





دانشکده عمران و معماری
گروه عمران

عنوان پایان نامه ارشد:
تأثیر سازه قاب های خمشی، دو بعدی و سه بعدی بر ضریب رفتار

دانشجو: سید پوریا کاغی

استاد راهنما:

دکتر وحید رضا کلات جباری

پایان نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

زمستان ۱۳۹۱



دانشگاه پشاور

مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۶)

بسمه تعالی

۹۱
۱۹۴

شماره: ۹۱/۱۲/۱

تاریخ: ۹۱/۱۲/۱

ویرایش:

فرم صورتجلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای سید پوریا کاظمی رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان: تاثیر هندسه قاب های خمشی، ۲ بعدی و ۳ بعدی بر روی ضریب رفتار که در تاریخ ۹۱/۱۱/۳۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

☐ مردود	☐ دفاع مجدد	☒ خوب امتیاز ۱۷/۳۵
--------------------------------	------------------------------------	---

۲- بسیار خوب (۱۸ - ۱۸/۹۹)

۱- عالی (۲۰ - ۱۹)

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

۴- قابل قبول (۱۴ - ۱۵/۹۹)

۳- خوب (۱۶ - ۱۷/۹۹)

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنما	دکتر وحیدرضا کلات جاری	استاد یار	
۳- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی گلی	استاد یار	
۴- استاد ممتحن	دکتر سیدفضل... ساغروانی	استاد یار	
۵- استاد ممتحن	دکتر علی کیهانی	استاد یار	

رئیس دانشکده: احمد احمدی

تشکر صمیمانه

✓ به نام آنکه کلام را آفرید و قدرت تکلم را به بنده اش آموخت و به این حقیر لطف فراوان ارزانی داشت.

✓ تشکر فراوان از پدر و مادر عزیزم که در این راه پرفراز و نشیب حامی همیشگی و بی چشم داشت این کمترین بوده اند.

✓ تشکر فراوان از استاد بزرگوار و اخلاق مدارم، جناب آقای دکتر وحید رضا کلات جباری که مراد این راه یاری رساندن، پیمین از تمامی اساتید دیگر کمال تشکر را دارم.

تعهد نامه

اینجانب سید پوریا کاظمی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران گرایش سازه دانشکده

عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده تاثیر هندسه قاب های خمشی، دو بعدی و سه بعدی

بر ضریب رفتار تحت راهنمایی آقای دکتر وحید رضا کلات جاری متعهد می شوم.

(۱) تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.

(۲) در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.

(۳) مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.

(۴) کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.

(۵) حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.

(۶) در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.

(۷) در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

امضای دانشجو

تاریخ

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

در این پایان نامه سعی شده است تاثیر پارامتر های هندسی سازه بر روی ضریب رفتار سازه، ضریب شکل پذیری سازه، نسبت شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت سازه، پریود سازه و ... مورد مطالعه قرار گیرد. در این پژوهش ضریب رفتار هر مدل به چهار روش مختلف محاسبه شده است.

عناوین کارهای اصلی انجام شده به شرح زیر می باشد :

- ✓ تاثیر ارتفاع سازه بر روی ضریب رفتار
 - ✓ تاثیر ابعاد سازه بر روی ضریب رفتار سازه های با پلان های منظم و نامنظم
 - ✓ تاثیر درصد بازشو بر روی ضریب رفتار سازه در پلان منظم و نامنظم
 - ✓ تاثیر افزایش طول تیر های سازه بر روی ضریب رفتار سازه در کدهای ارتفاعی متفاوت
 - ✓ بررسی تاثیر تعداد قاب های مقاوم بر روی ضریب رفتار سازه
 - ✓ ارائه فرمول تقریبی برای تغییرات ضریب رفتار در ارتفاع و تعداد دهانه های متفاوت
- کلیه مدل های مورد بررسی در ابتدا توسط برنامه Etabs Nonlinear مدل سازی گردیده، و بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ، AISC-ASD89 و نشریه شماره ۳۸۵ تحلیل و طراحی شده است. در مجموع ۱۲۰ مدل برای این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است. نوع مدل های مورد بررسی در فصول بعد به تفصیل توضیح داده خواهد شد.

کلیه مدل های مورد نظر به صورت سه بعدی توسط برنامه Sap Version 14.2 بر اساس ضوابط و دستور العمل FEMA-356 تحت آنالیز استاتیکی غیر خطی قرار گرفته است و مقادیر مورد مطالعه برای هریک از مدل ها استخراج گردیده است.

همان طور که می دانید آئین نامه با یک دسته بندی کلی ضراب رفتار هر سازه را مشخص کرده است، نتایج این تحقیق حاکی از آن است، هر یک از مباحث اصلی ذکر شده در فرایند تحقیق دارای تاثیراتی گاه قابل توجه بر روی ضریب رفتار، ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و.. هستند، که

نیازمند توجه جدی می باشد. تاثیرات ناشی از ارتفاع، تفاوت سختی سازه در دو جهت و افزایش سطح پلان قابل توجه است.

کلمات کلیدی: نسبت شکل پذیری، ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت، ضریب رفتار سازه،

تحلیل استاتیکی غیر خطی، سازه های منظم و نا منظم، قاب های خمشی فولادی، FEMA-356

فصل اول: آشنای با مبانی و روش های تعیین ضریب رفتار

۱-۱- مقدمه و ضرورت انجام تحقیق	۲
۲-۱- تاریخچه شکل گیری و محاسبه ضریب رفتار	۵
۳-۱- پارامترهای موثر بر ضریب رفتار	۸
۱-۳-۱- ضریب اضافه مقاومت	۸
۱-۱-۳-۱- عوامل موثر بر اضافه مقاومت	۹
۲-۳-۱- شکل پذیری	۱۰
۱-۲-۳-۱- ضریب شکل پذیری کلی سازه	۱۰
۲-۲-۳-۱- ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری	۱۱
۳-۲-۳-۱- روش های تعیین ضریب شکل پذیری	۱۲
۱-۳-۲-۳-۱- روش میراندا و برترو	۱۲
۲-۳-۲-۳-۱- روش نیومارک و هال	۱۴
۳-۳-۲-۳-۱- روش کراوینکلر و ناسار	۱۵
۴-۳-۲-۳-۱- روش لایی و بیگز	۱۶
۵-۳-۲-۳-۱- روش ویدیک	۱۷
۳-۳-۱- ضریب قید اضافی	۱۸
۴-۳-۱- د، حه نامعنه	۱۹
۱-۴-۳-۱- اثر نامعینی سازه ای در آیین نامه های مختلف	۲۱
۲-۴-۳-۱- آثار درجه نامعینی بر پاسخ لرزه های سازه ها	۲۳
۴-۱- روش های تعیین ضریب رفتار	۲۴
۱-۴-۱- روش های آمریکای	۲۴
۱-۱-۴-۱- روش ضریب شکل پذیری (یانگ)	۲۴
۱-۱-۴-۱- نتایج روش پیشنهادی یانگ	۲۹
۲-۱-۴-۱- روش طیف (فریمن)	۳۰
۲-۴-۱- روش های اروپای	۳۱
۱-۲-۴-۱- روش تئوری ضریب شکل پذیری	۳۲
۲-۲-۴-۱- روش پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزادی	۳۲
۳-۲-۴-۱- روش انرژی	۳۴

فصل دوم: تحلیل استاتیکی غیر خطی

۱-۲- مقدمه.....	۴۲
۲-۲- معیار انتخاب روش استاتیکی غیر خطی.....	۴۳
۳-۲- شرح کلی مراحل انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی.....	۴۳
۱-۳-۲- معیارهای پذیرش برای روش های غیر خطی.....	۴۴
۲-۳-۲- معیارهای پذیرش برای سازه های فولادی بر اساس FEMA-356.....	۴۶
۳-۳-۲- توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیر خطی.....	۴۹
۱-۳-۳-۲- ترکیب بار ثقیلی.....	۵۱
۲-۳-۳-۲- ترکیب بار مورد استفاده در تحلیل استاتیکی غیر خطی.....	۵۱
۳-۳-۳-۲- اثرات بارهای ثقیلی در تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه ها تحت اثر بارهای جانبی.....	۵۴
۴-۳-۲- دو خطی کردن نمودار ظرفیت سازه.....	۵۵
۵-۳-۲- محاسبه زمان تناوب موثر سازه.....	۵۶
۶-۳-۲- ملاحظات خاص پیش.....	۵۷
۷-۳-۲- کنترل واژگونی در روش های تحلیل غیر خطی.....	۵۸
۸-۳-۲- اثر پی دلتا.....	۵۸
۹-۳-۲- طیف طرح.....	۵۹
۱۰-۳-۲- محاسبه تغییر مکان هدف.....	۵۹
۴-۲- مراحل کلیدی مدل سازی نرم افزاری در SAP2000.....	۶۵
۱-۴-۲- معرفی مشخصات مصالح.....	۶۵
۲-۴-۲- معرفی بار مرده، زنده، جانبی.....	۶۶
۳-۴-۲- معرفی مشخصات الگوی بارگذاری در تحلیل استاتیکی غیر خطی.....	۶۷
۴-۴-۲- تعریف مشخصات طیف پاسخ برای سطح خطر مورد نیاز.....	۷۲
۵-۴-۲- تعریف خصوصیات مفاصل پلاستیک در نرم افزارهای SAP2000.....	۷۳
۱-۵-۴-۲- تعریف مفاصل در تیرها و ستون ها.....	۷۳
۶-۴-۲- محاسبه تابع نیاز و تغییر مکان هدف.....	۷۸
۷-۴-۲- مشاهده خروجی های مدل پس از تحلیل استاتیکی غیر خطی.....	۷۹
۸-۴-۲- نحوه بدست آوردن ضریب رفتار پس از تحلیل استاتیکی غیر خطی.....	۸۲

