-راستای خواب سیم‌ها در یک رشته [۱۹]

شکل (۴-۲)-رشته‌ی ساده [۱۹]

رشته‌های متقاطع خواب^۲ (با نماد M): رشته‌هایی که از چندلایه سیم تشکیل می‌شوند، دارای
طول خوابهای متفاوت‌اند. در نتیجه سیم‌های لایه‌ها یکدیگر را قطع می‌کنند. معمولاً این رشته‌ها در همه‌ی
لایه‌ها دارای زاویه‌ی خواب و راستای خواب یکسان هستند و از این‌رو، سیم‌های همه‌ی لایه‌ها تنش
کششی یکسانی را تحمل می‌کنند. شکل (۶-۲) دونمونه رشته با آرایش " $۱+۶+۱۲+۱۸$ " و " $۱+۶+۱۲$ "
سیم را نشان می‌دهد.

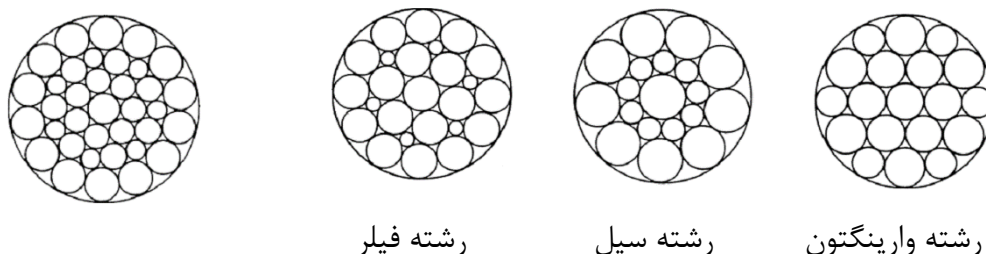
1. Winding radius

2. Cross lay strands



شکل (۶-۲) - رشته متقاطع خواب [۱۹]

رشته‌های موازی خواب^۱: در این نوع رشته، طول خواب همه‌ی سیم‌ها یکسان و سیم‌های هردو لایه‌ای که روی هم‌اند؛ با هم موازی و در نتیجه تماس خطی دارند. دوام رشته‌های موازی خواب بیش‌تر از متقاطع خواب است. این نوع رشته با ۲ لایه سیم دارای ۳ آرایش اصلی است. آرایش فیلر^۲، سیل^۳ و وارینگتون^۴ (شکل (۷-۲)). رشته‌های با ۳ لایه نیز وجود دارد (البته کاربرد کمتری دارد) که مشهورترین آرایش آن وارینگتون-سیل است. شایان ذکر است این رشته‌ها عموماً دارای آرایش "۱+۶+(۶+۶)+۱۲=۳۶" هستند (شکل (۸-۲)).



شکل (۸-۲) - رشته‌ی وارینگتون-سیل [۱۹]

شکل (۷-۲) - رشته‌های موازی خواب با دو لایه سیم [۱۹]

1. Parallel lay strands

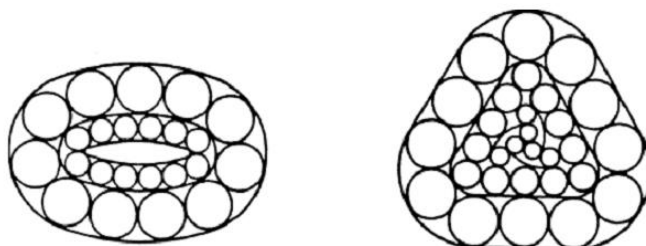
2. Filler

3. Seale

4. Warrington

۲-۲-۲-۲- رشته‌های شکل‌دار^۱: رشته‌هایی که گرد نیستند، رشته‌های شکل‌دار نامیده

می‌شوند (شکل (۲-۹)). اگر در سطح مقطع رشته، آرایش سیم‌ها تقریباً به شکل مثلث باشد، رشته مثلثی (با نماد V) و اگر به شکل بیضی باشند، رشته بیضی (با نماد Q) نامیده می‌شوند. مزیت عمده‌ی این نوع رشته‌ها کاربرد در مواردی است که پیچش کم یا عدم پیچش ضروری باشد.



شکل (۲-۹)- رشته شکل‌دار (بیضی یا مثلثی) [۱۹]

۲-۲-۳- هسته‌ی کابل

هسته^۲ یک المان مرکزی در یک کابل گرد است که رشته‌ها به دور آن مارپیچ می‌شوند. انواع مختلف هسته‌ها در جدول (۲-۲) آمده است. هسته‌ها معمولاً از الیاف یا سیم‌ها ساخته می‌شوند. هسته‌های الیافی می‌توانند از الیاف طبیعی (NFC^۳) یا مصنوعی (SFC^۴) ساخته شوند. این هسته‌ها از تبدیل الیاف (فیبر) به تار، تارها به رشته و رشته‌ها به کابل الیافی پدید می‌آید. شکل (۲-۱۰) هسته‌های الیافی را به تصویر کشیده است. دو نکته درباره‌ی هسته‌های الیافی آن‌ها این است که این مزیت را دارند که مقادیر نسبتاً زیادی از روان‌کننده‌ها را در خود ذخیره می‌کنند. این سبب نگهداری نرم رشته‌ها بر روی یکدیگر می‌شود. ثانیاً آن‌ها این عیب را دارند که بسته به جنس هسته، در طول عمر کابل، قطر هسته کاهش می‌یابد.

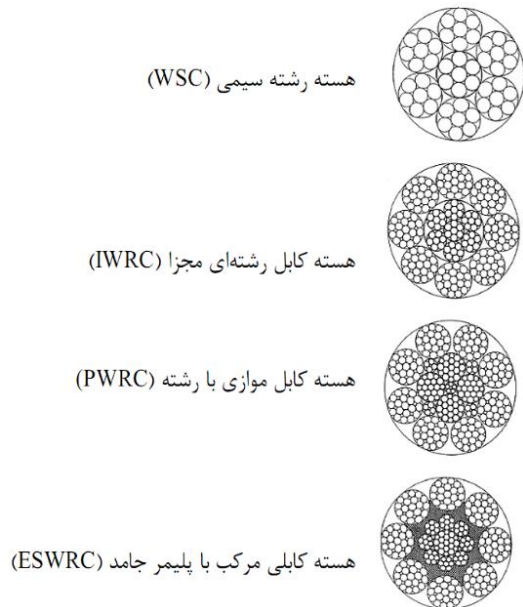
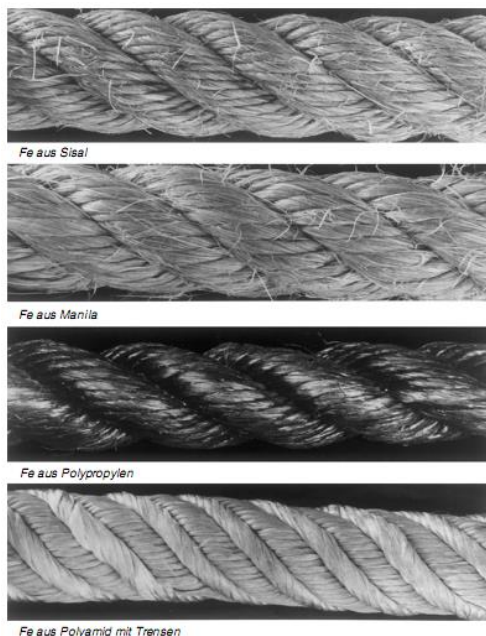
هسته‌های فولادی از سیم‌های فولادی در قالب رشته‌های سیمی یا کابل‌های تنها ساخته می‌شوند. هسته‌ی رشته سیمی فقط برای کابل‌های خیلی کوچک یا کابل‌های چند رشته‌ای به کار می‌آید.

1. Shaped strands

2. Core

3. Natural fiber core

4. Synthetic fiber core



شکل (۲-۱۰) - هسته‌های الیافی [۱۹] شکل (۲-۱۱) - انواع هسته‌های فولادی در کابل‌ها [۱۹]

جدول (۲-۲) - نمادگذاری هسته‌های کابل‌ها بر اساس ISO 17893 [۱۹]

نماد لاتین	نوع هسته	جنس هسته
FC	هسته الیافی	الیافی
NFC	هسته الیافی طبیعی	
SFC	هسته الیافی مصنوعی	
WC	هسته فولادی	فولادی
WSC	هسته رشته سیمی	
WRC	هسته کابل رشته‌ای	
IWRC	هسته کابلی مجزا	
ESWRC	هسته کابلی مجزا مرکب با پلیمر جامد	
PWRC	هسته کابلی با رشته‌های فولادی موازی	
FC	هسته الیافی	کابل چند رشته‌ای (مقاوم در برابر پیچش)
WSC	هسته کابل رشته‌ای	

هسته‌ی کابل فقط می‌تواند با الیاف یا پلیمرهای جامد پوشانده شود. همچنین هسته‌های کابل فولادی می‌تواند موازی رشته‌های بیرونی باشد که در این صورت اغلب برای سادگی به کابل‌های "موازی مضاعف"^۱ معروفاند. فرق و نام‌گذاری انواع هسته‌های فولادی در شکل (۲-۱۱) آمده است.

۲-۲-۴- روان‌کنندگی^۲

هنگامی که کابل خم می‌شود و یا نیروی کششی وارده به کابل تغییر می‌کند، بین سیم‌های رشته‌ها حرکات نسبی روی می‌دهد. وظیفه‌ی روان‌کننده کاهش اصطکاک بین سیم‌ها و رشته‌ها است. روان‌کننده نباید اصلاً حاوی آب یا اسید منجر به تولید آب گردد، زیرا سبب خوردگی خواهد شد. همچنین از کاربرد گریس‌های حیوانی یا گیاهی نیز باید اجتناب کرد. به طور کلی مواد روان‌کننده نباید هیچ اثر منفی روی سیم‌ها یا هسته‌ی کابل ایجاد کند. از این رو روغن‌های معدنی یا وازلین با ویسکوزیته‌ی بالا برای این زمینه مناسب خواهد بود. روان‌کننده را حین ساخت و در شکاف بین هسته و رشته‌ها تزریق می‌کنند. مقدار مناسب استفاده از روان‌کننده بر اساس آزمایش خمش کابل، باید به گونه‌ای باشد که تحت اولین بارگذاری، نشت و تراوش ماده‌ی روان‌کننده اتفاق نیفتد. معمولاً اولین روان‌کنندگی برای غالب اوقات کافی خواهد بود.

۲-۲-۵- کابل‌ها

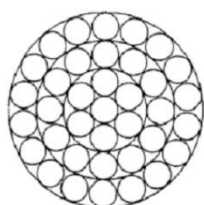
۲-۲-۵-۱- ساختمان کابل‌ها

انواع مختلف کابل‌ها به لحاظ ساختمان وجود دارد (جدول (۲-۳)).

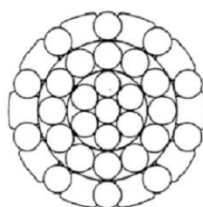
جدول (۲-۳) - دسته‌بندی کابل‌ها [۱۹]

کابل‌های گرد	کابل حلقوی	کابل حلقوی باز (رشته‌های باسیم‌های گرد)
		کابل حلقوی نیمه قفل
		کابل حلقوی تمام قفل
	کابل رشته‌ای (رشته‌های گرد)	کابل یک لایه (یک لایه از رشته‌ها)
		کابل چند لایه (چند لایه از رشته‌ها)
	کابل رشته‌ای (شکل‌دار)	کابل رشته مثلثی
		کابل رشته بیضی
	کابل متشکل از چند کابل	تجمع یک لایه از کابل رشته‌ای به دور یک هسته

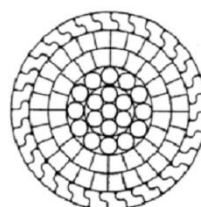
کابل‌های حلقوی^۱: کابل‌های حلقوی، رشته‌های گردی هستند به گونه‌ای که تجمعی از لایه‌های سیمی مارپیچ‌خواب بر روی یک مرکز با حداقل یک لایه از سیم‌هایی که نسبت به لایه بیرونی، در راستای متضاد خوابیده‌اند. این نوع کابل‌ها تحت کشش تقریباً نمی‌تابند. شکل (۲-۱۲)، ۳ مدل اصلی این نوع کابل، یعنی کابل حلقوی باز که فقط متشکل از سیم‌های گرد است، کابل‌های حلقوی نیمه قفل که دارای یک حلقه بیرونی از سیم‌های گرد و سیم‌های نیمه‌قفل (H شکل) هستند و کابل‌های حلقوی تمام قفل که دارای یک لایه یا بیش‌تر از یک لایه از سیم‌های تمام قفل شده (Z شکل) هستند، را نشان می‌دهد. از کابل‌های نوع اول، غالباً در کابل‌های ایستا با کاربری ساده استفاده می‌شود. از نوع دوم غالباً استفاده نشده و از نوع سوم معمولاً در پل‌ها و ساختمان‌های فولادی مهم استفاده می‌گردد.



کابل حلقوی باز



کابل حلقوی نیمه قفل



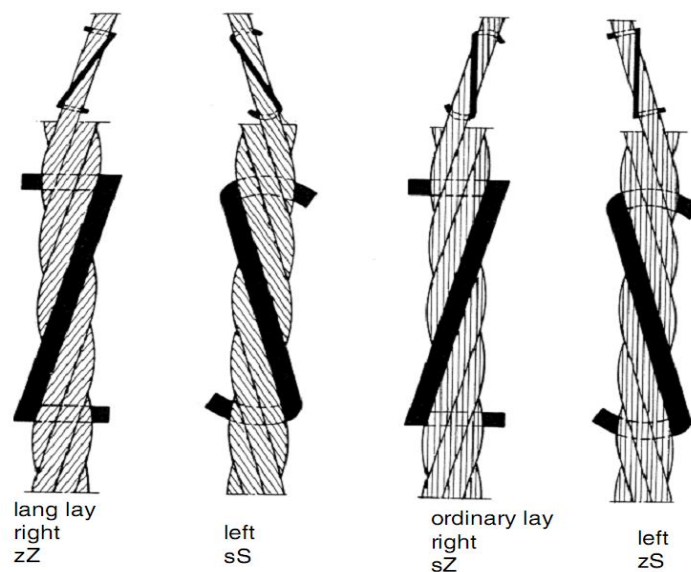
کابل حلقوی تمام قفل

شکل (۲-۱۲) - انواع کابل حلقوی [۱۹]

1. Spiral ropes

کابل‌های رشته‌ای: کابل‌های رشته‌ای، مجموعه‌ای از چندین رشته که به صورت مارپیچ، حول

یک هسته در یک یا چند لایه پیچیده شده‌اند؛ تشکیل یافته است. اغلب این نوع کابل دارای یک لایه رشته حول یک هسته است. براین اساس کابل‌های رشته‌ای یک لایه بر اساس راستای خواب به دو نوع اصلی (راستای خواب رشته) و هرنوع اصلی، خود به دو نوع فرعی (راستای خواب سیم‌های رشته) تقسیم می شود. اگر راستای خواب رشته و سیم بر خلاف هم باشد، نوع خواب به "معمولی" موسوم است و چنانچه موافق هم باشند، نوع خواب به "لنگ" معروف است (تقسیم‌بندی اصلی). اگر نوع خواب راست گرد باشد از نماد "Z" و اگر چپ گرد باشد، از نماد "S" استفاده می‌کنیم (تقسیم‌بندی فرعی). شایان ذکر است برای نام‌گذاری، اول نماد راستای خواب سیم، سپس راستای خواب رشته را با فونت بزرگتر نمایش می دهیم (شکل (۲-۱۳)).

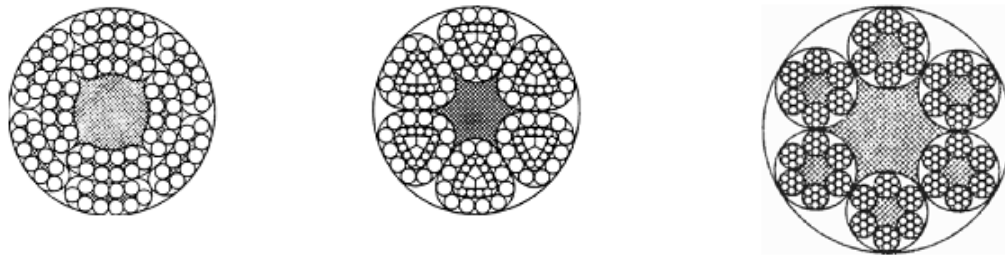


شکل (۲-۱۳)- راستای خواب کابل‌های رشته‌ای [۱۹]

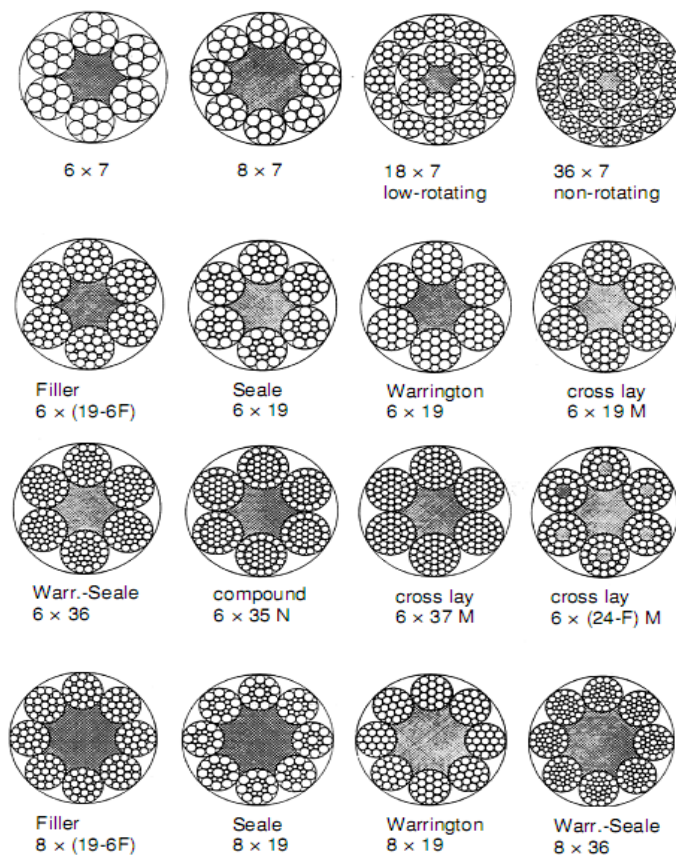
شکل (۲-۱۴) مقطع عرضی انواع مختلف کابل‌های رشته‌ای گرد را نشان می‌دهد. این کابل‌ها،

اغلب یک لایه‌اند. تعداد لایه‌های ۲ به بالا، از به هم‌مارپیچ بسته‌شدن حداقل ۲ لایه رشته در جهت

مخالف به دور یک هسته پدید می‌آید و مقاومت بالایی در برابر پیچش و دوران دارد. نوع دیگر کابل‌های رشته‌ای، کابل‌های متشکل از چندین کابل گرد که به صورت مارپیچ حول یک هسته پیچیده شده‌اند، می‌باشد و در نهایت یک کابل را تشکیل می‌دهد (شکل (۲-۱۵)). آخرین نوع این دسته از کابل‌ها، کابل‌های رشته بیضی که معمولاً از ۲ لایه‌ی رشته بیضی و کابل‌های رشته مثلثی که اغلب از یک لایه با رشته‌های مثلثی تشکیل می‌شود، می‌باشد (شکل (۲-۱۶)).



شکل (۲-۱۵) - کابل بارشته‌های کابلی [۱۹] شکل (۲-۱۶) - کابل رشته‌ی مثلثی و بیضی [۱۹]



شکل (۲-۱۴) - کابل‌های رشته‌ای گرد [۱۹]

۲-۳- کابل‌ها تحت کشش [۱۹]

تنش در کابل‌های مستقیم

نیروی کششی قابل تحمل توسط یک سیم از فرمول زیر بدست می‌آید:

$$S = \frac{\Delta L}{L} \cdot \sum_{i=0}^{n_w} Z_i \cos^3 \alpha_i E_i A_i \quad (۱-۲)$$

و با بسط آن نیروی کششی قابل تحمل توسط کابل رشته‌ای نیز بدست می‌آید:

$$S = \frac{\Delta L}{L} \cdot \sum_{j=0}^{n_s} (Z_j \cos^3 \beta_j \sum_{i=0}^{n_w} Z_{ij} \cos^3 \alpha_{ij} E_{ij} A_{ij}) \quad (۲-۲)$$

که در آن Z_j و Z_{ij} به ترتیب تعداد رشته‌ها در یک لایه و تعداد سیم‌ها در یک رشته است. α_{ij} و β_j به ترتیب زاویه‌ی خواب سیم‌ها درون یک رشته و زاویه خواب رشته‌های یک لایه است.

جدول (۲-۴) نسبت حداقل نیروی گسیختگی کابل‌ها به مجذور قطر اسمی کابل را بر حسب نوع کابل و تنش کششی نهایی ارائه می‌کند. در ستون نام‌گذاری این جدول، عدد اول تعداد رشته و عدد دوم تعداد سیم‌های درون رشته را نشان می‌دهد.

جدول (۲-۴)- حداقل تنش گسیختگی کابل بر حسب مگا پاسگال [۱۹]

نوع کابل	دسته کابل	کابل با هسته الیافی			کابل با هسته فولادی		
		1,570 N/mm ²	1,770 N/mm ²	1,960 N/mm ²	1,570 N/mm ²	1,770 N/mm ²	1,960 N/mm ²
کابل یک لایه	7 × 7				609	687	760
	6 × 7	521	588	651			
	8 × 7	457	515	570	564	635	704
	6 × 19	518	584	647	559	630	698
	8 × 19	460	519	574	559	630	698
	6 × 36	518	584	647	559	630	698
	8 × 36	460	519	574	559	630	698
	6 × 35 N	498	561	621	542	611	676
	6 × 19 M	482	543	602	521	588	651
	6 × 37 M	463	522	578	501	565	625
کابل چند رشته‌ای	18 × 7	515	581	643	515	581	643
	34 × 7	499	563	623	499	563	623

۲-۴- مدول الاستیسیته کابل [۱۹]

۲-۴-۱- تعریف

مدول الاستیسیته، رفتار از یاد طول مصالح تحت اثر تنش‌های مکانیکی را تشریح می‌کند. البته مدول الاستیسیته‌ی کابل با یک سیم تنها متفاوت است. منحنی تنش-کرنش کابل غیرخطی است، لذا مدول الاستیسیته‌ی آن ثابت نبوده و به تنش‌های کششی وابسته است. در مورد کابل‌های حلقوی، ناحیه‌ی غیرخطی تقریباً ناچیز و قابل صرف‌نظر کردن است و با روش‌های تحلیلی می‌توان مدول الاستیسیته‌ی این نوع را بدست آورد. در مورد کابل‌های رشته‌ای به علت وجود ناحیه‌ی غیرخطی در منحنی تنش-کرنش باید با اندازه‌گیری و آزمایش، مدول الاستیسیته را برآورد کرد.

۲-۴-۲- محاسبه‌ی مدول الاستیسیته‌ی کابل‌های حلقوی

با یک فرمول تحلیلی و محاسباتی می‌توان مدول الاستیسیته را بدست آورد:

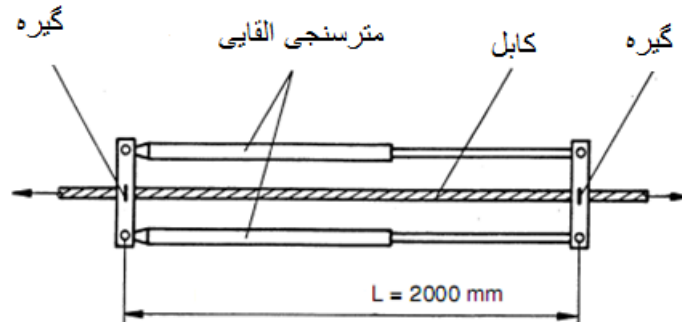
$$E_s = \frac{1}{A} \sum_{i=0}^n \frac{Z_i \cos^3 \alpha_i}{1 + \theta_i \sin^2 \alpha_i} E_i A_i \quad (3-2)$$

که در آن E_i مدول الاستیسیته‌ی یک سیم، Z_i تعداد سیم‌های یک رشته و A مجموع مساحت سیم‌های یک رشته یا رشته‌های یک کابل است.

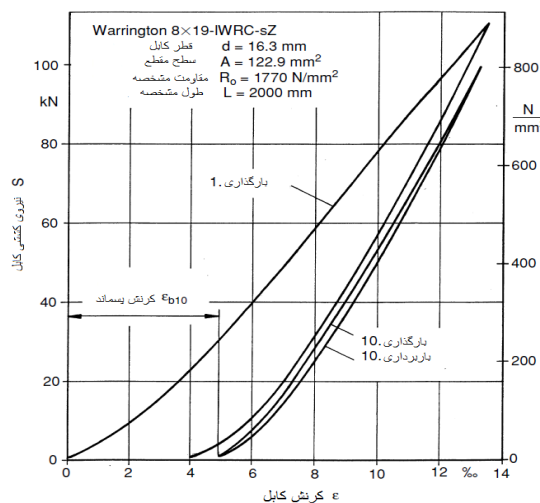
۲-۴-۳- محاسبه‌ی مدول الاستیسیته‌ی کابل‌های رشته سیمی

به علت فشردگی جانبی زیاد این نوع کابل و نیز وجود کمیات ناشناخته‌ی زیاد، محاسبه‌ی مدول الاستیسیته جز با روش‌های آزمایشگاهی ممکن نیست. با تحقیقاتی که Feyrer&Jahne در سال ۱۹۹۰ انجام دادند، دیاگرام‌های تنش-کرنش برای کابل‌های فولادی با هسته‌ی الیافی و فولادی مطابق شکل (۲-۱۸) و (۲-۱۹) بدست آمد. این منحنی‌ها بر اساس ماشینی که در شکل (۲-۱۷) آمده و دارای ۲ مترسج القایی بر روی کابلی به طول ۲ متر، از یاد طول را می‌سجد، بدست آمده است. این آزمایشات

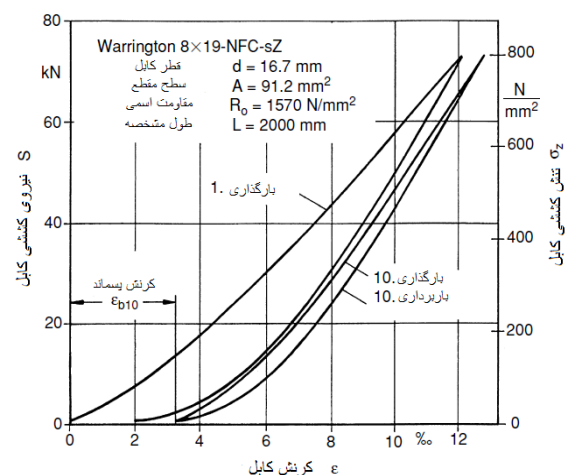
با اولین چرخه‌ی بارگذاری تا تنش کششی $\sigma_z=800\text{Mpa}$ و بعد از ۹ چرخه‌ی بارگذاری بین $\sigma_z=0$ و $\sigma_z=800\text{Mpa}$ برای دهمین بارگذاری و باربرداری به دست آمده است.



شکل (۲-۱۷)- دستگاه اندازه‌گیری ازدیاد طول سیم [۱۹]



شکل (۲-۱۹)- منحنی تنش- کرنش کابل با هسته‌ی فولادی [۱۹]



شکل (۲-۱۸)- منحنی تنش- کرنش کابل با هسته‌ی الیافی [۱۹]

همان‌طور که از اشکال (۲-۱۸) و (۲-۱۹) برمی‌آید، با افزایش کرنش، تنش کششی قابل حمل توسط کابل‌ها افزایش می‌یابد. در نهایت مدول الاستیسیته‌ی کابل‌های رشته سیمی را می‌توان از فرمول زیر حساب کرد:

$$E_s(\sigma_z) = \frac{\sigma_z}{\frac{\sigma_z}{B_{up}} - \frac{C_{up}}{B_{up}^2} \ln\left(1 + \frac{\sigma_z}{A_{up} + \frac{C_{up}}{B_{up}}}\right)} \quad (۲-۴)$$

که در آن σ_z تنش کششی وارد به کابل، ضرایب A ، B و C در جدول (۵-۲) لیست شده‌اند.

جدول (۵-۲)- ضرایب A ، B ، C برای محاسبه‌ی مدول الاستیسیته بر حسب مگا پاسگال [۱۹]

وضعیت کابل	هسته	ضریب تعیین انحراف استاندارد	ثابت A	ثابت C	ثابت B					
					کابل تنش رشته ای			کابل هفت رشته ای		
					1	2	3	1	2	3
بارگذاری مجدد	NFC	64%	161	-10,700,000	118,000	102,000	101,000	116,000	100,000	99,000
	SFC	14,000			112,000	96,000	95,000	110,000	94,000	93,000
	IWRC	75%	81	-5,140,000	120,000	105,000	104,000	103,000	88,000	87,000
	PWRC	13,000			137,000	122,000	121,000	120,000	105,000	104,000
	ESWRC				126,000	111,000	110,000	109,000	94,000	93,000
	EFWRC				108,000	93,000	92,000	91,000	76,000	75,000
بارگذاری کششی	NFC	82%	161	-14,400,000	152,000	141,000	138,000	149,000	138,000	135,000
	SFC	11,000			141,000	130,000	127,000	138,000	127,000	124,000
	IWRC	89%	131	-12,500,000	160,000	149,000	147,000	149,000	138,000	136,000
	PWRC	10,000			163,000	152,000	150,000	152,000	141,000	139,000
	ESWRC				156,000	145,000	143,000	145,000	134,000	132,000
	EFWRC				145,000	134,000	132,000	134,000	123,000	121,000
باربرداری کششی	NFC	89%	192	-25,500,000	177,000	166,000	163,000	174,000	163,000	160,000
	SFC	11,000			166,000	155,000	152,000	163,000	152,000	149,000
	IWRC	91%	167	-20,500,000	177,000	166,000	164,000	166,000	155,000	153,000
	PWRC	10,000			180,000	169,000	167,000	169,000	158,000	156,000
	ESWRC				173,000	162,000	160,000	162,000	151,000	149,000
	EFWRC				162,000	151,000	149,000	151,000	140,000	138,000

۵-۲- پیش‌تنیدگی در کابل‌ها [۲۰]

هنگامی که یک کابل را تحت کشش قرار داده، سپس آن را به وسیله‌ی اتصالاتی در همان حالت تحت کشش مهار می‌کنیم، به واسطه‌ی قانون تعادل نیروها، در کابل نیروی کششی و در اتصال نیروی فشاری به گیره‌های نگه‌دارنده‌ی کابل تحت کشش وارد می‌شود و در نهایت این نیروی فشاری از طریق گیره‌ها به عضو بتنی یا فولادی مورد نظر منتقل می‌گردد. اصلی‌ترین مورد کاربرد کابل‌های پیش‌تنیده در اعضای بتن مسلح پیش‌تنیده بوده و به دو روش پیش کشیده^۱ و پس کشیده^۲ استفاده می‌شود.

روش پیش کشیدن: در این روش کابل، قبل از عملیات بتن‌ریزی تحت نیروی کششی قرار می‌گیرد. ابتدا کابل توسط گیره^۳ مهر می‌گردد و در انتهای دیگر توسط جک کشیده می‌شود. سپس عملیات بتن‌ریزی روی کابل انجام می‌گردد. پس از گیرش اولیه‌ی بتن و رسیدن به مقاومت مورد نظر آن، کابل پیش‌تنیدگی به تدریج رها شده و نیروی فشاری پیش‌تنیدگی به عضو منتقل می‌گردد.

1. Pretension
2. Posttension

3. Anchorage

روش پس کشیدن: در این روش کشش کابل، پس از بتن ریزی و گیرش آن انجام می شود. در ابتدا غلاف هایی^۱ داخل عضو بتنی کار گذاشته می شود که کابل در داخل آن قرار می گیرد. پس از گیرش بتن، کابل در یک انتها توسط گیره به عضو بتنی مهار و در انتهای دیگر توسط جک کشیده می شود و تا حصول نیروی پیش تنیدگی مورد نظر؛ عملیات کشش ادامه یافته و در نهایت، انتهای دیگر نیز توسط گیره به عضو بتنی مهار می گردد. عموماً روش پس کشیده دارای کاربرد و مزایای بیشتری است.

فصل ۳

شناخت ضریب رفتار سازه

۳-۱- مقدمه

ضریب رفتار، موضوعی است برگرفته از مفاهیم اولیه‌ی مقاومت مصالح، دینامیک سازه‌ها و مهندسی زلزله که درنهایت به یک ضریب کاربردی در آیین‌نامه رسیده است.

در هنگام وقوع زلزله‌های شدید و متوسط، ساختمان‌ها با ورود به ناحیه غیرارتجاعی، رفتار غیرخطی از خود نشان می‌دهند. در صورت طراحی مناسب، در هنگام وقوع زلزله، سازه‌ها می‌توانند بر اثر تغییر شکل‌های غیرارتجاعی انرژی زیادی را جذب نموده، و در نتیجه توانایی تحمل نیروهای بیشتری از نیروهای طراحی را داشته باشند. در حقیقت سازه‌ها به دلیل همین رفتار غیرارتجاعی، مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را به صورت انرژی میرایی و هیسترسیز تلف می‌کنند. تحلیل و طراحی سازه‌ها بر اساس رفتار ارتجاعی اعضا و عدم توجه به رفتار خمیری و ظرفیت جذب انرژی آن‌ها به هنگام تحمل نیروهای بزرگی مانند زلزله (که نیروهای غیر دائمی و ریسکی می‌باشد) باعث به وجود آمدن یک طرح غیر اقتصادی و رسیدن به سازه‌ای با اعضای سنگین خواهد شد. بنابراین، سازه‌ها می‌توانند برای نیروهای زلزله‌ای بسیار کمتر از نیروهای لازم در حالت ارتجاعی طراحی گردند. روشن است که تنها یک تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌تواند بیان‌گر رفتار واقعی سازه‌ها در هنگام زلزله باشد. تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه به دانش کافی و صرف وقت و هزینه بسیار نیاز دارد. از این رو، به ندرت در مورد ساختمان‌های معمولی و حتی نسبتاً بلند به کار می‌رود. در بیشتر موارد با در نظر گرفتن فرضیاتی، از روش‌های خطی استفاده می‌شود. بنابراین تحلیل‌های استاتیکی خطی به عنوان یکی از اصلی‌ترین روش‌ها، در اکثر آیین‌نامه‌ها معتبر است و حتی در سازه‌های بسیار با اهمیت در طراحی اولیه سازه به کار می‌آید. در بیشتر آیین‌نامه‌های زلزله، ضرایبی وجود دارند که اکثراً عملکرد غیرخطی سازه‌ها را در تحلیل خطی وارد می‌کنند. این ضریب، ضریب رفتار ساختمان یا ضریب اصلاح پاسخ نامیده شده که برای کاهش نیروهای زلزله به کار می‌رود. ضریب رفتار، طراح را مجاز به استفاده از تحلیل ارتجاعی تحت نیروهای کاهش یافته‌ی زلزله و طراحی با استفاده از نتیجه‌های این تحلیل می‌نماید. این ضریب تابع عوامل گوناگونی، از جمله شکل پذیری سازه، خواص سازه، میرایی، درجه نامعینی سازه، مقاومت اضافه (ذخیره)

و مشارکت اعضاء غير سازه‌ای است. این ضریب، در واقع بیان کننده مسأله مهمی به نام شکل پذیری سازه‌ها و جذب انرژی بر اثر ورود به ناحیه غیرارتجاعی می‌باشد. مبنای این ضریب بیشتر بر اساس آزمایش‌های مختلف استاتیکی و دینامیکی روی سازه‌ها و قضاوت مهندسی در زلزله‌های گذشته استوار است. اکنون تلاش‌های بسیار برای روشن شدن مقدار واقعی آن انجام می‌گیرد.