فصل سوم: مبانی طراحی بر اساس سطح عملکرد

۱-۳- مقدمه.....	۸۷
-----------------	----

۲-۳- رفتار اعضای سازه ای با توجه به منحنی نیرو - تغییر شکل.....	۹۰
۱-۲-۳- رفتار شکل پذیر نوع یک	۹۰
۲-۲-۳- رفتار شکل پذیر نوع دو	۹۱
۳-۲-۳- رفتار ترد	۹۱
۳-۳- مشخصات مصالح.....	۹۲
۱-۳-۳- روش به دست آوردن کرانه پایین مقاومت مصالح و مقاومت مورد انتظار مصالح در طراحی.....	۹۲
۴-۳- نحوه تقسیم بندی اعضای اصلی و غیر اصلی	۹۵
۵-۳- مدل سازی ساختمان.....	۹۶
۶-۳- سطوح عملکرد اجزای سازه ای و غیر سازه ای.....	۹۷
۱-۶-۳- سطوح عملکرد اجزای سازه ای.....	۹۷
۲-۶-۳- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای.....	۹۸
۷-۳- سطوح هدف عملکرد ساختمان.....	۹۸
۸-۳- احتمال رخ داد سطوح مختلف زلزله.....	۹۹
۹-۳- سطوح بهسازی.....	۱۰۰
۱-۹-۳- بهسازی مبنا	۱۰۱
۲-۹-۳- بهسازی مطلوب	۱۰۱
۵-۹-۳- بهسازی ویژه	۱۰۱
۳-۹-۳- بهسازی محدود	۱۰۲
۴-۹-۳- بهسازی موضعی	۱۰۲

فصل چهارم : آشنای با مدل ها

۱-۴- مقدمه.....	۱۰۵
۲-۴- مشخصات کلی سازه ها.....	۱۰۵
۱-۲-۴- مشخصات مصالح	۱۰۵
۲-۲-۴- مشخصات بار ثقیلی و نوع سقف.....	۱۰۶
۳-۲-۴- مشخصات خاک و بار زلزله.....	۱۰۶
۴-۲-۴- محاسبه زمان تناوب و ضریب برش پایه.....	۱۰۶
۵-۲-۴- معرفی مقاطع مورد استفاده در مدل سازی.....	۱۰۸
۶-۲-۴- نحوه کنترل سازه و آیین نامه طراحی.....	۱۰۹
۷-۲-۴- معرفی مدل های مربوط به تاثیر ارتفاع و تعداد دهانه.....	۱۰۹
۸-۲-۴- معرفی مدل های مربوط به نسبت ابعادی سازه.....	۱۱۰

۹-۲-۴- معرفی مدل های مربوط به افزایش سطح پلان.....	۱۱۵
۱۰-۲-۴- معرفی مدل های مربوط به تاثیر درصد بازشو.....	۱۱۶

فصل پنجم : بررسی نتایج تحقیق

۱-۵- مقدمه.....	۱۲۲
۲-۵- جداول داده ها و پارامترهای لرزه ای حاصل از تحلیل غیر خطی.....	۱۲۲
۱-۲-۵- بررسی زمان تناوب مدل ها.....	۱۳۶
۲-۲-۵- بررسی نسبت و ضریب شکل پذیری سازه ها.....	۱۳۷
۳-۲-۵- بررسی ضریب اضافه مقاومت مدل ها.....	۱۴۱
۴-۲-۵- بررسی ضریب رفتار سازه ها.....	۱۴۷
۵-۲-۵- ارائه فرمول پیشنهادی برای تاثیر ارتفاع و دهانه سازه، بر روی ضریب رفتار.....	۱۵۶

فصل ششم : نتیجه گیری و پیشنهادات

۱-۶- مقدمه.....	۱۶۱
۲-۶- نتایج.....	۱۶۲
۳-۶- پیشنهادات.....	۱۶۴

منابع و مراجع.....	۱۶۵
--------------------	-----

- شکل (۱-۱) تغییرات نیاز شکل‌پذیری تغییرمکانی با تغییر در مقاومت جانبی سیستم..... ۱۱
- شکل (۲-۱) طیف ارتجاعی و غیرارتجاعی با شکل‌پذیری ثابت..... ۱۲
- شکل (۳-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ میراندا و برترو برای زمین‌های سنگی..... ۱۳
- شکل (۴-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ میراندا و برترو برای زمین‌های رسوبی..... ۱۳
- شکل (۵-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ نیومارک و هال..... ۱۴
- شکل (۶-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ کراونکلر و نسا..... ۱۶
- شکل (۷-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ لایی و بیگز..... ۱۷
- شکل (۸-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ ویدیک..... ۱۸
- شکل (۹-۱) سیستم‌های قاب خمشی مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای..... ۱۸
- شکل (۱۰-۱) منحنی پاسخ واقعی و ایده‌آل کلی سازه..... ۲۵
- شکل (۱۱-۱) طیف نیروهای وارد بر سازه در دو حالت ارتجاعی و غیر ارتجاعی..... ۳۱
- شکل (۱۲-۱) مدل ساده شده با ظرفیت باز توزیع پلاستیک..... ۳۳
- شکل (۱۳-۱) روش نیومارک معادل..... ۳۳
- شکل (۱۴-۱) روش انرژی..... ۳۴
- شکل (۱۵-۱) طیف انرژی برای روش کاتو و آکایاما..... ۳۸
- شکل (۱-۲) نمودار ظرفیت سازه در دو حالت خطی و غیر خطی..... ۴۴
- شکل (۲-۲) معیار پذیرش برای اعضای اصلی (P) و اعضای غیر اصلی (S)..... ۴۵
- شکل (۳-۲) منحنی نیرو-تغییر شکل غیرخطی اجزا..... ۴۶
- شکل (۴-۲) الگوهای مختلف بار جانبی..... ۵۲
- شکل (۵-۲) تقریب دو خطی منحنی ظرفیت به روش پاولی و پریستلی..... ۵۶
- شکل (۶-۲) منحنی ساده شده نیرو-تغییرمکان به روش انرژی..... ۵۶
- شکل (۷-۲) طیف پاسخ شتاب زلزله خاص..... ۵۹
- شکل (۸-۲) طیف طرح نمونه برای خاک‌های مختلف..... ۵۹
- شکل (۹-۲) منحنی ظرفیت با $(\alpha > 0)$ ۶۴

- شکل (۱۰-۲) منحنی ظرفیت با $(\alpha < 0)$ ۶۴
- شکل (۱۱-۲) وارد کردن مشخصات مصالح ۶۵
- شکل (۱۲-۲) معرفی مشخصات بارهای اعمالی..... ۶۶
- شکل (۱۳-۲) معرفی ضریب برش پایه و مقدار K ۶۶
- شکل (۱۴-۲) معرفی ترکیب بار 1 GRAVITI..... ۶۷
- شکل (۱۵-۲) معرفی ترکیب بار 2 GRAVITI..... ۶۷
- شکل (۱۶-۲) معرفی پارامترهای ترکیب بار ثقلی، نقطه کنترلی و جهت تحلیل پوش اور..... ۶۸
- شکل (۱۷-۲) در نظر گرفتن بار نهایی برای ترکیب بارهای ثقلی..... ۶۸
- شکل (۱۸-۲) تعریف الگوی بار فزاینده همگام با ترکیب بار ثقلی 1 Graviti..... ۶۹
- شکل (۱۹-۲) تعریف الگوی بار یکنواخت همگام با ترکیب بار ثقلی 1 Graviti..... ۶۹
- شکل (۲۰-۲) تعریف الگوی بار یکنواخت با در نظر گرفتن اثر همزمانی ، همگام با ترکیب 1 Graviti..... ۷۰
- شکل (۲۱-۲) تعریف الگوی بار مطابق با شکل مود اول ارتعاشی سازه ، همگام با ترکیب 1 Graviti..... ۷۰
- شکل (۲۲-۲) تعیین حالت کنترل شونده توسط تغییر مکان در الگوی بارها و معرفی تغییر مکان هدف..... ۷۱
- شکل (۲۳-۲) تعیین پارامترهای بارهای جانبی در تحلیل پوش اور..... ۷۲
- شکل (۲۴-۲) معرفی طیف طرح..... ۷۲
- شکل (۲۵-۲) اختصاص طول مفاصل برای تیرها..... ۷۴
- شکل (۲۶-۲) انتخاب نوع عضو اصلی برای تیرها و مشخص کردن جهت درجه آزادی..... ۷۴
- شکل (۲۷-۲) معرفی پارامترهای مفصلی برای IPE240 و انتخاب نوع شکل پذیر برای عضو..... ۷۵
- شکل (۲۸-۲) معرفی θ_y & M_y برای تیر و پارامترهای کنترل تغییر شکل بر اساس سطح عملکرد..... ۷۵
- شکل (۲۹-۲) اختصاص طول مفاصل برای ستون ها..... ۷۶
- شکل (۳۰-۲) انتخاب نوع عضو اصلی برای ستون ها و مشخص کردن جهت درجه آزادی..... ۷۷
- شکل (۳۱-۲) معرفی پارامترهای مفصلی برای BOX140x140x1 و انتخاب نوع شکل پذیر برای عضو..... ۷۷
- شکل (۳۲-۲) معرفی پارامترهای FEMA-356 برای یافتن تغییر مکان هدف..... ۷۸
- شکل (۳۳-۲) معرفی پارامترهای FEMA-440 برای یافتن تغییر مکان هدف..... ۷۹

- شکل (۲-۳۴) منحنی نیرو-تغییر مکان سازه برای الگوی بار یکنواخت..... ۸۰
- شکل (۲-۳۵) منحنی دوخطی معادل سازه برای الگوی بار یکنواخت بر اساس FEMA-356..... ۸۰
- شکل (۲-۳۶) جدول تشکیل مفصل پلاستیک در سطوح مختلف و نیرو تشکیل اولین مفصل پلاستیک..... ۸۱
- شکل (۲-۳۷) مشخصات منحنی دوخطی معادل سازه برای الگوی بار یکنواخت بر اساس FEMA-356..... ۸۱
- شکل (۲-۳۸) رسم منحنی دوخطی معادل رفتار سازه و بدست آوردن تغییر مکان و نیروی حد تسلیم..... ۸۲
- شکل (۲-۳۹) کنترل کردن مشخصات نمودار دو خطی بر اساس دو شرط اصلی..... ۸۳
- شکل (۲-۴۰) بدست آوردن ضریب شکل پذیری به روش نیومارک و هال..... ۸۳
- شکل (۲-۴۱) بدست آوردن ضریب شکل پذیری به روش کراوینکلر و ناسار..... ۸۴
- شکل (۲-۴۲) بدست آوردن ضریب شکل پذیری به روش میراندا و برترو..... ۸۴
- شکل (۲-۴۳) بدست آوردن ضریب شکل پذیری به روش ویدیک..... ۸۴
- شکل (۳-۱) طناب سمت راست با قابلیت تغییر شکل زیاد و سمت چپ با قابلیت تغییر شکل کم..... ۸۸
- شکل (۳-۲) منحنی نیرو - تغییر شکل (Type1)..... ۹۰
- شکل (۳-۳) منحنی نیرو - تغییر شکل (Type2)..... ۹۱
- شکل (۳-۴) منحنی نیرو - تغییر شکل (Type3)..... ۹۲
- شکل (۳-۵) ستون گوشه در سازه سه بعدی..... ۹۶
- شکل (۳-۶) سطوح عملکرد سازه ای در سه مرحله..... ۹۸
- شکل (۴-۱) مدل های مربوط به سازه های ۹ طبقه..... ۱۰۹
- شکل (۴-۲) پلان REC(12mx18m) $(\frac{H}{L})=1.5$ ۱۱۰
- شکل (۴-۳) پلان REC(12mx12m) $(\frac{H}{L})=1$ ۱۱۰
- شکل (۴-۴) پلان REC(12mx30m) $(\frac{H}{L})=2.5$ ۱۱۱
- شکل (۴-۵) پلان REC(12mx24m) $(\frac{H}{L})=2$ ۱۱۱
- شکل (۴-۶) پلان REC(12mx36m) $(\frac{H}{L})=3$ ۱۱۱
- شکل (۴-۷) پلان L(12mx18m) $(\frac{H}{L})=1.5$ ۱۱۱
- شکل (۴-۸) پلان L(12mx12m) $(\frac{H}{L})=1$ ۱۱۱

۱۱۱.....	شکل (۹-۴) پلان $(\frac{H}{L})=2.5$ L(12mx30m)	۱۱۱
۱۱۱.....	شکل (۱۰-۴) پلان $(\frac{H}{L})=2$ L(12mx24m)	۱۱۱
۱۱۱.....	شکل (۱۱-۴) پلان $(\frac{H}{L})=3$ L(12mx36m)	۱۱۱
۱۱۲.....	شکل (۱۲-۴) پلان $(\frac{H}{L})=1.5$ T1(12mx18m)	۱۱۲
۱۱۲.....	شکل (۱۳-۴) پلان $(\frac{H}{L})=1$ T1(12mx12m)	۱۱۲
۱۱۲.....	شکل (۱۴-۴) پلان $(\frac{H}{L})=2.5$ T1(12mx30m)	۱۱۲
۱۱۲.....	شکل (۱۵-۴) پلان $(\frac{H}{L})=2$ T1(12mx24m)	۱۱۲
۱۱۳.....	شکل (۱۶-۴) پلان $(\frac{H}{L})=3$ T1(12mx36m)	۱۱۳
۱۱۳.....	شکل (۱۷-۴) پلان $(\frac{H}{L})=1.5$ T2(12mx18m)	۱۱۳
۱۱۳.....	شکل (۱۸-۴) پلان $(\frac{H}{L})=1$ T2(12mx12m)	۱۱۳
۱۱۳.....	شکل (۱۹-۴) پلان $(\frac{H}{L})=2.5$ T2(12mx30m)	۱۱۳
۱۱۳.....	شکل (۲۰-۴) پلان $(\frac{H}{L})=2$ T2(12mx24m)	۱۱۳
۱۱۳.....	شکل (۲۱-۴) پلان $(\frac{H}{L})=3$ T2(12mx36m)	۱۱۳
۱۱۴.....	شکل (۲۲-۴) پلان $(\frac{H}{L})=1.5$ U1(12mx24m)	۱۱۴
۱۱۴.....	شکل (۲۳-۴) پلان $(\frac{H}{L})=2$ U1(12mx18m)	۱۱۴
۱۱۴.....	شکل (۲۴-۴) پلان $(\frac{H}{L})=3$ U1(12mx36m)	۱۱۴
۱۱۴.....	شکل (۲۵-۴) پلان $(\frac{H}{L})=2.5$ U1(12mx30m)	۱۱۴
۱۱۴.....	شکل (۲۶-۴) پلان $(\frac{H}{L})=1.33$ U2(18mx24m)	۱۱۴
۱۱۴.....	شکل (۲۷-۴) پلان $(\frac{H}{L})=1$ U2(18mx18m)	۱۱۴
۱۱۴.....	شکل (۲۸-۴) پلان $(\frac{H}{L})=2$ U2(18mx36m)	۱۱۴
۱۱۴.....	شکل (۲۹-۴) پلان $(\frac{H}{L})=1.66$ U2(18mx30m)	۱۱۴
۱۱۵.....	شکل (۳۰-۴) برشی از پلان های با طول دهانه ۳ متر	۱۱۵
۱۱۵.....	شکل (۳۱-۴) مدل های مربوط به طول دهانه ۳ متر	۱۱۵

- شکل (۳۲-۴) مدل های مربوط به طول دهانه ۵ متر..... ۱۱۵
- شکل (۳۳-۴) مدل های مربوط به طول دهانه ۴ متر..... ۱۱۵
- شکل (۳۴-۴) مدل های مربوط به طول دهانه ۷ متر..... ۱۱۵
- شکل (۳۵-۴) مدل های مربوط به طول دهانه ۶ متر..... ۱۱۵
- شکل (۳۶-۴) مدل مرجع مربعی شکل، با تعداد ۸ دهانه و طول هر دهانه ای برابر با ۳ متر..... ۱۱۶
- شکل (۳۷-۴) مدل L شکل با درصد باز شو 25 % ۱۱۷
- شکل (۳۸-۴) مدل L شکل با درصد باز شو 15 % ۱۱۷
- شکل (۳۹-۴) مدل L شکل با درصد باز شو 56 % ۱۱۷
- شکل (۴۰-۴) مدل L شکل با درصد باز شو 40 % ۱۱۷
- شکل (۴۱-۴) مدل T شکل با درصد باز شو 38 % ۱۱۸
- شکل (۴۲-۴) مدل T شکل با درصد باز شو 19 % ۱۱۸
- شکل (۴۳-۴) مدل T شکل با درصد باز شو 56 % به همراه نمای سه بعدی..... ۱۱۸
- شکل (۴۴-۴) مدل U شکل با درصد باز شو 25 % ۱۱۸
- شکل (۴۵-۴) مدل U شکل با درصد باز شو 12 % ۱۱۸
- شکل (۴۶-۴) مدل U شکل با درصد باز شو 38 % به همراه نمای سه بعدی..... ۱۱۸
- شکل (۴۷-۴) مدل H شکل با درصد باز شو 25 % ۱۱۸
- شکل (۴۸-۴) مدل H شکل با درصد باز شو 12 % ۱۱۸
- شکل (۴۹-۴) مدل H شکل با درصد باز شو 38 % به همراه نمای سه بعدی..... ۱۱۸
- شکل (۱-۵) تغییرات زمان تناوب در مدل های مربوط به اثر ارتفاع..... ۱۳۶
- شکل (۲-۵) تغییرات زمان تناوب در مدل های مربوط به افزایش سطح پلان توسط افزایش طول تیر ها..... ۱۳۷
- شکل (۳-۵) تغییرات نسبت شکل پذیری در ارتفاع..... ۱۳۷
- شکل (۴-۵) تغییرات ضریب شکل پذیری در ارتفاع به روش نیومارک..... ۱۳۸
- شکل (۵-۵) تغییرات ضریب شکل پذیری در ارتفاع به روش میراندا..... ۱۳۸
- شکل (۶-۵) تاثیر بعد سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های REC , L..... ۱۳۹

- شکل (۷-۵) تاثیر بعد سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های T شکل..... ۱۳۹
- شکل (۸-۵) تاثیر بعد سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های U2..... ۱۳۹
- شکل (۹-۵) تاثیر بعد سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های U1..... ۱۳۹
- شکل (۱۰-۵) تاثیر درصد بازشو سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های L شکل..... ۱۴۰
- شکل (۱۱-۵) تاثیر درصد بازشو سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های T شکل..... ۱۴۰
- شکل (۱۲-۵) تاثیر درصد بازشو سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های U شکل..... ۱۴۰
- شکل (۱۳-۵) تاثیر درصد بازشو سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های H شکل..... ۱۴۰
- شکل (۱۴-۵) تاثیر افزایش سطح پلان بر نسبت شکل پذیری..... ۱۴۱
- شکل (۱۵-۵) تاثیر افزایش سطح بر ضریب شکل پذیری به روش میراندا و برترو..... ۱۴۱
- شکل (۱۶-۵) تاثیر افزایش سطح بر ضریب شکل پذیری به روش نیومارک و هال..... ۱۴۱
- شکل (۱۷-۵) تاثیر افزایش ارتفاع و تعداد دهانه بر ضریب اضافه مقاومت سازه..... ۱۴۲
- شکل (۱۸-۵) تاثیر افزایش سطح پلان با افزایش طول تیرها بر روی ضریب اضافه مقاومت..... ۱۴۲
- شکل (۱۹-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های مستطیلی در دو راستا..... ۱۴۲
- شکل (۲۰-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های L شکل، در دو راستا..... ۱۴۳
- شکل (۲۱-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های T(1) شکل، در دو راستا..... ۱۴۳
- شکل (۲۲-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های T(2) شکل، در دو راستا..... ۱۴۳
- شکل (۲۳-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های U(1) شکل، در دو راستا..... ۱۴۴
- شکل (۲۴-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های U(2) شکل، در دو راستا..... ۱۴۴
- شکل (۲۵-۵) تاثیر درصد بازشو بر روی ضریب اضافه مقاومت مدل های L شکل..... ۱۴۴
- شکل (۲۶-۵) تاثیر درصد بازشو بر روی ضریب اضافه مقاومت مدل های T شکل..... ۱۴۵
- شکل (۲۷-۵) تاثیر درصد بازشو بر روی ضریب اضافه مقاومت مدل های U شکل..... ۱۴۵
- شکل (۲۸-۵) تاثیر درصد بازشو بر روی ضریب اضافه مقاومت مدل های H شکل..... ۱۴۵
- شکل (۲۹-۵) تاثیر افزایش ارتفاع و تعداد دهانه بر ضریب رفتار سازه به روش میراندا و برترو..... ۱۴۷
- شکل (۳۰-۵) تاثیر افزایش ارتفاع و تعداد دهانه بر ضریب رفتار سازه به روش نیومارک و هال..... ۱۴۷