اولین تلاش‌ها برای پایه گذاری روش محاسبه ضریب رفتار به کارهای نیومارک^۱ از دانشگاه ایلینویز مربوط می‌شود. وی در مقاله‌ای که در سال ۱۹۸۲ همراه با هال^۲ منتشر کرد، روشی جهت استخراج طیف غیر خطی از روی طیف خطی برای سازه‌های یک درجه آزادی پیشنهاد نموده است. هرچند این روش برای سازه‌های یک درجه آزادی تدوین شده بود، اما گام بزرگی در راستای محاسبه‌ی ضریب رفتار ساختمان‌ها به شمار می‌آمد [۲۸].

از اواخر دهه هشتاد دو گروه از پژوهشگران در آمریکا و اروپا به طور جداگانه به تحقیق در مورد ضریب رفتار و عوامل موثر بر آن پرداختند.

در کل می‌توان گفت اساس تمامی روش‌های ضریب رفتار یکسان است و آن عبارت است از محاسبه‌ی میزان نیرو یا انرژی که یک قاب از زمان تشکیل اولین مفصل پلاستیک تحمل می‌کند تا به مرحله‌ی مکانیزم خرابی کامل برسد. روش‌های محاسبه‌ی R^r که در مراجع معتبر آمده است را می‌توان به دو گروه کلی تقسیم کرد:

۱- روش محققان آمریکایی ۲- روش محققان اروپایی

روش‌های آمریکایی عموماً از مبانی تئوری ساده‌تری برخوردارند و در عین حال کاربردی‌ترند. حال آن‌که روش‌های اروپایی دارای مبانی تئوری و تحلیلی پیچیده بوده و استفاده از آن‌ها در عمل و برای قاب‌های ساختمانی واقعی دشوار و بعضاً غیرممکن است. در بین روش‌های محققان آمریکایی، سه روش شاخص‌تر از بقیه می‌باشد و سایر روش‌ها عمدتاً شبیه به این سه روش و یا دارای اختلاف کم با آن‌ها

1. Newmark

3. Reduction factor

2. Hall

می‌باشد. یکی از این روش‌ها روش پیشنهادی ATC-19 است. روش دوم دست‌آورد تحقیقات پرفسور یانگ^۱ از اعضای برجسته‌ی انجمن مهندسين آمریکا^۲ و استاد دانشگاه نورث ایسترن می‌باشد که به روش ضریب شکل‌پذیری موسوم است. روش سوم نیز که به روش طیف ظرفیت موسوم است حاصل پژوهش‌های پرفسور فری من^۳ از محققان ارشد انجمن فن آوری کاربردی آمریکا^۴ می‌باشد. در بین روش‌های محققان اروپایی سه روش تئوری ضریب شکل‌پذیری، پاسخ دینامیکی غیرالاستیک سیستم‌های یک درجه آزادی و روش‌های انرژی جزو روش‌های معتبر و مشهور است. شایان ذکر است پرفسور مازولانی^۵ استاد دانشگاه ناپل و دیگر محققانی چون کاتو^۶ و کومو^۷ از پیشگامان پژوهش در زمینه‌ی ضریب رفتار در اروپا هستند [۲۸].

۳-۲- تعیین ضریب رفتار به روش ATC-19 [۳۱]

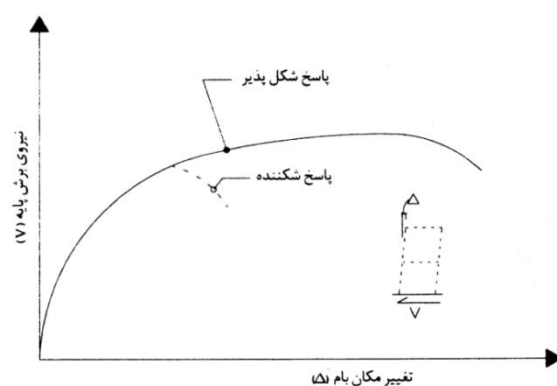
تفسیر قواعد زپ^۸ ضریب R را به‌عنوان یک ضریب اصلاح (کاهش) پاسخ برای به‌حساب آوردن هر دو عامل میرایی و شکل‌پذیری ذاتی در یک سیستم سازه‌ای در تغییر مکان‌های بزرگ به منظور رسیدن به حداکثر تغییر مکان سیستم تعریف می‌کند. اجزای تشکیل دهنده‌ی R می‌توانند به چندین روش تعریف شوند که هریک از روش‌ها به سطح عملکرد مورد نیاز بستگی دارند. در این بخش، فقط سطح عملکرد ایمنی جانی مورد بررسی قرار گرفته است. در عمل، برش پایه‌ی طراحی (برای پاسخ غیرارتجاعی) از تقسیم برش پایه برای پاسخ ارتجاعی بر ضریب رفتار R محاسبه می‌شود که این ضریب رفتار عموماً بین ۴ تا ۸ تغییر می‌کند.

1. Uang
2. American Society of Civil Engineers
3. Freeman
4. Applied Technology Council
5. Mazzollany

6. Kato
7. Como
8. NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program)

۳-۲-۱- پاسخ نیرو-تغییر مکان سازه‌ها

نمودار کلی نیرو-تغییر مکان برای یک قاب سازه‌ای در شکل (۳-۱) نشان داده شده است. این رابطه، پاسخ قاب سازه‌ای را برای افزایش یکنواخت تغییر مکان‌ها تشریح می‌کند. برای هدف طراحی، این رابطه‌ی غیرخطی اغلب توسط یک رابطه‌ی دو خطی ایده آل تقریب زده می‌شود. دو نوع تقریب دو خطی بطور گسترده استفاده شوند که این دو روش عموماً نتایج مشابهی برای اکثر سیستم‌های قابی شکل پذیر بدست می‌دهند.



شکل (۳-۱)- رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام [۳۱]

اولین رابطه‌ی تقریبی دو خطی بار-تغییر مکان مربوط به عناصر بتنی مسلح توسط پائولی^۱ و پریستلی^۲، در سال ۱۹۹۲، ارائه شده است. در این رابطه مقاومت گسیختگی برای قاب را (V_y) فرض می‌کند. سختی ارتجاعی از نقطه تقاطع منحنی نیرو-تغییر مکان واقعی با نیروی مطابق با ($0.75V_y$) بدست می‌آید. تخمین سختی ارتجاعی (K) در شکل (۳-۲) نشان داده شده است.

روش دوم برای تقریب رابطه نیرو-تغییر مکان یک قاب، عموماً روش انرژی معادل می‌باشد. در این روش فرض می‌شود که سطح زیر منحنی و سطح زیر رابطه دو خطی با هم برابرند. این تقریب دو خطی در شکل (۳-۳) نشان داده شده است. پارامترهای استفاده شده در این نمودار به شرح زیر هستند:

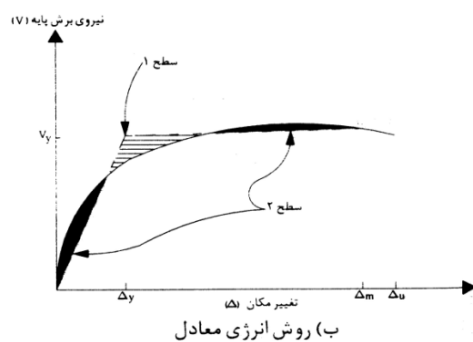
1. Paulay

2. Priestley

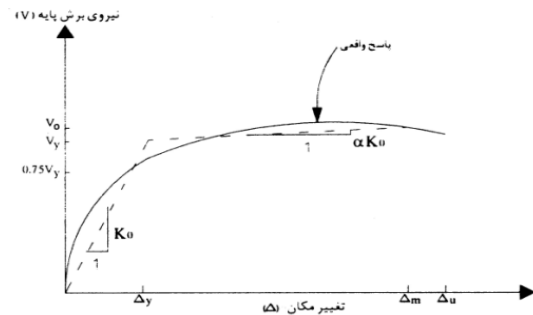
V_y : نیروی گسیختگی و یا جاری شدگی و Δ_y : تغییر مکان جاری شدگی، V_0 : نیروی حداکثر، Δ_m : تغییر مکان مطابق با حالت حدی، Δ_u : تغییر مکان قبل از شکست و خرابی.

تغییر مکان‌های Δ_m و Δ_u در سیستم‌های قابی و شکل‌پذیر از تغییر مکان جاری شدن خیلی بیشتر است. سختی ارتجاعی (k_0) از تقسیم نیروی جاری شدن بر تغییر مکان جاری شدن بدست می‌آید. سختی در ناحیه بعد از جاری شدن (k_1) بطور عمومی به صورت نسبتی از سختی ارتجاعی (α) مطابق زیر تعریف می‌شود که تمام پارامترهای این معادله تعریف شدند.

$$k_1 = \alpha k_0 = \frac{V_0 - V_y}{\Delta_m - \Delta_y} \quad (۱-۳)$$



شکل (۳-۳) - تقریب دو خطی رابطه نیرو - تغییر مکان
به روش انرژی معادل [۳۱]



شکل (۲-۳) - تقریب دو خطی رابطه نیرو - تغییر مکان
به روش پائولی و پرستلی [۳۱]

شکل پذیری از تغییر مکانی در حد فاصل بین Δ_y و Δ_m تعریف می‌شود. حداکثر شکل پذیری تغییر مکانی اختلاف بین Δ_u و Δ_y می‌باشد؛ و نسبت شکل پذیری تغییر مکانی عموماً به صورت نسبت Δ_m به Δ_y تعریف می‌گردد.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (۲-۳)$$

همیشه Δ_m از Δ_y بزرگتر است. روابط نیرو-تغییر مکان یک سازه می‌تواند به صورت آزمایشگاهی یا تحلیلی برآورد شود. ارزیابی‌های آزمایشگاهی یا تجربی این روابط، مشکل، پرهزینه و بنابراین نادرند.

تست شبه دینامیکی با مقیاس کامل سازه‌ها و تست شبیه سازی زلزله برای مدل‌های با مقیاس کوچک تا متوسط سازه‌ها، روابط نیرو- تغییر مکان را برای سازه‌ها با مقیاس‌های متفاوت فراهم می‌کنند. نرم افزار تحلیل اجزاء محدود غیرخطی یک ابزار تحلیلی موثر در هزینه‌ها می‌باشد که توسط متخصص در طراحی برای برآورد روابط نیرو- تغییر مکان سازه‌ها استفاده می‌شود.

۳-۲-۲- برآورد تجربی روابط نیرو-تغییر مکان

در اواسط دهه ۱۹۸۰، سوابق و اطلاعات تحقیقات آزمایشگاهی در دانشگاه برکلی کالیفرنیا برای توسعه‌ی روابط برش پایه-تغییر مکان بام مربوط به قاب‌های بادبندی فولادی بررسی گردید و یک فرمول پیش‌نویس برای ضریب رفتار ارائه گردید. منحنی‌های نیرو-تغییر مکان از جابه‌جایی بام و نیروی برش پایه متناظر با آن رسم می‌شود. با استفاده از این اطلاعات، محققان دانشگاه برکلی، طرح تقسیم R به سه ضریب را ارائه کردند که این ضرایب، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب میرایی ویسکوز را به صورت زیر ارائه می‌کند:

$$R = R_S R_\mu R_\xi \quad (3-3)$$

در این فرمول: R_S ضریب اضافه مقاومت، R_μ ضریب شکل‌پذیری و R_ξ ضریب میرایی است. با استفاده از نتایج حاصل از چند تست شبیه‌سازی زلزله، ضریب اضافه مقاومت از تقسیم حداکثر برش پایه (V_y)، بر برش پایه‌ی طراحی (V_d) در روش حد نهایی بدست می‌آید. ضریب شکل‌پذیری با تقسیم برش پایه (V_y) برای پاسخ ارتجاعی بر حداکثر نیروی برش پایه محاسبه می‌شود. همچنین ضریب میرایی تقریباً برابر با واحد بود. مقادیر برآورد شده‌ی R بصورت آزمایشگاهی برای بادبند‌های هم‌محور ۴/۵ و برای بادبند‌های برون‌محور ۶ بودند. که این مقادیر به میزان قابل توجهی از مقادیر ۶ و ۸ که توسط قواعد نرپ پذیرفته شده‌اند، کمتر بودند. مقادیر برآورد شده آزمایشگاهی یا تجربی برای ضرایب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و اصلاح پاسخ در جدول (۳-۱) لیست شده‌اند [۲۹].

جدول (۱-۳) - ضرایب کاهش آزمایشگاهی برای قاب‌های فولادی [۲۹]

سیستم	R_S	R_μ	R
بادبندی هم محور	2.43	1.85	4.5
بادبندی برون محور	2.85	2.12	6

۳-۲-۱-۲-۳-۱- اجزای کلیدی R

تحقیقات گسترده‌تری پس از ارائه اولین فرمول R (فرمول (۳-۳)) انجام شد و یک فرمول جدید ارائه شد که در آن R به عنوان حاصلی از سه ضریب، به صورت زیر بیان شده است.

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (۴-۳)$$

در معادله‌ی فوق، R_S ضریب اضافه مقاومت وابسته به پیوند، R_μ ضریب شکل پذیری وابسته به پیوند و R_R ضریب قیود اضافی می‌باشد. این فرمول با در نظر گرفتن ضریب قید اضافی، شبیه به فرمول طرح شده توسط محققان برکلی و فری من در سال ۱۹۹۰ است.

ضریب قید اضافه، در گزارش ATC-19 برای اولین بار طرح شد. این ضریب برای کمیت دادن به افزایش درجه اطمینان در سیستم‌های لرزه‌ای که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند مورد استفاده قرار گرفت. یکی از اهداف گزارش ATC-19 این بود که خواننده با استفاده از اطلاعات مربوط به ضرایب کلیدی، تاثیر مقادیر عددی اختصاص یافته به R در آمریکا را بدست آورد. فرمول R در رابطه (۴-۳) یک چهارچوب برای ارزیابی نسبی این پارامترها فراهم می‌کند. هر ارزیابی از اجزای کلیدی R باید این حقیقت را نشان دهد که اجزای آن به یکدیگر وابسته نیستند. فرمول طرح شده اثرات نامنظمی در پلان و ارتفاع سیستم‌های قابی را در نظر نمی‌گیرد. نامنظمی و بی‌قاعدگی می‌تواند توسط کاهش ضریب رفتار به وسیله‌ی یک ضریب نامنظمی مشخص شود، شبیه به آنچه در طراحی لرزه‌ای BSL ژاپن 1981 مطرح شده است.

۳-۲-۱-۱- ضریب مقاومت R_s

ضریب مقاومت به پارامترهای زیادی وابسته است. تفاوت‌ها در مناطق ساخت و ساز و اختلاف‌های بین مقاومت حقیقی و اسمی مواد روی مقدار ضریب مقاومت تاثیر خواهند گذاشت. در ادامه، روشی برای ارزیابی ضریب اضافه مقاومت یک سازه توضیح داده می‌شود. همچنین مقادیر ساده R_s محاسبه شده توسط محققین مختلف در زیر آمده است. بر پایه‌ی گزارش ATC-19، جهت یافتن ضریب اضافه مقاومت یک سازه یا قاب سازه‌ای از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون) استفاده می‌شود. روش به کاربرده شده جهت برآورد ضریب اضافه مقاومت یک سازه درست است، ولی تحلیل گر نیاز به انتخاب یک حالت حدی پاسخ دارد. پاسخ‌های حدی شامل حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای و حداکثر چرخش مفاصل پلاستیک می‌باشند. مراحل این روش به ترتیب زیر هستند:

- با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، رابطه برش پایه-تغییر مکان بام را برای یک ساختمان حساب می‌کنند.

- در تغییر مکان بام مطابق با حالت حدی پاسخ، نیروی برش پایه V_o (که در شکل (۳-۲) نشان داده شده است) در ساختمان محاسبه شود. مقاومت ذخیره شده ساختمان برابر است با نسبت

بین برش پایه طراحی V_d و V_o .

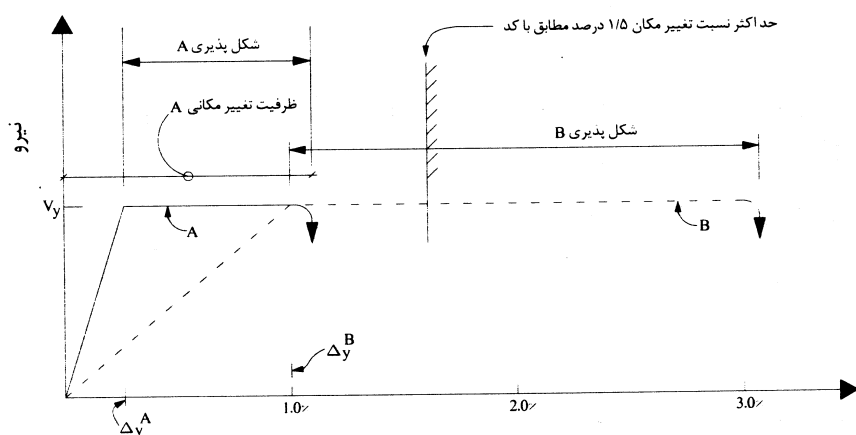
ضریب اضافه مقاومت با استفاده از فرمول زیر محاسبه می‌شود.

$$R_s = \frac{V_o}{V_d} \quad (۳-۵)$$

۳-۲-۲-۱-۲-۳- ضریب شکل پذیری R_μ

پارامترهای پاسخ لرزه‌ای ظرفیت تغییر مکانی، شکل پذیری و نسبت شکل پذیری به‌طور نزدیکی با هم در ارتباط هستند، اما غالباً این پارامترها گیج کننده‌اند. به عنوان مثال، یک قاب با ظرفیت تغییر مکانی بزرگ، ممکن است شکل پذیری و نسبت شکل پذیری کوچکی داشته باشد، و قاب دیگری با ظرفیت تغییر مکانی کوچک، ممکن است نسبت شکل پذیری بزرگی داشته باشد.

روابط نیرو- تغییر مکان برای دو قاب سازه‌ای یک طبقه در شکل (۳-۴) نشان داده شده است. روابط نیرو- تغییر مکان به صورت الاستیک-پلاستیک ایده‌آل سازی شده است. فرض می‌شود که نسبت‌های تغییر مکان تسلیم برای قاب A 0.2 درصد و برای قاب B 1 درصد باشند و حداکثر نسبت‌های تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب A $1/2$ درصد و برای قاب B 3 درصد باشند.



شکل (۳-۴) تعریف ضریب و نسبت شکل پذیری برای دو قاب یک طبقه [۳۱]

پارامترهای کلیدی پاسخ لرزه‌ای در جدول (۳-۲) آورده شده‌اند. مقادیر پارامترهای پاسخ توسط جابه‌جایی بین طبقه‌ای به حدود $1/5$ درصد محدود می‌شوند که این مقدار با مقدار حدی جابه‌جایی داده شده در UBC سازگار است. مقادیر جابه‌جایی در جدول (۳-۲) به صورت درصدی از ارتفاع طبقه بیان می‌شوند. این اطلاعات اهمیت تعریف پارامترهای

پاسخ را با در نظر گرفتن حالت‌های حدی ویژه روشن می‌کنند. با محدود کردن تغییر مکان‌ها به $1/5$ درصد، قاب سخت‌تر (قاب A) شکل‌پذیر است و نسبت شکل‌پذیری بزرگ‌تر از قاب انعطاف‌پذیرتر (قاب B) دارد. هرچند، اگر حالت حدی جابه‌جایی از بین برود، قاب انعطاف‌پذیرتر اساساً شکل‌پذیری بیشتری (برابر با ۲ درصد) از قاب سخت‌تر دارد.

جدول (۲-۳) پارامترهای پاسخ لرزه‌ای برای دو قاب یک طبقه [۳۱]

پارامتر پاسخ	قاب A	قاب B
تغییر مکان تسلیم	0.2%	1.0%
ظرفیت تغییر مکانی	1.2%	1.5%
شکل‌پذیری تغییر مکانی	1.0%	0.5%
نسبت شکل‌پذیری تغییر مکانی	6	1.5

نسبت‌های شکل‌پذیری μ می‌توانند در سطوح سیستم، طبقه و عضو محاسبه شوند. در سطوح سیستم و طبقه، نسبت شکل‌پذیری به طور معمول در قالب نسبت شکل‌پذیری تغییر مکانی بیان می‌شود و در سطوح عضو، نسبت شکل‌پذیری بازگو کننده‌ی نسبت شکل‌پذیری کرنشی، انحنایی و یا چرخشی آن می‌باشد. با توجه به مقوله‌ی مورد بحث، آنچه از نسبت شکل‌پذیری مد نظر است، شکل‌پذیری تغییر مکانی می‌باشد، که در سازه‌های مورد بحث ارزیابی می‌شود. این موضوع مشخص می‌کند که ضریب شکل‌پذیری وابسته به پاسخ غیرخطی سیستم قابی کامل است نه اجزای سیستم قابی.

با مشخص شدن نسبت شکل‌پذیری μ طبق رابطه (۲-۳) هم اکنون به دنبال یافتن فرمولی برای محاسبه‌ی ضریب شکل‌پذیری و ایجاد یک رابطه بین شکل‌پذیری تغییر مکانی و ضریب شکل‌پذیری هستیم. ارائه‌ی فرمولی مناسب برای محاسبه‌ی ضریب شکل‌پذیری یکی از موضوعاتی بوده است که در سال‌های اخیر پژوهش‌گران مختلفی را بر آن داشته است تا تحقیقات زیادی را در این زمینه انجام دهند.

از میان تحقیقات به عمل آمده ، توصیه ی ATC-19 به کارگیری روابط گسترش یافته ی پژوهش گرانی است که در ادامه به شرح یافتن ضریب شکل پذیری توسط آنان می پردازیم.

۱- **روش نیومارک و هال:** این روش بر اساس طیف های خطی و غیرخطی حاصل از مؤلفه شمالی- جنوبی زلزله السنترو و چگونگی تخمین طیف غیرخطی از طیف خطی زلزله ارائه شده است. همچنین، رابطه ای برای محاسبه ضریب کاهش نیرو R_μ پیشنهاد شده است. در این رابطه ی پیشنهادی، این ضریب به صورت یک تابع وابسته به متغیرهای مستقل شکل پذیری و پرپود سازه می باشد. رابطه های پیشنهاد شده بصورت زیر خلاصه می گردند:

برای فرکانس های بیشتر از ۳۳ هرتز (پرپودهای کمتر از ۰/۰۳ ثانیه)

$$R_\mu = 1 \quad T < 0.03_{sec} \quad (۶-۳)$$

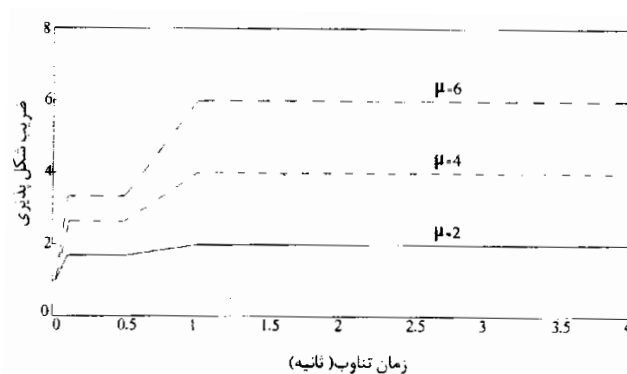
برای فرکانس های بین ۲ هرتز و ۸ هرتز (پرپود های بین ۰/۱۲ و ۰/۵ ثانیه)

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad 0.12 < T < 0.5_{sec} \quad (۷-۳)$$

برای فرکانس های کمتر ۱ هرتز (پرپود بزرگتر از ۱ ثانیه)

$$R_\mu = \mu \quad T > 1_{sec} \quad (۸-۳)$$

شکل (۵-۳) روابط نیومارک و هال را برای نسبتهای شکل پذیری ۲، ۴ و ۶ نشان داده است. برآورد مربوط به پرپودهای بین ۰/۰۳ تا ۰/۱۲ ثانیه و همچنین بین ۰/۵ تا ۱ ثانیه با استفاده از درونیابی خطی بین مقادیر حدی داده شده توسط معادلات (۶-۳) تا (۸-۳) بدست می آید.



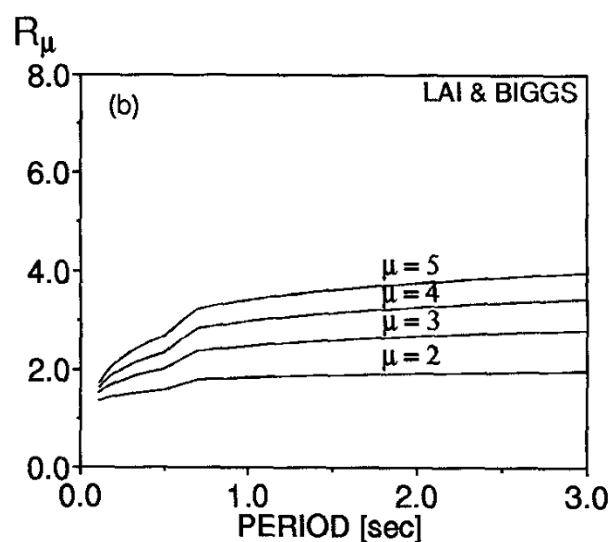
شکل (۵-۳)- ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری پیشنهاد شده توسط نیومارک و هال [۳۱]

۲- روش لای و بیگز [۲۲]: در این روش بر اساس محاسبه‌ی مقدار متوسط طیف غیرخطی ۲۰

زلزله‌ی مصنوعی که طیف خطی آن‌ها با طیف خطی طراحی نیومارک -هال مطابقت داشت، طیف غیرخطی طراحی پیشنهاد شد. تحلیل برای ۵۰ پرپود طبیعی سیستم که فاصله مساوی بین ۰/۱ ثانیه تا ۱۰ ثانیه در مقیاس لگاریتمی داشتند و برای درصدهای مختلف میرایی انجام شده است. در نهایت برای چهار مقدار تقاضای شکل‌پذیری متفاوت، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری حاصل گردید. این ضریب از رابطه (۹-۳) محاسبه می‌شود:

$$R_{\mu} = \alpha + \beta(\log T) \quad (9-3)$$

مقادیر α و β به شکل‌پذیری و محدوده‌ی پرپود بستگی دارد و مقادیر آن در جدول (۳-۳) نشان داده شده است. مقادیر پیشنهادی ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری در برابر پرپود و تقاضای شکل‌پذیری در شکل (۶-۳) رسم شده است.



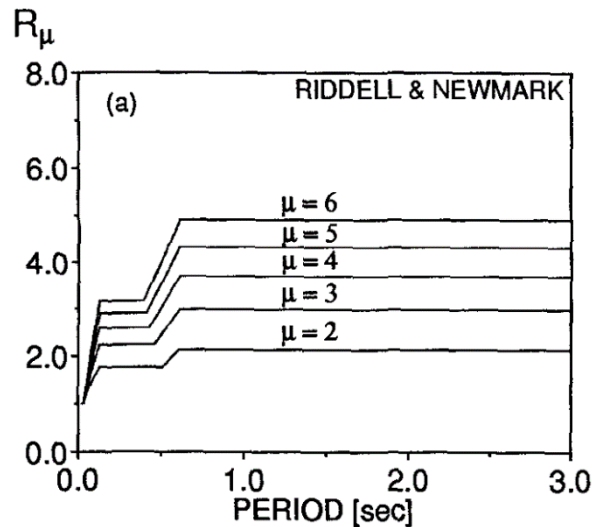
شکل (۶-۳) - مقادیر پیشنهاد شده ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری توسط لای و بیگز [۲۲]

جدول (۳-۳) - مقادیر α و β در رابطه‌ی ارائه شده بوسیله لای و بیگز [۲۲]

محدوده پریود (ثانیه)		$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$
$0.1 < T < 0.5$	α β	1.6791	2.2296	2.6587	3.1107
		0.3291	0.7296	1.0585	1.4307
$0.5 < T < 0.7$	α β	2.0332	2.7722	3.3700	3.8336
		1.5055	2.5320	3.4217	3.8323
$0.7 < T < 4.0$	α β	1.8409	2.4823	2.9853	3.4180
		0.2645	0.6605	0.9380	1.1493

۳- روش ریدل و نیومارک [۲۲]: با توجه به مطالعات قبلی این محققین، در این روش بر اساس

تحلیل آماری طیف‌های غیرخطی که برای سیستم الاستوپلاستیک با مقادیر میرایی ۰.۲٪، ۰.۵٪ و ۱.۰٪ و برای سیستم دوخطی با سختی کاهش یافته و با میرایی ۰.۵٪ و شکل‌پذیری‌هایی بین ۱ تا ۱۰ انجام شده، یک دسته ضرایب کاهش در اثر شکل‌پذیری بدست آمده است. این تحقیق اولین مطالعه‌ای است که از ۱۰ نگاشت مختلف که در سنگ و آبرفت برداشت شده است، استفاده می‌کند. ضریب کاهش مشابه مطالعه قبلی نیومارک، بصورت تابعی از متغیرهای مستقل میرایی، شکل‌پذیری و پریود ارائه گردید. در شکل (۳-۷) نمودار این ضریب برای شکل‌پذیری‌های متفاوت و بر مبنای میرایی ۰.۵٪ رسم شده است.



شکل (۳-۷) - مقادیر ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری پیشنهادی ریدل و نیومارک [۲۲]

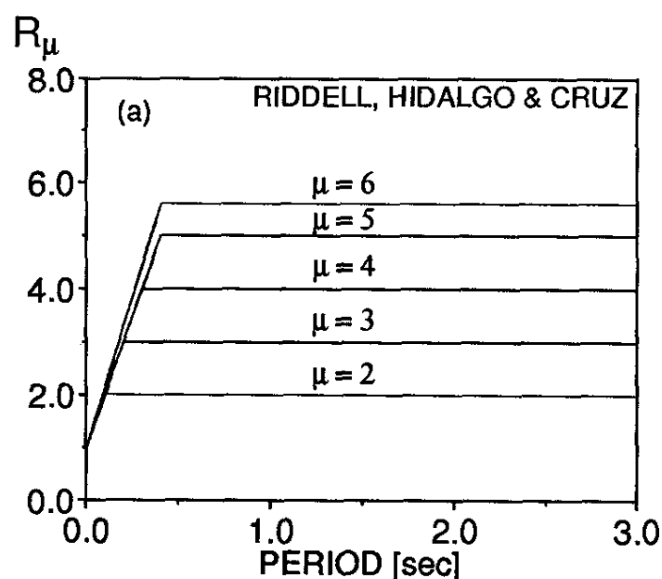
۴- روش ریدل، هیدالگو و کروزر [۲۲]: طیف غیرخطی در این مطالعه، از نگاشت ۴ گروه زلزله و برای یک سیستم یک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک هیسترسیز و با در نظر گرفتن ۵٪ میرایی بدست آمده است. به عبارت دیگر، در این روش ضریب کاهش بدست آمده تقریبی از ضریب کاهش می‌باشد. بر این اساس ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری از رابطه (۳-۱۰) حاصل می‌شود.

$$R_{\mu} = f(x) = \begin{cases} 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} \times T & 0 < T < T^* \\ R^* & T \geq T^* \end{cases} \quad (۳-۱۰)$$

در این رابطه مقدار T^* با توجه به شکل‌پذیری بین ۰/۱ تا ۰/۴ متغیر می‌باشد. مقدار R^* برای شکل‌پذیری بین ۲ تا ۵ مساوی ضریب شکل‌پذیری است و برای شکل‌پذیری بین ۶ تا ۸ بین ۵/۶ تا ۶/۸ متغیر می‌باشد. این مقادیر در جدول (۳-۴) ارائه شده است. همچنین در شکل (۳-۸) مقادیر پیشنهادی این محققین در برابر تقاضای شکل‌پذیری رسم شده است.

جدول (۴-۳) - مقادیر R^* و T^* در روش ریدل، هیدالگو و کروز برحسب شکل‌پذیری [۲۲]

	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$	$\mu = 6$	$\mu = 7$	$\mu = 8$
R^*	2.0	3.0	4.0	6.0	5.6	6.2	6.8
T^*	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4



شکل (۴-۸) - مقادیر پیشنهاد شده توسط ریدل، هیدالگو و کروز برای محاسبه ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری [۲۲]

۵- روش ناسار و کراوینکлер [۲۲]: این روش بر اساس رفتار سیستم یک درجه آزادی تحت اثر

۱۵ نگاشت ثبت شده در زمین‌های سنگی و آبرفتی غرب آمریکا پایه‌ریزی شده است. این دو محقق علاوه بر اثر شرایط خاک محل در ضریب شکل‌پذیری، تأثیر عوامل مختلف دیگر شامل فاصله‌ی کانونی زلزله و پارامترهای سیستم مانند پریود، حد جاری شدن، نسبت سخت‌شوندگی و نوع رفتار غیرخطی مصالح بر این ضریب را در نظر گرفته‌اند. مطالعه‌ی این دو نشان می‌دهد که تأثیر فاصله کانونی و کاهش سختی در ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری بسیار ناچیز است. بر اساس مطالعات این دو محقق، فرمول (۳-۱۱) برای تخمین ضریب شکل‌پذیری بدست آمده است.

$$R_{\mu} = [C(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (11-3)$$

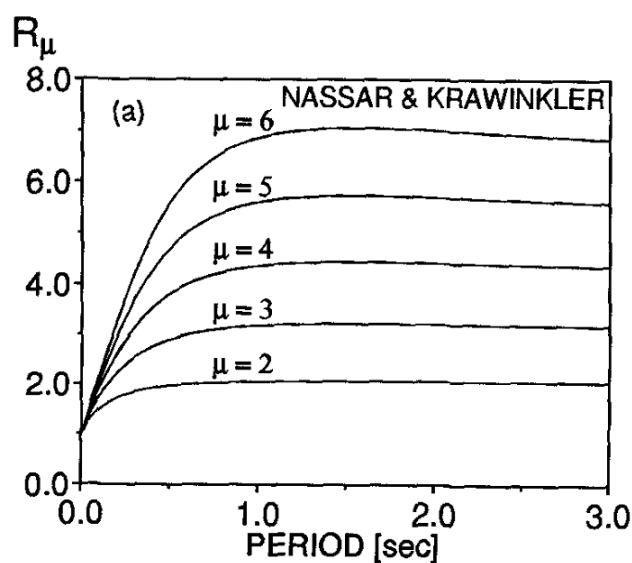
که در رابطه فوق:

$$C(T, \alpha) = \frac{T^{\alpha}}{1+T^{\alpha}} + \frac{b}{T} \quad (12-3)$$

پارامترهای a و b بر حسب سخت شوندگی کرنشی α در جدول (3-5) ارائه شده‌اند. همچنین در شکل (3-9) مقدار این ضریب بر حسب نیاز شکل‌پذیری نشان داده شده است.

جدول (3-5) مقادیر پارامترهای a و b در روش ناسار و کراوینکلر [22]

$\alpha(\%)$	a	b
۰	۱	۰/۴۲
۲	۱	۰/۳۷
۱۰	۱	۰/۲۹



شکل (3-9) - مقادیر پیشنهادی کراوینکلر و ناسار برای ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری [22]

۶- روش ویدیچ، فایفر و فیشینگر [۲۲]: این گروه تحقیقاتی برای سامانه‌ای با رفتار هیسترسیز

دو خطی و سختی کاهشی و دارای میرایی ویسکوز متناسب با وزن و سختی لحظه‌ای سامانه، با فرض ۵ درصد میرایی، روابط را ارائه کردند. در محاسبه‌ی این رابطه، عوامل زیادی از جمله مشخصات زلزله، ویژگی‌های خاک بستر، میرایی سیستم، مدل بار-تغییر شکل مصالح، ضریب شکل‌پذیری و زمان تناوب سازه در نظر گرفته شده‌اند. ضرایب کاهش پیشنهاد شده توسط این پژوهش‌گران به صورت روابط

(۱۳-۳) و (۱۴-۳) است:

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) + 1 \quad T \leq T_0 \quad (13-3)$$

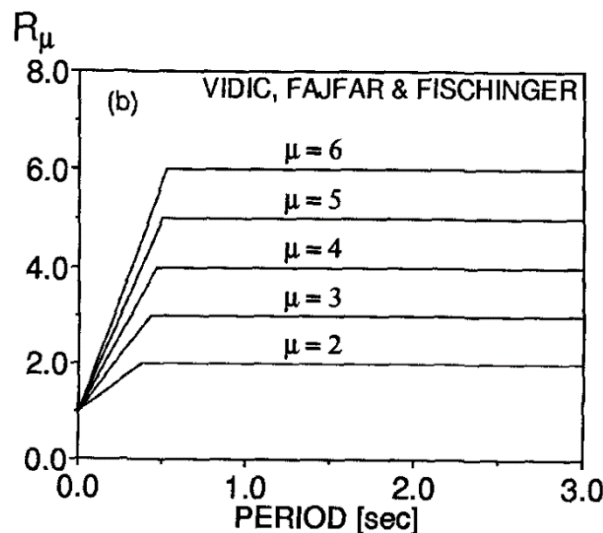
$$R_{\mu} = \mu \quad T > T_0 \quad (14-3)$$

که مقدار T_0 عبارت است از:

$$T_0 = 0.65 \mu^{0.3} \cdot T_1 \quad (15-3)$$

$$T_1 = 2\pi \frac{\varphi_{ev} V}{\varphi_{ea} A} \quad (16-3)$$

ضرایب کاهش مقاومت محاسبه شده توسط میانگین ضرایب تشدید φ_{ev} و φ_{ea} حاصل از ۲۰ زمین‌لرزه‌ی مشخص در شکل (۱۰-۳) نشان داده شده است.



شکل (۱۰-۳) - مقادیر پیشنهادی ویدیچ، فایفر و فیشینگر برای ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری [۲۲]

۷-روش میراندا [۲۲]: میراندا در تحقیقات خود با استفاده از رکورد زمین‌لرزه‌های در ارتباط با

یکدیگر، تأثیر پارامترهای مختلف رکوردهای زمین‌لرزه را در تعیین ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری مورد ارزیابی قرار داد. برای مطالعه‌ی اثر شرایط خاک محل در ضریب کاهش، از ۱۲۴ رکورد زمین‌لرزه که در نواحی دارای لایه‌های متفاوت ثبت شده بودند، بهره جست. در این تحقیقات بر اساس شرایط خاک در محل ثبت زلزله، رکوردها به سه گروه تقسیم‌بندی شدند که عبارتند از رکوردهای ثبت شده در سنگ، رکوردهای ثبت شده در خاک‌های بسیار نرم حاصل از رسوبات رودخانه‌ای و رکوردهای ثبت‌شده در خاک‌های آبرفتی. سپس ضریب کاهش را برای سیستم یک درجه آزادی با میرایی ۰.۵٪ و با شکل‌پذیری ۲ تا ۶ محاسبه گردید. آن‌گاه مقدار متوسط ضریب کاهش برای هر گروه از خاک‌ها حاصل شده است. علاوه بر در نظر گرفتن شرایط خاک محل، اثر پارامترهای دیگری مثل بزرگی زلزله و فاصله‌ی کانونی نیز در تعیین این ضریب، مخصوصاً برای خاک خیلی نرم، در نظر گرفته شده است. بر پایه‌ی این پژوهش‌ها، بزرگی و فاصله کانونی تأثیر چندانی در متوسط ضریب شکل‌پذیری ندارد. بر اساس متوسط ضریب کاهش، رابطه تقریبی (۳-۱۷) برای این ضریب پیشنهاد شده است:

$$R_{\mu} = \frac{\mu-1}{\varphi} + 1 \geq 1 \quad (۳-۱۷)$$

φ تابعی از T, μ و شرایط خاک می‌باشد و برای لایه‌های مختلف خاک، بصورت رابطه‌های (۳-۱۸) تا (۳-۲۰) بیان می‌شود. فرمول (۳-۱۸) مربوط به لایه‌ی خاک سنگی و فرمول (۳-۱۹) و (۳-۲۰) به ترتیب برای خاک های نرم و آبرفتی مناسب است.

$$\varphi = 1 + \frac{1}{10 \times T - \mu T} - \frac{1}{2 \times T} e^{\left[-\frac{3}{2} (\ln T - \frac{3}{5})^2 \right]} \quad (۳-۱۸)$$

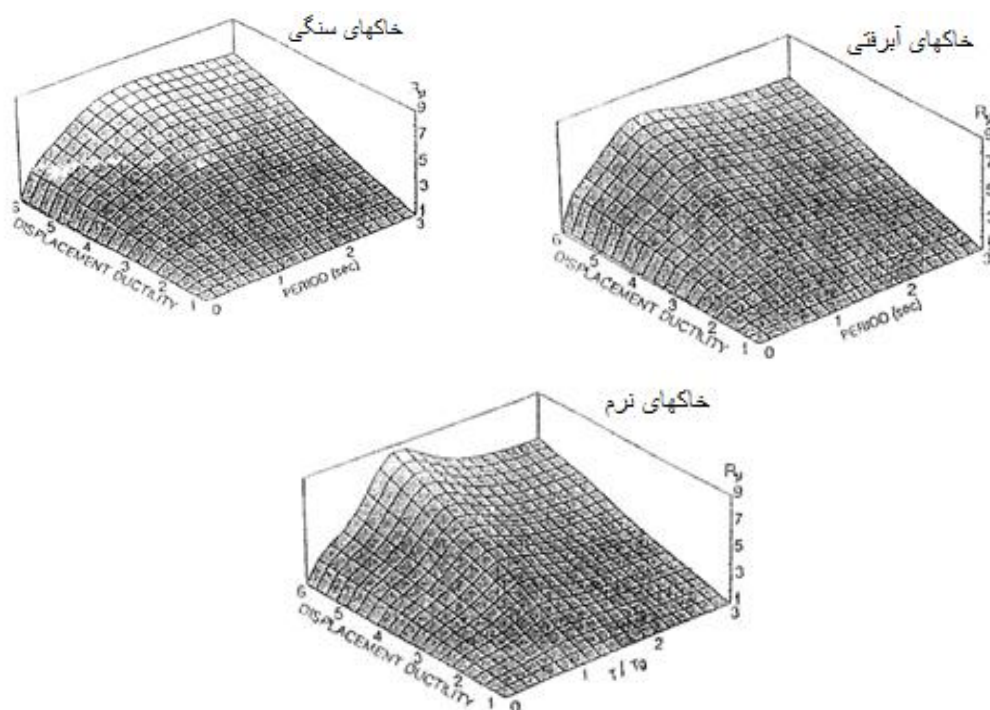
$$\varphi = 1 + \frac{1}{12 \times T - \mu T} - \frac{2}{5 \times T} e^{\left[-2 (\ln T - \frac{1}{5})^2 \right]} \quad (۳-۱۹)$$

$$\varphi = 1 + \frac{T_g}{3 \times T} - \frac{3 T_g}{4 \times T} e^{\left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right]} \quad (۳-۲۰)$$

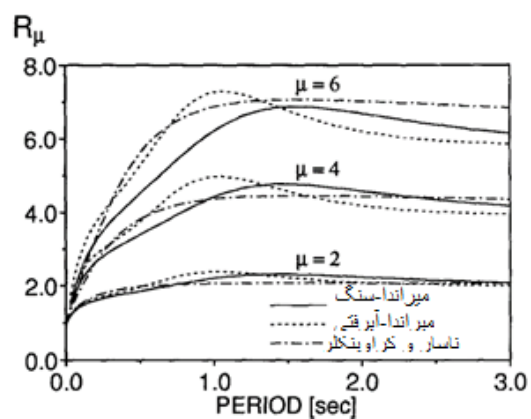
T_g مقدار پریود زمین می‌باشد و برای هر نوع خاک قابل تعیین است. در شکل‌های (۳-۱۲) و -

(۳-۱۳)، اثر تأثیر پریود سیستم و اثر خاک بر این ضریب نشان داده شده است. همچنین در شکل

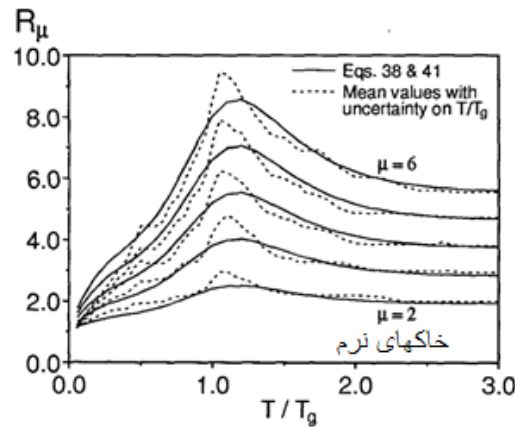
(۱۱-۳) ضریب کاهش بدست آمده برای خاک‌های با شرایط مختلف به‌وسیله‌ی این محقق نشان داده شده است.



شکل (۱۱-۳) - ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری پیشنهاد شده‌ی میراندا برای خاک‌های مختلف [۲۲]



شکل (۱۲-۳) - تأثیر پریود سازه بر ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری به روش میراندا و ناسار [۲۲]



شکل (۳-۱۳)- تأثیر پریود خاک بر ضریب کاهش در اثر شکل پذیری به روش میراندا برای خاکهای نرم [۲۲]

۳-۲-۱-۲-۲-۳ بررسی پارامترهای مؤثر در ضریب کاهش در اثر شکل پذیری (ضریب

شکل پذیری) [۲۲]

مطالعات فوق نشان گر آن است که ضریب شکل پذیری نه تنها به مشخصات سیستم، بلکه به مشخصات حرکات زمین بستگی دارد. برای یک حرکت زمین R_μ تابعی از پریود نوسان سازه، میرایی سیستم، نوع رفتار هیسترسیز و مقدار شکل پذیری مورد نیاز می باشد. همچنین این مطالعات بیان کننده این است که ضریب فوق در درجه ی اول به پریود سازه و مقدار تقاضای شکل پذیری بستگی دارد و میرایی و نوع رفتار هیسترسیز در سیستم تأثیر محدود و کوچکی بر ضریب فوق می گذارند. بنابراین رابطه ضریب کاهش را می توان به شکل رابطه ی (۳-۲۱) بیان نمود.

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu_i) \quad (۳-۲۱)$$

در سیستمی که در ناحیه خطی قرار دارد $\mu_1 = 1$ ، ضریب کاهش به صورت واحد و طبق فرمول (۳-۲۲) در نظر گرفته می شود.

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu_i = 1) = 1 \quad (۳-۲۲)$$

برای سیستم های بسیار سخت و صلب، زمانی که شکل پذیری غیر خطی به سمت صفر میل می کند رابطه ی (۳-۲۳) برقرار می باشد.

$$u_y \rightarrow 0, T \rightarrow 0 \quad (23-3)$$

در این حالت سیستم در اکثر مواقع در حالت الاستیک است و به دشواری وارد محدوده‌ی غیرخطی می‌شود. بنابراین برای هر تحریک زمین، مقاومت لازم در این نوع سیستم‌ها مانند مقاومت لازم برای سیستم‌های خطی است و در نتیجه باید ضریب شکل‌پذیری در فرمول (24-3) را تامین نماید.

$$R_\mu = R_\mu(T \rightarrow 0, \mu_i) \rightarrow 1 \quad (24-3)$$

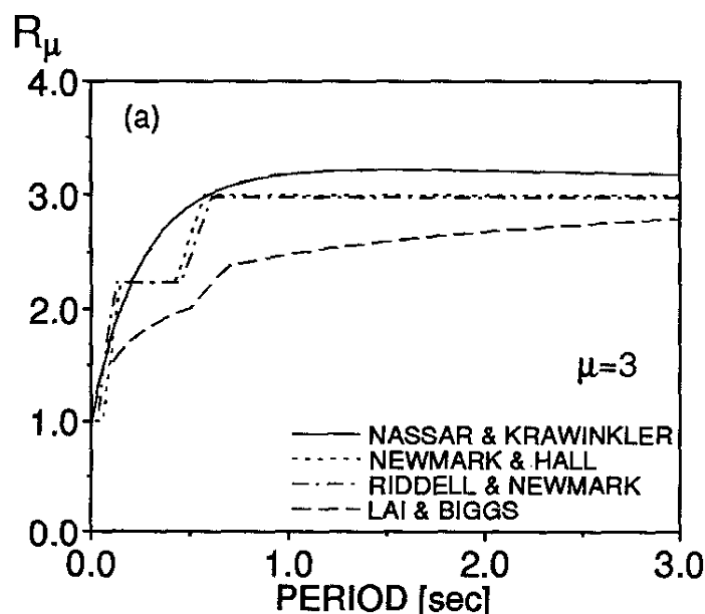
به عبارت دیگر، با نزدیک شدن پریود سیستم به عدد صفر که بیانگر سختی زیاد سازه می‌باشد، ضریب کاهش به عدد یک نزدیک می‌شود، که این مسأله در تمامی روابط ارائه شده برای R_μ صدق می‌کند.

برای سیستم‌های خیلی نرم ($T \rightarrow \infty$)، بدون توجه به مقاومت سیستم، حداکثر تغییر مکان نسبی سیستم به حداکثر تغییر مکان زمین نزدیک است. بنابراین برای هر تحریک زمین، مقدار مقاومت غیرخطی لازم مساوی مقدار مقاومت خطی لازم تقسیم بر ضریب شکل‌پذیری می‌باشد و ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری برای این گونه سیستم‌ها در فرمول (25-3) صدق می‌کند.

$$R_\mu = R_\mu(T \rightarrow \infty, \mu_i) \rightarrow \mu \quad (25-3)$$

با توجه به مطالب پیشین در مورد ضریب شکل‌پذیری R_μ ، مشاهده می‌شود که این ضریب تابعی از دو متغیر اصلی شکل‌پذیری مورد نیاز μ_i و پریود سازه می‌باشد. به طوری که در محدوده‌های با پریود بالا، این ضریب تقریباً مستقل از پریود است و تقریباً مساوی شکل‌پذیری مورد نظر می‌باشد. و در محدوده‌ی با پریود پایین، این ضریب بصورت خیلی زیاد به پریود وابسته است و برای سازه‌های خیلی صلب ($T \approx 0$) که کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری غیرممکن است، برابر ۱ می‌باشد.

با هم‌شماری نمودارهای بدست آمده از روش‌های گوناگون آشکار می‌گردد که تقریباً تمامی روش‌ها در عمل بسیار به هم نزدیک می‌باشند. در ادامه، نمودارهای حاصل از روابط بدست آمده از محققین گوناگون با یکدیگر مقایسه می‌شوند. در شکل (۳-۱۴) روش پیشنهاد شده توسط ناسار و کراوینکлер را بر حسب نیاز $\mu = 3$ ، با روش‌های نیومارک-هال، نیومارک-ریدل و لای-بیگز مقایسه شده است.



شکل (۳-۱۴) - مقایسه‌ی مقادیر پیشنهاد شده توسط ناسار و کراوینکлер با سایر روش‌ها برای شکل‌پذیری ثابت

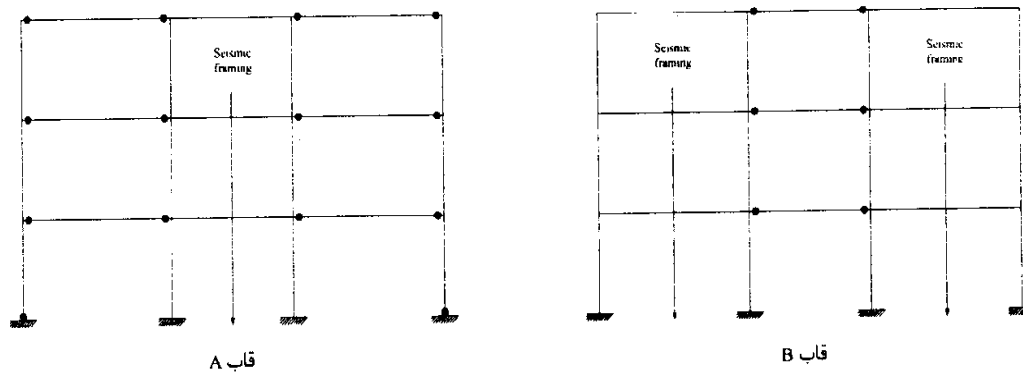
$\mu=3$ [۲۲]

۳-۲-۲-۱-۳- ضریب قید اضافی R_R

یک سیستم مقاوم در برابر زلزله باید دارای قاب‌های مقاومی باشد تا نقش انتقال بارهای لرزه‌ای و نیروهای اینرسی ناشی از زمین لرزه به پی ساختمان را دارا باشد. ضریب قید اضافی، افزایش درجه‌ی اطمینان در سیستم‌های لرزه‌ای را که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند، محدود می‌سازد. جهت روشن شدن مطلب به مثال زیر توجه شود.

دو سیستم قاب A, B مطابق شکل (۳-۱۵) مورد نظر است، در قاب A یک دهانه‌ی مقاوم در برابر

بارهای لرزه‌ای موجود است در حالی که در قاب B دو دهانه‌ی مقاوم وجود دارد.



شکل (۳-۱۵) - سیستم‌های قاب مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای [۳۱]

فرض می‌شود که لنگر پلاستیک مربوط به اعضای با دهانه‌های مقاوم در قاب A، ۲۰۰ واحد و لنگر پلاستیک در اعضای دهانه‌های مقاوم در قاب B، ۱۰۰ واحد باشد. با انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی برای هر دو قاب تا رسیدن به حالت حد نهایی، ملاحظه می‌شود در قاب A هشت مفصل پلاستیک ایجاد می‌گردد، در حالی که، در قاب B شانزده مفصل پلاستیک به وجود می‌آید. بر پایه‌ی کارهای موسز که در سال ۱۹۷۴ برای سازه‌های قابی انجام شده بود، نسبت مقاومت خمشی اسمی (M_p) تیرها در قاب A به قاب B به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$\frac{M_p^A}{M_p^B} = \frac{\frac{1}{\sqrt{8}}}{\frac{1}{\sqrt{16}}} = 1.4 \quad (۳-۲۶)$$

نتایج این تحقیقات روی این موضوع نشان می‌دهد جهت دستیابی به یک سطح اطمینان در هر دو قاب، سختی مقاومت مورد نیاز طراحی در قاب A باید ۴۰ درصد بیشتر از سختی مقاومت مورد نیاز در قاب B باشد. تاکنون راه حل دقیقی برای محاسبه‌ی ضریب قید اضافی پیشنهاد نشده است. اما ATC-19 مقادیرهای گوناگون این ضریب را که بر حسب تعداد دهانه‌های مقاوم سازه در برابر بارهای لرزه‌ای است، محاسبه و در جدول (۳-۶) پیشنهاد داده است.

جدول (۳-۶) مقادیر مختلف ضریب قید اضافی برای استفاده در ضریب R طبق توصیه‌ی ATC-19 [۳۱]

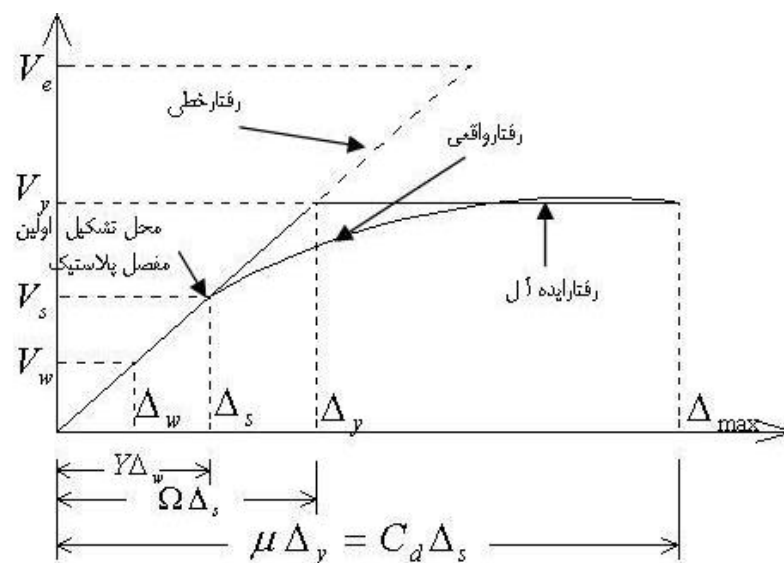
تعداد دهانه‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی	ضریب قید اضافی R_R
2	0.71
3	0.86
4	1

۳-۳- بررسی ضریب رفتار سازه توسط روش پیشنهادی یانگ [۳۲]

بنا به تعریف، ظرفیت تغییرشکل غیرارتجاعی در سازه‌ها به کمک شکل‌پذیری بیان می‌گردد، که عبارت است از تغییرشکل نهایی سازه به تغییرشکل لحظه تسلیم آن. هر چه شکل‌پذیری یک سازه (μ)، بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بالاتر بوده و در نتیجه ضریب رفتار بزرگتر خواهد بود. نحوه ارتباط μ و R به عوامل مختلفی بستگی دارد. در سیستم‌های یک درجه آزادی نوع مصالح، زمان تناوب سیستم، میرایی سازه، نوع بارگذاری، مدل نیرو-تغییرشکل، عامل $P-\Delta$ ، وضعیت خاک تکیه‌گاه به میزان زیادی بر رابطه $R-\mu$ مؤثر می‌باشند.

عوامل مؤثر در ضریب رفتار را می‌توان به سه بخش تقسیم نمود. بخشی از پارامترها مربوط به عوامل مؤثر در سیستم‌های یک درجه آزادی است و معمولاً با R_μ نشان داده می‌شود. بخش دیگر آن تأثیر عوامل مخصوص سیستم‌های چند درجه آزادی را در بر می‌گیرد که با Ω نشان داده می‌شود. این عامل که ضریب اضافه مقاومت نام دارد، عامل اصلی در جلوگیری از خرابی سازه‌ها با زمان تناوب کوتاه، در مقابل نیروهای حاصل از زمین‌لرزه است. در اینگونه سازه‌ها شکل‌پذیری تأثیر چندانی در مقابل نیروهای زمین‌لرزه ندارد. پارامتر سوم ضریب تنش مجاز Y می‌باشد، که برای کاهش برش پایه به هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه از مقدار واقعی به مقدار طراحی، بر سیستم اعمال می‌شود. در صورتی که طراحی بر اساس حالت حدنهایی انجام شده باشد، این ضریب را باید از فرمول محاسبه ضریب

رفتار حذف کرد. ضریب رفتار (R_w) سیستمهای چند درجه آزادی از حاصلضرب R_μ و Ω و بدست می آید، و ضریب رفتار R_u در حالت حد نهایی از پارامترهای R_μ و Ω تشکیل می شود. به وسیلهی آنالیز نیروهای استاتیکی غیرخطی یک سازه، می توان نمودار پاسخ کلی آن را بدست آورد. این نمودار بیان گر میزان جابه جایی بالاترین تراز سازه در مقابل افزایش تدریجی نیروی برشی پایه می باشد. در شکل - (۳-۱۶) نمونه ای از منحنی پاسخ کلی سازه در اثر آنالیز به روش نیروهای فزاینده استاتیکی غیرخطی، رسم شده است.



شکل (۳-۱۶) - منحنی پاسخ کلی سازه به روش یانگ [۳۲]

همان گونه که در شکل دیده می شود رفتار واقعی غیرخطی یک سازه را می توان با یک رابطه ی دوخطی مدل کرد. در این مدل دوخطی، نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و تغییر مکان حد جاری شدن با Δ_y نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه در آن برابر V_e خواهد بود. این نیرو به دلیل رفتار غیرخطی سازه به نیروی V_y کاهش می یابد. حداکثر جابه جایی سازه قبل از خرابی سازه و یا حداکثر جابه جایی سازه برابر Δ_{max} می باشد. با توجه به شکل (۳-۱۶)، ضریب شکل پذیری کلی سازه (μ_s) از رابطه (۳-۲۷) بدست می آید.

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (۳-۲۷)$$

به دلیل شکل پذیری و رفتار غیرخطی سازه نیروی خطی سازه V_e می تواند به نیروی V_y کاهش یابد. بنابراین می توان ضریب کاهش در اثر شکل پذیری را مطابق رابطه (۲۸-۳) تعریف کرد:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (28-3)$$

بدیهی است که مساحت زیر خط مستقیم تغییر مکان خطی سازه که مقدار آن در انتها V_e را مشخص می نماید، با انرژی کلی سازه برابر می باشد. لازم به یادآوری است V_y نیروی متناظر با نیروی خرابی سازه می باشد. انواع روش های محاسبه ی ضریب کاهش در اثر شکل پذیری قبلا ارائه شده است.

۳-۳-۱- ضریب اضافه مقاومت Ω

مقاومت ذخیره شده در سازه از حد اولین مفصل ایجاد شده در سازه V_s تا حد جاری شدن نهایی و ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی سازه V_y ، اضافه مقاومت نامیده می شود. نسبت این دو نیرو، ضریب اضافه مقاومت می باشد که با Ω نشان داده می شود و طبق رابطه (۲۹-۳) تعریف می گردد:

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (29-3)$$

اضافه مقاومت در سازه ها به سبب دلایل زیادی از جمله باز توزیع داخلی نیروها، جاری شدن اعضا و ایجاد مفصل های متعدد پلاستیک تا حد تبدیل شدن سازه به یک مکانیزم، بزرگتر بودن مقطع اعضا نسبت به مقدار مورد نیاز و سایر عوامل، ایجاد می شود.

اگرچه ضریب اضافه مقاومت می تواند توسط روش های تحلیلی برآورد شوند، اما منطقی تر است که ظرفیت های شکل پذیری (یا اتلاف انرژی) اعضای سازه ای را با استفاده از ابزار و امکانات آزمایشگاهی بدست آورد. هنگامی که ساختمان ها بیشتر از یک طبقه داشته باشند، مسائل و مشکلات تعریف ضریب شکل پذیری سازه ای پیچیده تر خواهد شد. برای محاسبه ی این ضریب در سازه های با چند درجه آزادی می توان تغییر مکان نسبی طبقه (شکل پذیری طبقه ای) را پیشنهاد کرد و برای هر طبقه یک درجه آزادی تعریف کرد.

۳-۳-۲- ضریب تنش مجاز Y

برای طراحی در حد تنش مجاز، آیین‌نامه‌های طراحی نیروی V_s را به نیروی طراحی V_w کاهش می‌دهند. این کاهش توسط ضریب تنش مجاز طبق رابطه (۳۰-۳) تعریف شده است.

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (۳۰-۳)$$

مقدار Y برای طراحی به روش مقاومت نهایی برابر یک خواهد بود، در حالت طراحی به روش تنش مجاز مقدار ضریب فوق برابر با $1/4$ تا $1/5$ در نظر گرفته می‌شود.

۳-۳-۳- ضریب کاهش نیرو (ضریب رفتار یا اصلاح پاسخ)

با توجه به مفاهیم و فرمول‌های فوق ضریب رفتار سازه (ضریب کاهش نیرو) برای روش تنش مجاز، که برای تبدیل نیروی اعمالی به سازه به نیروی طراحی به کار می‌رود، طبق رابطه (۳۱-۳) محاسبه می‌شود. این رابطه در قالب روش حالت حدی به فرم رابطه‌ی (۳۲-۳) است:

$$R_w = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_s}{V_w} = \Omega \times R_\mu \times Y \quad (۳۱-۳)$$

$$R_u = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_e}{V_y} = \Omega \times R_\mu \quad (۳۲-۳)$$

۳-۳-۴- ضریب تشدید تغییر مکان

ضریب افزایش تغییر مکان C_d که نسبت Δ_{max} به Δ_s در روش حدی و Δ_w در روش تنش مجاز می‌باشد، از روابط (۳۳-۳) و (۳۴-۳) بدست می‌آید، این ضریب تغییر مکان‌های غیرکشسان را از روی تغییر مکان‌های کشسان بدست می‌آورد:

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (۳۳-۳)$$

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_w} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \times \frac{\Delta_s}{\Delta_w} \quad (۳۴-۳)$$

در روابط فوق Δ_w عبارت است از تغییر مکان سازه تحت اثر بارهای طراحی در حد سرویس، Δ_s

تغییر مکان سازه در حد تشکیل اولین مفصل پلاستیک در عضو سازه‌ای می‌باشد؛ به‌طوری که در شکل

$$(۱۶-۳) \text{ دیده می‌شود، رابطه‌های } \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \frac{V_y}{V_s} = \Omega \text{ و } \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \frac{V_s}{V_w} = Y \text{ برقرار است.}$$

فصل ۴

مدل سازی و روش های محاسبه

۴-۱- مقدمه

در این فصل، جزئیات و نحوه‌ی مدل‌سازی در نرم‌افزار SAP 2000.V 16 تشریح می‌شود. بدین‌منظور برای بارگذاری لرزه‌ای از ضوابط آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [۲۵] و برای بارگذاری ثقلی از آیین‌نامه‌ی مبحث ششم (ویرایش ۱۳۹۲) [۲۶] استفاده شده است. همچنین برای طراحی اعضا از ضوابط آیین‌نامه‌ی AISC-LRFD [۳۰] استفاده می‌شود. برای تحلیل استاتیکی غیرخطی^۱، ضوابط FEMA 356 [۲۳] و آیین‌نامه‌ی بهسازی لرزه‌ای ایران (نشریه‌ی ۳۶۰) [۲۴] مبنا قرار گرفته است. در این فصل علاوه بر موارد فوق، محاسبه‌ی ضریب رفتار بر اساس روش یانگ؛ که ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری آن به روش میراندا می‌باشد نیز تشریح شده است.

۴-۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی

گام‌های اساسی تحلیل استاتیکی غیرخطی را می‌توان در ۴ بند زیر خلاصه نمود:

- ۱- تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضا.
 - ۲- تعریف و اختصاص بارهای جانبی غیرخطی به سازه.
 - ۳- ارزیابی سطح عملکرد مفاصل پلاستیک تشکیل‌شده در اعضا مطابق با معیارهای پذیرش.
 - ۴- استخراج منحنی ظرفیت سازه.
- در این قسمت، مبانی تئوری هریک از گام‌های بالا به ایجاز نگارش می‌شود.

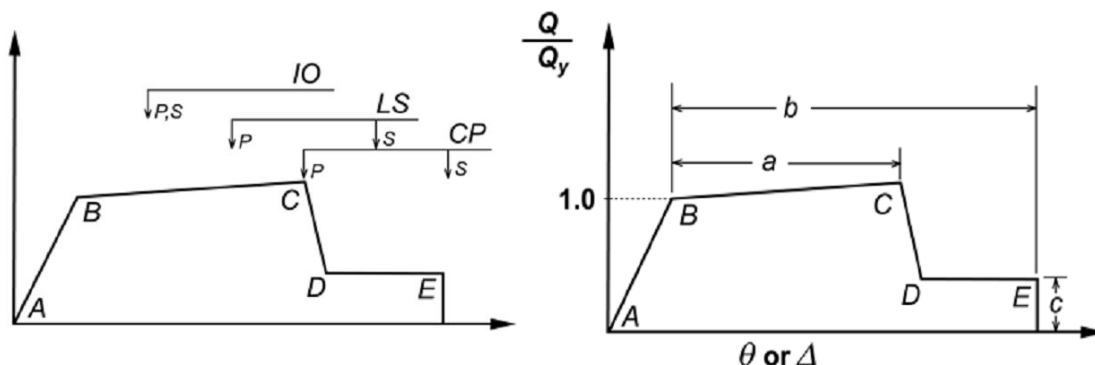
۴-۲-۱- تعریف مفاصل پلاستیک و معیارهای پذیرش

مفاصل پلاستیک اختصاص یافته به اعضا باید متناسب با سطح عملکرد مورد انتظار (معیارهای پذیرش) رفتار کند. مفاصل به ۴ دسته‌ی کلی مفاصل محوری (P)، مفاصل خمشی (M_2 و M_3)، مفاصل

1. Pushover analysis

2. Federal Emergency Management Agency

خمشی-محوری ($P-M_2-M_3$ یا $P-M_{2,3}$) که دومی بیانگر اندرکنش نیروی محوری و خمشی دو محوره است) و مفاصل برشی (V_2, V_3) تقسیم‌بندی می‌گردد. مفاصل محوری که خود می‌تواند کششی یا فشاری تعریف شود برای اختصاص به اعضای خرپایی یا مهاربندها مناسب است. مفاصل خمشی جهت اختصاص به تیرها، مفاصل خمشی-محوری جهت اختصاص به ستون‌ها و مفاصل برشی برای اختصاص به اعضای همانند تیرهای پیوند برشی در مهاربندهای واگرا مناسب است [۳۵، ۲۱]. بر این اساس FEMA356 و نشریه ۳۶۰ ایران مدل‌سازی منحنی "لنگر-دوران" یا "نیرو-تغییرمکان" و معیارهای پذیرش نظیر آن را برای انواع مختلف اعضا ارائه می‌کند که در آن شیب ناحیه‌ی BC، ۳ درصد است. شکل (۱-۴) و شکل (۲-۴) به ترتیب منحنی رفتاری و معیارهای پذیرش مفاصل پلاستیک را ارائه می‌کند. در این شکل‌ها Q و Q_y به ترتیب تلاش موجود و تلاش مورد انتظار در عضو است. همچنین Δ و θ تغییر مکان و دوران عضو می‌باشد [۲۳].



شکل (۱-۴) - منحنی لنگر-دوران غیرخطی اجزا [۲۳] شکل (۲-۴) - سطح عملکرد غیرخطی اعضا [۲۳]

سطوح عملکردی به چهار سطح خدمت‌رسانی بی‌وقفه^۱، استفاده بی‌وقفه^۲ (IO)، ایمنی جانی^۳ (LS) و آستانه‌ی فروریزش^۴ (CP) تقسیم‌بندی می‌شود. در این پژوهش با توجه به کاربری

1. Operational
2. Immediate occupancy

3. Life safety
4. Collapse prevention

مسکونی سازه ها سطح عملکرد LS مدنظر است و چنانچه مفصل تشکیل شده در تغییر مکان هدف

عضوی، فراتر از سطح ایمنی جانی باشد آن عضو باید با پروفیل قوی تری تعویض گردد [۲۴].

ضرایب a ، b و c نیز پارامترهای مدل سازی مفصل اعضا می باشد. شکل های (۳-۴)، (۴-۴) و (۵-۴) پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش را به ترتیب برای تیرهای خمشی، مهاربندهای کششی و ستون ها ارائه می کند [۲۴].