- شکل (۵-۳۱) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در تاثیر ارتفاع و تعداد دهانه..... ۱۴۸
- شکل (۵-۳۲) تاثیر افزایش سطح پلان توسط افزایش طول بر ضریب رفتار سازه به روش میراندا و برترو..... ۱۴۸
- شکل (۵-۳۳) تاثیر افزایش سطح پلان توسط افزایش طول بر ضریب رفتار سازه به روش نیومارک و هال..... ۱۴۸
- شکل (۵-۳۴) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در افزایش سطح پلان..... ۱۴۹
- شکل (۵-۳۵) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر ضریب رفتار سازه های مستطیلی به روش میراندا، برترو..... ۱۴۹
- شکل (۵-۳۶) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر ضریب رفتار سازه های L شکل به روش میراندا، برترو..... ۱۴۹
- شکل (۵-۳۷) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر ضریب رفتار سازه های T1 شکل به روش میراندا، برترو..... ۱۵۰
- شکل (۵-۳۸) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر ضریب رفتار سازه های T2 شکل به روش میراندا، برترو..... ۱۵۰
- شکل (۵-۳۹) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر ضریب رفتار سازه های U1 شکل به روش میراندا، برترو..... ۱۵۰
- شکل (۵-۴۰) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر ضریب رفتار سازه های U2 شکل به روش میراندا، برترو..... ۱۵۱
- شکل (۵-۴۱) ضریب رفتار میانگین به چهار روش در تغییرات نسبت ابعاد برای پلان های L , REC..... ۱۵۱
- شکل (۵-۴۲) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در تغییرات نسبت ابعاد برای پلان های T..... ۱۵۱
- شکل (۵-۴۳) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در تغییرات نسبت ابعاد برای پلان های U1..... ۱۵۲
- شکل (۵-۴۴) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در تغییرات نسبت ابعاد برای پلان های U2..... ۱۵۲
- شکل (۵-۴۶) تاثیر افزایش درصد بازشو بر ضریب رفتار در مدل های T شکل به روش میراندا، برترو..... ۱۵۳
- شکل (۵-۴۷) تاثیر افزایش درصد بازشو بر ضریب رفتار در مدل های U شکل به روش میراندا، برترو..... ۱۵۳
- شکل (۵-۴۸) تاثیر افزایش درصد بازشو بر ضریب رفتار در مدل های H شکل به روش میراندا، برترو..... ۱۵۳
- شکل (۵-۴۹) حدس معادله منحنی (۲) (میراندا) ۱۵۶
- شکل (۵-۵۰) حدس معادله منحنی (۱) (میراندا) ۱۵۶
- شکل (۵-۵۱) حدس معادله منحنی (۲) (نیومارک) ۱۵۷
- شکل (۵-۵۲) حدس معادله منحنی (۱) (نیومارک) ۱۵۷
- شکل (۵-۵۳) حدس معادله منحنی (۲) (کراوینکلر) ۱۵۷
- شکل (۵-۵۴) حدس معادله منحنی (۱) (کراوینکلر) ۱۵۷

شکل (۵-۵۵) حدس معادله منحنی (۲) (ویدیک) ۱۵۷

شکل (۵-۵۶) حدس معادله منحنی (۱) (ویدیک) ۱۵۷

شکل (۵-۵۷) حدس معادله منحنی (۲) (میانگین) ۱۵۷

شکل (۵-۵۸) حدس معادله منحنی (۱) (میانگین) ۱۵۷

جدول (۱-۱) ضرایب رابطه لایی و بیگز.....	۱۶
جدول (۲-۱) مقادیر مختلف ضریب قیداضافی برای استفاده در طراحی طبق توصیه ATC-19.....	۱۹
جدول (۳-۱) مقادیر ضرایب نا معینی در (ATC-19) و مقادیر محاسبه شده توسط موسز.....	۲۱
جدول (۱-۲) پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در خمش برای تیر با مقطع IPE240.....	۴۷
جدول (۲-۲) تعیین مختصات منحنی نیرو-تغییر مکان در مدل سازی مفصل خمشی تیر IPE240.....	۴۷
جدول (۳-۲) روابط نیرو-تغییر شکل غیرخطی تیرهای سازه طبق FEMA 356.....	۴۸
جدول (۴-۲) روابط نیرو-تغییر شکل غیرخطی ستون های سازه طبق FEMA 356.....	۴۹
جدول (۵-۲) مقدار تقریبی ضریب اصلاح سیستم (C0).....	۶۰
جدول (۶-۲) تعیین Cm براساس استاندارد FEMA-356.....	۶۱
جدول (۷-۲) تعیین Ts براساس استاندارد ۲۸۰۰.....	۶۲
جدول (۸-۲) تعیین A براساس استاندارد ۲۸۰۰.....	۶۲
جدول (۹-۲) تعیین C2 براساس استاندارد FEMA-356.....	۶۳
جدول (۱-۳) ضرایب تبدیل کرانه پایین مقاومت به مقاومت مورد انتظار در FEMA-356.....	۹۳
جدول (۲-۳) ضرایب تبدیل کرانه پایین مقاومت به مقاومت مورد انتظار در دستورالعمل بهسازی.....	۹۴
جدول (۳-۳) اصطلاحات به کار رفته FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برای عملکرد اجزای سازه ای.....	۹۸
جدول (۴-۳) احتمال رویداد سطوح در نظر گرفته شده در FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی.....	۱۰۰
جدول (۵-۳) سطح بهسازی مطابق دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی.....	۱۰۱
جدول (۱-۴) مشخصات مصالح مصرفی فولادی و بتنی.....	۱۰۵
جدول (۲-۴) مشخصات تیرهای مدل.....	۱۰۸
جدول (۳-۴) مشخصات برخی از ستون های مدل ها.....	۱۰۸
جدول (۱-۵) پارامترهای مربوط به تاثیر ارتفاع و تعداد دهانه.....	۱۲۳
جدول (۲-۵) ضریب رفتار های حاصل از تاثیر ارتفاع و دهانه ، به چهار روش و میانگین ضریب رفتارها.....	۱۲۴
جدول (۳-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان در مدل های مستطیلی در جهت (X).....	۱۲۵
جدول (۴-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان ، در مدل های مستطیلی در جهت (Y).....	۱۲۵

جدول (۵-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان در مدل های L شکل در جهت (X).....	۱۲۵
جدول (۶-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان در مدل های L شکل در جهت (Y).....	۱۲۶
جدول (۷-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان ، در مدل های T1 در جهت (X).....	۱۲۶
جدول (۸-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان ، در مدل های T1 در جهت (Y).....	۱۲۶
جدول (۹-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان ، در مدل های T2 در جهت (X).....	۱۲۷
جدول (۱۰-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان ، در مدل های T2 در جهت (Y).....	۱۲۷
جدول (۱۱-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان ، در مدل های U1 در جهت (X).....	۱۲۷
جدول (۱۲-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان ، در مدل های U1 در جهت (Y).....	۱۲۸
جدول (۱۳-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان ، در مدل های U2 در جهت (X).....	۱۲۸
جدول (۱۴-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان ، در مدل های U2 در جهت (Y).....	۱۲۸
جدول (۱۵-۵) ضریب رفتار حاصل از تغییرات ابعاد پلان، به چهار روش و میانگین ضریب رفتارها.....	۱۲۹
جدول (۱۶-۵) ضریب رفتار حاصل از تغییرات ابعاد پلان، به چهار روش و میانگین ضریب رفتارها.....	۱۳۰
جدول (۱۷-۵) پارامترهای مربوط به افزایش سطح پلان ، برای سازه های یک طبقه.....	۱۳۰
جدول (۱۸-۵) پارامترهای مربوط به افزایش سطح پلان ، برای سازه های سه طبقه.....	۱۳۱
جدول (۱۹-۵) پارامترهای مربوط به افزایش سطح پلان ، برای سازه های پنج طبقه.....	۱۳۱
جدول (۲۰-۵) ضریب رفتار های حاصل از افزایش سطح پلان	۱۳۱
جدول (۲۱-۵) پارامترهای مربوط به درصد بازشو در پلان های منظم و نامنظم.....	۱۳۲
جدول (۲۲-۵) پارامترهای مربوط به درصد بازشو در پلان های منظم و نامنظم.....	۱۳۳
جدول (۲۳-۵) ضریب رفتار مربوط به اثر درصد بازشو در پلان های منظم و نامنظم.....	۱۳۴
جدول (۲۴-۵) ضریب رفتار مربوط به اثر درصد بازشو در پلان های منظم و نامنظم.....	۱۳۵
جدول (۲۵-۵) مقادیر ضرایب ثابت در منحنی (۱) در روش های گوناگون.....	۱۵۸
جدول (۲۶-۵) مقادیر ضرایب ثابت در منحنی (۲) در روش های گوناگون.....	۱۵۹

فصل اول

آشنای با مبانی و روش های تعیین ضریب رفتار

۱-۱- مقدمه و ضرورت انجام این تحقیق

یکی از مباحث مهم در مهندسی زلزله، رفتار غیر خطی مواد و مصالح در هنگام زلزله می باشد. به علت رفتار غیر خطی مصالح در هنگام زلزله انرژی قابل ملاحظه ای در این مواد تلف می شود. قابلیت جذب انرژی مواد از مهمترین پارامترهای رفتار آن ها در مقابل زلزله می باشد. به قابلیت جذب انرژی مواد و تحمل تغییر شکل های غیر خطی بدون فروریزش، شکل پذیری می گویند.

شکل پذیری دارای سه پارامتر زیر می باشد :

✓ تغییر شکل غیر خطی مواد

✓ جزئیات مناسب اجرای

✓ انسجام و یکپارچگی سیستم سازه ای

می توان گفت که عمده ترین فعالیت ساخت سازه ای مقاوم در برابر زلزله به شکل پذیری ساختمان بر می گردد. به علت رفتار غیر خطی و شکل پذیری سازه ها برای تحمل نیروی شدید زلزله، به جای طراحی سازه برای نیروهای بسیار بزرگ، از ظرفیت رفتار غیر خطی می توان استفاده کرد. به این ترتیب بررسی پارامتر های موجود در رفتار غیر خطی و شکل پذیری دارای اهمیت زیادی است. این مباحث تحت عنوان ضریب رفتار مطرح می گردد. مهمترین پارامتر در طرح لرزه ای ضریب رفتار است [۱].

هدف اصلی در طراحی لرزه ای ساختمان ها بر این مبناست که رفتار ساختمان در مقابل نیروهای ناشی از زلزله های کوچک بدون خسارت در محدوده خطی بماند و در مقابل نیروهای ناشی از زلزله های شدید، ضمن حفظ پایداری کلی خود خسارت های سازه ای و غیر سازه ای را تحمل کند. به همین دلیل مقاومت لرزه ای که مورد نظر آیین نامه های طراحی در برابر زلزله است عموماً کمتر و در برخی موارد، خیلی کمتر از مقاومت جانبی مورد نیاز برای حفظ پایداری سازه در محدوده ارتجاعی، در یک زلزله شدید است بنابراین، رفتار سازه ها به هنگام رخداد زلزله های متوسط و بزرگ وارد محدوده غیرارتجاعی می گردند و برای طراحی آنها نیاز به یک تحلیل غیرارتجاعی است، ولی به دلیل

پیر هزینه بودن این روش و عدم گستردگی برنامه های تحلیل غیر ارتجاعی و سهولت روش ارتجاعی، روش های تحلیل و طراحی متداول، بر اساس تحلیل ارتجاعی سازه و با نیروی کاهش یافته زلزله صورت می گیرد. کاهش مقاومت سازه از مقاومت ارتجاعی مورد نیاز عموماً با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت انجام می شود. بدین منظور آیین نامه های طراحی لرزه ی کنونی با شیوه ذکر شده نیروهای لرزه ای برای طراحی ارتجاعی، ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به زمان تناوب طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است به دست می آورند و برای ملحوظ کردن اثر رفتار غیرارتجاعی و اتلاف انرژی بر اثر رفتار هیسترتیک میرایی و اثر مقاومت افزون سازه، این نیروی ارتجاعی را به وسیله ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) به نیروی طراحی تبدیل می کنند.