پارامترهای مدل سازی								معیارهای پذیرش			
جزء/ تلاش				زاویه ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پس ماند	زاویه ی چرخش خمیری، رادینان				
							کلیه ی اعضا		اعضای اصلی ۱۴		اعضای غیراصلی
				a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
تیرها - در خمش											
الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$		$9\theta_y$	$11\theta_y$	$0/6$	θ_y	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$		
ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$		$4\theta_y$	$6\theta_y$	$0/2$	$0/25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$		

شکل (۳-۴) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش تیرها [۲۴]

جزء / تلاش								پارامترهای مدل سازی ^{۲ و ۱}			معیارهای پذیرش ^{۲ و ۱}						
								تغییر شکل خمیری		نسبت تنش پس ماند	تغییر شکل خمیری			تغییر شکل خمیری			
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه ی اعضا	c	b	a	IO	LS	CP	LS	CP					
CP	LS	CP	LS														
۱۳ Δ _T		۱۱ Δ _T		۰/۲۵ Δ _T	۰/۸	۱۴ Δ _T	۱۱ Δ _T	مهاربند کششی (به استثنای مهاربندی های EBF)									

شکل (۴-۴) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش مهاربندهای کششی [۲۴]

جزء/ تلاش				پارامترهای مدل سازی			معیارهای پذیرش		
				نسبت تنش پس ماند	زاویه ی چرخش خمیری، رادیان		زاویه ی چرخش خمیری، رادیان		
				IO	CP	LS	CP	LS	CP
ستون ها - در خمش ^{۱ و ۲}									
برای $P/P_{CL} \leq 0.15$									
الف:	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}$	و	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y
ب:	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$	یا	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y
ج: مقادیر دیگر h/t_w یا $b_f/2t_f$ برای مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درونیایی خطی و کوچکترین مقدار حاصل									
برای $0.15 < P/P_{CL} \leq 0.50$									
الف:	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$	و	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y
ب:	$\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$	یا	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y	θ_y

شکل (۴-۵) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش ستون ها [۲۴]

منظور از اولیه و ثانویه در جدول های بالا اعضای اصلی و غیر اصلی است. در تعریفی کلی عضو اصلی کنترل نیرو و تغییر مکان و در عضو غیر اصلی فقط کنترل تغییر مکان ناشی از زلزله لحاظ می شود. به عنوان مثال، اگر تیری با مقطع IPE270 داشته باشیم:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.61 \leq \left(\frac{420}{f_{ye}^{0.5}} = 8.17 \right) \quad (۱-۴)$$

$$\frac{h}{t_w} = 40.9 \leq \left(\frac{3185}{f_{ye}^{0.5}} = 62 \right) \quad (۲-۴)$$

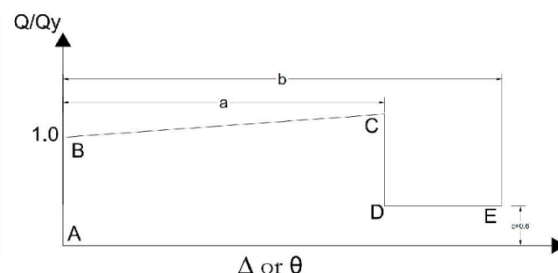
بنابراین براساس اطلاعات شکل (۴-۳) خواهیم داشت:

جدول (۴-۱) - پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در خمش برای تیر با مقطع IPE270

پارامترهای مدل سازی			معیارهای پذیرش (زاویه ی چرخش خمیری، رادیان)		
a	b	c	CP	LS	IO
90 _y	110 _y	0.6	80 _y	60 _y	θ _y

بنابراین مختصات نقاط D.C.B.A و E براساس جدول بالا و شکل (۴-۱)، مطابق شکل (۴-۶) خواهد بود.

	M/M_{CE}	θ/θ_y
A	0	0
B	1	0
C	1.27	9
D	0.6	9
E	0.6	11



شکل (۴-۶) - تعیین مختصات منحنی "لنگر-دوران" در مدل سازی مفصل خمشی تیر IPE270

۴-۲-۲- توزیع بار جانبی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی و ارزیابی بر اساس سطوح عملکرد، بایستی سازه تحت بارهای جانبی با الگوی مشخص به صورت تدریجی و فزاینده پس از اعمال بارهای ثقیل قرار گیرد (هَل داده شود)؛ تا تغییر مکان مرکز جرم بام که آن را نقطه‌ی کنترل^۱ می‌نامیم به عدد مشخصی که آن را تغییر مکان هدف می‌نامیم برسد یا سبب شود سازه دچار ناپایداری و فروپاشی گردد.

در یک تقسیم‌بندی کلی الگوهای توزیع بار در ارتفاع را می‌توان به دو الگوی توزیع بار ثابت و متغیر تقسیم‌بندی کرد. در الگوهای توزیع ثابت، نیروهای اینرسی و شکل الگوی توزیع بار در حین زلزله ثابت فرض می‌شود که فرضی غیرواقعی است؛ چراکه در اثر تغییرات سختی ناشی از رفتار غیرخطی اعضا، توزیع نیروهای اینرسی مدام در حال تغییر است. به همین دلیل، در سال‌های گذشته روش‌های تطبیقی^۲ ارائه شده است. این روش‌ها در مرحله‌ی بررسی و پژوهش است و دارای پیچیدگی‌ها و حجم محاسبات بالا است. هنوز برتری روش‌های تطبیقی بر روش‌های الگوی بار ثابت به‌طور قطع اثبات نشده است [۲۱].

روش‌های الگوی توزیع بار، که طبق توصیه‌ی FEMA356 نیز هست همان روش‌های توزیع بار ثابت و متغیر می‌باشد که در قالب دو نوع توزیع بار مطرح گشته است:

1. Control point

1. Adaptive

۴-۲-۱- توزیع نوع اول

این توزیع خود شامل سه روش است [۲۳، ۲۴]:

در روش اول، بار متناسب با روش استاتیکی خطی توزیع می‌شود. در این روش توزیع‌بندی نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر حسب نیروی برشی پایه، ارتفاع و وزن طبقات از رابطه‌ی زیر حساب می‌شود:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (۳-۴)$$

که در آن، F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه‌ی i ام، W_i وزن طبقه‌ی i ام و h_i ارتفاع طبقه‌ی i ام از تراز پایه است. k نیز ضریب توزیع ارتفاع است که از رابطه‌ی زیر حساب می‌شود:

$$\begin{aligned} k &= 1 & T &< 0.5 \text{ sec} \\ k &= 0.5T + 0.075 & 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ sec} \\ k &= 2 & T &> 2.5 \text{ sec} \end{aligned} \quad (۵-۴)$$

در این پژوهش از این الگوی توزیع بار استفاده شده است.

در روش دوم توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر انجام می‌شود و زمانی می‌توان از آن استفاده کرد که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در این مود شرکت کند.

در روش سوم پس از تحلیل دینامیکی طیفی، نیروی هر طبقه از ترکیب مناسب نیروهای هر طبقه به روش $SRSS^1$ به دست می‌آید. در این روش تعداد مدهای ارتعاشی مورد نظر چنان باید انتخاب شود که حداقل ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل شرکت کند. برای سازه‌های با زمان تناوب بزرگتر از ۱ ثانیه، استفاده از این روش الزامی است.

۴-۲-۲- توزیع نوع دوم

این نوع توزیع در دو روش یکنواخت و متغیر انجام می‌شود. در توزیع یکنواخت، بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود و چنانچه وزن طبقات یکسان باشد توزیع در کل ارتفاع سازه مستطیلی

1. Square root of sum of squares

خواهد بود. در توزیع متغیر همان طور که قبلا اشاره شد، بار جانبی بر حسب وضعیت رفتار غیرخطی سازه، در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می شود [۲۴،۲۳].

۴-۲-۳- تغییر مکان هدف

تغییر مکانی که پیش‌بینی می‌شود سازه با عملکرد معین حین زلزله با سطح خطر مشخص به آن برسد، تغییر مکان هدف یا نقطه‌ی عملکرد سازه نامیده می‌شود. دو روش اساسی "ضرایب اصلاح" و "طیف ظرفیت" برای محاسبه‌ی تغییر مکان هدف وجود دارد. آیین‌نامه‌ی بهسازی و ۲۸۰۰ ایران و FEMA 273 & 356 روش ضرایب را به‌عنوان روال تغییر مکان هدف معرفی می‌کنند؛ اما ATC40 روش طیف ظرفیت را برای این منظور برمی‌گزیند [۲۵،۲۴،۲۳]. در این پژوهش از روش ضرایب استفاده می‌شود و در ادامه به تشریح کلی آن پرداخته خواهد شد.

۴-۲-۳-۱- دو خطی کردن منحنی ظرفیت سازه

منحنی ظرفیت سازه، معمولا برای ساده‌سازی با یک منحنی دو خطی تقریب زده می‌شود. طبق دستورالعمل آیین‌نامه‌های ایران و آمریکا برای یافتن این منحنی دوخطی به شرح زیر عمل می‌شود:

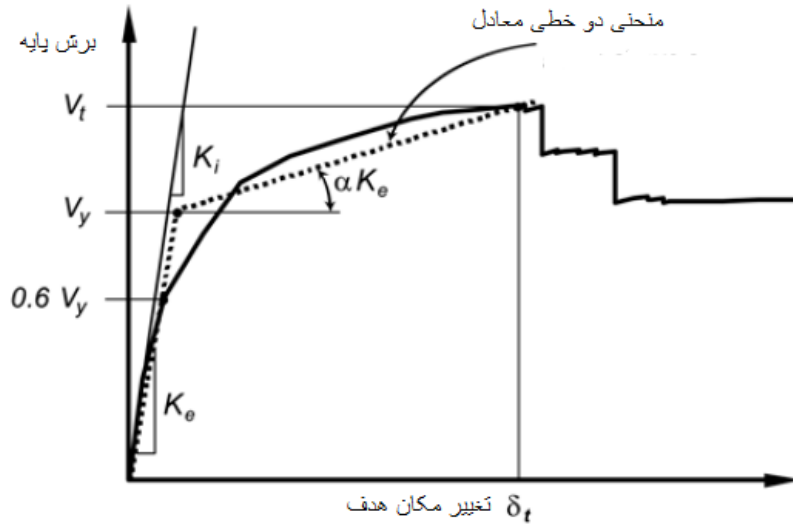
- ۱- پایان خط اول (از منحنی دوخطی) و منحنی ظرفیت در $0.6V_y$ یکدیگر را قطع می‌کنند.
- ۲- خط دوم به‌گونه‌ای ترسیم می‌شود که سطح زیر منحنی دوخطی و ظرفیت یکسان باشد.

۴-۲-۳-۲- زمان تناوب اصلی موثر سازه

سختی سازه در رفتار غیرخطی در هر لحظه تغییر می‌کند. زمان تناوب اصلی سازه بر حسب سختی متناظر با ۶۰ درصد نیروی تسلیم (K_e یا همان سختی موثر) مطابق شکل (۴-۷) حساب شده و زمان تناوب موثر از فرمول زیر به‌دست می‌آید:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۴-۶)$$

در این رابطه T_i زمان تناوب اصلی سازه در رفتار خطی و K_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل - (۷-۴) است.



شکل (۷-۴) - دو خطی کردن منحنی ظرفیت [۲۳]

۴-۲-۳-۳- تغییر مکان هدف سازه

برای دیافراگم‌های صلب، تغییر مکان هدف از رابطه‌ی زیر حساب می‌شود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (۷-۴)$$

که در آن:

C_0 - ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان سیستم چند درجه آزادی به تغییر مکان بام در سیستم یک درجه آزادی.

C_1 - ضریب تبدیل تغییر مکان طیفی سیستم خطی به سیستم غیرخطی با رفتار الاستوپلاستیک کامل.

C_2 - ضریب اعمال اثر کاهش سختی و زوال مقاومت بر تغییر مکان هدف.

C_3 - ضریب اثر مثبت یا منفی بودن سختی سازه بعد از تسلیم (ضریب α در شکل (۷-۴)).

S_a - شتاب طیفی به ازای T_e .

البته برنامه SAP 2000، تغییر مکان هدف به هر دو روش ضرایب و طیف ظرفیت را محاسبه می‌کند [۲۲]. نکته‌ی مهم آن است که آیین‌نامه‌های ایران و آمریکا توصیه می‌کنند برای مشاهده‌ی رفتار دقیق و غیرخطی سازه آن را تا $1.5\delta_t$ پوش کنیم [۲۴،۲۳].

۴-۲-۴- تعریف بارهای استاتیکی غیرخطی

برای تعریف بارهای استاتیکی غیر خطی، به ترتیب ۳ مرحله وجود دارد:

اول: تعریف بارهای استاتیکی خطی، **دوم:** تعریف بارهای ثقلی، **سوم:** تعریف بارهای رانشی. مورد اول در ادامه‌ی این فصل تشریح خواهد شد و لازم است ابتدا آن‌ها را تعریف نمود. باید توجه داشت، سازه سه‌بعدی است و کاملاً در پلان و ارتفاع منظم است؛ لذا نیازی به لحاظ قاعده‌ی آیین‌نامه‌ای ۱۰۰ درصد زلزله در جهت اصلی و ۳۰ درصد زلزله در راستای عمود بر آن ندارد [۲۵].

بارهای ثقلی: طبق توصیه‌ی آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ترکیب بار ثقلی “ $1.2D+L$ ” را به‌عنوان ترکیب بار

ثقلی مطابق شکل (۴-۸) تعریف می‌کنیم.

شکل (۴-۸)- تعریف بار ثقلی استاتیکی غیرخطی

بارهای رانشی: همان طور که در بالا اشاره شد، تمامی مشخصات سازه در هر دو جهت x و y یکسان است، لذا چنانچه فقط در جهت x بار رانشی تعریف گردد، مطلوب خواهد بود. اطلاعات بار رانشی را مطابق شکل (۹-۴) تعریف می کنیم.

شکل (۹-۴) - تعریف بار رانشی استاتیکی غیرخطی

۴-۲-۴-۱- نکات مهم تعریف حالت های بار استاتیکی غیرخطی

۱- برای تعریف بار ثقلی، در قسمت initial conditions، گزینه ی اول، یعنی Zero initial... (شکل (۹-۴)) و برای بار رانشی، گزینه ی دوم یعنی continue from state... (شکل (۹-۴)) انتخاب می گردد. ۲- در قسمت other parameters، برای بار ثقلی از گزینه ی Full load و برای بار رانشی از گزینه ی Displ control استفاده می شود (شکل های (۸-۴) و (۹-۴)).

۳- برای کلیه ی بارهای خطی و غیرخطی باید براساس آیین نامه ها، اثر $P-\Delta$ لحاظ گردد.

۴- برای اولین بار که هنوز منحنی ظرفیت تولید نشده است، تغییر مکان هدف عددی اختیاری وارد می شود، پس از اولین تحلیل و به دست آمدن منحنی ظرفیت، برنامه آن را محاسبه کرده و ما طبق توصیه ی آیین نامه، $1/5$ برابر آن را به عنوان تغییر مکان هدف وارد می کنیم.

۵- در برنامه‌ی SAP، در قسمت Nonlinear parameters، ۳ روش کلی باربرداری از اعضا وجود دارد. عمومی‌ترین روش، روش باربرداری کلی^۱ از سازه است که برای سازه‌هایی که باربرداری مفصل، نیاز به کاهش شدید بار اعمال شده بر روی سازه ندارد مناسب است. روش دوم روش باز توزیع محلی^۲ است که نسبت به روش اول موثرتر است؛ اما به تعداد گام‌های بیش‌تری نسبت به روش اول نیاز دارد که شامل گام‌های خیلی کوتاه و تعدادی گام بیهوده می‌باشد. روش سوم نیز روش شروع مجدد با استفاده از سختی سکانتی^۳ است. این روش در جایی که دو روش دیگر به دلیل مکانیزم شدن، دچار شیب منفی یا افقی می‌شود و به خطا می‌افتند؛ با حداقل خطا، قوی‌ترین روش می‌باشد [۳۵، ۲۱].

۴-۳- مدل سازی

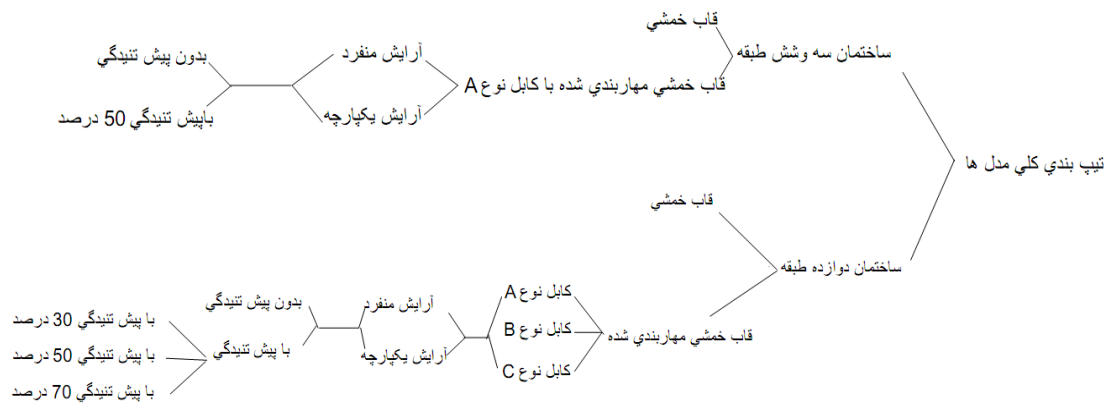
۴-۳-۱- کلیات

در این پژوهش، مطابق شکل (۴-۱۰)، ۷۰ مدل سه بعدی طراحی و بررسی شد. ساختمان‌ها با کاربری مسکونی در تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۲ به نمایندگی از ساختمان‌های کوتاه، نسبتاً کوتاه و متوسط، در نظر گرفته شدند. مهاربندهای مورد استفاده به صورت ضربدری از کابل‌های فولادی و در دو آرایش منفرد و یکپارچه مدل‌سازی شدند. منظور از آرایش منفرد استفاده از یک جفت مهاربند در هر طبقه مجزا و آرایش یکپارچه به معنای استفاده از یک جفت مهاربند در ۳ طبقه (هر ۳ طبقه مانند یک طبقه فرض می‌شود) است. قطر کابل‌های به کار رفته برای ساختمان ۳ و ۶ طبقه؛ ۱۴ میلی‌متر و برای ساختمان ۱۲ طبقه؛ ۱۰، ۱۴ و ۱۸ میلی‌متر است و آن‌ها به ترتیب کابل نوع A، B و C نامیده می‌شوند. همچنین کابل‌ها در دو حالت معمولی (بدون پیش‌تنیدگی) و با پیش‌تنیدگی مدل شده‌اند. نیروی پیش‌تنیدگی کابل‌ها به صورت درصدی از حداقل نیروی گسیختگی آن‌ها در نظر گرفته شده است. بر این اساس،

1. Unload entire structure
2. Apply local redistribution

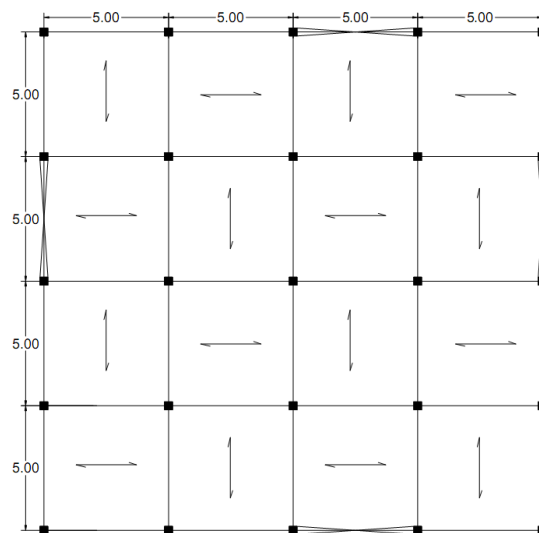
3. Restart using secant stiffness

کابل‌های با ۵۰ درصد ظرفیت کششی کابل به عنوان نیروی پیش‌تension برای تمامی ساختمان‌ها در نظر گرفته شده است. برای ساختمان دوازده طبقه، علاوه بر میزان پیش‌تension ۵۰ درصد، مقادیر ۳۰ و ۷۰ درصد ظرفیت کابل نیز به عنوان نیروی پیش‌تension منظور شده است.



شکل (۴-۱۰) - تیپ‌بندی کلی مدل‌ها

پلان کلیه مدل‌ها مطابق شکل (۴-۱۱) است که در مدل‌های قاب خمشی مهاربند وجود ندارد. ارتفاع تمامی طبقات ۳/۲ متر است.



شکل (۴-۱۱) - پلان مدل‌های تحت بررسی

۴-۳-۲- صحت‌سنجی^۱

قبل از هرگونه مدل‌سازی لازم است در ابتدا برای اطمینان از صحیح بودن مدل‌ها و قابل اعتماد بودن آن‌ها؛ مدل‌سازی را مطابق با خصوصیات و جزئیات یک مقاله‌ی معتبر انجام داده و خروجی آن‌ها را با هم بررسی و مقایسه نمود. چنان‌چه اختلاف بین آن‌ها اندک بود، مدل‌های آینده نیز دارای اعتبار خواهد بود. همان‌طور که در بخش ۱-۶ ذکر شد، خروجی مدنظر در اینجا منحنی‌های ظرفیت و سطح زیر آن‌ها که بیان‌گر انرژی سازه است؛ می‌باشد. چنان‌چه تطابق بین منحنی‌های مدل‌سازی و مدل استخراجی مطلوب بوده و علاوه بر آن اختلاف سطح زیر منحنی‌ها کم‌تر از ۵ درصد باشد، مدل‌سازی مطلوب ارزیابی شده و دارای اعتبار است. برای این منظور، قاب خمشی یک طبقه‌ی یک دهانه؛ که دوبعدی می‌باشد را مطابق با خصوصیات مصالح، مقاطع، بارگذاری و ابعاد هندسی مرجع [۱] مدل‌سازی کرده و منحنی ظرفیت خروجی آن‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شود. جدول‌های (۴-۲) و (۴-۳) مشخصات مصالح و بارگذاری اعضا را نشان می‌دهد.

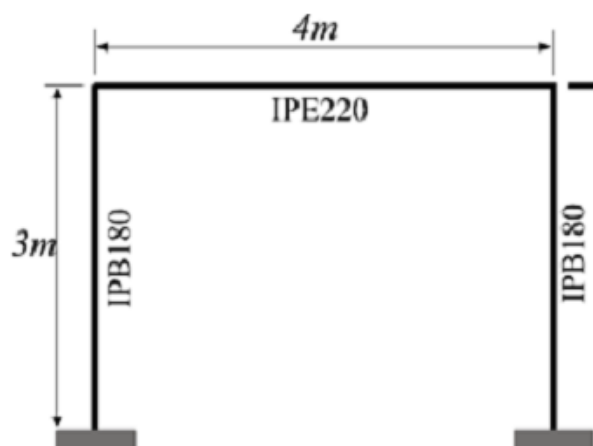
شکل (۴-۱۲) نیز ابعاد هندسی و مقاطع قاب تحت بررسی را نمایش می‌دهد.

جدول (۴-۳) - مشخصات بارگذاری [۱]

نوع بار	مقدار عددی
مرده	33 KN/m
زنده	12 KN/m

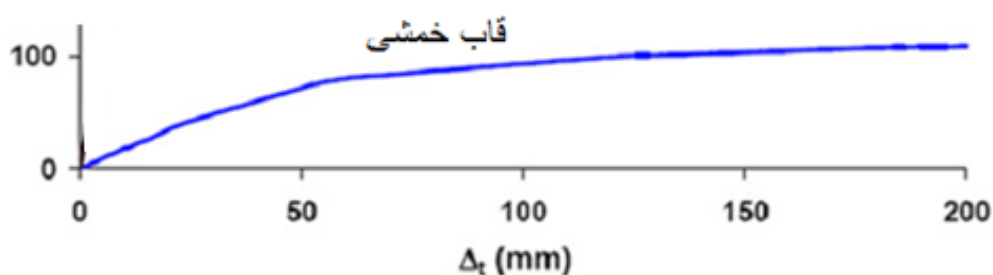
جدول (۴-۲) - مشخصات مصالح اعضا [۱]

مشخصات مصالح	مقدار عددی
تنش تسلیم	250 Mpa
تنش نهایی پلاستیک	312.5 Mpa
مدول الاستیسیته	210 Gpa
سخت‌شدگی کرنشی فولاد	0.025



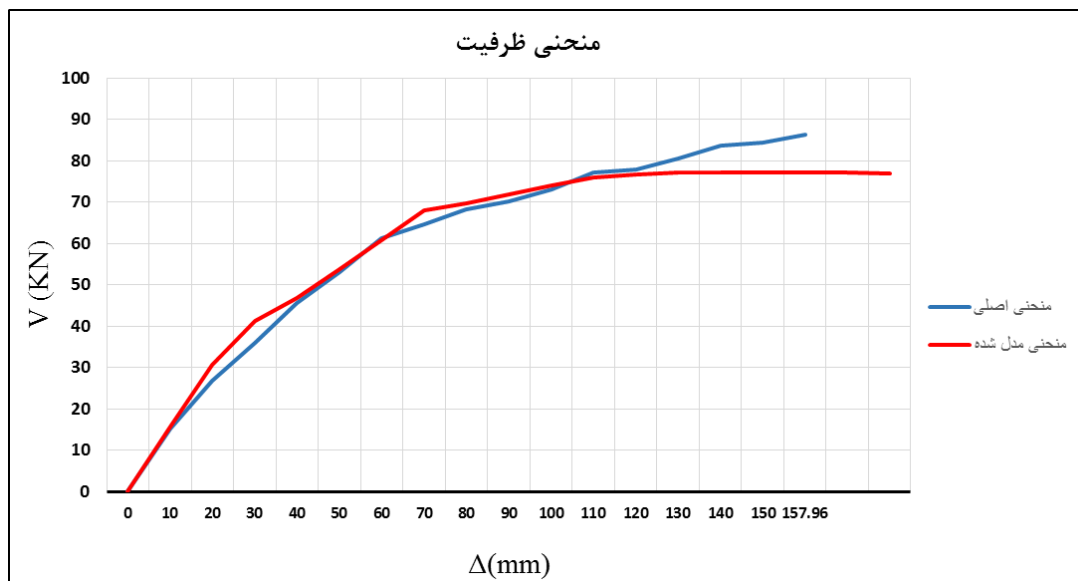
شکل (۴-۱۲)- ابعاد هندسی و مقاطع قاب خمشی ۲ بعدی، یک دهانه و یک طبقه برای صحت‌سنجی [۱]

پس از مدل‌سازی و استخراج منحنی ظرفیت با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) شکل‌های (۴-۱۳) و (۴-۱۴) به ترتیب نشان‌گر منحنی ظرفیت اصلی و مقایسه‌ی منحنی ظرفیت اصلی با خروجی مدل‌سازی توسط نرم‌افزار می‌باشد. منظور از اصلی همان خروجی مقاله است.



شکل (۴-۱۳)- منحنی ظرفیت قاب خمشی مقاله‌ی اصلی برای صحت‌سنجی [۱]

شایان ذکر است چون مبنا در سراسر این پژوهش استخراج منحنی ظرفیت تا ۱/۵ برابر نقطه‌ی عملکرد سازه بوده، این قاعده در این قسمت نیز رعایت شده است.



شکل (۴-۱۴)- مقایسه‌ی منحنی ظرفیت مقاله‌ی اصلی و مدل‌سازی شده برای صحت‌سنجی

به کمک برنامه‌ی اکسل سطح زیر نمودارهای شکل (۴-۱۴) پس از محاسبه، برای منحنی اصلی و منحنی مدل شده؛ به ترتیب $9435/64$ و $9650/42$ می‌باشد. در نتیجه اختلاف سطح زیر منحنی‌ها برابر $2/28$ درصد بوده که کم‌تر از 5 درصد مجاز است و مدل ساخته شده دارای اعتبار مناسب است.

۴-۳-۳- بارگذاری

بارگذاری ثقلی: بر اساس مبحث ششم، برای سقف تیرچه بلوک بارگذاری ثقلی به شرح زیر فرض شده است [۲۶]:

بار مرده = 550 kg/m^2 بارزنده‌ی طبقات = 200 kg/m^2 بارزنده‌ی بام = 150 kg/m^2

همچنین درصد مشارکت بار مرده وزنده که وزن سازه در محاسبات نیروی زلزله بر اساس آن محاسبه می‌شود " $D+0.2L$ " است.

بارگذاری لرزه‌ای: فرض می‌شود ساختمان‌ها در منطقه‌ای با خطر زلزله‌ی زیاد و بر روی خاک

نوع سه بنا شده باشد. کاربری تمامی ساختمان‌ها مسکونی و با ضریب اهمیت ۱ است. برای نمونه، برای ساختمان ۳ طبقه خواهیم داشت:

$$A=0.3$$

$$T=0.08(H)^{0.75}=0.08 \times (9.6)^{0.75}=0.436 \longrightarrow 0.436 \times 1.25=0.545 \text{ sec}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} T_0=0.15 & , \quad S_0=1.1 \\ T_S=0.7 & \quad S=1.75 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} T_0 < T < T_S \longrightarrow B_I = S + 1 \longrightarrow B_I = 2.75 \\ T < T_S \longrightarrow N = 1 \end{array} \right\} B = B_I N \longrightarrow B = 2.75$$

$$I=1$$

$$R=5 \quad (\text{قاب خمشی متوسط})$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{5} = 0.165$$

$$K=0.5T+0.75=1.0225$$

ترکیب بارگذاری: ترکیب‌های بارگذاری بر اساس مبحث ششم، برای طراحی بر اساس روش حالات حدی برای ساختمان‌های فولادی، مبنا بوده است [۲۶].

۴-۳-۴- جزئیات مدل‌سازی

۴-۳-۱- مدل‌سازی کابل

مصالح:

در این پژوهش فرض می‌شود از کابل‌های یک‌لایه با هسته‌ی فولادی ۸ رشته که هر رشته متشکل از ۷ سیم فولادی است (۸×۷) استفاده شود. برای این نوع کابل، تنش کششی نهایی 1770 Kg/cm^2 و حداقل تنش گسیختگی آن 6350 kg/cm^2 خواهد بود [۱۹] (جدول (۲-۴)). در برنامه‌ی SAP، مصالح فولادی پرمقاومت جهت استفاده در اعضای پیش‌تنیده که تاندون^۱ نام دارد از پیش تعریف شده است [۲۲، ۲۰]. این نوع مصالح فقط قابلیت تنش کششی محوری دارد و منحنی تنش-کرنش آن نیز منطبق بر فولاد به کار رفته در اعضای کابلی است [۳۵].

1. Tendon

المان کابل:

در برنامه‌ی SAP، از منوی `Define> section properties> cable section` می‌توان کابل‌هایی با قطرهای مختلف مدل کرد. با اختصاص مصالح تاندون که قبل‌تر اشاره شد، به کابل فولادی موردنظر دست می‌یابیم [۳۵].

پیش‌تنیدگی در کابل:

در برنامه‌ی SAP، ابزار مستقیم اعمال نیروی پیش‌تنیدگی وجود ندارد، اما می‌توان از طریق اعمال بار حرارتی منفی به کابل، نیروی پیش‌تنیدگی را در آن ایجاد نمود [۵]. برای این منظور داریم:

$$P = AE\alpha\Delta T \rightarrow \Delta T = \frac{P}{AE\alpha} \quad (۸-۴)$$

P همان نیروی پیش‌تنیدگی است که قبلاً نیز اشاره کردیم درصدی از ظرفیت حداقل نیروی گسیختگی کابل در نظر گرفته می‌شود. این درصد در فرمول (۹-۴) با ضریب X نمایش داده شده است.

E و α نیز به‌ترتیب مدول الاستیسیته‌ی کابل و ضریب انبساط حرارتی آن است.

$\alpha = 0.0000117 \frac{1}{^\circ\text{C}}$ است. بر اساس نوع کابلی که انتخاب کردیم و اطلاعات جدول (۴-۲) داریم:

$$\Delta T = \frac{-P}{AE\alpha} = \frac{-x \cdot F_{min}}{\frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot E \cdot \alpha} = \frac{-x \cdot 6350 \cdot d^2}{\frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot E \cdot \alpha} = x \cdot \frac{-6350}{\frac{\pi}{4} \cdot E \cdot \alpha} = -345.7x \quad (۹-۴)$$

ضریب X برای ساختمان ۳ و ۶ طبقه ۰/۵ و برای ساختمان ۱۲ طبقه ۰/۳، ۰/۵ و ۰/۷ است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود اعداد به‌دست آمده برای ΔT ثابت و بدون وابستگی به قطر کابل است.

بنابراین اعداد -103.7°C ، -173°C و -242°C به‌ترتیب نیروی پیش‌تنیدگی معادل ۷۰، ۵۰، ۳۰ درصد ظرفیت حداقل گسیختگی کابل را به مهاربندها اعمال می‌کند. بدیهی است کابل با قطر بیش‌تر

چون ظرفیت کششی بالاتری دارد، نیروی پیش‌تنیدگی بزرگتری نسبت به کابل مشابه خود با قطر کم‌تر خواهد داشت. برای اختصاص بار حرارتی به کابل کافی است مسیر `Assign> cable load> temperature`

را دنبال و اعداد خود را وارد نماییم [۳۵].

۴-۳-۲- تغییر مکان نسبی طبقات

براساس ویرایش چهارم آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰، ماکزیمم تغییر مکان مجاز ساختمان‌ها به‌صورت زیر

است:

$$0.025h = C_d \cdot \Delta_{eu} \longrightarrow \text{Drift}_{eu} = 0.00625 \quad \text{ساختمان ۳ طبقه:} \quad (۱۰-۴)$$

$$0.020h = C_d \cdot \Delta_{eu} \longrightarrow \text{Drift}_{eu} = 0.005 \quad \text{ساختمان ۶ و ۱۲ طبقه:}$$

در روابط بالا، C_d ضریب بزرگ‌نمایی است که برای قاب خمشی فولادی متوسط ۴ است. همچنین Δ_{eu}

و Drift_{eu} به‌ترتیب تغییر مکان جانبی نسبی نهایی و نسبت Δ_{eu} به ارتفاع طبقه است. حتما باید در

استخراج تغییر مکان‌های مرکز جرم طبقات، اثر $P-\Delta$ در تحلیل سازه ملحوظ شود [۲۵]. جدول‌های

(۴-۴) تا (۶-۴) حاوی اطلاعات تغییر مکان قاب خمشی سازه‌های مدل شده است.

جدول (۴-۴)- تغییر مکان مرکز جرم قاب خمشی ساختمان ۳ طبقه

دریافت مجاز	دریافت	تغییر مکان نسبی (m)	تغییر مکان نهایی (m)	مرکز جرم طبقه
0.00625	0.004716	0.01509	0.015091	CM1
0.00625	0.006251	0.02002	0.035117	CM2
0.00625	0.005048	0.01615	0.05127	CM3

جدول (۵-۴)- تغییر مکان مرکز جرم قاب خمشی ساختمان ۶ طبقه

دریافت مجاز	دریافت	تغییر مکان نسبی (m)	تغییر مکان نهایی (m)	مرکز جرم طبقه
0.005	0.00323	0.01035	0.010352	CM1
0.005	0.005007	0.01602	0.026375	CM2
0.005	0.005019	0.01606	0.042436	CM3
0.005	0.004908	0.01570	0.058141	CM4
0.005	0.004902	0.01569	0.073829	CM5
0.005	0.001200	0.00387	0.0777	CM6

جدول (۴-۶) - تغییر مکان مرکز جرم قاب خمشی ساختمان ۱۲ طبقه

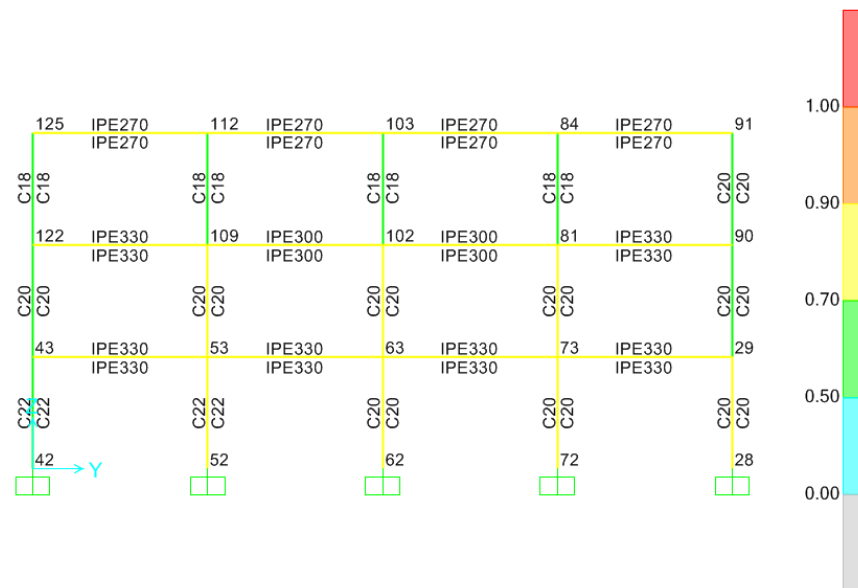
دریافت مجاز	دریافت	تغییر مکان نسبی (m)	تغییر مکان نهایی (m)	مرکز جرم طبقه
0.005	0.0024819	0.007942	0.007942	CM1
0.005	0.0047084	0.01506	0.023009	CM2
0.005	0.005065	0.01621	0.039217	CM3
0.005	0.0050053	0.01602	0.055234	CM4
0.005	0.00480156	0.01536	0.070599	CM5
0.005	0.00449094	0.01437	0.08497	CM6
0.005	0.004095	0.01310	0.098074	CM7
0.005	0.00441281	0.01412	0.112195	CM8
0.005	0.00503844	0.01612	0.128318	CM9
0.005	0.00483563	0.01547	0.143792	CM10
0.005	0.00438688	0.01404	0.15783	CM11
0.005	0.00102	0.003264	0.161094	CM12

۴-۳-۴-۳- اعضای تیر و ستون

پس از تحلیل و طراحی، در نهایت مقاطع جدول (۴-۷) در مدل‌های مختلف استفاده شد. طراحی به‌گونه‌ای بوده که نسبت تنش اعضا کمتر از یک و تا حد امکان با رعایت دریافت مجاز نزدیک به یک باشد تا سازه بهینه باشد. شکل (۴-۱۵) یکی از قاب‌های خمشی ۳ طبقه را به عنوان نمونه نمایش می‌دهد.