مقادیر این ضرایب در آیین نامه های زلزله، اصولاً بر اساس مشاهدات عملکرد سیستم های ساختمانی مختلف در زلزله های قوی گذشته و بر مبنای قضاوت مهندسی می باشد. بر این اساس پژوهشگران زیادی نگرانی خود را از بابت فقدان وجود ضرایب رفتار معقول و مبتنی بر مطالعات تحقیقاتی و پشتوانه محاسباتی در آیین نامه های زلزله بیان داشته و بر اصلاح این ضرایب بر اساس مطالعات علمی، تاکید ورزیده اند [۲].

در تفسیر مقررات NEHRP مربوط به سال های ۱۹۹۷ و ۲۰۰۰ (FEMA303, FEMA369)، بر تجربی بودن ضرایب کاهش نیرو تاکید شده است [۳، ۴]. در اغلب آیین نامه های طراحی لرزه ای، مطلبی ناظر در محاسبه این ضرایب و مقادیر ارائه شده در آنها نیز بر مبنای قضاوت مهندسی، تجربه و مشاهده عملکرد ساختمانها در زلزله های گذشته و چشم پوشی از تراز مقاومت افزون آنها استوار است [۵]. از اینرو و با توجه به مطالب فوق، ارزیابی ضرایب رفتار و بررسی ارتباط میان پارامترهای موثر در آن برای سازه های که مطابق آیین نامه ها طراحی می شوند اهمیت ویژه ای دارد. با توجه به مطالب یاد شده، در تهیه مقررات لرزه ای ساختمان ها مهمترین و بحث انگیزترین بخش، در اختیار داشتن ضرایب رفتار است. این ضرایب با وجود وظیفه یکسان در آیین نامه ها و مقررات ساختمانی مختلف، با نام ها و مقادیر عددی متفاوتی شناخته می شوند. به عنوان نمونه، این ضرایب

در آیین نامه ها و مقررات آمریکای نظیر آیین نامه ساختمانی متحدالشکل به نام ضریب اصلاح پاسخ (R)، در آیین نامه ساختمانی ملی کانادا (۱۹۹۵ NBCC) به عنوان ضریب اصلاح نیرو، در مقررات ۱۹۸۸ SEAOC، به نام ضریب عملکرد سیستم (R_w) [۵] در آیین نامه اروپایی، Eurocode 8 ۱۹۹۸&۲۰۰۰ به نام ضریب رفتار (q) در استاندارد بارگذاری نیوزلند (۱۹۹۲ NZS) به عنوان ضریب شکل پذیری تغییر مکانی (m) و ضریب عملکرد سازه ای (S_p) در قانون استاندارد ساختمانی ژاپن (۱۹۹۲ LAEE) به نام ضریب شکل پذیری (L/D) و در استاندارد ۲۸۰۰ ایران نیز به نام ضریب رفتار (R)، شناخته می شود در پژوهش حاضر، به تبعیت از استاندارد ۲۸۰۰ ایران، از عبارت «ضریب رفتار» و نماد R استفاده می شود، زیرا این عبارت به اختصار عملکرد این پارامتر را در رفتار سازه ها توصیف می کند [۲].

همانگونه که اشاره شد مقادیر عددی منتسب به ضرایب رفتار در آیین نامه های مختلف متفاوت هستند، به عنوان مثال محدوده مقادیر ضرایب رفتار در آیین نامه اروپایی E&8 برای سازه های بتن مسلح با سیستم قاب خمشی بین ۱/۵ تا ۵/۰ است، در حالی که برای همین سیستم در آیین نامه های آمریکای مقادیر ضرایب رفتار تا ۸ هم می رسد. از این رو، ساختمان هایی که با آیین نامه اروپایی EC8 طراحی میشوند، تحت تراز نیرویی بیش از تراز نیروی آیین نامه های آمریکای قرار می گیرد از این موضوع چنین برمی آید که ساختمان های مشابهی که مطابق آیین نامه Euro codes طراحی شده اند اقتصادی تر و به عبارتی، آسیب پذیرترند [۶ و ۷].

ضرایب رفتار موجود در آیین نامه طراحی ساختمان ها در استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۸] بر مبنای قضاوت مهندسی ارائه شده و دارای کاستی های است که برخی از آن ها به شرح زیر است :

الف- برای سیستم های سازه ای، از یک نوع با ارتفاع ها و زمان های تناوب ارتعاش متفاوت، از ضرایب رفتار یکسانی استفاده می شود.

ب- در R تاثیر شکل پذیری، مقاومت افزون و درجه نا معینی به صراحت نیامده است.

پ- اثر لرزه خیزی منطقه در R لحاظ نشده است.

ت- اثر شرایط خاک در R ملحوظ نشده است.

تا کنون رابطه هایی برای محاسبه R پیشنهاد شده است که هر کدام تاثیر پاره ای از عوامل موثر در آن را ملحوظ داشته اند یکی از جدیدترین رابطه های ارائه شده برای R ، رابطه ای است که به عامل شکل پذیری، مقاومت افزون و درجه نامعینی را دربردارد دو عامل شکل پذیری و مقاومت افزون برای کشورهای مختلف می تواند متفاوت باشد [۲].

۱-۲- تاریخچه شکل گیری و محاسبه ضریب رفتار :

تا چند دهه قبل مفهومی به نام های کلی "ضریب رفتار"، "ضریب اصلاح پاسخ"، "ضریب کاهش نیرو"، و یا "ضریب کاهش مقاومت سازه" در تاریخچه سازه ها وجود نداشت و برای طراحی لرزه ای ساختمان ها این گونه عمل می شد که درصدی از وزن ساختمان به صورت بار افقی معادل بار زلزله به ساختمان اثر داده می شد و ساختمان برای آن طراحی می گردید. به عبارت دیگر نیروی معادل افقی به صورت $V = C_1 W$ محاسبه می گردد. که در آن W وزن ساختمان و C_1 ضریب زلزله است و در دهه های اخیر برای تعدیل نیروی برشی پایه و در نظر گرفتن پارامترهای موثر بر نیروی زلزله ضرایب دیگری به رابطه فوق اضافه گردید این ضرایب به طور مستقیم در ضریب C_1 ضرب و تعدیل صورت می گرفت. ($V = ZIKC_0 SW = KC_1 W$) دستیابی به این ضریب برای سیستم های گوناگون سازه ای اغلب بر اساس قضاوت و درک مهندسی تهیه کنندگان آئین نامه ها و بر پایه مشاهدات تجربی از رفتار مشترک سیستم های سازه ای در طی زمین لرزه ها (که گاهی تطابق کامل با واقعیت نداشت) صورت می گرفت مفهوم اخیر مورد استفاده بود تا اینکه K جای خود را به ضریب رفتار R داد. در واقع همه مسائل در مورد R با تکمیل پروژه انجمن فن آوری کاربردی امریکا (ATC 3-06, 1978) آغاز گردید. وجود گسل بزرگ سان اندریاس به موازات ساحل غربی آمریکا که مسبب زلزله های مخرب فراوانی در قرن حاضر بوده است موجب توجه روزافزون آمریکائیان به ویژه اهالی کالیفرنیا به مساله

زلزله شده است. در دهه هفتاد، انجمن مهندسان ساختمان کالیفرنیا (*SEAOC*)^۱ کمیته‌ای به نام *ATC*^۲ را مأمور بازنگری آیین‌نامه زلزله و تهیه پیش‌نویس یک آیین‌نامه جدید نمود. حاصل تلاش این کمیته در سال ۱۹۷۸ منتشر شد. در این اثر برای اولین بار ایده‌های جدیدی چون نیروی ارتجاعی زلزله، جابجایی غیرارتجاعی زلزله و ضریب اصلاح پاسخ مطرح شده بود. ضوابط *ATC* خیلی زود مورد اقتباس سایر کشورها قرار گرفت. در آیین‌نامه اروپا^۳ ضریب اصلاح پاسخ با پارامتر q ظاهر شد و در ایران آیین‌نامه ۲۸۰۰ با اقتباس از *ATC* جانشین بخش زلزله آیین‌نامه قدیمی ۵۱۹ گردید. در خود ایالات متحده، آیین‌نامه *UBC*^۴ تا سال ۱۹۸۵ میل چندان به تغییر بنیادی ضوابط از خود نشان نداد لیکن در سال ۱۹۸۸ ضوابط جدید خود را با اقتباس از *ATC* منتشر ساخت که به ضوابط سیاک شبیه است. از سوی دیگر برنامه ملی کاهش خطر زلزله^۵ در آمریکا ضوابطی را در سال ۱۹۸۵^۶ منتشر نمود که به ضوابط *ATC* شباهت بسیار دارد. آیین‌نامه‌های فعلی آمریکا همگی براساس پیشنهاد *ATC* ایده نیروی ارتجاعی زلزله و ضریب رفتار را پذیرفته‌اند و به دو گروه عمده تقسیم می‌شوند

۱- ضوابط *ATC* و *NEHRP-85* ۲- ضوابط *UBC-88* و *SEAOC* [۱۱]

طی مراحل اولیه پروژه *ATC* پیشنهادهایی برای ایجاد دو روش طرح لرزه‌ای سازه‌ها در دو سطح طراحی حدی و طراحی بهره‌برداری مطرح گردید. چون این راه‌حل‌ها برای حرفه مهندسی دشوار به نظر می‌رسید، مقرر گردید طراحی در یک مرحله و به صورت استاتیکی خطی انجام شود، با این حال تغییراتی نیز از جمله پذیرش روش طراحی بر اساس مقاومت نهایی به جای تنش مجاز و نیز جایگزینی K به وسیله R به وجود آمد. اما برخی از آئین‌نامه‌ها همچنان طراحی بر مبنای تنش مجاز را اساس کار خود قرار داده و به این ترتیب ضریب رفتار جدید R_w بر مبنای تنش مجاز به

۱- *SEAOC (Structural Engineers Association of California)*.