جدول (۴-۷) - مقاطع مورد استفاده در مدل‌ها

تیر	IPE240, IPE270, IPE300, IPE330, IPE360, IPE400, IPE450
ستون	BOX140×88mm, BOX160×10mm, BOX180×10mm, BOX200×15mm BOX220×15mm, BOX280×10mm, BOX280×12.5mm, BOX320×16mm, BOX360×16mm



شکل (۴-۱۵)- اعضای طراحی شده ی یکی از قاب های خمشی ۳ طبقه

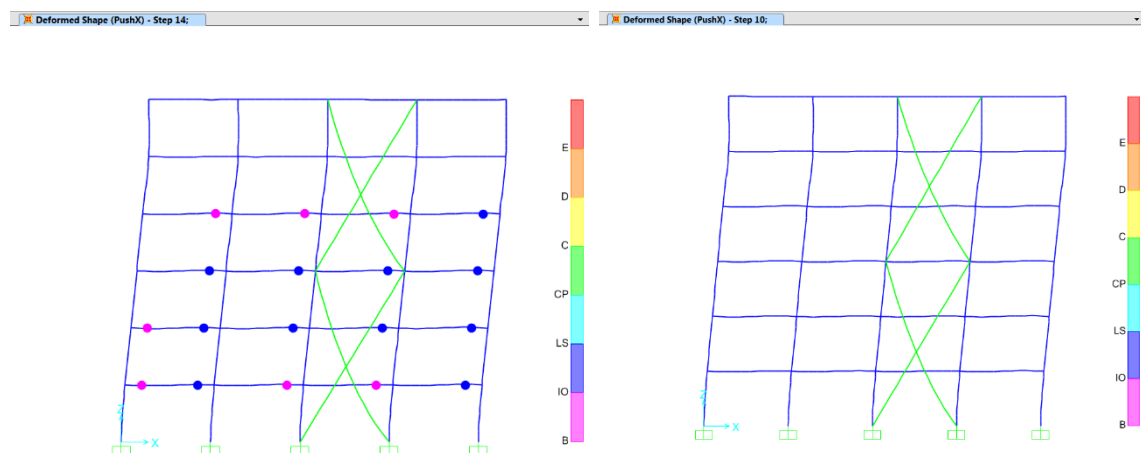
۴-۴-۳-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی

مفاصل پلاستیک: در برنامه ی SAP، امکان اختصاص مفاصل بر اساس FEMA356 وجود دارد. بنابراین نیازی به تعریف مفاصل از طریق کاربر وجود ندارد و مفاصل خودکار به اعضا اختصاص داده می شود [۳۵]. شایان ذکر است در مواقعی که مشکلات همگرایی وجود دارد، تعریف دستی^۱ مفاصل می تواند راهگشا باشد [۲۱]. در این پژوهش به تبعیت از مدلی که برای صحت سنجی ایجاد گردید، در هر عضو دو مفصل پلاستیک در فاصله ی ۰/۰۵ و ۰/۹۵ طول عضو تعریف می کنیم.

تغییر مکان هدف: بر اساس توضیحاتی که در بخش ۴-۳-۲-۳ داده شد، تغییر مکان هدف برای سازه ی ۶،۳ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۲۰، ۳۰ و ۵۰ سانتی متر به دست می آید، لذا اعداد ۴۵،۳۰ و ۷۵ سانتی متر به عنوان ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف برای حالات بار استاتیکی غیرخطی تعیین می گردد.

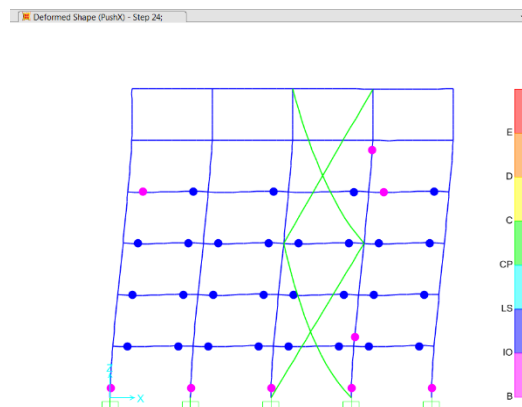
نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی:

پس از خاتمه‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی دو خروجی بسیار مهم حاصل می‌شود. اول منحنی ظرفیت یا همان منحنی "نیروی برشی زلزله- تغییر مکان" است که اساس محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه است. دوم ارزیابی سطح عملکرد مفاصل تشکیل شده در اعضا است که در صورت نیاز به تعویض، تشخیص امکان‌پذیر می‌شود. با بررسی دقیق روی مدل‌ها، در گام نظیر تغییر مکان هدف، هیچ‌یک از مفاصل تشکیل شده از سطح عملکرد IO فراتر نرفته است؛ در نتیجه معیار ما که سطح عملکرد LS بود را اغناء می‌کند. به‌عنوان نمونه، شکل‌های (۴-۱۶) تا (۴-۱۸) تشکیل مفاصل پلاستیک در یکی از قاب‌های ساختمان ۶ طبقه‌ی مهاربندی‌شده با آرایش کابل‌های یکپارچه را به‌ترتیب در اولین گام تشکیل مفصل، گام نظیر تغییر مکان هدف و آخرین گام نشان می‌دهد.



شکل (۴-۱۷)- قاب ۶ طبقه با مهاربندی یکپارچه
در گام نظیر تغییر مکان هدف

شکل (۴-۱۶)- قاب ۶ طبقه با مهاربندی یکپارچه
در اولین گام تشکیل مفصل



شکل (۴-۱۸) - قاب ۶ طبقه با مهاربندی یکپارچه
در آخرین گام تشکیل مفصل

۴-۴- نام گذاری مدل ها

با توجه به گستردگی مدل ها، لازم است بر اساس قرارداد، آن ها را نام گذاری کنیم. بر این اساس از الگوی "میزان پیش تنیدگی-قطر کابل-نوع آرایش مهاربند-تعداد طبقات ساختمان" استفاده کرده و در جدول (۴-۸) نمادهای لازم برای نام گذاری را نمایش داده ایم:

جدول (۴-۸) - الگوی نام گذاری مدل ها

میزان پیش تنیدگی	قطر کابل	نوع آرایش مهاربند	تعداد طبقه
بدون پیش تنیدگی O ^۱	A:14mm B:10mm C:18mm	منفرد S ^۳	ساختمان سه طبقه 3st
با ۳۰ درصد پیش تنیدگی 30P ^۲		یکپارچه M ^۴	

بنابراین مدل "6st-S-B-50P" به ساختمان ۶ طبقه ی مهاربندی شده با کابل هایی به قطر ۱۰ میلی متر، پیش تنیدگی ۵۰ درصد و آرایش منفرد اشاره دارد.

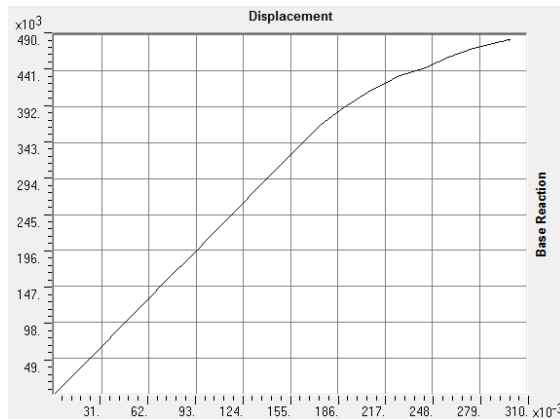
1. Ordinary
2. Pre-stress

3. Single
4. Mega

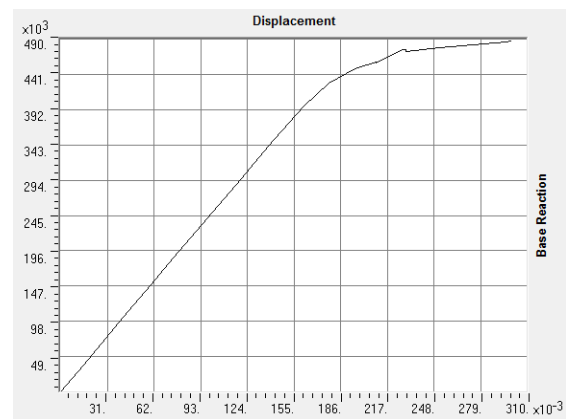
۴-۵- نمایش منحنی ظرفیت مدل‌ها

منحنی ظرفیت تمامی مدل‌هایی که با روش سعی و خطا در همگرایی محاسبه‌ی ضریب رفتار (بخش

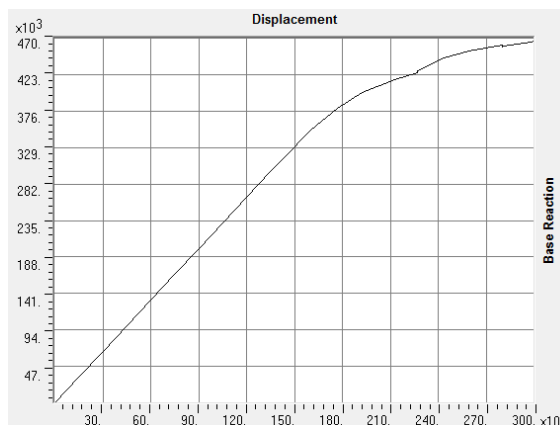
۴-۶-۱) حاصل شده است در شکل‌های (۴-۱۹) تا (۴-۵۳) به نمایش درآمده است.



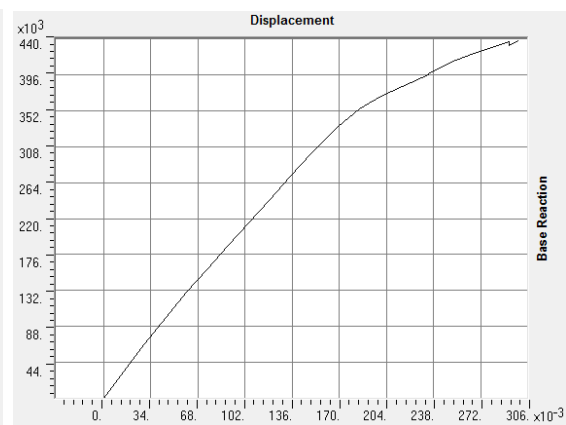
شکل (۴-۲۰)- مدل 3st-S-A-O



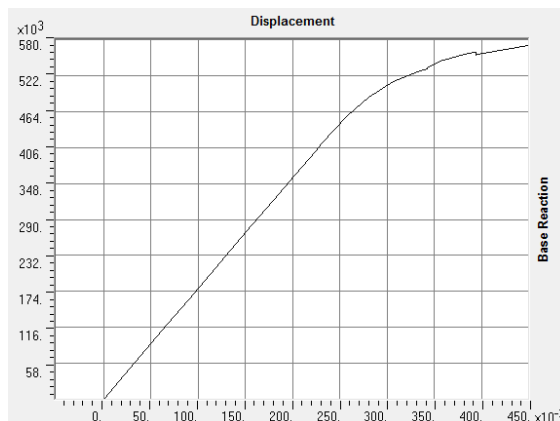
شکل (۴-۱۹)- مدل 3st-Moment



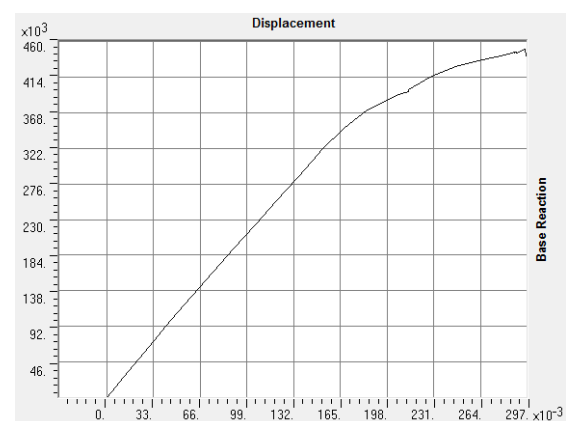
شکل (۴-۲۲)- مدل 3st-M-A-O



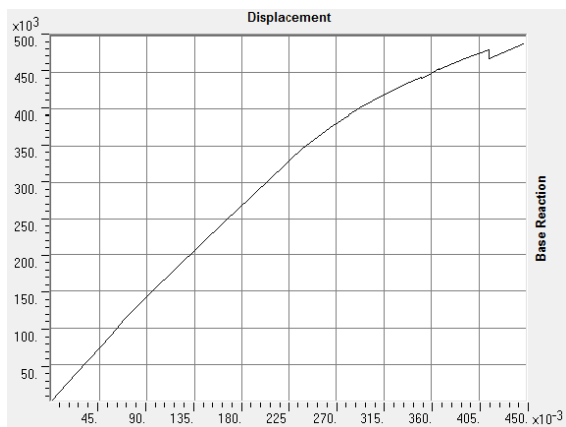
شکل (۴-۲۱)- مدل 3st-S-A-50P



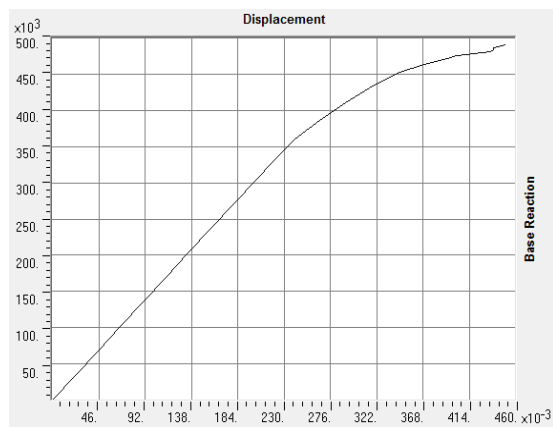
شکل (۴-۲۴)- مدل 6st-Moment



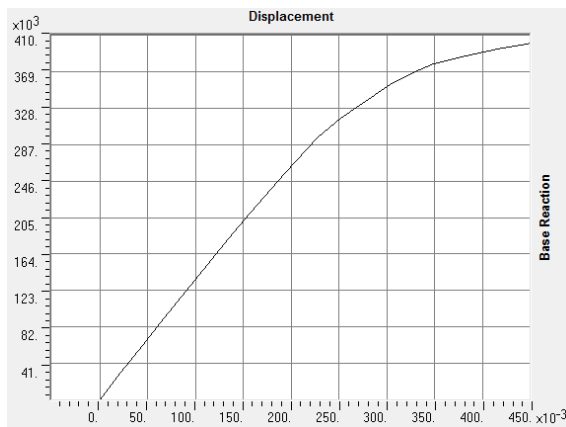
شکل (۴-۲۳)- مدل 3st-M-A-50P



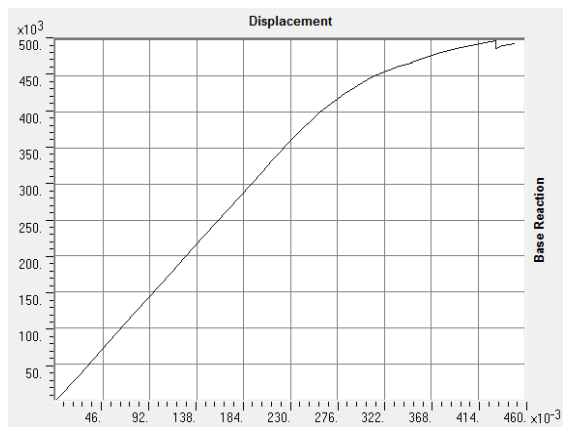
شکل (۴-۲۶) - مدل 6st-S-A-50P



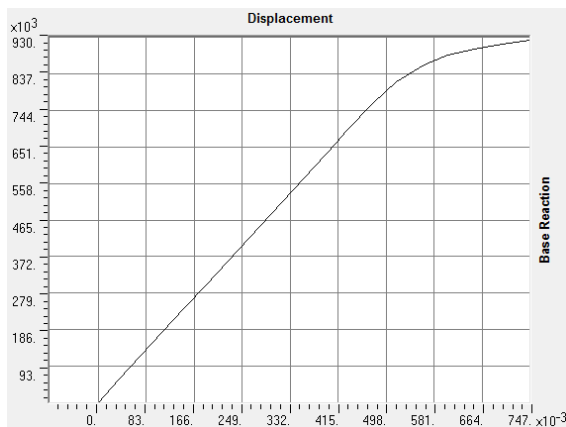
شکل (۴-۲۵) - مدل 6st-S-A-O



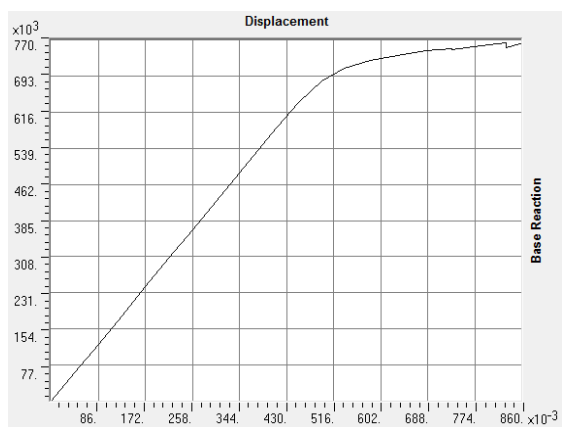
شکل (۴-۲۸) - مدل 6st-M-A-50P



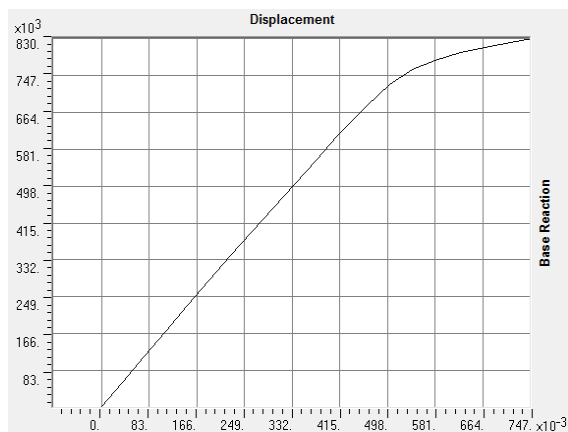
شکل (۴-۲۷) - مدل 6st-M-A-O



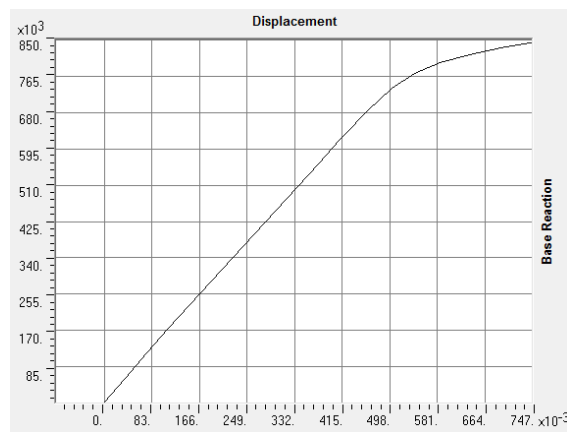
شکل (۴-۳۰) - مدل 12st-S-A-O



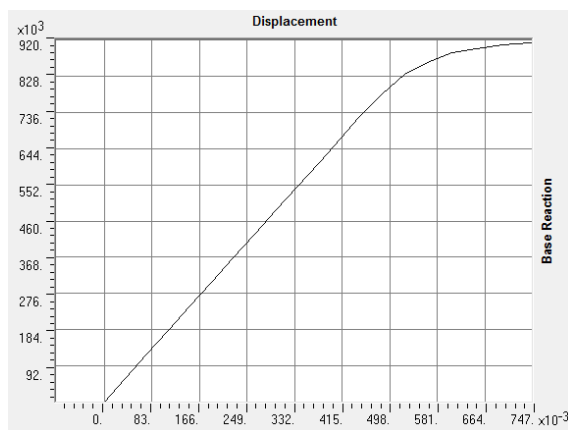
شکل (۴-۲۹) - مدل 12st-Moment



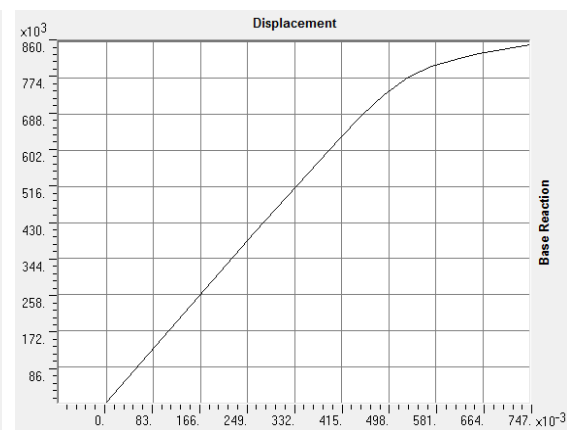
شکل (۴-۳۲) - مدل 12st-S-A-50P



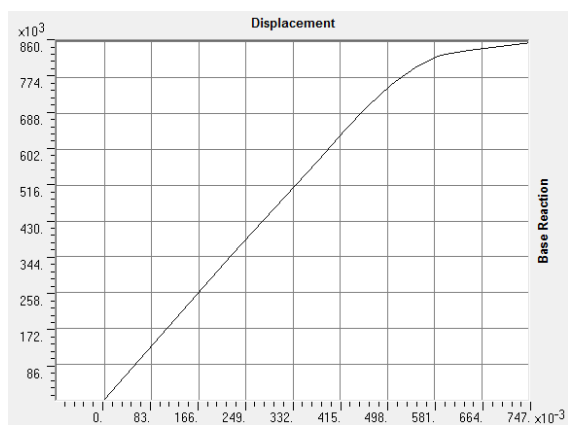
شکل (۴-۳۱) - مدل 12st-S-A-30P



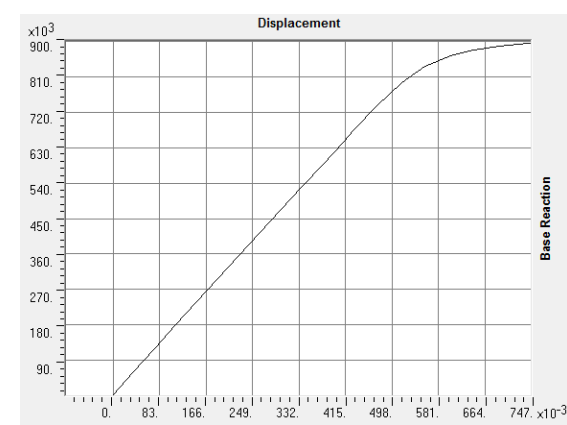
شکل (۴-۳۴) - مدل 12st-S-B-O



شکل (۴-۳۳) - مدل 12st-S-A-70P



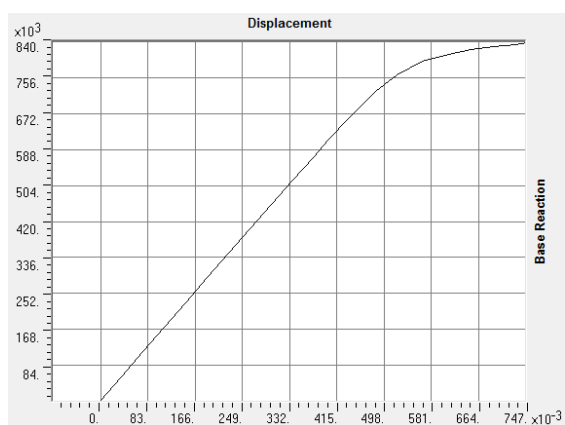
شکل (۴-۳۶) - مدل 12st-S-B-50P



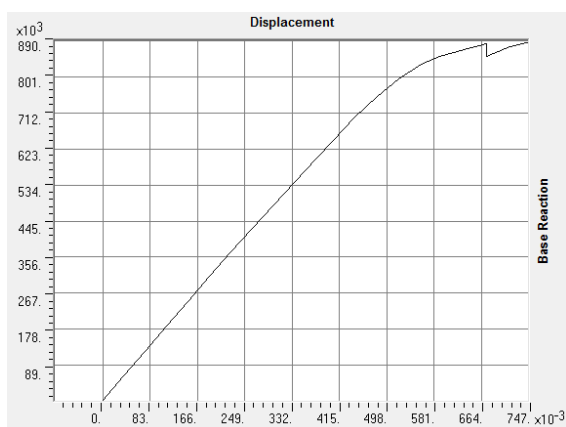
شکل (۴-۳۵) - مدل 12st-S-B-30P



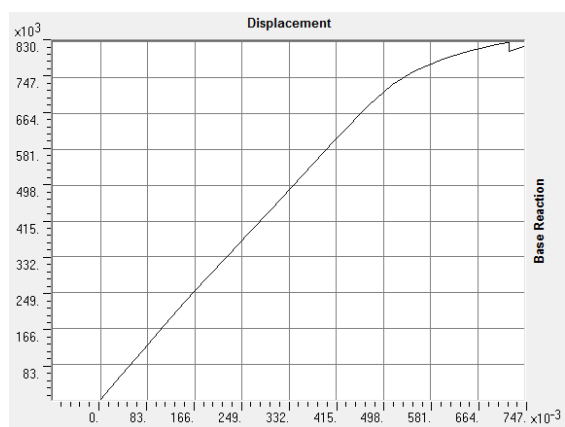
شکل (۴-۳۸) - مدل 12st-S-C-O



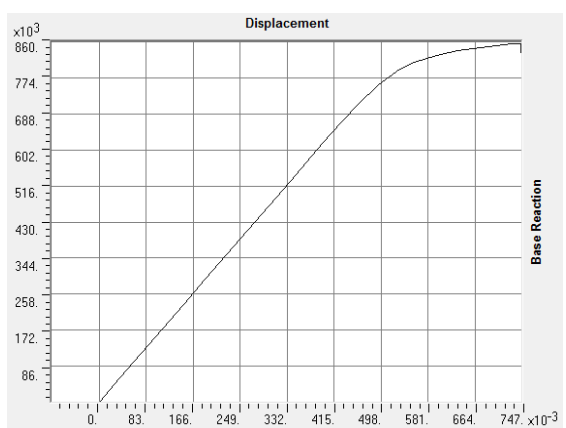
شکل (۴-۳۷) - مدل 12st-S-B-70P



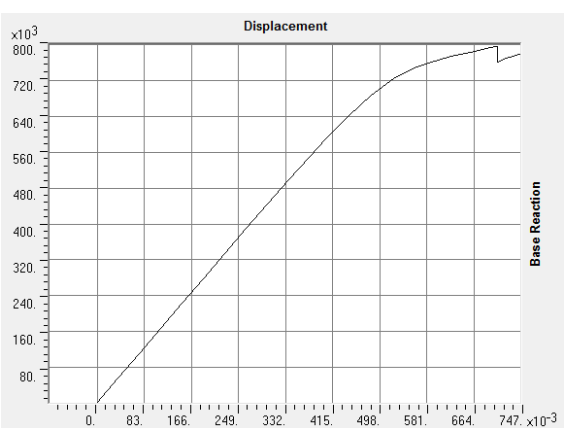
شکل (۴-۴۰) - مدل 12st-S-C-50P



شکل (۴-۳۹) - مدل 12st-S-C-30P



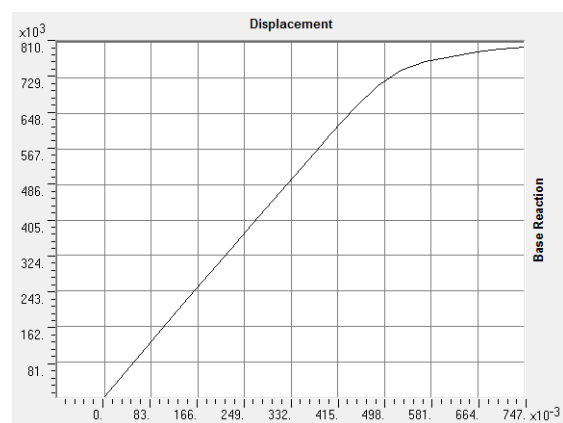
شکل (۴-۴۲) - مدل 12st-M-A-O



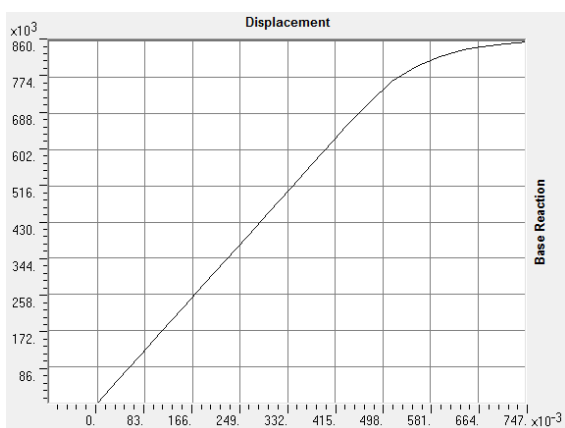
شکل (۴-۴۱) - مدل 12st-S-C-70P



شکل (۴-۴۴) - مدل 12st-M-A-50P



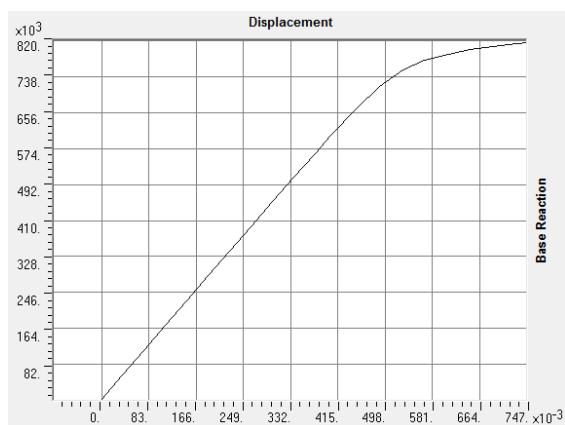
شکل (۴-۴۳) - مدل 12st-M-A-30P



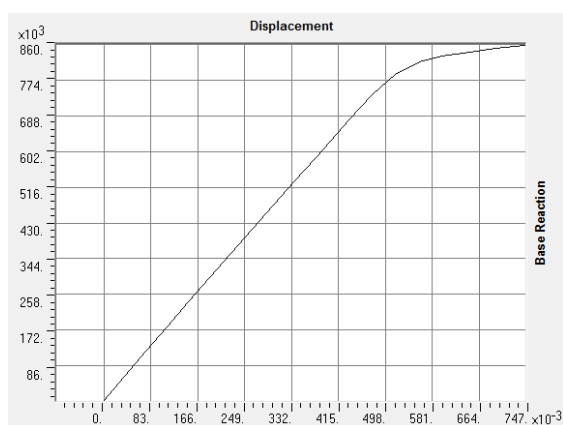
شکل (۴-۴۶) - مدل 12st-M-B-O



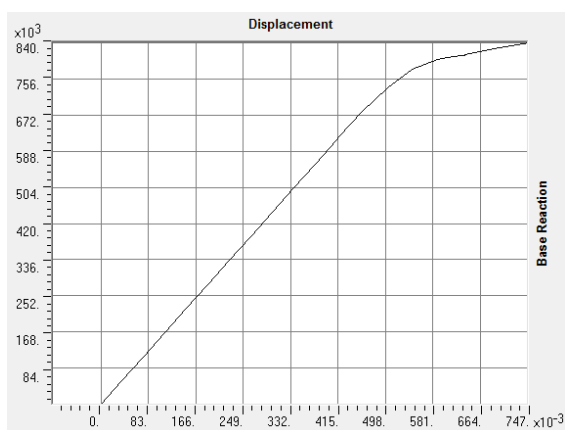
شکل (۴-۴۵) - مدل 12st-M-A-70P



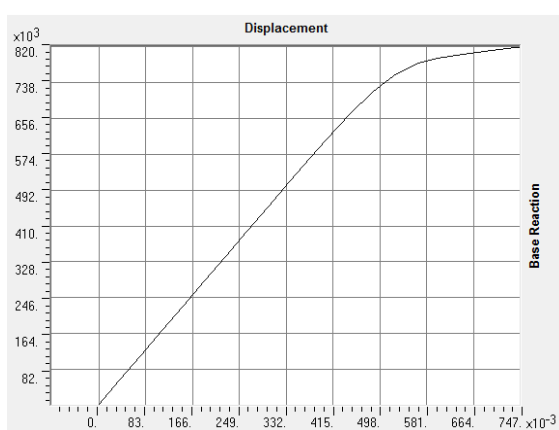
شکل (۴-۴۸) - مدل 12st-M-B-50P



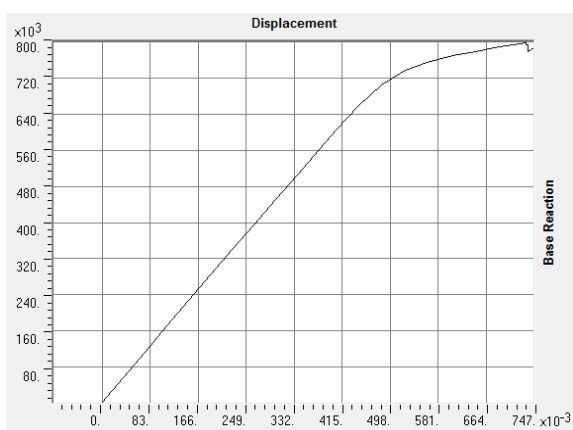
شکل (۴-۴۷) - مدل 12st-M-B-30P



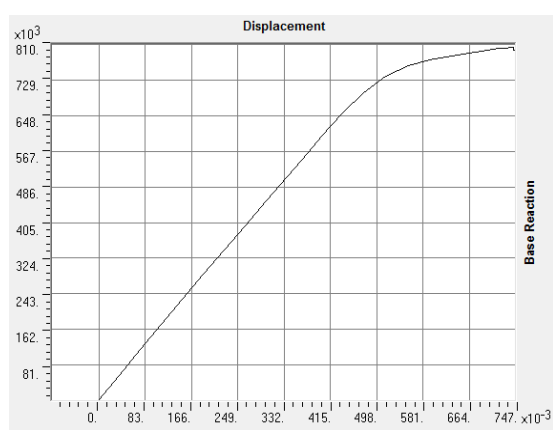
شکل (۴-۵۰) - مدل 12st-M-C-O



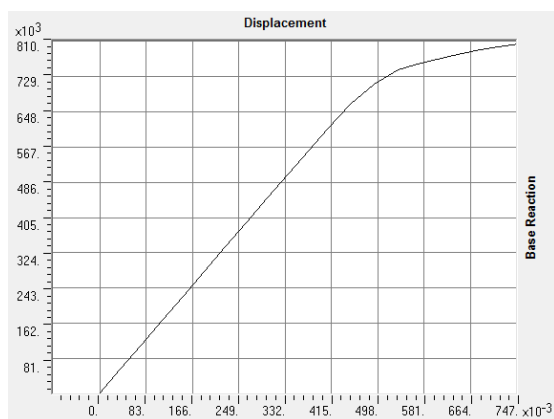
شکل (۴-۴۹) - مدل 12st-M-B-70P



شکل (۴-۵۲) - مدل 12st-M-C-50P



شکل (۴-۵۱) - مدل 12st-M-C-30P



شکل (۴-۵۳) - مدل 12st-M-C-70P

۴-۶- ضریب رفتار

۴-۶-۱- رویه‌ی سعی و خطا در محاسبه‌ی ضریب رفتار

ضریب رفتار سازه‌هایی که آیین‌نامه در مورد آن‌ها مسکوت است، باید با پژوهش تعیین گردد. اما نکته‌ای مهم وجود دارد؛ سازه‌ای که قرار است مورد بررسی و پژوهش قرار گیرد تا ضریب رفتار آن مشخص شود، برای تحلیل و طراحی اعضای آن لازم است بارگذاری لرزه‌ای انجام شود؛ به عبارت دیگر لازم است ضریب رفتار و در نتیجه ضریب زلزله‌ای برای سازه مشخص شود در حالی که ضریب رفتار این سازه خود مجهول ما است.