۲- *ATC (Applied Technology Council)*

۳- *Euro code -8*

۴- *UBC (Uniform Building Code)*

۵- *NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program)*

۶- *NERP -85*

جای R بر مبنای تنش نهایی (تسلیم) در آنها پدید آمد. در بخش‌های بعدی این فصل مفاهیم R , R_W به شکل مفصل‌تری مورد ارزیابی قرار خواهند گرفت . لازم به یادآوری است که در تغییر ضریب K به R_W مقادیر اولیه‌ای که برای R_W پیشنهاد شده برای ضریب (R, R_W) نیز تنها بر تجارت محدود و قضاوت مهندسی استوار بود. قابل ذکر است که تا حدود دو دهه پیش هیچ روش تحلیلی یا عددی جهت محاسبه ضریب رفتار ساختمان‌ها که نمادی از یک واقعیت فیزیکی باشد ارائه نشده بود. هر چند محققین تا حدی به عوامل موثر در افزایش یا کاهش مقدار ضریب در انواع سیستم‌های سازه‌ای آگاهی داشته و حتی روش‌هایی نیز جهت تخمین مقدار تقریبی آن برای انواع سیستم‌های ساختمانی در اختیار داشتند لیکن در سال‌های اخیر کوشش‌هایی جهت بدست آوردن دقیق‌تر مقدار تحلیلی این ضریب صورت گرفته است که مهمترین هدف در این کارهای پژوهشی ارائه روابطی است که برای بدست آوردن و تخمین ضریب رفتار از دقت و سهولت کافی برخوردار باشند [۱۲].

اولین تلاش‌هایی که پیرامون ابداع روش محاسبه ضریب رفتار به عمل آمد مربوط به کارهای نیومارک از دانشگاه ایلینوی می‌باشد. وی در مقاله‌ای که در سال ۱۹۸۲ همراه با هال منتشر کرد روشی جهت ساختن طیف غیر خطی از روی طیف خطی برای سازه‌های یک درجه آزادی ارائه کرد. هر چند این روش برای سازه‌های با یک درجه آزادی تدوین شده بود اما گام بزرگی در راستای محاسبه ضریب رفتار ساختمانها به حساب می‌آمد. از اواخر دهه هشتاد میلادی دو گروه از محققان در آمریکا و اروپا به طور جداگانه به تحقیق در مورد ضریب رفتار، عوامل موثر بر آن و روشهای محاسبه آن پرداختند. دو تن از شاخص‌ترین افراد، پرفسور فریمن از محققان ارشد شورای فن‌آوری کاربردی آمریکا و پرفسور یوانگ از اعضای برجسته انجمن مهندسين ساختمان آمریکا و استاد دانشگاه نورث امیتون هستند که هر یک روشی را جهت محاسبه مقدار R ابداع نمودند که این دو روش تحت عنوان روش‌های کاربردی در این فصل مورد بحث قرار خواهند گرفت . در بین محققان اروپائی پرفسور مازولانی استاد برجسته دانشگاه ناپل و دیگر محققان، همچون کوسنزا، گمو، جیانینی و کاتو تلاش‌های زیادی در راستای ابداع روش‌های تحلیلی مختلف جهت محاسبه ضریب رفتار ساختمان به انجام رسانده‌اند.

۱-۳- پارامترهای موثر در R

نتیجه پژوهش‌های زیادی که در اوایل دهه ۱۹۸۰ انجام شد، منجر به تجزیه R به عوامل تشکیل دهنده آن گردید. مطالعات اخیر، در راهنمای ATC-34 یک فرمول جدید برای R ارائه کرد که در آن R به عنوان حاصلضرب سه ضریب به صورت زیر بیان شده است:

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (1-1)$$

که در آن R_S ضریب مقاومت وابسته به پیوند و R_μ ضریب شکل‌پذیری وابسته به پیوند، R_R ضریب قیود اضافی می‌باشد. این فرمول با در نظر گرفتن ضریب قید اضافی، برای کمیت دادن به افزایش درجه اطمینان در سیستم‌های لرزه‌ای است که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند. فرمول R در معادله (۱-۱) یک چارچوب برای ارزیابی نسبی این پارامترها فراهم می‌کند. هر ارزیابی از اجزای کلیدی R باید این حقیقت را نشان دهد که اجزای R 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 اصلاح پاسخ به وسیله یک ضریب نامنظمی مشخص شود شبیه به آنچه در طراحی لرزه‌ای سطح II در BSL ژاپن ۱۹۸۱ مطرح شده است.

۱-۳-۱- ضریب اضافه مقاومت یا مقاومت افزون R_s

هنگامی که یکی از اعضای سازه به حد تسلیم برسد و اصطلاحاً در آن مفصل خمیری به وجود آمده باشد، مقاومت سازه از دید طراحی در حالت بهره‌برداری به پایان می‌رسد، ولی در حالت طراحی انهدام، پدیده فوق به عنوان پایان مقاومت سازه به حساب نمی‌آید، زیرا عضو مورد نظر همچنان می‌تواند با تغییر شکل غیرارتجاعی، انرژی ورودی را جذب کند تا به مرحله گسیختگی و انهدام برسد. با تشکیل مفاصل خمیری، به تدریج سختی سازه با کاهش درجه نامعینی استاتیکی کاهش می‌یابد، ولی سازه همچنان پایدار است و قادر خواهد بود در مقابل نیروهای خارجی از خود مقاومت نشان دهد. وقتی که نیروی خارجی باز هم افزایش یابد، روند تشکیل مفاصل خمیری هم ادامه می‌یابد تا آنجا که

سازه از استاتیکی ناپایدار شده و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را نخواهد داشت. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل خمیری تا مرحله ناپایداری (مکانیزم) از خود بروز می‌دهد مقاومت افزون نامیده می‌شود. در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه‌ها را متناسب با مقاومت افزون آن‌ها کاهش می‌دهند. برای این منظور، مقدار ضریب رفتار سازه‌ها متناسب با مقاومت افزون افزایش داده می‌شود تا مقاومت مورد نیاز کاهش یافته، محاسبه گردد [۱۳].

سال‌هاست که پژوهشگران اهمیت مقاومت افزون را در جلوگیری از خراب شدن برخی سازه‌ها به هنگام زلزله‌های شدید شناخته‌اند.

۱-۱-۳-۱- عوامل موثر بر اضافه مقاومت

اضافه مقاومت یک سازه در واقع مقدار مقاومتی است که بر اثر عوامل مختلف در سازه ذخیره شده و انهدام سازه را به تاخیر می‌اندازد پاره‌ای از عوامل موثر در اضافه مقاومت به شرح زیر می‌باشد [۱۳]:

- ✓ بیشتر بودن مقاومت واقعی مصالح از مقاومت اسمی آنها
- ✓ بزرگتر بودن ابعاد اعضا و مقادیر میلگرد از مقادیر مورد نیاز در طراحی
- ✓ استفاده از مدل‌های ریاضی ساده شده و محافظه کارانه در تحلیل‌ها
- ✓ ترکیب‌های مختلف بار
- ✓ مقاومت اعضای غیرسازه‌ای (نظیر دیواره‌هایی میان قاب) و اعضای سازه‌ای (نظیر دال‌ها) که در برآورد ظرفیت مقاومت جانبی به حساب نمی‌آیند.
- ✓ افزایش مقاومت ناشی از محصور شدگی بتن
- ✓ رعایت حداقل الزامات آیین‌نامه‌های طراحی در مورد محدود کردن تغییر مکان‌های جانبی، تغییر شکل‌های اعضا، ابعاد مقاطع، عناصر تسلیح و فاصله خاموت‌ها
- ✓ استفاده از روش معادل استاتیکی در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها
- ✓ باز توزیع نیروهای داخلی در محدوده غیر ارتجاعی بر اثر نامعینی سازه

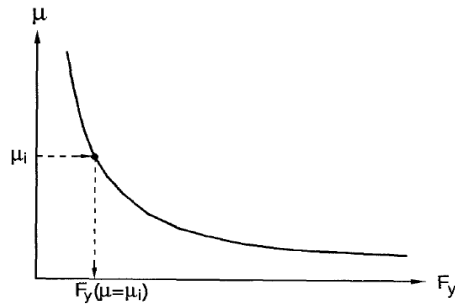
- ✓ صرف نظر از اثر بعد سوم در تحلیل های دو بعدی
- ✓ افزایش مقاومت اعضای بتنی بر اثر سرعت بارگذاری (اثر نرخ کرنش)
- ✓ نوع سیستم سازه ای
- ✓ هندسه سازه و آرایش پلان
- ✓ ارتفاع سازه (زمان تناوب ارتعاش)
- ✓ آیین نامه طراحی
- ✓ لرزه خیزی منطقه (نسبت بارهای جانبی به بارهای قائم)
- ✓ ملاحظات معماری
- ✓ سطح فرهنگ و تکنولوژی ساخت

۱-۳-۲- شکل پذیری

۱-۳-۲-۱- ضریب شکل پذیری کلی سازه

بهتر است مقدار ضریب شکل پذیری کلی سازه (μ_s) را که نمایانگر ظرفیت استهلاک انرژی اجزاء یا کل سازه است، از روش های آزمایشگاهی تعیین نمود. رفتار کلی سازه که در شکل (۱-۱) نشان داده شده است، تنها مربوط به سیستم هایی است که می توانند انرژی را با یک رفتار پایدار مستهلک کنند، مانند قاب های مقاوم خمشی شکل پذیر ویژه و قاب های دارای مهاربندی خارج از مرکز. برای سیستم های دیگر، که کاهش شدید سختی و مقاومت دارند، تعریف تغییر مکان تسلیم و تغییر مکان حداکثر در رابطه (۱-۲) می تواند نادرست باشد. تعیین ضریب μ_s به خصوص برای سازه های بلندتر از یک طبقه کار پیچیده ای است. برای محاسبه این ضریب غالباً تغییر مکان نسبی طبقه بام به عنوان معیار تغییر مکان استفاده می شود [۲].

$$\mu_s = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (1-2)$$



شکل (۱-۱) تغییرات نیاز شکل‌پذیری تغییرمکانی با تغییر در مقاومت جانبی سیستم [۱۴]