روال معمول پژوهش‌های این حوزه بر آن است که در ابتدا ضریب رفتار سازه‌ای مشابه با سازه‌ی تحت بررسی را به عنوان R در نظر می‌گیرند و پس از استخراج منحنی ظرفیت آن، R سازه‌ای که ضریب رفتارش مجهول بود را بدست آورده و به عنوان ضریب رفتار سازه‌ی تحت بررسی معرفی می‌کنند. اما این کار به‌ذات دارای اشکال است، چراکه منحنی ظرفیتی که اشاره شد کاملاً وابسته به ضریب زلزله و ضریب رفتاری است که در ابتدا در نظر گرفتیم و بر اساس آن ضریب رفتار جدید را محاسبه کردیم. لذا پیشنهاد می‌شود تا حصول همگرایی به یک عدد مشخص، یک روند سعی و خطا صورت پذیرد.

برای این منظور در این پژوهش، برای شروع ضریب رفتار قاب خمشی متوسط فولادی بر اساس آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰، عدد ۵ لحاظ می‌شود. سپس ضریب رفتار جدید محاسبه می‌شود. حال با این R جدید، ضریب زلزله ($C = \frac{ABI}{R}$) اصلاح شده و مجدداً سازه تحلیل و طراحی می‌شود و این روند آن‌قدر ادامه پیدا می‌کند تا درصد اختلاف دو ضریب رفتار متوالی حدود ۵ درصد شود. همچنین در هر گام دو قید تنش و تغییر مکان جانبی به‌عنوان دو قید کنترلی در نظر گرفته می‌شود؛ به‌گونه‌ای که در هر گام دریافت مجاز به ۰/۰۵ و نسبت تنش اعضا زیر یک و تا حد امکان نزدیک به آن می‌باشد. لازم به ذکر است که این دو قید کنترلی، خود از اساسی‌ترین شروط وقوع همگرایی در ضریب رفتار بود.

۶-۴-۲- محاسبه‌ی ضریب رفتار

به کمک برنامه‌ی اکسلی که از مرجع [۲۷] در اختیار هست، ضریب رفتار سازه با فرضیات فصل ۱ به روش میراندا محاسبه خواهد شد. لازم است یک نمونه از ریز محاسبات بدست آوردن R و تطابق آن با مقدار خروجی برنامه نمایش داده شود. همان‌طور که قبلاً در فصل ۳ به تفصیل بیان شد؛ داریم:

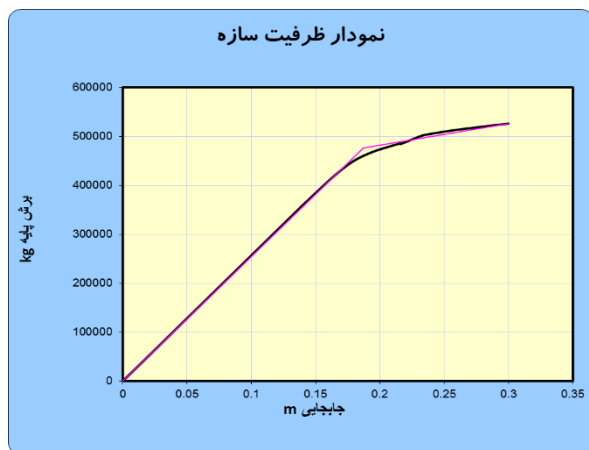
$$R = \frac{\Delta_e}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \times \frac{\Delta_s}{\Delta_d} \quad (۱۱-۴)$$

که در این فرمول، نسبت $\frac{\Delta_e}{\Delta_y}$ همان نسبت تغییر مکان نظیر رفتار خطی سازه به تغییر مکان تسلیم است (شکل (۳-۱۶)) و در واقع همان R_μ است که به روش میراندا حساب می‌شود.

Δ_d و Δ_s نیز به ترتیب تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک و تغییر مکان نظیر برش پایه‌ی طراحی است و به سهولت از خروجی‌های برنامه قابل استخراج است. در فرمول بالا، تمامی پارامترها به جز Δ_y معلوم‌اند. می‌توان ثابت کرد:

$$\Delta_y = \frac{2E - V_{max} \cdot \Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} \cdot V_s - V_{max}} \quad (۱۲-۴)$$

در این فرمول منظور از E ، سطح زیر منحنی ظرفیت که بیان‌گر انرژی سازه است؛ می‌باشد و آن را به راحتی می‌توان در برنامه‌ی اکسل حساب نمود. Δ_{max} نیز تغییر مکان نهایی یا همان تغییر مکان هدف سازه است. حال با معلوم بودن تمام پارامترها، محاسبه‌ی ضریب رفتار امکان پذیر خواهد بود. برای نمونه؛ چنان‌چه سازه‌ی "3st-M-A-O" مدنظر باشد، شکل‌های (۴-۵۴) و (۴-۵۵) به ترتیب نشان‌گر اطلاعات خروجی منحنی ظرفیت سازه‌ی مذکور و منحنی ظرفیت دو خطی شده‌ی آن است.



Step	Displacement m	Base Force Kgf	AtoB	BtoIO
10	0.140697	361306.09	389	1
11	0.163782	417680.69	379	7
12	0.178978	448896.22	359	26
13	0.194374	468411.05	331	36
14	0.211748	482868.55	310	29
15	0.216119	485767.31	308	27
16	0.216122	484527.78	308	26
17	0.231371	500456.24	292	31
18	0.236241	503932.47	286	35
19	0.236244	503855.66	286	35
20	0.256187	512302.40	284	19
21	0.279603	520001.20	279	15
22	0.299151	526011.02	277	11
23	0.300008	526283.34	277	11

شکل (۴-۵۵) - منحنی ظرفیت دوخطی شده‌ی سازه‌ی
3st-M-A-O [۲۷]

شکل (۴-۵۴) - اطلاعات جدولی منحنی ظرفیت
سازه‌ی 3st-M-A-O

در شکل (۴-۵۴) گام‌های ۱۰ و ۲۳ به ترتیب Δs و Δ_{max} و برش پایه‌ی نظیر آن‌ها را نشان می‌دهد. همچنین حروف B, A و IO سطح عملکرد مفصل را نشان می‌دهد. E را برای شکل (۴-۵۵) مقدار kg.m ۱۰۱۰۰۰ بدست می‌آید.

بنابراین با جاگذاری مقادیر در فرمول (۴-۱۲) خواهیم داشت:

$$\Delta_y = \frac{2 \times 101000 - 526283 \cdot 34 \times 0.3}{\frac{361306 \cdot 09}{0.140697} \times 0.3 - 526283 \cdot 34} = 0.18072$$

در ادامه نیاز به محاسبه‌ی R_μ وجود دارد. با استفاده از فرمول (۳-۲) داریم:

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} = \frac{0.3}{0.18072} = 1.66$$

و با استفاده از فرمول (۳-۲۰) و بعد از آن فرمول (۳-۱۷) در نهایت ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری به روش میراندا محاسبه می‌شود:

$$\phi = 1 + \frac{0.15}{3 \times 0.8974} - \frac{3 \times 0.15}{4 \times 0.8974} \cdot e^{\left(-3 \times \left(\ln \frac{0.8974}{0.15} - 0.25\right)^2\right)} = 1.0556$$

که در عبارت محاسباتی بالا، ۰.۸۹۷۴ زمان تناوب محاسباتی سازه بوده و از خروجی‌های برنامه قابل استخراج است.

$$R_{\mu} = \left(\frac{1 \cdot 66 - 1}{1 \cdot 0556} + 1 = 1 \cdot 625 \right) > 1$$

حال با داشتن تمامی پارامترهای فرمول (۴-۱۱) محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه دشوار نخواهد بود، لذا

داریم:

$$R_1 = 1 \cdot 625 \times \frac{0 \cdot 18072}{0 \cdot 140697} \times \frac{0 \cdot 140697}{0 \cdot 05148} = 5 \cdot 70$$

به این ترتیب ضریب رفتار نهایی سازه محاسبه و دیده می‌شود مقدار محاسبه شده با خروجی برنامه‌ی

إكسل در تطابق کامل است (در فصل ۵ کلیه‌ی خروجی‌ها ارائه شده است).

۶-۴-۳- درصد اختلاف همگرایی R_u

یکی از شروط بخش ۴-۶-۱ برای توقف روند همگرایی در محاسبه‌ی ضریب رفتار، درصد اختلاف

آخرین گام؛ با گام قبل از خودش بود. جدول (۴-۹) این درصد اختلاف را برای تمامی مدل‌های

ساخته شده بیان می‌کند.

جدول (۴-۹) - درصد اختلاف همگرایی در ضریب رفتار

نام مدل	درصد اختلاف	نام مدل	درصد اختلاف	نام مدل	درصد اختلاف
3st-S-A-O	5.31	12st-M-A-30P	5.49	12st-S-C-50P	4.44
3st-S-A-50P	3.27	12st-M-A-50P	5.38	12st-S-C-70P	5.18
3st-M-A-O	1.09	12st-M-A-70P	3.78	12st-M-C-O	5.1
3st-M-A-50P	2.1	12st-S-B-O	0.5	12st-M-C-30P	1.64
6st-S-A-O	4.94	12st-S-B-30P	2.47	12st-M-C-50P	1.63
6st-S-A-50P	1.3	12st-S-B-50P	3.3	12st-M-C-70P	3
6st-M-A-O	0.19	12st-S-B-70P	5.44		
6st-M-A-50P	4.9	12st-M-B-O	5.17		
12st-S-A-O	0	12st-M-B-30P	0		
12st-S-A-30P	4.46	12st-M-B-50P	4.69		
12st-S-A-50P	4.61	12st-M-B-70P	4.66		
12st-S-A-70P	2.66	12st-S-C-O	5.43		
12st-M-A-O	2.92	12st-S-C-30P	3.91		

همان‌طور که مشخص است، تمامی درصد اختلاف‌ها به جز تعداد معدودی کمتر از ۵ درصد و یا با

اختلاف ناچیز نسبت به آن است.

فصل ۵

تجزیه و تحلیل اطلاعات خروجی

۵-۱- مقدمه

در این فصل به ارائه‌ی اطلاعات خروجی به‌دست آمده می‌پردازیم. اطلاعات خروجی شامل نمودارها و توضیحات مربوط به آن‌ها در ۳ حوزه‌ی ضریب رفتار، وزن و دریافت طبقات در هریک از مدل‌ها و مقایسه‌ی آن‌ها با یکدیگر می‌باشد.

هریک از ۳ بخش فوق نیز بر حسب نوع متغیر به زیر بخش‌هایی تقسیم می‌شود که در تسهیل امر مقایسه راهگشا می‌باشد.

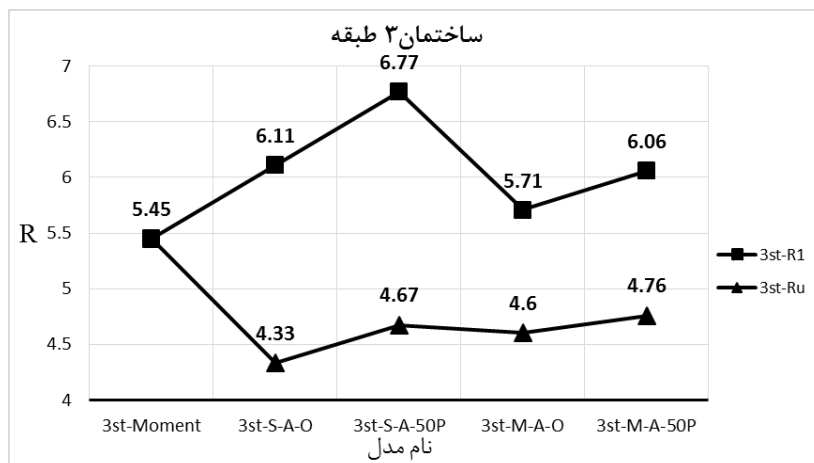
۵-۲- بخش اول: بررسی ضریب رفتار

در نمودارهای ارائه شده در این بخش، منظور از R_1 ضریب رفتار اولیه‌ی سازه و R_u ضریب رفتار نهایی پس از طی چرخه‌ی همگرایی می‌باشد. لازم به یادآوری است؛ همان‌طور که در فصل چهارم گفته شد، R_1 ضریب رفتار سیستم مورد بررسی است که در بارگذاری زلزله و محاسبه‌ی ضریب رفتار آن، ضریب رفتار نزدیکترین سازه، به سازه‌ی مورد بررسی (در این‌جا قاب خمشی) در نظر گرفته شده است. حال اگر در بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ی تحت بررسی از ضریب R_1 استفاده کرده و با رعایت شروط بخش ۴-۶-۱ (قید تنش و تغییر مکان) یک روند همگرایی را طی کنیم به R_u خواهیم رسید.

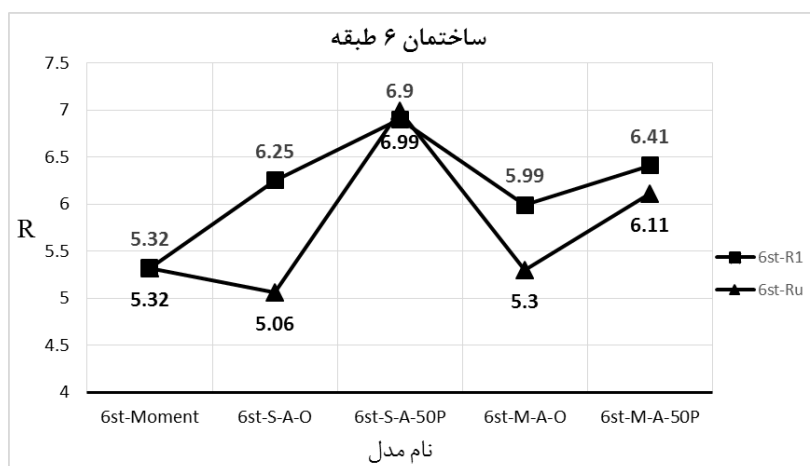
این بخش خود شامل چهار قسمت است که در ادامه تشریح خواهد شد.

۵-۲-۱- بررسی تغییر R_u و R_1 نسبت به یکدیگر

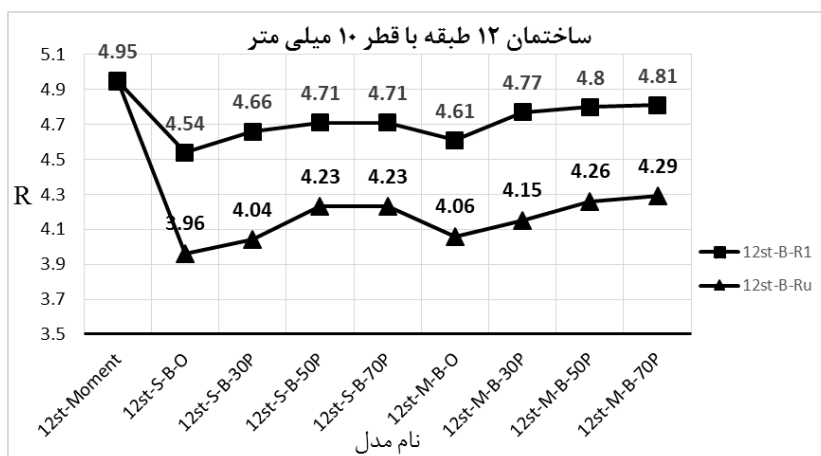
در این قسمت، ضریب رفتار R_1 و R_u تمامی مدل‌ها به ترتیب در ساختمان ۳، ۶ و ۱۲ طبقه نشان داده شده است. این شیوه‌ی نمایش برای بررسی تغییرات کلی R و نیز تغییرات R_1 و R_u نسبت به یکدیگر مفید می‌باشد.



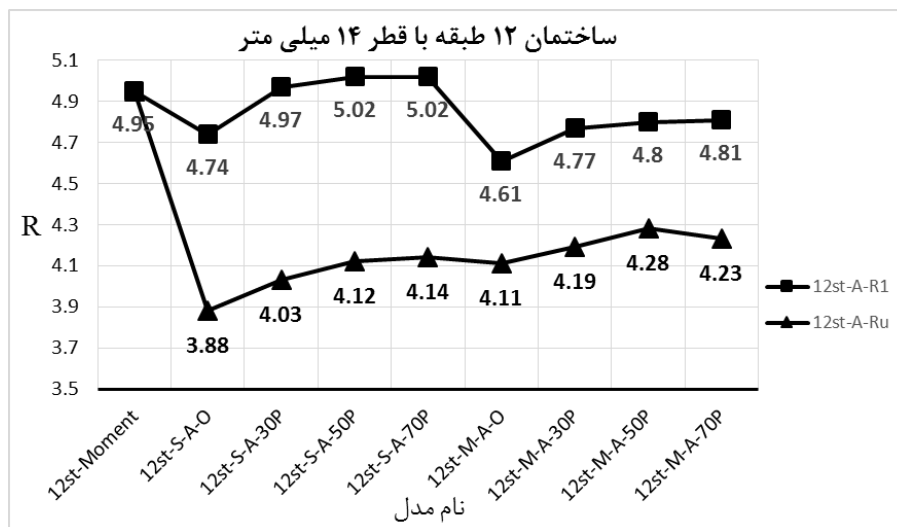
شکل (۱-۵) - تغییر ضریب رفتار ساختمان ۳ طبقه در برابر نوع مدل



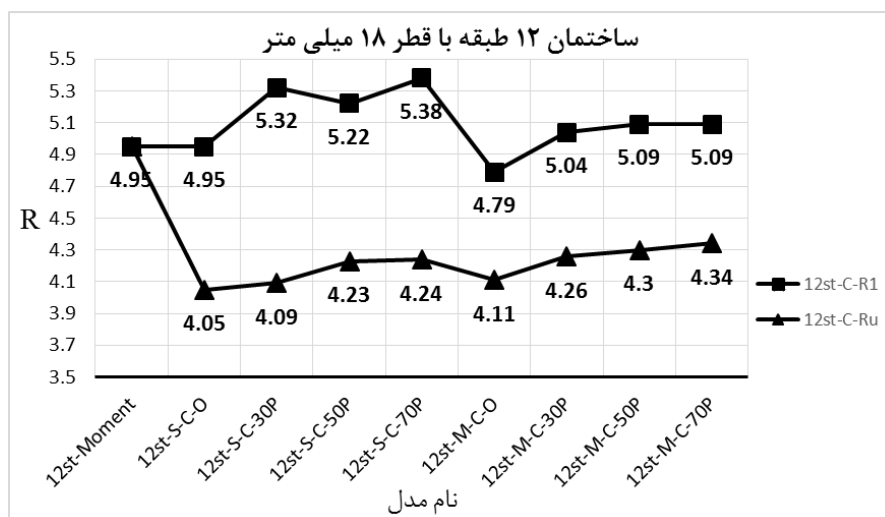
شکل (۲-۵) - تغییر ضریب رفتار ساختمان ۶ طبقه در برابر نوع مدل



شکل (۳-۵) - تغییر ضریب رفتار ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 10mm در برابر نوع مدل



شکل (۵-۴)- تغییر ضریب رفتار ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 14mm در برابر نوع مدل



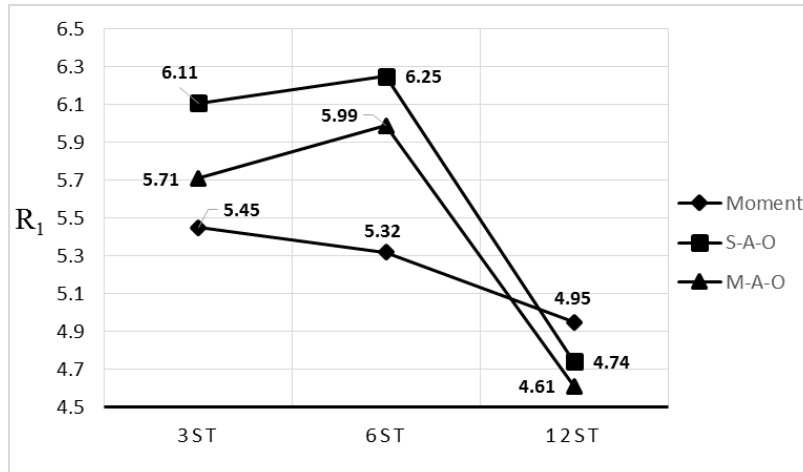
شکل (۵-۵)- تغییر ضریب رفتار ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 18mm در برابر نوع مدل

همان طور که در شکل های (۱-۵) تا (۵-۵) مشهود است، ضریب رفتار R_u هر مدل کم تر از R_1 نظیر خود است. الگوی تغییر R_u نسبت به تغییر مدل غالباً مشابه الگوی تغییر R_1 بوده و از آن تبعیت می کند. در نگاهی دیگر به این نمودارها می توان دریافت که در ساختمان های کوتاه و نسبتاً کوتاه (۳ و ۶ طبقه)، R_1 نسبت به قاب خمشی افزایش پیدا می کند؛ در حالی که در مورد R_u کاملاً برعکس بوده و

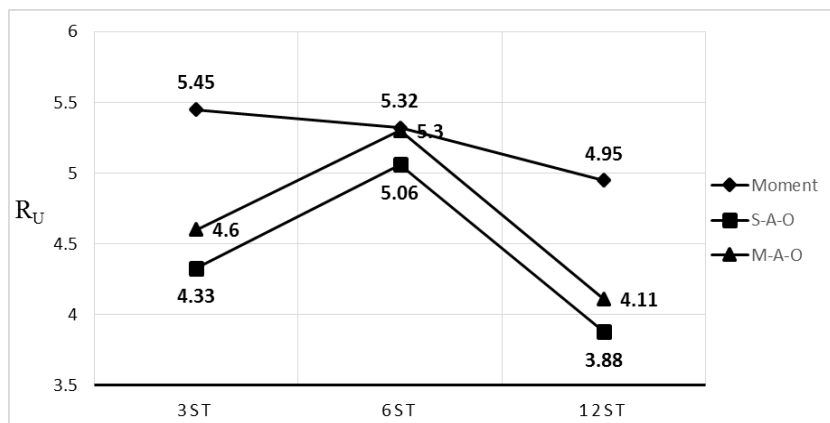
R_{II} نسبت به قاب خمشی غالباً کاهش یافته است. مطلب اخیر راجع به ساختمان با ارتفاع متوسط تا حد زیادی معتبر است اما وابسته به قطر کابل است که در بخش ۵-۲-۳ درباره‌ی آن بحث می‌شود. شایان ذکر است ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای به علت دخالت مسائل اجرایی و اقناع کردن تمامی روابط محاسبه‌ی ضریب رفتار و با رویکردی محافظه کارانه کمتر از مقادیر محاسباتی می‌باشد.

۵-۲-۲- بررسی اثر تغییر ارتفاع و نوع آرایش و تأثیر پیش‌تنیدگی کابل بر R

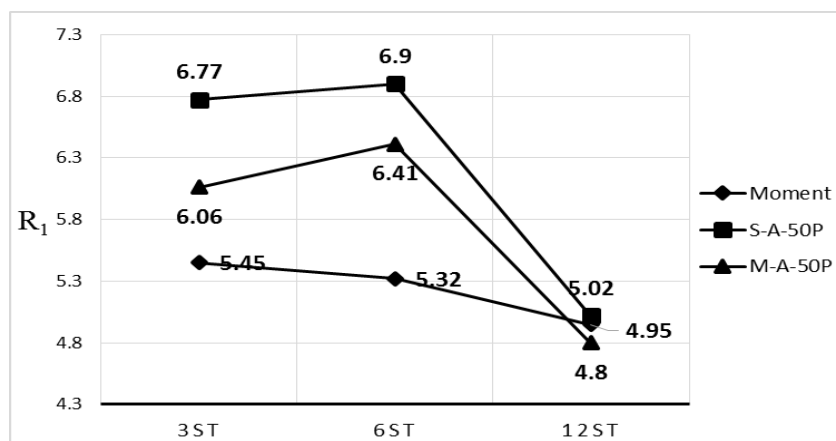
در این قسمت، شیوه‌ی نمایش به گونه‌ای است که اثر تغییر ارتفاع، آرایش کابل‌ها و نیز پیش‌تنیدگی نسبت به کابل معمولی بر ضریب R را نشان خواهد داد. به علت رعایت وضوح و شیوایی، در نمایش جداگانه‌ی نمودارهای R_I و R_{II} ناگزیر هستیم. لازم به ذکر است در نمودارهای این قسمت برای ساختمان ۱۲ طبقه فقط از مدل‌های با قطر ۱۴mm استفاده شده تا امکان مقایسه‌ی دقیق با سایر مدل‌های ۳ و ۶ طبقه فراهم باشد.



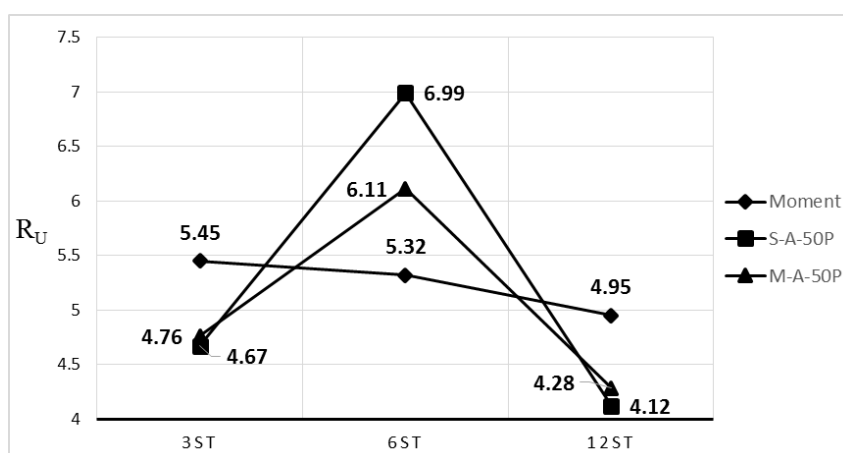
شکل (۵-۶) - تغییر R_I ساختمان قاب خمشی و قاب خمشی با کابل معمولی در برابر تعداد طبقات



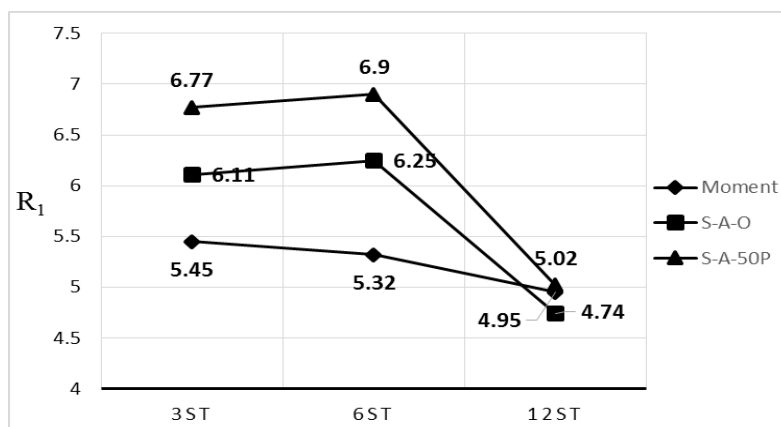
شکل (۷-۵) - تغییر R_U ساختمان قاب خمشی و قاب خمشی با کابل معمولی در برابر تعداد طبقات



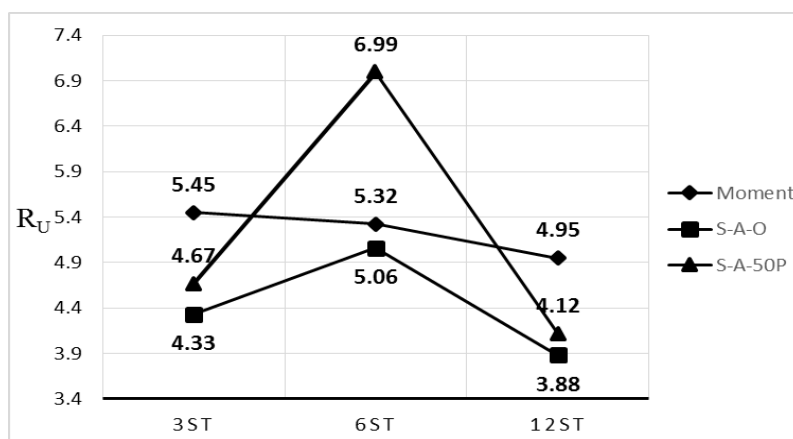
شکل (۸-۵) - تغییر R_1 ساختمان قاب خمشی و قاب خمشی با کابل ۵۰ درصد ظرفیت پیش تنیدگی با تعداد طبقات



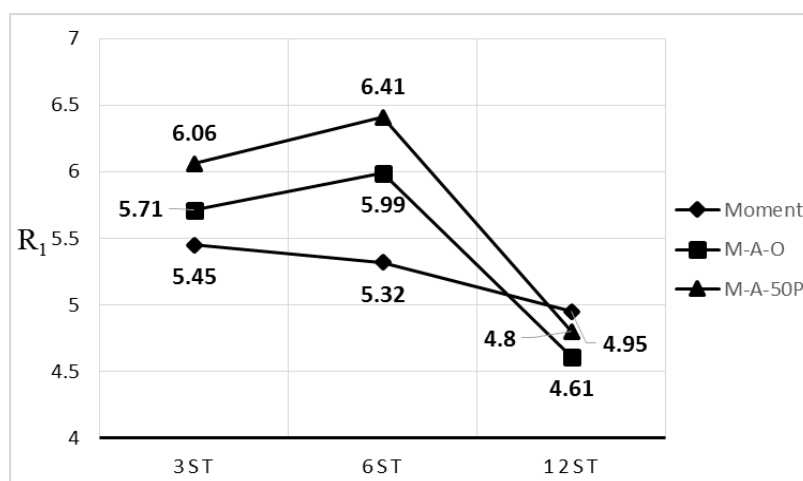
شکل (۹-۵) - تغییر R_U ساختمان قاب خمشی و قاب خمشی با کابل ۵۰ درصد ظرفیت پیش تنیدگی با تعداد طبقات



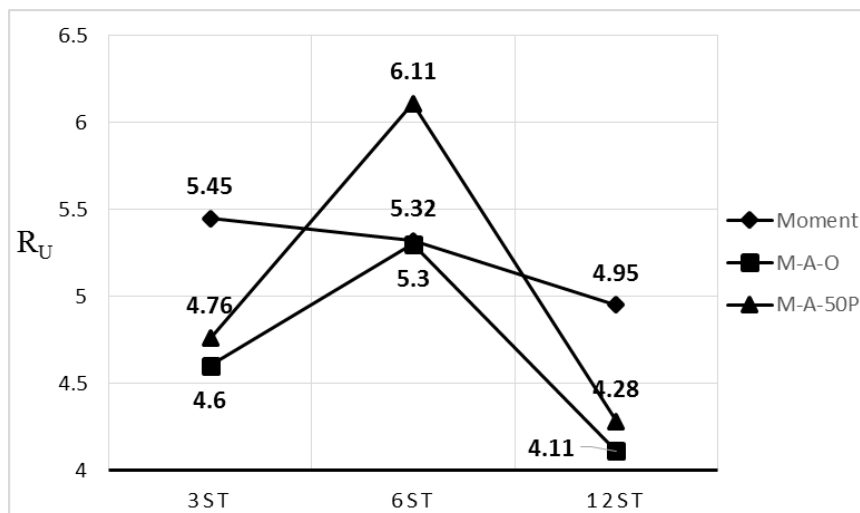
شکل (۵-۱۰) - تغییر R_1 قاب خمشی، قاب با کابل ۵۰ درصد پیش‌تندگی و معمولی (آرایش منفرد) با تعداد طبقات



شکل (۵-۱۱) - تغییر R_u قاب خمشی، قاب با کابل ۵۰ درصد پیش‌تندگی و معمولی (آرایش منفرد) با تعداد طبقات



شکل (۵-۱۲) - تغییر R_1 قاب خمشی، قاب با کابل ۵۰ درصد پیش‌تندگی و معمولی (آرایش یکپارچه) با تعداد طبقات



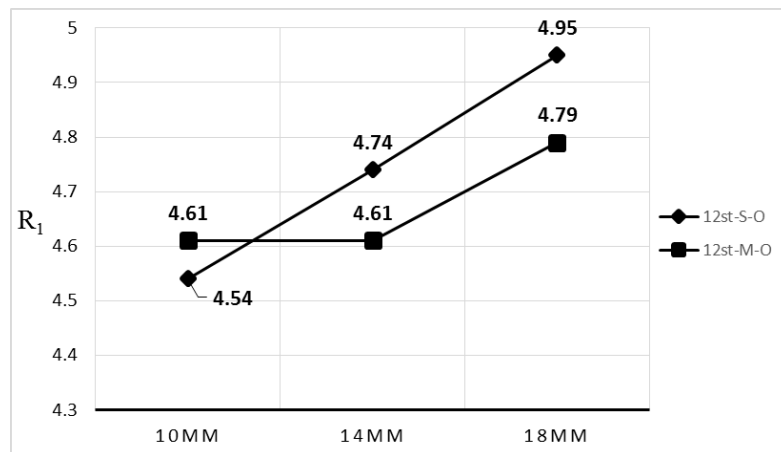
شکل (۵-۱۳)- تغییر R_U قاب خمشی، قاب با کابل ۵۰ درصد پیش‌تندی و معمولی (آرایش یکپارچه) با تعداد طبقات

آنچه از شکل‌های (۵-۶) تا (۵-۱۳) بر می‌آید آن است که در قاب خمشی با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار کاهش می‌یابد؛ ولی با افزودن کابل؛ R_I و R_U ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابند. همچنین دامنه‌ی تغییرات R_I در مقایسه با R_U کم‌تر است. در مقایسه‌ای بسیار مهم بین شکل‌های (۵-۶) تا (۵-۹) می‌توان دریافت بدون این که پیش‌تندی کابل تأثیر گذار باشد در آرایش منفرد عملکرد بهتری نسبت به آرایش یکپارچه داشته است. در مورد R_U الگوی رفتاری کاملاً تغییر کرده است، به گونه‌ای که آرایش یکپارچه دارای عملکرد بهتری بوده است. همچنین با مقایسه‌ی شکل‌های (۵-۱۰) تا (۵-۱۳) کاملاً مشهود است بی‌آنکه نوع آرایش کابل‌ها مؤثر باشد؛ استفاده از کابل پیش‌تیده سبب افزایش R_I و R_U شده است.

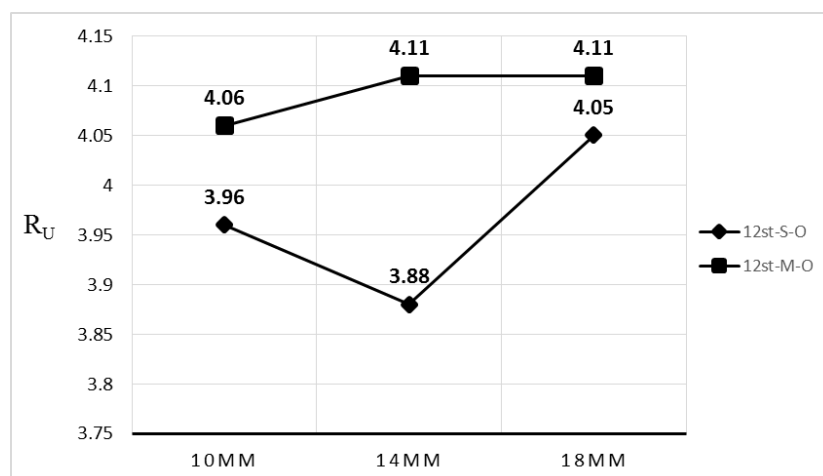
۵-۲-۳- بررسی اثر تغییر قطر کابل بر R

در این قسمت به بررسی اثر تغییر قطر کابل می‌پردازیم. از آن جایی که سازه‌های نسبتاً بلند دارای مقاومت جانبی کم‌تراند و به تغییر مکان‌های جانبی بیش‌تر حساس‌اند، اثر تغییر قطر کابل و پیش‌تندی (بخش ۵-۲-۴) را فقط در آن‌ها بررسی می‌کنیم. لازم به بیان است که دامنه‌ی تغییرات قطر کابل در محدوده‌ای نسبتاً کوچک لحاظ شده است تا اثرات تغییر آن قابل پیگیری باشد. از طرفی استفاده از

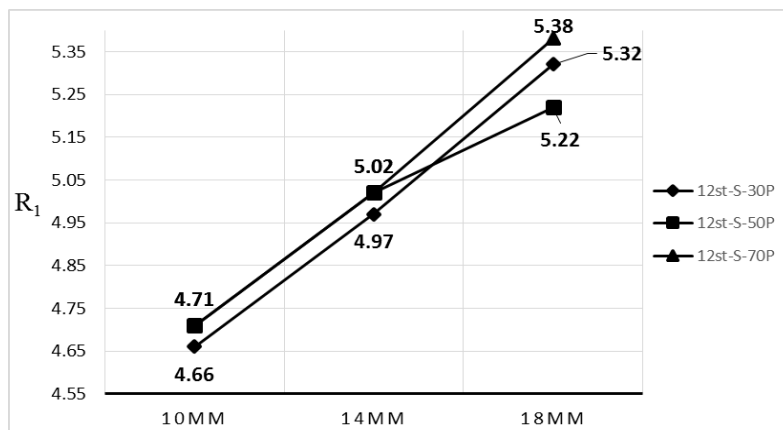
قطرهای بالا به علت سختی زیاد کابل، عملاً اجازه‌ی تغییر مکان جانبی مناسب را از سازه سلب کرده؛ به‌گونه‌ای که رفتار سازه و منحنی ظرفیت آن در محدوده‌ی ارتجاعی باقی می‌ماند که مناسب نیست.



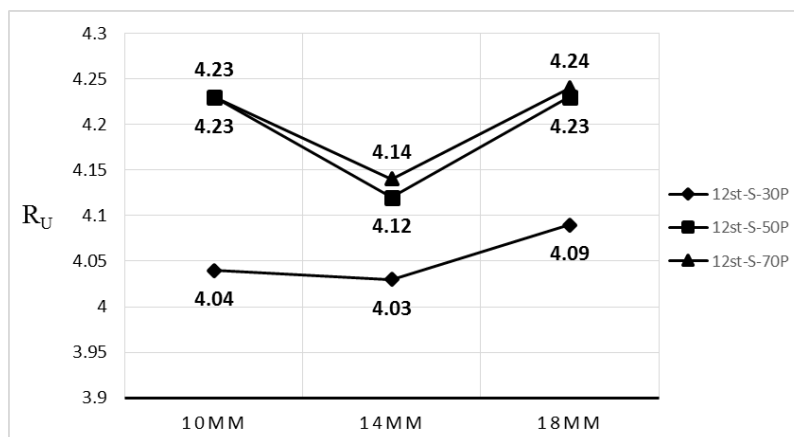
شکل (۵-۱۴) - تغییر R_I قاب خمشی و کابل با آرایش منفرد و یکپارچه در برابر تغییر قطر آن



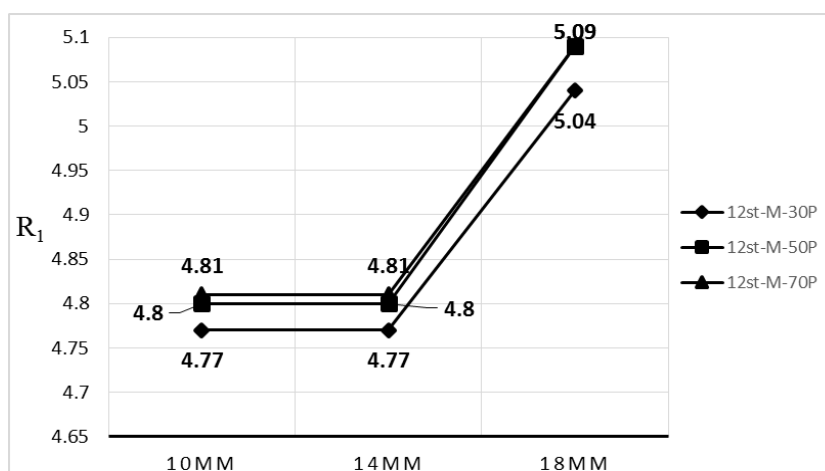
شکل (۵-۱۵) - تغییر R_U قاب خمشی و کابل با آرایش منفرد و یکپارچه در برابر تغییر قطر آن



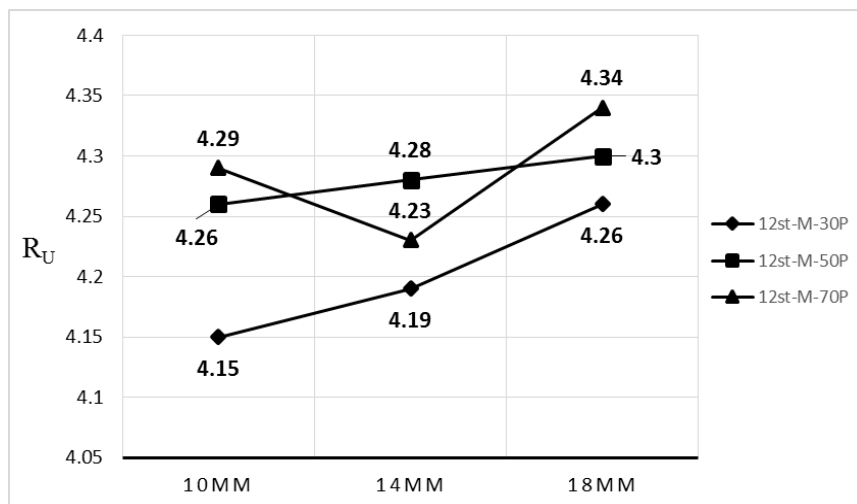
شکل (۵-۱۶) - تغییر R_I قاب خمشی و کابل با آرایش منفرد و ۳۰، ۵۰ و ۷۰ درصد پیش‌تنیدگی در برابر تغییر قطر آن



شکل (۵-۱۷) - تغییر R_U قاب خمشی و کابل با آرایش منفرد و ۳۰، ۵۰ و ۷۰ درصد پیش‌تنیدگی در برابر تغییر قطر آن



شکل (۵-۱۸) - تغییر R_I قاب خمشی و کابل با آرایش یکپارچه و ۳۰، ۵۰ و ۷۰ درصد پیش‌تنیدگی در برابر تغییر قطر آن



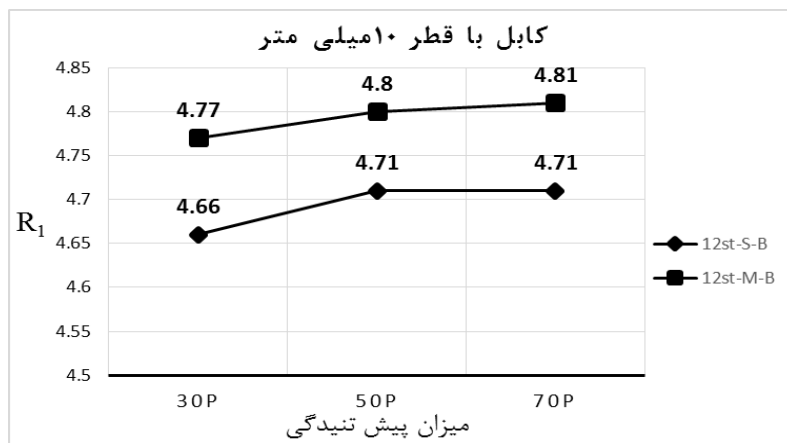
شکل (۵-۱۹) - تغییر R_U قاب خمشی و کابل با آرایش یکپارچه و ۳۰، ۵۰ و ۷۰ درصد پیش‌تنیدگی در برابر تغییر قطر آن

از نمودارهای (۵-۱۴) و (۵-۱۵) می‌توان دریافت که به‌غیر از یک مورد؛ در مورد کابل‌های معمولی، با افزایش قطر کابل ضریب رفتار بدون تغییر مانده یا افزایش یافته است و این مستقل از آرایش کابل‌ها است.

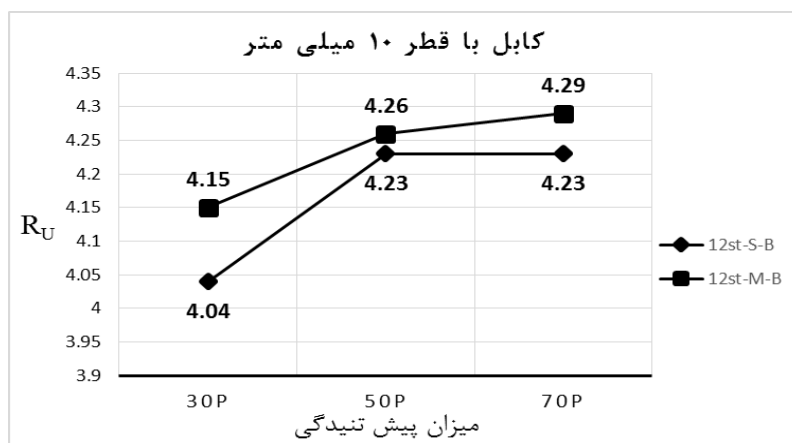
با توجه به شکل‌های (۵-۱۶) تا (۵-۱۹) واضح است که با پیش‌تنیده کردن کابل‌ها، با افزایش قطر کابل، R_I همواره افزایش یافته یا حداقل ثابت و بدون تغییر می‌ماند. اما R_U روند افزایشی‌اش در تغییر قطر از 10mm به 14mm به افت مقدار ضریب رفتار نهایی تغییر وضعیت می‌دهد. همچنین اطلاعات مهم دیگری که از نمودارهای این قسمت حاصل می‌شود آن است که دامنه‌ی تغییر R در تغییر قطر از 14mm به 18mm بزرگ‌تر از میزان نظیرش از 10mm به 14mm است.

۵-۲-۴ - بررسی اثر تغییر میزان پیش‌تنیدگی بر R

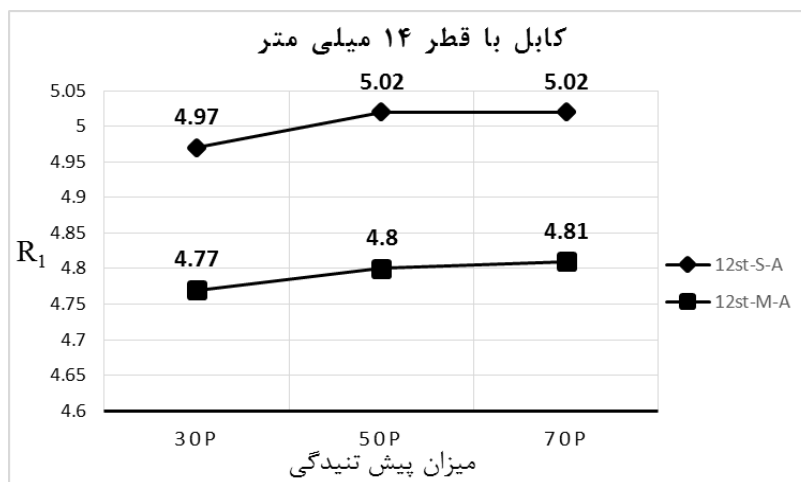
در این قسمت تأثیر تغییر در مقدار پیش‌تنیدگی بر R بررسی می‌شود.



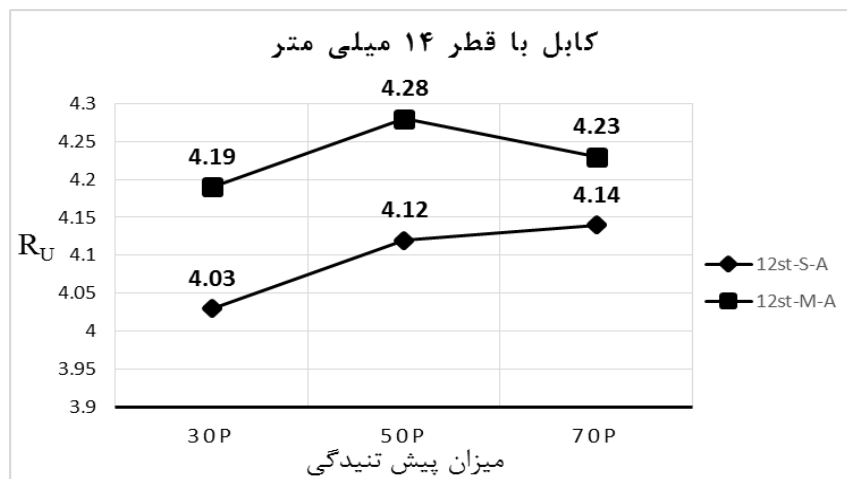
شکل (۵-۲۰) - تغییر R_1 قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 10mm) در برابر میزان پیش تنیدگی



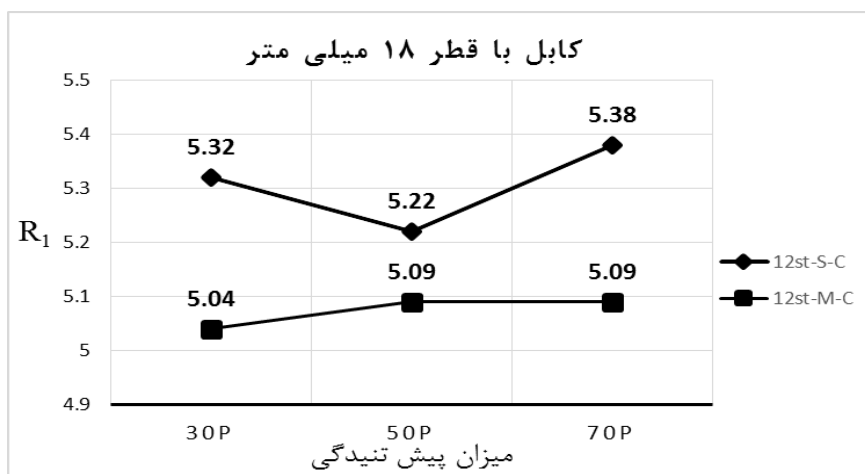
شکل (۵-۲۱) - تغییر R_U قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 10mm) در برابر میزان پیش تنیدگی



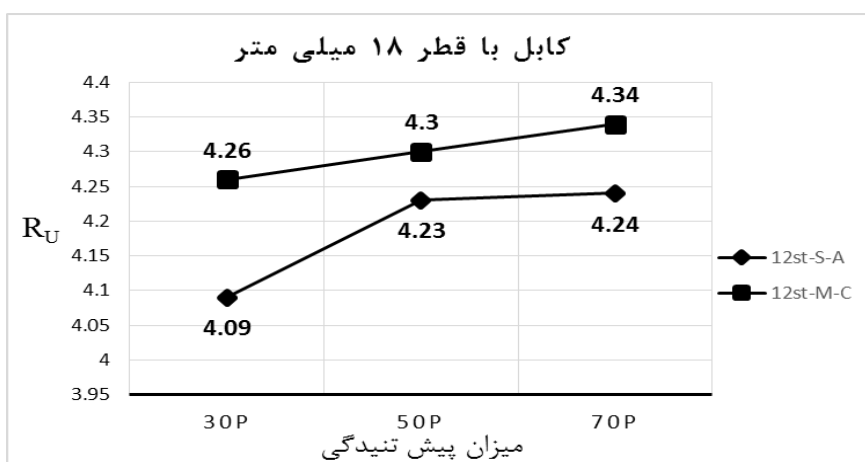
شکل (۵-۲۲) - تغییر R_1 قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 14mm) در برابر میزان پیش تنیدگی



شکل (۵-۲۳)- تغییر R_U قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 14mm) در برابر میزان پیش تنیدگی



شکل (۵-۲۴)- تغییر R_1 قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 18mm) در برابر میزان پیش تنیدگی



شکل (۵-۲۵)- تغییر R_U قاب خمشی با کابل منفرد و یکپارچه (قطر 18mm) در برابر میزان پیش تنیدگی

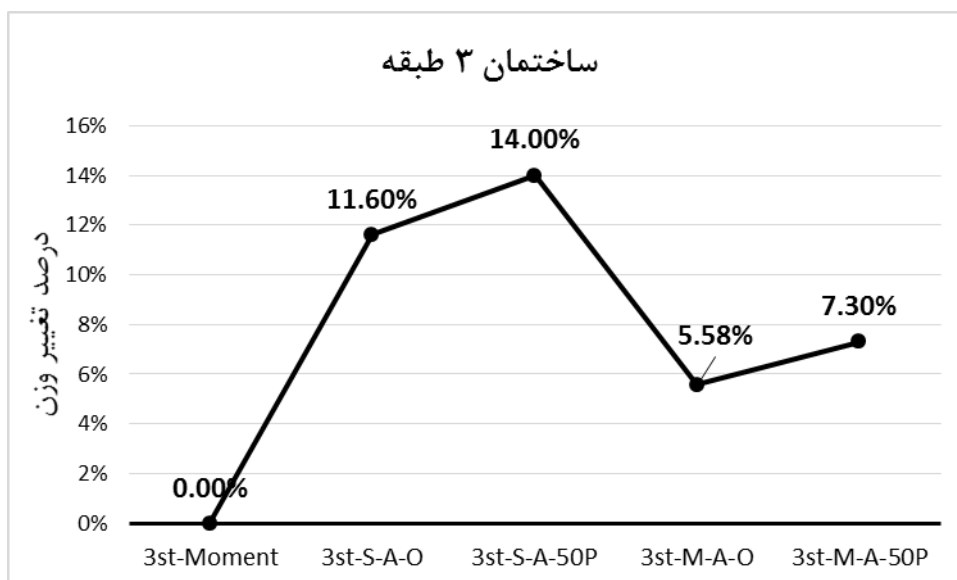
از نمودارهای (۵-۲۰) تا (۵-۲۵) هویدا است که غالباً با افزایش میزان پیش‌تنیدگی، ضریب رفتار اولیه و نهایی افزایش یافته؛ بدون آن که تأثیری از نوع آرایش کابل بپذیرد. مطلب اساسی دیگر آن است که مطابق آنچه در نمودارهای قسمت اول گفته شد، برای ساختمان‌های با قطر 14mm آرایش منفرد کابل‌ها منجر به رفتار بهتری از حیث مقدار R_I خواهد داشت اما در مورد R_u الگو کاملاً تغییر کرده و آرایش یکپارچه عملکرد بهتری دارد. مطلب اخیر در مورد نحوه‌ی تغییر ضریب رفتار اولیه و نهایی در مورد کابل 18mm نیز کاملاً صادق است. اما در مورد کابل 10mm الگوی تغییر R_I و R_u کاملاً در تقابل با رفتار دو کابل قبلی است، به گونه‌ای که در مورد R_I آرایش یکپارچه و در مورد R_u نیز آرایش یکپارچه عملکرد بهتری خواهد داشت، بنابراین قطر کابل و آرایش آن دو پارامتر مکمل که از یکدیگر تأثیر می‌پذیرند قلمداد می‌شود.

۵-۳- بخش دوم: بررسی وزن سازه

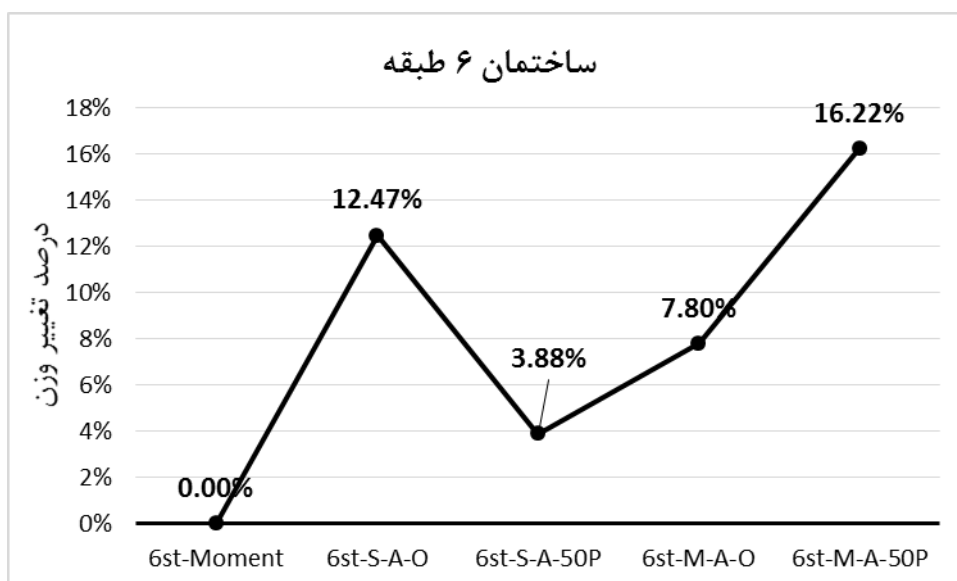
مشابه نمودارهایی که در بخش اول به نمایش گذاشته شد، تغییر وزن اسکلت هریک از مدل‌ها نسبت به قاب خمشی بر حسب درصد در این بخش آورده شده است. نمودارهای این بخش در دو قسمت ارائه می‌گردد. در این نمودارها منظور از تغییر وزن مثبت کاهش وزن اسکلت سازه و منظور از تغییر وزن منفی افزایش وزن است.

۵-۳-۱- بررسی تغییرات وزن ساختمان کوتاه و نسبتاً کوتاه

در این قسمت به بررسی تغییرات وزن ساختمان ۳ و ۶ طبقه پرداخته می‌شود.



شکل (۵-۲۶) - درصد تغییر وزن ساختمان ۳ طبقه در برابر نوع مدل



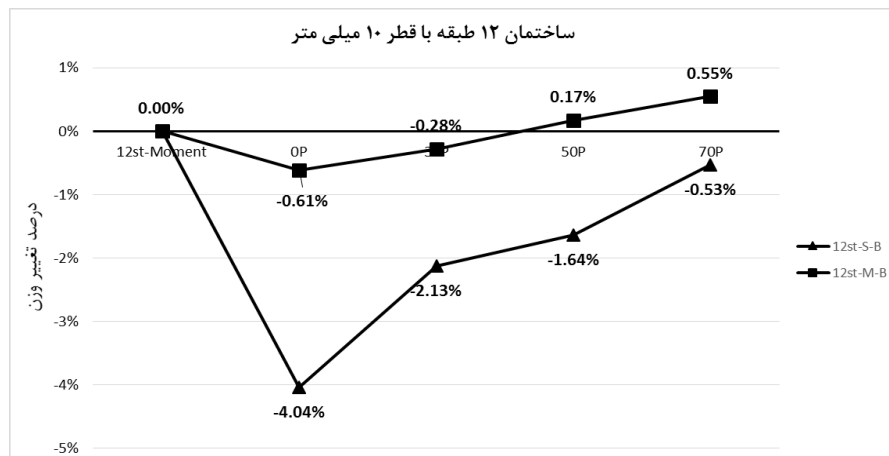
شکل (۵-۲۷) - درصد تغییر وزن ساختمان ۶ طبقه در برابر نوع مدل

از دو شکل بالا می‌توان نتیجه گرفت سیستم مهاربند کابلی نسبت به قاب خمشی سبب کاهش وزن در ساختمان‌های کوتاه و نسبتاً کوتاه می‌شود. در سازه‌ی ۳ طبقه آرایش منفرد پیش‌تنیده و در ۶ طبقه آرایش یکپارچه‌ی پیش‌تنیده بیش‌ترین میزان کاهش وزن را نشان داده است که نشان از تأثیر

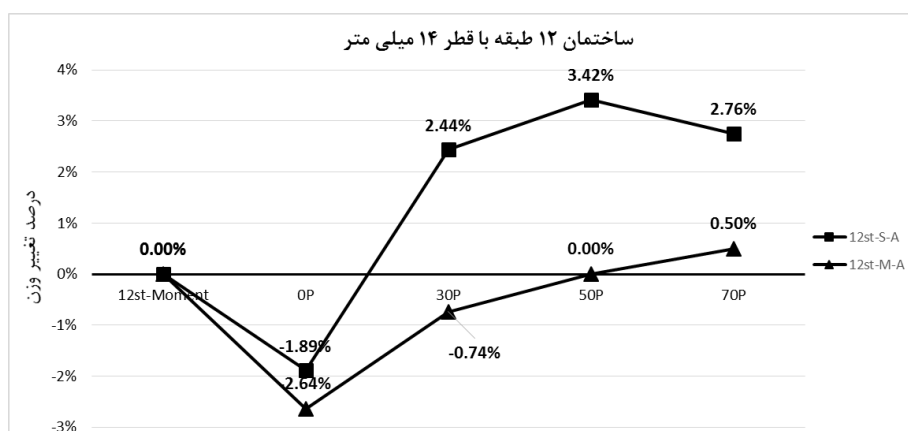
زیاد پیش‌تنیدگی بر رفتار سازه از جمله بر وزن آن دارد به گونه‌ای که به‌طور کلی می‌توان گفت غالباً با پیش‌تنیده کردن کابل‌ها کاهش وزن سازه بیشتر خواهد شد. در نگاهی دیگر، در هر دو سازه‌ی ۳ و ۶ طبقه؛ اگر کابل‌ها پیش‌تنیده نباشند آرایش منفرد عملکرد بهتری نسبت به یکپارچه دارد ولی اگر کابل‌ها پیش‌تنیده شوند، در سازه‌ی ۶ طبقه آرایش یکپارچه عملکرد بهتری خواهد داشت.

۵-۳-۲- بررسی اثر تغییر قطر، آرایش و میزان پیش‌تنیدگی کابل بر وزن سازه متوسط

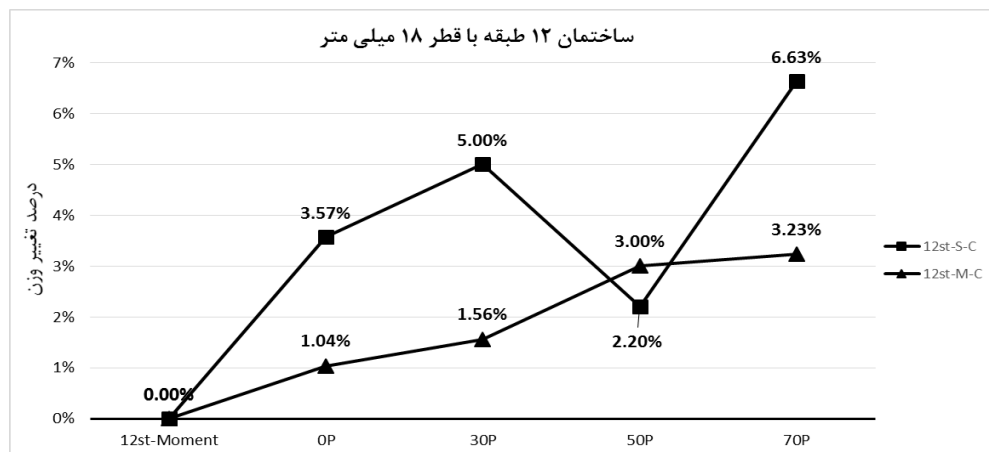
در این قسمت سازه‌ی با ارتفاع متوسط تحت بررسی قرار می‌گیرد. یعنی مشابه بخش اول اثر تغییر میزان پیش‌تنیدگی، قطر و آرایش کابل‌ها روی وزن سازه بررسی می‌شود.



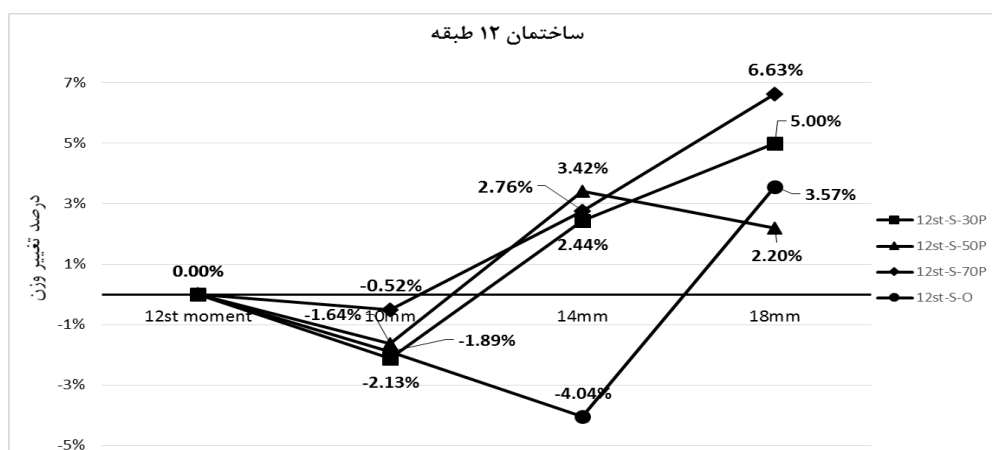
شکل (۵-۲۸)- درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 10mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی



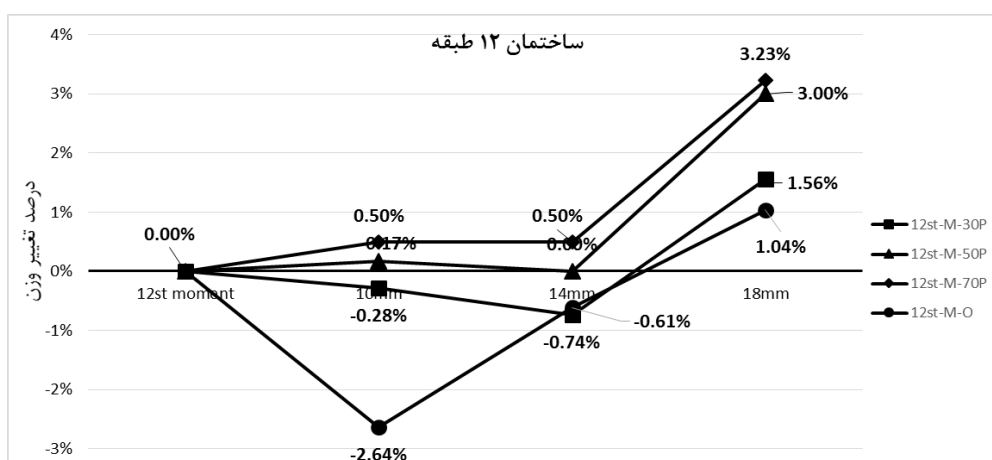
شکل (۵-۲۹)- درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 14mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی



شکل (۵-۳۰) - درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با قطر 18mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی



شکل (۵-۳۱) - درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با آرایش منفرد در برابر تغییر قطر کابل



شکل (۵-۳۲) - درصد تغییر وزن ساختمان ۱۲ طبقه با آرایش یکپارچه در برابر تغییر قطر کابل

در شکل‌های (۵-۲۸) تا (۵-۳۰) مشهود است که آرایش منفرد در کاهش وزن سازه نسبت به قاب خمشی یا حداقل کاهش افزایش وزن آن موفق‌تر عمل کرده است. به علاوه کاملاً هویدا است افزایش پیش‌تنیدگی در کاهش وزن سازه نسبت به قاب خمشی یا قاب مهاربندی شده با کابل معمولی تأثیر مثبت گذاشته است. همچنین از منظری دیگر می‌توان مشاهده نمود که الگوی افزایش یا کاهش وزن در هر دو آرایش تا حد زیادی مشابه یکدیگر است به گونه‌ای که حتی شیب تغییرات از یک نقطه به نقطه‌ای دیگر (از یک میزان پیش‌تنیدگی به میزانی دیگر) نیز تا حد زیادی مشابه است و این به معنای آن است که تغییر میزان پیش‌تنیدگی الگوی رفتاری یکسانی را مستقل از آرایش کابل‌ها به آن اعمال می‌کند.

از شکل‌های (۵-۳۱) و (۵-۳۲) نیز به نکات ارزشمندی پی برده می‌شود. با افزودن کابل به قاب خمشی وزن سازه افزایش پیدا می‌کند ولی در قطر ۱۸ میلی متر این قاعده برقرار نبوده و وزن سازه کم شده است. با افزایش قطر، روند کاهش وزن چه در مورد کابل معمولی چه در مورد کابل پیش‌تنیده اتفاق می‌افتد. در نگاهی دیگر، می‌توان دریافت آرایش منفرد حساسیت بیش‌تری نسبت به تغییر قطر کابل در قیاس با آرایش یکپارچه از خود نشان می‌دهد و این از تغییرات کم‌تر شیب خطوط آرایش یکپارچه در مقایسه با آرایش منفرد برداشت شده است. در قیاسی کلی‌تر بین نمودارهای بخش ۵-۳-۱ و ۵-۳-۲، می‌توان اشاره کرد که عملکرد مهاربندی با کابل در ساختمان‌های کوتاه به لحاظ کاهش وزن نسبت به ساختمان‌های متوسط بهتر بوده است.