۱-۳-۲-۲- ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری

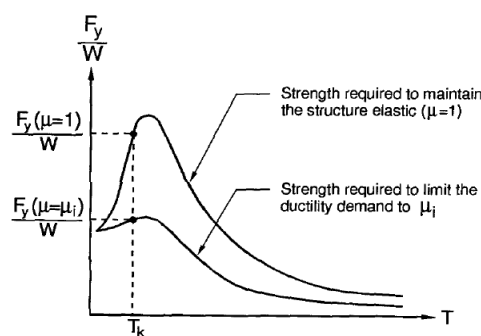
سازه‌ها بر اثر وجود شکل‌پذیری، مقدار قابل توجهی از نیروی زلزله را با رفتار هیسترتیک مستهلک می‌کنند، که این استهلاک انرژی، بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. شکل‌پذیری کلی سازه باید به گونه‌ای باشد، که شکل‌پذیری محلی اعضاء از مقدار مجاز خود بیشتر نشود. بدین منظور، هنگام طراحی لازم است حداقل مقاومت سازه که شکل‌پذیری کلی آن را به حد شکل‌پذیری مشخص شده از قبل، محدود می‌کند، مشخص شود [۱۴]. ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری (R_μ)، با نسبت مقاومت ارتجاعی مورد نیاز به مقاومت غیرارتجاعی مورد نیاز تعریف می‌شود.

$$R_\mu = \frac{F_Y(\mu=1)}{F_Y(\mu=\mu_i)} \quad (۳-۱)$$

که در این رابطه $F_Y(\mu=1)$ مقاومت جانبی مورد نیاز، برای جلوگیری از تسلیم سیستم بر اثر یک زلزله مشخص و $F_Y(\mu=\mu_i)$ مقاومت جانبی تسلیم مورد نیاز برای محدود کردن ضریب شکل‌پذیری سازه (هدف یا μ_i) وقتی که سیستم در معرض همان زلزله قرار گیرد، می‌باشد. به‌طور کلی، در ساختمان‌هایی که در هنگام زلزله رفتار غیرارتجاعی دارند، تغییر شکل‌های غیرارتجاعی با کاهش مقاومت جانبی تسلیم سازه (یا با افزایش ضریب R_μ)، افزایش می‌یابند [۱۴].

برای یک زلزله مشخص و یک ضریب μ_i معین، مشکل اساسی محاسبه حداقل ظرفیت مقاومت جانبی $F_Y(\mu=\mu_i)$ است که باید در سازه به منظور جلوگیری از به وجود آمدن نیازهای شکل‌پذیری بزرگتر از μ_i ، تأمین گردد. در نتیجه محاسبه $F_Y(\mu=\mu_i)$ برای هر زمان تناوب و هر شکل‌پذیری هدف، شامل

عملیاتی تکراری است. بدین صورت که، مقاومت جانبی تسلیم (F_y) برای سیستم در نظر گرفته و سیستم تحلیل می‌شود، این کار تا زمانی که ضریب شکل‌پذیری کلی محاسبه شده (μ) با یک تفرانس مشخص، برابر ضریب شکل‌پذیری کلی هدف (μ_i) گردد و آن‌گاه مقاومت جانبی متناظر با این ضریب شکل‌پذیری، $F_y(\mu = \mu_i)$ نامیده می‌شود. برای تعیین ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، مقاومت جانبی ارتجاعی ($F_y(\mu = 1)$) و غیرارتجاعی ($F_y(\mu = \mu_i)$) که برای یک سیستم با زمان تناوب مشخص بدست آمده این مقادیر به سیستم، نرمال می‌شوند. این نیروها برای زمان‌های تناوب مختلف سازه بدست می‌آید و با توجه به آن، طیف خطی و غیرخطی با ضریب شکل‌پذیری (μ_i) محاسبه می‌شود. از تقسیم طیف خطی به طیف غیرخطی، مقدار ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری برای آن زلزله بخصوص و ضریب شکل‌پذیری هدف، بدست می‌آید [۱۴].



شکل (۲-۱) طیف ارتجاعی و غیرارتجاعی با شکل‌پذیری ثابت [۱۴]

۳-۲-۳-۱- روش‌های تعیین ضریب شکل‌پذیری R_μ

۱-۳-۲-۳-۱- روش میراندا (Miranda & Bertero)

در این مطالعه سعی شد تعداد نسبتاً زیادی از زلزله‌های ثبت شده به منظور بررسی اثر شرایط خاک محل بر ضرایب R_μ در نظر گرفته شد. به همین منظور ۱۲۴ زلزله ثبت شده است در محدوده وسیعی از شرایط خاک در هنگام زلزله‌های گوناگون در نظر گرفته شد. بر اساس شرایط محلی خاک در ایستگاه ثبت کننده زلزله‌ها به سه گروه تقسیم شدند. در رابطه اخیر T_g پیوند غالب زمین لرزه می‌باشد.

زلزله‌های ثبت شده در سنگ، زلزله‌های ثبت شده در رسوب و زلزله‌های ثبت شده در خاک خیلی نرم که به وسیله سرعت پایین امواج برشی در آن مشخص می‌شود. که قبلاً روابط ارائه شده است [۱۴]. در این روش میرایی بحرانی ۵ درصد فرض شده است. فرمول محاسبه ضریب شکل‌پذیری بر حسب زمان تناوب سازه و محل قرارگیری ساختمان مورد نظر به صورت زیر است :

$$R_{\mu} = \frac{\mu-1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (۴-۱)$$

برای زمینهای سنگی :

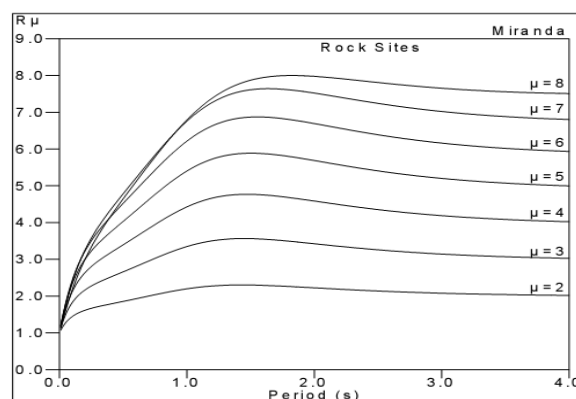
$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{2}{3} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (۵-۱)$$

برای زمینهای رسوبی :

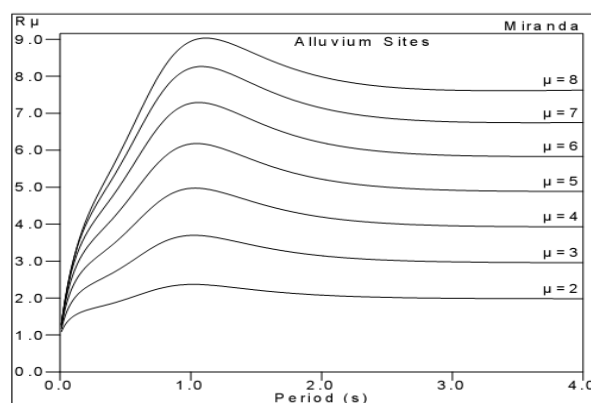
$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (۶-۱)$$

برای زمینهای با خاک نرم :

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (۷-۱)$$



شکل (۳-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ میراندا و برترو برای زمین های سنگی [۱۷]



شکل (۴-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ میراندا و برترو برای زمین های رسوبی [۱۷]

۱-۳-۲-۲-۲- روش نیومارک و هال (Newmark & Hall)

نیومارک و هال با توجه به زمان‌های تناوب اصلی سازه (T) روابطی را برای یافتن ضریب شکل‌پذیری یک سازه یک درجه آزادی با رفتار کشسان - مومسان به شکل زیر معرفی می‌کنند [۱۷ و ۱۵]:

برای فرکانس‌های بیشتر از ۳۳ هرتز (پریودهای کمتر از ۰/۰۳ ثانیه):

$$R_{\mu} = 1 \quad T < 0.03_{Sec} \quad (۸-۱)$$

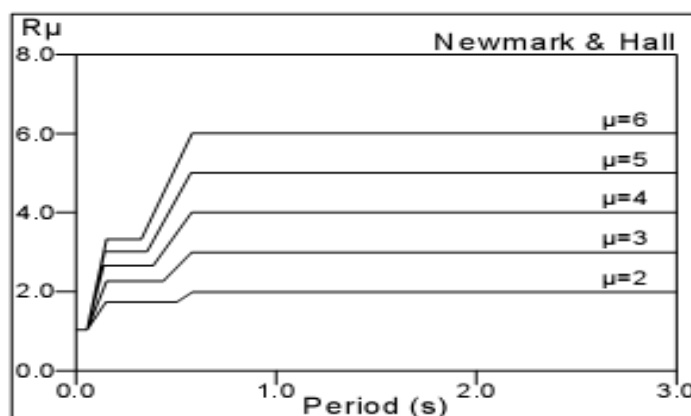
برای فرکانس‌های بین ۲ هرتز و ۸ هرتز (پریودهای بین ۰/۱۲ و ۰/۵ ثانیه):

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad 0.12 < T < 0.5_{Sec} \quad (۹-۱)$$

برای فرکانس‌های کمتر از ۱ هرتز (پریودهای بزرگتر از ۱ ثانیه):

$$R_{\mu} = \mu \quad T > 1_{sec} \quad (۱۰-۱)$$

شکل (۵-۱) روابط نیومارک و هال را برای نسبت‌های شکل‌پذیری مختلف به تصویر می‌کشد. برآوردهای مربوط به R_{μ} برای پریودهای بین ۰,۰۳ ثانیه تا ۰,۱۲ و همچنین بین ۰,۵ ثانیه تا ۱ ثانیه با استفاده از درونیایی خطی بین مقادیر حدی داده شده توسط معادلات (۸-۱) و (۹-۱) و (۱۰-۱) بدست می‌آیند.



شکل (۵-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ نیومارک و هال [۱۷]

۱-۳-۲-۳-۳- روش کراوینکلر و ناسار (Krawinkler & Nassar)

کراوینکلر و ناسار یک رابطه $R_{\mu} - \mu - T$ را برای سیستم‌های یک درجه آزادی روی زمین‌های سنگی یا خاکی سخت گسترش دادند [۱۶ و ۱۷]. آنها از نتایج یک مطالعه استاتیکی بر روی ۱۵ زمین لرزه ثبت شده در غرب آمریکا با زلزله‌هایی در محدوده شدت ۵/۷ تا ۷/۷ استفاده کردند. میرایی فرض شده در این روابط برابر با میرایی بحرانی ۵٪ است. آنها رابطه‌ای را برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری ارائه دادند که برحسب مقادیر مختلف زمان تناوب سازه (T) و شیب منحنی نیرو - تغییر مکان در قسمت ثانویه (α) تغییر می‌کند.