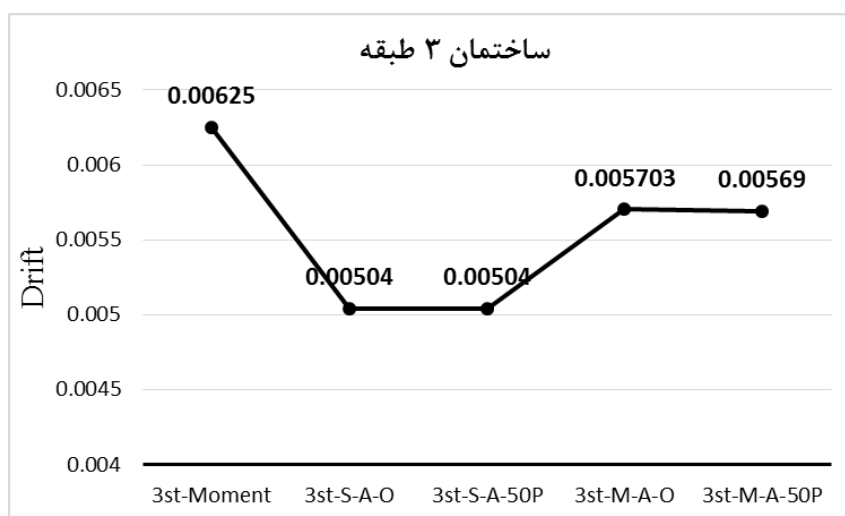
۵-۴- بخش سوم: بررسی تغییر دررفت

در آخرین بخش این فصل مشابه دو بخش قبلی از نقطه نظر نسبت تغییر مکان جانبی نسبی نهایی به ارتفاع طبقه (دررفت) سعی می‌شود شناخت کامل‌تری از سازه‌ی تحت بررسی به‌دست آوریم؛ تا بدین ترتیب دغدغه‌ی شناخت رفتار در ۳ پارامتر اساسی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای که همان ضریب رفتار، وزن و

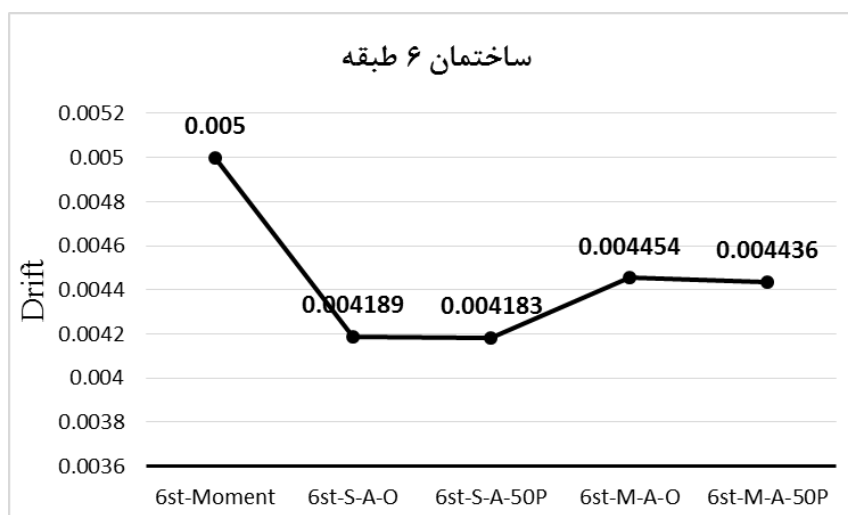
دریافت می‌باشد را تقریباً برطرف نموده و در ارائه‌ی یک قضاوت مهندسی نسبت به این مدل مهاربندی هوشمندانه‌تر عمل شود. مشابه بخش دوم نمودارها در دو قسمت ارائه می‌شود.

۵-۴-۱- بررسی تغییرات دریافت ساختمان کوتاه و نسبتاً کوتاه

در نمودارهای این قسمت، سازه‌های ۳ و ۶ طبقه از جنبه‌های مختلف؛ مشابه قالبی که قبل‌تر ارائه شد بررسی می‌شود.



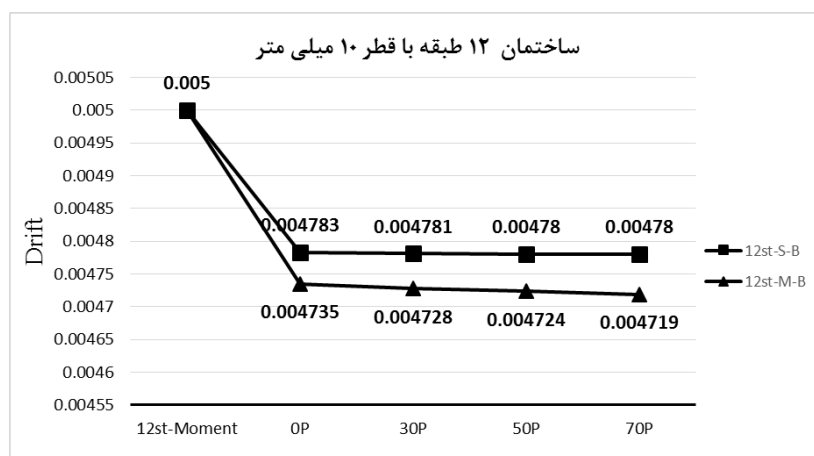
شکل (۵-۳۳)- تغییر دریافت ساختمان ۳ طبقه در برابر تغییر مدل



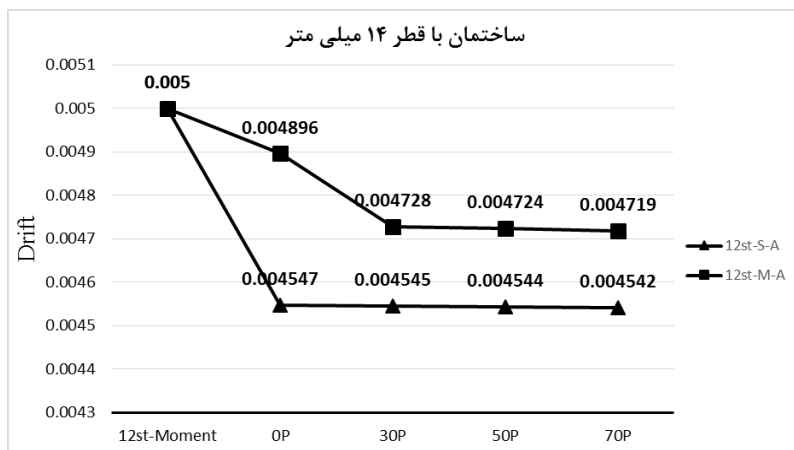
شکل (۵-۳۴)- تغییر دریافت ساختمان ۶ طبقه در برابر تغییر مدل

از نمودارهای اخیر آنچه برمی آید آن است که افزودن کابل به سازه به علت سختی زیادی که به سیستم تحمیل می کند، سبب کاهش محسوس دریفت می شود. این کاهش دریفت برای آرایش منفرد بیش تر از آرایش یکپارچه بوده است. از این لحاظ چون آرایش یکپارچه شکل پذیری بیش تری به سیستم می دهد با عملکرد بهتر ارزیابی می شود. از طرفی همان طور که مشاهده می شود، پیش تنیدگی تأثیر زیادی بر کاهش دریفت نگذاشته است. علت را باید در آن دانست که با پیش تنیده کردن کابل ها نیروی کششی در هر دو کابل پدید می آید و وقتی سازه تحت بارگذاری جانبی زلزله قرار می گیرد؛ در یکی از کابل ها کشش افزایش می یابد (به علت نیروی جانبی زلزله) و در کابل دیگر به علت فشار ناشی از نیروی جانبی از نیروی کششی کابل کاسته می شود تا جایی که ممکن است کشش در کابل تحت فشار به صفر برسد و کابل که حالا تحت نیروی فشاری خالص است از کار بیفتد. از آنجایی که ظرفیت کششی کابل ها بسیار زیاد است عملاً اتفاقی که در بالا ذکر شد نمی افتد، به گونه ای که تحت بار جانبی زلزله عملاً هر دو کابل هنوز دارای نیروی کششی کمتر از ظرفیت خود قرار دارند. لذا بار جانبی همان میزان نیرویی که صرف افزایش نیروی مهاربند کششی می کند را نیز باید صرف غلبه بر نیروی کششی مهاربندی که تحت فشار قرار دارد بکند. در نتیجه در تغییر مکان جانبی سازه تغییر محسوسی پدید نمی آید.

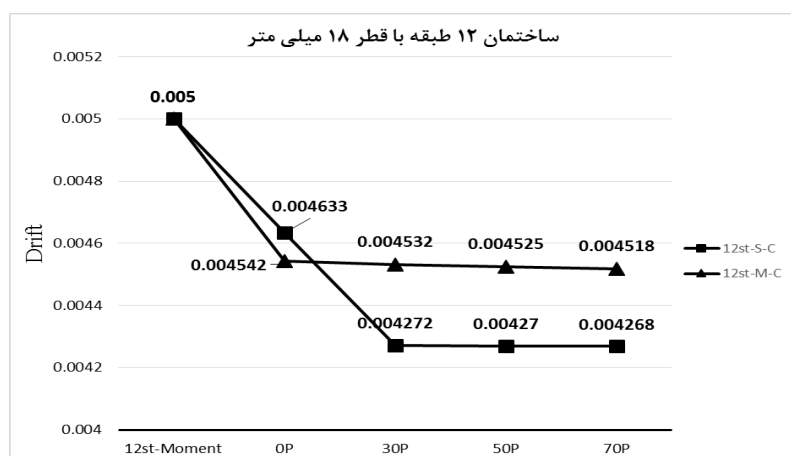
۵-۴-۲- بررسی اثر تغییر قطر، آرایش و میزان پیش تنیدگی کابل بر دریفت سازه متوسط در این قسمت نیز به بررسی سازه ی ۱۲ طبقه پرداخته می شود.



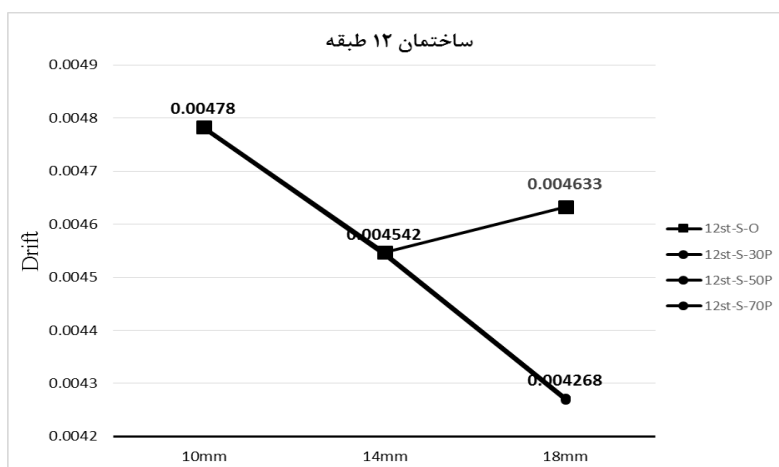
شکل (۵-۳۵) - تغییر دریفت ساختمان ۱۲ طبقه با کابل 10mm در برابر تغییر میزان پیش تنیدگی



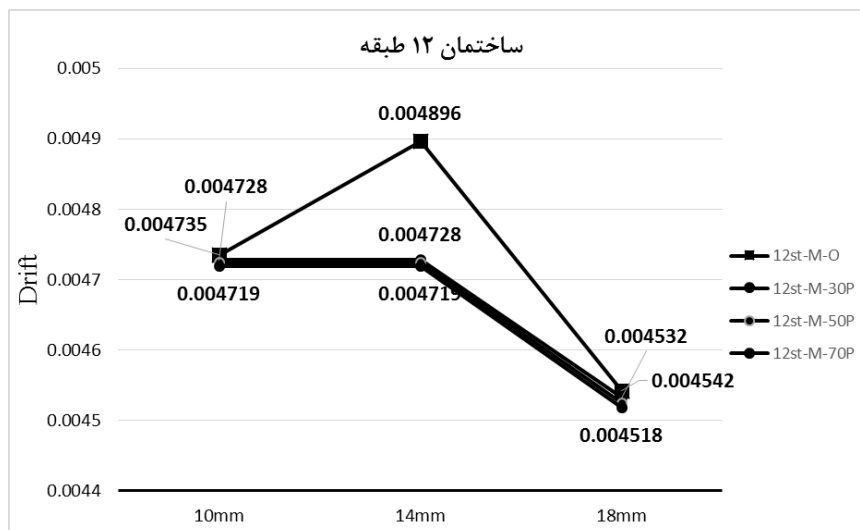
شکل (۳۶-۵) - تغییر در یفت ساختمان ۱۲ طبقه با کابل 14mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی



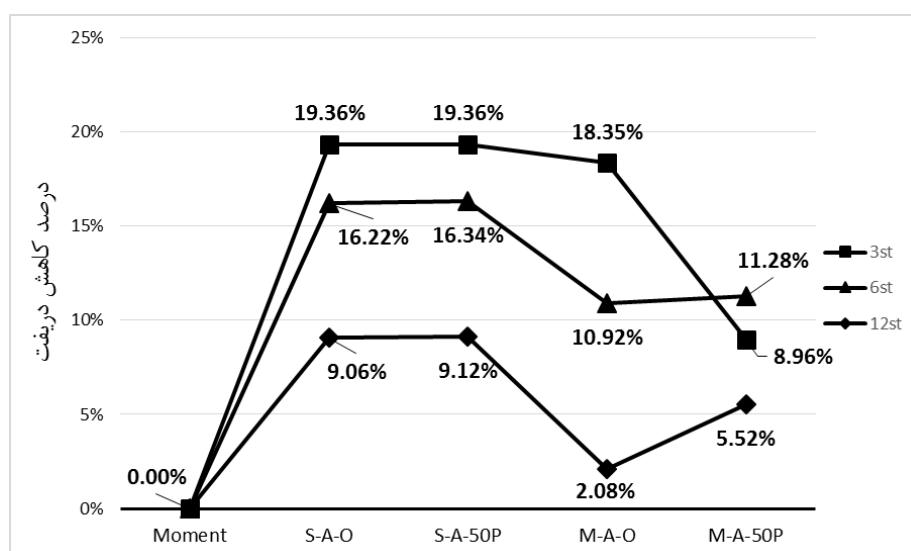
شکل (۳۷-۵) - تغییر در یفت ساختمان ۱۲ طبقه با کابل 18mm در برابر تغییر میزان پیش‌تنیدگی



شکل (۳۸-۵) - تغییر در یفت ساختمان ۱۲ طبقه با آرایش منفرد در برابر تغییر قطر کابل



شکل (۵-۳۹) - تغییر دررفت ساختمان ۱۲ طبقه با آرایش یکپارچه در برابر تغییر قطر کابل



شکل (۵-۴۰) - تغییر دررفت ساختمان‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه با کابل ۱۴mm در برابر تغییر مدل

از نمودارهای این قسمت نیز اطلاعات مهمی استخراج می‌گردد. از نمودارهای (۵-۳۵) تا (۵-۳۷) می‌توان پی برد که با افزودن کابل، دررفت سازه نسبت به قاب خمشی به طور محسوسی کاهش یافته است ولی با افزایش پیش‌تنیدگی تأثیر مهمی بر دررفت سازه اعمال نگشته است که دلیل آن در بخش ۵-۴-۱ بیان شد. نکته‌ی مهم دیگری که قابل مشاهده می‌باشد آن است که در آرایش یکپارچه دررفت

سازه بیش‌تر از آرایش منفرد است و این یعنی آرایش یکپارچه دارای شکل‌پذیری بیش‌تری است. البته در مورد سازه با کابل 10mm این‌گونه نبوده ولی اختلاف بسیار اندک است.

از شکل‌های (۵-۳۸) و (۵-۳۹) نیز می‌توان دریافت که با افزایش قطر کابل پیش‌تنیده، دریافت سازه کاهش می‌یابد. در مورد کابل معمولی آرایش کابل موثر است؛ چراکه در آرایش منفرد، با افزایش قطر کابل ابتدا شاهد کاهش و سپس افزایش دریافت هستیم، حال آن‌که در آرایش یکپارچه عکس مطلب اخیر برقرار است و با افزایش قطر کابل، ابتدا دریافت افزایش و سپس کاهش می‌یابد. همچنین با نگاهی دقیق‌تر به دو نمودار اخیر می‌توان دریافت که با افزایش قطر کابل، دامنه‌ی اختلاف دریافت بین آرایش منفرد و یکپارچه افزایش می‌یابد؛ لذا می‌توان گفت آرایش کابل و قطر آن دو پارامتر مکمل یکدیگر در نحوه‌ی تأثیرگذاری بر دریافت سازه هستند.

در آخر با توجه به نمودارهای شکل (۵-۴۰) کاملاً واضح است که با افزایش ارتفاع سازه، دریافت آن کمتر کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر کاهش شکل‌پذیری سازه که با افزودن کابل و سختی ناشی از آن قابل انتظار است را می‌توان با افزایش ارتفاع تا حدی جبران نمود و به شکل‌پذیری و دریافت بیش‌تر دست یافت. پس به صورت کلی می‌توان گفت که مهاربندی سازه با کابل در ساختمان‌های کوتاه و نسبتاً کوتاه و در شرایط برابر (به لحاظ قطر، آرایش و پیش‌تنیدگی کابل‌ها) اثر بیش‌تری روی سخت شدن سیستم نسبت به سازه‌ی مشابه با ارتفاع متوسط می‌گذارد.

فصل ۶

نتایج و پیشنهادات

۶-۱- نتیجه گیری

با بررسی و بحث‌های انجام‌شده در فصل ۵ و سایر فصول، نتایج زیر در نهایت حاصل شده است:

۱. الگوی محاسبه‌ی ضریب رفتار با روش سعی و خطا برای همگرایی به یک عدد (R_u)، روشی دقیق و عملی برای محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه است و نماینده‌ای واقعی در نمایش رفتار غیرخطی آن می‌باشد.

۲. R_u کلیه‌ی مدل‌ها کم‌تر از R_I نظیر خود است؛ که منطقی‌تر می‌باشد. زیرا انتظار می‌رود با افزودن کابل به قاب خمشی و کم شدن جابه‌جایی نسبی آن؛ ضریب رفتار سازه کم‌تر از مقدار قاب خمشی شود.

۳. الگوی افت و خیز R_u نسبت به تغییر مدل (که خود شامل تغییر تعداد طبقات، قطر، میزان پیش‌تension و آرایش می‌شود) کاملاً مشابه R_I است.

۴. با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار قاب خمشی کاهش می‌یابد ولی با افزودن کابل، R_I و R_u ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش ارتفاع دامنه‌ی تغییرات R_I در قیاس با R_u کم‌تر بوده است. لذا R_u به تغییر ارتفاع در قیاس با R_I حساس‌تر است.

۵. کابل‌های با آرایش منفرد به علت افزایش R_I عملکرد بهتری داشته است. اما در مورد R_u آرایش یکپارچه بهتر عمل کرده است. البته در مورد کابل با قطر 10mm عکس این مطلب درست است؛ لذا باید گفت آرایش کابل و قطر آن دو پارامتر به هم وابسته به لحاظ تأثیر بر R هستند و نمی‌توان ضریب رفتار را مستقل از در نظر گرفتن این ۲ پارامتر به طور هم‌زمان ارزیابی نمود. از منظر دیگر آرایش کابل و روش محاسبه‌ی R (روش معمول (R_I) و روش این پژوهش (R_u)) نیز دو پارامتر به هم وابسته‌اند.

۶. با پیش‌تنیده شدن کابل‌ها، سختی سازه بیش‌تر افزایش یافته؛ لذا خاصیت جذب انرژی آن بالاتر رفته و در نتیجه سطح زیر منحنی ظرفیت افزایش می‌یابد و این یعنی افزایش میزان R_u و R_1 .

۷. با افزایش قطر کابل، R_1 افزایش یافته یا ثابت می‌ماند اما در مورد R_u ابتدا شاهد کاهش ضریب رفتار و سپس شاهد افزایش آن هستیم. همچنین دامنه‌ی تغییرات R در تغییر قطر از 14mm به 18mm بزرگ‌تر از میزان نظیرش از 10mm به 14mm است. شایان ذکر است چنان‌چه قطر کابل خیلی زیاد باشد، سازه به صورت خطی رفتار کرده و در نتیجه عملکرد مناسب نخواهد داشت. لذا در انتخاب قطر کابل‌های بالا محدودیت وجود دارد.

۸. در نهایت برای کابل‌های معمولی مقدار R_1 از ۴/۵۴ تا ۶/۲۵ و مقدار R_u از ۳/۸۸ تا ۵/۳ متغیر بوده است. برای کابل‌های پیش‌تنیده نیز مقدار R_1 از ۴/۶۶ تا ۶/۹ و مقدار R_u از ۴/۰۳ تا ۶/۹۹ متغیر بوده است.

۹. با افزودن کابل به سازه‌ی کوتاه و نسبتاً کوتاه، وزن سازه کاهش می‌یابد ولی در سازه‌ی متوسط ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر با افزایش قطر کابل وزن سازه کاهش می‌یابد. همچنین در بحث تغییر قطر کابل می‌توان گفت آرایش منفرد حساسیت بیش‌تری نسبت به آرایش یکپارچه از خود نشان می‌دهد.

۱۰. به‌طور کلی به جز سازه‌ی ۶ طبقه که آرایش یکپارچه عملکرد بهتری داشته است، آرایش منفرد در کاهش وزن سازه موفق‌تر عمل کرده است. لذا آرایش کابل و ارتفاع سازه ۲ پارامتر به‌هم وابسته‌اند.

۱۱. با پیش‌تنیده کردن کابل‌ها و افزایش میزان آن، کاهش وزن سازه بیش‌تر خواهد بود. به‌علاوه با تغییر میزان پیش‌تنیدگی از یک مقدار به مقداری دیگر، شیب تغییرات مستقل از آرایش و قطر کابل تا حد زیادی یکسان بوده است. لذا می‌توان گفت تغییر میزان پیش‌تنیدگی الگوی رفتاری یکسانی را به لحاظ تغییر وزن به سازه اعمال می‌کند.

۱۲. به‌طور کلی از حیث کاهش وزن سازه، مهاربندی با کابل در ساختمان‌های کوتاه نسبت به ساختمان‌های با ارتفاع متوسط تأثیر بیش‌تری داشته است.
۱۳. افزودن کابل به سازه به علت سختی زیادی که به سیستم تحمیل می‌کند سبب کاهش محسوس دررفت آن می‌شود. برای آرایش منفرد کاهش دررفت سازه بیش‌تر از آرایش یکپارچه است. لذا از منظر شکل‌پذیری، آرایش یکپارچه با عملکرد بهتر ارزیابی می‌شود.
۱۴. افزایش پیش‌تنیدگی تأثیر محسوسی بر کاهش دررفت نمی‌گذارد ولی با افزایش قطر کابل‌های پیش‌تنیده؛ کاهش دررفت سازه افزایش می‌یابد.
۱۵. آرایش کابل و قطر آن ۲ پارامتر به‌هم وابسته‌ی تأثیرگذار بر دررفت هستند. زیرا برای کابل‌های معمولی، در آرایش منفرد، با افزایش قطر کابل ابتدا شاهد کاهش و سپس افزایش دررفت هستیم؛ حال آن که در آرایش یکپارچه عکس این مطلب برقرار است. به‌علاوه با افزایش قطر کابل دامنه‌ی اختلاف دررفت بین آرایش منفرد و یکپارچه افزایش می‌یابد.
۱۶. با افزایش ارتفاع سازه، دررفت آن کم‌تر کاهش می‌یابد. به‌طور کلی می‌توان گفت مهاربندی سازه با کابل در ساختمان‌های کوتاه و در شرایط برابر (به لحاظ قطر، آرایش و پیش‌تنیدگی کابل‌ها) اثر بیش‌تری روی کاهش دررفت نسبت به سازه‌ی مشابه با ارتفاع متوسط می‌گذارد.

۶-۲- پیشنهادات

۱. در این پژوهش تمرکز بر روی سازه‌های با ارتفاع کوتاه و متوسط بود. پیشنهاد می‌شود در ادامه‌ی این تحقیق، بررسی بر روی سازه‌های بلند که احتمال تحریک‌پذیری آنان به بار باد بیش‌تر از زلزله است انجام شود.

۲. در این پژوهش از پلان یک ساختمان منظم استفاده شد. بررسی نامنظمی هندسی در پلان و ارتفاع خود موضوع تحقیقی مناسب خواهد بود.
۳. پیشنهاد می‌گردد یک سیستم مرکب از کابل‌ها با آرایش منفرد و یکپارچه به صورت توأم، در پلان یا ارتفاع تعریف گردد و حالات مختلف مکان‌یابی مهاربندها و نیز تعداد دهانه‌هایی که به وسیله‌ی هر آرایش مهار می‌شوند؛ بررسی شود.
۴. بررسی تغییر تعداد طبقاتی که به عنوان یک بلوک مهاربندی یکپارچه می‌شوند (به عنوان مثال هر ۴ طبقه مهاربندی شود یا هر ۲ طبقه) می‌تواند مفید باشد.
۵. می‌توان عینا این پژوهش را برای سازه‌های بتنی انجام داد و نتایج آن را به عنوان تحقیقی مناسب گزارش نمود.
۶. ضریب رفتار سیستم مهاربند کابلی با تأخیر در عملکرد کابل تا کنون بررسی نشده است. در این سیستم به قاب خمشی اجازه داده می‌شود تا محدوده‌ای معین تغییر مکان جانبی داده و پس از آن مهاربندها وارد عمل شوند.
۷. تعیین ضریب رفتار، تغییر وزن و دریفت سازه‌ی مهاربندی شده با کابل و لوله‌ی استوانه‌ای فولادی جزو تحقیقاتی است که تا کنون صورت نپذیرفته است. استفاده از الگوی کلی این پژوهش در مورد سیستم اخیر می‌تواند مفید واقع گردد.
۸. در ادامه‌ی این تحقیق می‌توان اثر بررسی تغییر قطر، پیش‌تنیدگی و آرایش کابل‌ها را به کمک روش‌های بهینه‌سازی بررسی و مقدار بهینه‌ای را برای هر متغیر جهت نیل به بیش‌ترین ضریب رفتار، سبک‌ترین سازه و بیش‌ترین تغییر مکان جانبی تعیین نمود.
۹. با توجه به دقت بسیار بالای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و نمایش رفتار واقعی سازه به وسیله‌ی آن‌ها؛ می‌توان این پژوهش را به کمک این نوع تحلیل انجام داده و نتایج را با تحلیل استاتیکی غیرخطی مقایسه نمود.

منابع و مراجع

1. Lotfollahi M. and Alinia M.M. (2009) "Effect of tension bracing on the collapse mechanism of steel moment frames" **J. of. Constructional steel research**, 65, pp 2027-2039.
2. Di sarno L. and Elnashai A. S. (2009) "Bracing system for seismic retrofitting of steel frames" **J. of. Constructional steel research**, 65, pp 452-465.
3. Hou x. and Tagawa H. (2009) "Displacement-restraint bracing for seismic retrofit of steel moment frames" **J. of. Constructional steel research**, 65, pp 1096-1104.
۴. الیهیاری ثانی ع، (۱۳۸۸)، پایان نامه ارشد: "کاربرد کابل به جای بادبند در سازه های بتن آرمه سه بعدی و تعیین ضریب رفتار"، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.
۵. برقیان م، مقصودپور ص، (۱۳۸۷)، "بررسی سیستم کابلی برای مقاوم سازی ساختمان های بتنی و بهینه سازی فرم کابل"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران.
۶. جعفرلو ب، (۱۳۹۱)، پایان نامه ارشد: "مطالعه ضریب رفتار مهارندهای بزرگ"، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.
۷. برقیان م، رحمانی دباغ و، (۱۳۸۹)، "بررسی بکارگیری کابل های پیش تنیده به عنوان مهاربند یکپارچه در سازه های بلند"، اولین کنفرانس ملی سازه و فولاد، ص ۶۱-۵۴، تهران.
۸. منصوری م.ر، بهروش ع، (۱۳۹۰)، "بررسی عملکرد سیستم کابلی میرا در مهاربندی سازه و تعیین فرم بهینه قرارگیری کابل در سیستم مذکور"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان.
۹. محمدیان صبحی م.ر، لطف الاهی یقین م.ع، (۱۳۹۲)، "بررسی عملکرد بادبند کابلی با قرار دادن صفحه فولادی مثلثی و دایره ای شکل در وسط بادبند، تحت بارگذاری هیسترسیس و پوش آور"، چهارمین کنفرانس ملی زلزله و سازه، کرمان.
۱۰. سازگاری آ، ولادی ه، وجودی ر، (۱۳۸۷)، "مقاوم سازی سازه های فولادی با استفاده از بادبندهای کابلی"، سومین کنفرانس ملی مقاوم سازی ایران، تبریز.
۱۱. توفیقی اسفهلان س.ح، برقیان م، (۱۳۹۲)، "معرفی سیستم مهاربند کابلی با آرایش y شکل جهت بهبود عملکرد قاب خمشی فولادی"، اولین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران، معماری و توسعه ای پایدار شهری، تبریز.
12. Gu S. and Tang B. and Shao J. (2011) "Estimation theory on cable's diameter in prestressed mega brace and steel frame structure" **J. of. Applied mechanics and materials**. 94-96, pp 310-315.

13. Gu S. and Tang B. and Ma J. (2012) "Estimation theory on cable's pretension in pre-stressed mega brace and steel frame structure" **J. of. Applied mechanics and materials**, 204-208, pp 1053-1057.
14. Gu S. and Tang B. and Wang F. (2013) " Estimation theory on cross-sectional area of cables in mega steel frame and cable bracing structure" **J. of. Advanced materials research**, 671-674, pp 399-403.
15. Tang B. and Wang F. and Gu S. (2013) "Estimation theory on initial prestress of cables in mega steel frame and cable bracing structure" **J. of. Advanced materials research**, 671-674, pp 404-408.
۱۶. حسین زاده ی. و فرج پور م.ر، (۱۳۹۰)، " مقاوم سازی قاب های خمشی فولادی با استفاده از مهاربندی کابلی"، **مجله ی مهندسی عمران شریف**، شماره ی ۱، دوره ی ۲-۲۹، ص ۹۵-۱۰۱.
۱۷. صابری ا، قاسمی م.ر، (۱۳۹۲)، "بررسی تأثیر میزان سختی لوله رابط در سیستم مهاربند های کابلی با تأخیر بر عملکرد قاب های خمشی شکل پذیر"، **هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران**، زاهدان.
۱۸. اخوان لیل آبادی م.ر، طاحونی ش، (۱۳۸۸)، "تحلیل سازه ها (روش کلاسیک و ماتریس)"، چاپ بیست و هشتم، انتشارات جهاد دانشگاهی دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ص ۴۷۶-۴۸۵.
19. Feyrer K. (2007), "**Wire ropes**", springer, Germany, pp 1-89.
۲۰. اکبر ح.ا، (۱۳۹۲)، "بتن پیش تنیده"، چاپ دوم، انتشارات سیمای دانش، تهران، ص ۱-۲۸.
۲۱. نیکنام ا، میمندی پاریزی ع.ا، پاکنیت ش، (۱۳۹۱)، "بهسازی لرزه ای سازه های فولادی و تحلیل بار افزون"، چاپ اول، انتشارات متفکران، تهران، ص ۱۶۴-۶۴۴.
22. Miranda E. and Bertero V.V. (1994) "Evaluation of strength reduction factor for earthquake –resistance design" **Earthquake spectra**, 2, 10, pp 357-379.
23. Federal Emergency Management Agency, (2000), "**FEMA 356 STANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDING**", ASCE, Virginia.
۲۴. معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، (۱۳۹۲)، "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود- نشریه ی شماره ۳۶۰- تجدیدنظر اول"، تهران.
۲۵. " آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰"، (۱۳۹۳)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران.
۲۶. دفتر مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، "مقررات ملی ساختمان ایران - مبحث ششم- بارهای وارد بر ساختمان"، چاپ دوم، انتشارات نشر توسعه ایران، تهران.

۲۷. علی‌پور آسیابدری ا، صفری سیاهکل م، (۱۳۸۷)، "معرفی برنامه تعیین ضریب رفتار سازه به روش دو خطی کردن نمودار ظرفیت"، همایش ملی مقاوم‌سازی ایران، یزد.
۲۸. ابراهیمیان م، (۱۳۸۹)، پایان‌نامه ارشد: "تعیین ضریب رفتار سازه‌های فولادی متشکل از بادبند همگرا و واگرا و بررسی ضریب رفتار سیستم پیشنهادی بادبندی"، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود.
۲۹. دانشور خرم م.ح، (۱۳۹۱)، پایان‌نامه ارشد: "ضریب رفتار دیوار برشی کوپل بتنی با تیر فولادی"، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.
30. American Institute of Steel Construction, (1999), "**Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design**", 2nd Edition, Chicago.
31. Applied technology council, (1995), "**Structural response modification factors**", Redwood city, California.
32. Uang C.M. (1991) "Establishing R (or R_w) AND C_d Factors for building seismic provisions", **J. Struct. Eng**, **117**, 1, pp 19-28.
۳۳. دفتر مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، "مقررات ملی ساختمان ایران - مبحث دهم - طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"، چاپ اول، انتشارات نشر توسعه ایران، تهران.
۳۴. ازهری م، عموشاهی ح، میرقادری س.ر، (۱۳۹۴)، "طراحی سازه‌های فولادی به روش حالات حدی"، چاپ هفتم، انتشارات ارکان دانش، اصفهان، ص ۹۴-۱۱۰.
35. "**SAP 2000 V.16 Help**". (2013), Computer and structures Inc, California.

Abstract

The Moment Resistant Frame (*MRF*) has a large ductility capacity; but this feature has defects. When huge loads due to earthquake applied to the structure and large displacement occurred, extreme damages applied to structural and nonstructural elements. On the other hand, Concentrically Braced Frames (*CBFs*) have a high elastic stiffness which prevent large drifts. The ability of *CBFs* to dissipate energy result in a good performance against lateral loads. So, combined of *MRF* and *CBFs* can be as dual system for upgrading or a retrofiting strategy after an earthquake. Incorrect implementation in brace connection and buckling of bracing elements are defects of *CBFs*. An idea to eliminate this problem is to utilize steel wire ropes. Having small area sections, light weights, high tensile strength and provide safety against buckling and having high resistance against corrosion, erosion and fatigue are advantages of steel wire ropes. Pre-stressing is a good method to exploit maximum tensile strength and both cables act as tension elements.

This thesis focused on behavior factor, weight and drift of Steel Moment Resistant Frame Braced with Pre-stress Steel Cables (*SMRFBPSCs*). So 3D *SMRFBPSCs* were simulated in buildings with 3, 6 and 12 story in SAP2000. The cables were at 2 arrangement: 1. X shape and single-brace (bracing at each story); 2. X shape and mega brace (bracing 3 story with one pair cable). The cables were pre-stressed. The analysis method was nonlinear static analysis (pushover) and design structural elements accomplished according to limit states method. Earthquake loading conducted by 2800 Iran code (fourth edition).

In calculating R (behavior factor), two method were accomplished in this study; A conventional method (R_I) and a method offered in this study (R_u). In the offered method, earthquake coefficient reformed at each step with from R recent step; try and error process with consideration conditions utilized to convergent to an amount of number.

Results designate in all models, R_u less than corresponding R_I . The change pattern of R_u versus model change, is similar to R_I . Applying pre-stress to cables and increase amount of them, R_I and R_u are increase. Finally in non-prestress cable R_I vary from 4.54 to 6.25 and R_u vary from 3.88 to 5.3; for pre-stressing cable R_I vary from 4.66 to 6.9 and R_u vary from 4.03 to 6.99.

The results of simulation shows by adding cables to *MRFs*; weight of short (3st) and partly short (6st) constructions are decreased but weight of medium structure (12st) decreased at first, then increased. In other words, increasing cable diameter is conduce to weight decrease. Single arrangement had more efficiency in decreasing weight than mega arrangement. Despite partly short construction mega arrangement had better results. Therefor arrangement of cables and height of structure are correlative parameters. Generally, adding cable to short structure had more effect in decreasing the weight of them than medium structure. Pre-stressing cables and increase amount of them cause weight of structure to become lighter than non-prestress cables.

Finally, impression of drift change were evaluated in this study. Adding cable to *MRF* cause drift to decrease noticeably and for single arrangement decreasing was more than mega arrangement; therefor mega arrangement is more desirable because of more ductility. Moreover increasing in pre-stressing had not noticeably impression on drift. Generally, *SMRFBPSC* had more impression on drift of short construction toward medium structure.

KEYWORDS: Dual system, *MRF*, Nonlinear static analysis, Pre-stress cable, Behavior factor, Drift, Limit state design, 2800 Iran code (fourth edition).



Shahrood University of Technology

Faculty of civil engineering

MSc Thesis civil engineering

**Investigation of seismic behavior of steel moment frames
Braced by pre-stress steel cables**

By: Hosein Nasiri

Supervisor:

Dr. V. R. kalatjari

September 2016