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

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

پارامترهای b و a برای نسبت‌های سخت شوندگی کرنشی متفاوت (α) به طریق زیر بدست می‌آیند:

$$\alpha = 0\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.42$$

$$\alpha = 2\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.37$$

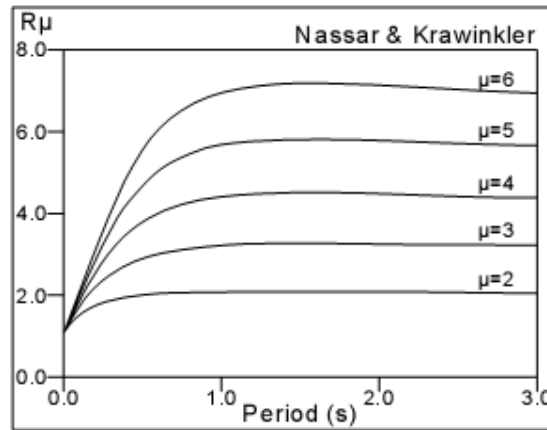
$$\alpha = 10\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.29$$

توجه شود که $\alpha = 0\%$ مطابق است با یک سیستم کشسان - مومسان.

برای مقادیر مختلف α از درون‌یابی خطی استفاده می‌شود. روابط بین T, R_{μ} برای نسبت‌های

شکل‌پذیری تغییرمکانی ۲، ۴ و ۶ برای یک نسبت سخت شوندگی کرنشی ۱۰ درصد ($\alpha = 10\%$)

در شکل (۶-۱) نشان داده شده است.



شکل (۶-۱) روابط $R_\mu - \mu - T$ کراوینکلر و ناسار [۱۷]

۱-۳-۲-۳-۴- روش لایی و بیگز (Lai & Biggs)

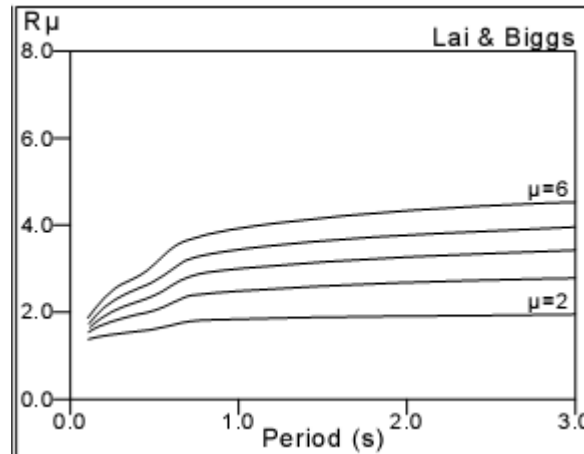
طیف پاسخ غیرخطی طراحی توسط این دو محقق بر اساس متوسط طیف غیرخطی محاسبه شده برای ۲۰ زلزله مصنوعی که طیف پاسخ الاستیک آنها با طیف طرح الاستیک نیومارک - هال مطابقت داشت، ارائه شد. تحلیل‌ها برای ۵۰ پرپود طبیعی با فواصل مساوی از یکدیگر بین ۰/۱ تا ۱۰ ثانیه و در مقیاس لگاریتمی انجام شد. دو مقدار میرایی و چهار نسبت شکل پذیری در نظر گرفته شد و مطالعات صورت گرفته برای سیستم الاستو پلاستیک منتهی به ضریب R_μ با فرمول زیر گردید.

$$R_\mu = a + \beta(\log T) \quad (۱۳-۱)$$

ضرایب α و β در جدول (۱-۱) نشان داده شده است. همچنین ضرایب R_μ محاسبه شده با این فرمول در شکل (۷-۱) ترسیم شده است [۱۶].

جدول (۱-۱) ضرایب رابطه لایی و بیگز [۱۸]

زمان تناوب	ضریب	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$
$0.1 \leq T \leq 0.5$	α	1.67	2.229	2.66	3.11
	β	0.329	0.7296	1.058	1.43
$0.1 \leq T \leq 0.5$	α	2.033	2.7722	3.37	3.83
	β	1.51	2.53	3.42	3.8223
$0.1 \leq T \leq 0.5$	α	1.8409	2.48	2.98	3.42
	β	0.2642	0.6605	0.938	1.15



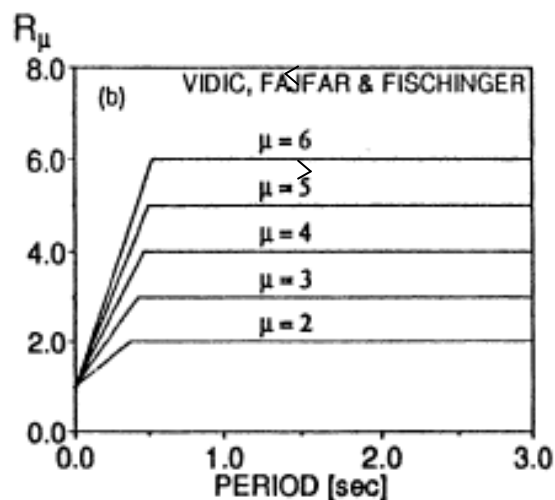
شکل (۷-۱) روابط $R_\mu - \mu - T$ لایی و بیگز [۱۷]

۱-۳-۲-۵- روش ویدیک (Vidic)

این روش بر اساس متوسط ضرایب R_μ محاسبه شده برای ۲۰ زلزله ثبت شده در آمریکای غربی و زلزله ۱۹۷۹ مونته‌نگرو یوگسلاوی فرمول‌های ساده شده‌ای برای محاسبه ضریب R_μ ارائه شد. در این مطالعه سیستم‌های یک درجه آزادی با رفتار هیستریزیس دو خطی و افت سختی (مدل Q) و با میرایی ویسکوز متناسب با جرم و سختی لحظه‌ای سیستم در نظر گرفته شدند. رابطه پیشنهادی نامبرده از دو قسمت خطی تشکیل می‌شود. در قسمت اول که به ناحیه زمان تناوب‌های کوتاه مربوط است R_μ به صورت خطی با افزایش زمان تناوب، از $R_\mu=1$ تا مقداری برابر با نسبت شکل‌پذیری افزایش می‌یابد. در قسمت دوم ضریب کاهش شکل‌پذیری دارای مقدار ثابتی برابر با ضریب شکل‌پذیری است. برای سیستم‌های با رفتار هیستریزیس مدل Q و ۵ درصد میرایی متناسب با جرم فرمولهای زیر ارائه شدند:

$$\text{For } T \leq T_o \quad R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_o} + 1 \quad (1-14)$$

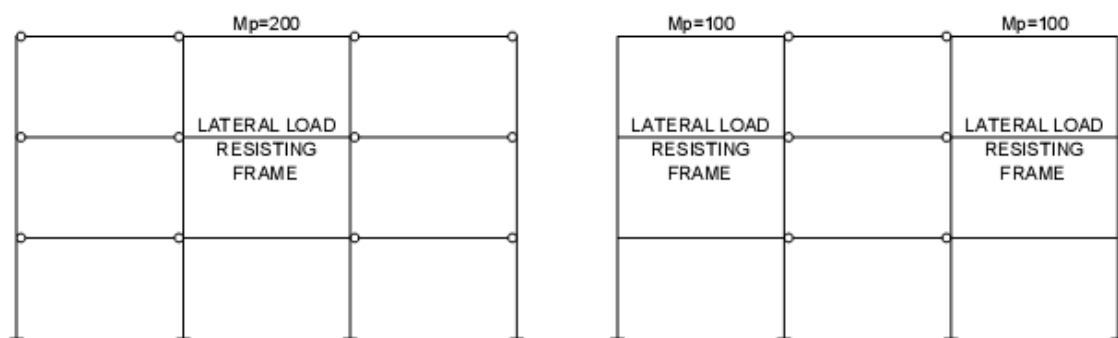
$$\text{For } T \geq T_o \quad R_\mu = \mu \quad (1-15)$$



شکل (۸-۱) روابط $R_\mu - \mu - T$ ویدیک [۱۷]

۳-۳-۱- ضریب قید اضافی R_R

یک سامانه مقاوم در برابر زلزله باید دارای قاب‌های مقاومی باشد که نقش انتقال بارهای لرزه‌ای و نیروهای اینرسی ناشی از زمین لرزه را به پی ساختمان دارا باشند. ضریب قید اضافی، افزایش درجه اطمینان در سیستم‌های لرزه‌ای را که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند منعکس می‌سازد. جهت روشن شدن مطلب دو سیستم قاب A و B را مطابق شکل (۹-۱) در نظر می‌گیریم، در قاب A یک پانل مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای موجود است در حالیکه در قاب B دو پانل مقاوم وجود دارد.



شکل (۹-۱) سیستم‌های قاب خمشی مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای [۱۷]

اگر لنگر پلاستیک مربوط به اعضای پانل مقاوم در قاب A ، ۲۰۰ واحد و لنگر پلاستیک در اعضای پانل‌های مقاوم در قاب B ، ۱۰۰ واحد باشد، هم‌اکنون با انجام یک تحلیل بارافزون برای هر دو قاب تا

رسیدن به حالت حد نهایی ملاحظه می‌شود در قاب A هشت مفصل پلاستیک ایجاد شده است و این در حالی است که در قاب B شانزده مفصل پلاستیک بوجود آمده است. با استفاده از یک روش مطابق آنچه توسط موسز در سال ۱۹۷۴ برای سیستم‌های قابی سازه‌های بادی طرح شد، نسبت مقاومت خمشی اسمی (M_p) تیرها در قاب A و قاب B برابر است با :

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

نتایج تحقیقات روی این مقوله نشان می‌دهد جهت دستیابی به یک سطح اطمینان در هر دو قاب، مقاومت مورد نیاز طراحی در قاب A باید ۴۰ درصد بیشتر از مقاومت مورد نیاز در قاب B باشد. خاطر نشان می‌شود تا کنون راه‌حل دقیقی برای محاسبه ضریب قیداضافی ارائه نشده است، ولی آنچه در ATC-19 توصیه شده است، معرفی مقادیر مختلف این ضریب برحسب پانل‌های مقاوم سازه در برابر بارهای لرزه‌ای می‌باشد که در جدول (۲-۱) ارائه شده است.

جدول (۲-۱) مقادیر مختلف ضریب قیداضافی برای استفاده در طراحی طبق توصیه ATC-19 [۱۷]

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

۱-۳-۴- درجه نامعینی

نامعینی سیستم‌های سازه‌ای مفهوم مهمی است که از دیرباز مورد توجه مهندسان بوده است. پس از مشاهده تخریب تعداد زیادی از سیستم‌های سازه‌ای با درجات نامعینی کم، در زلزله‌های ۱۹۹۴ نورتریج و کوبه، موضوع نامعینی سیستم‌های سازه‌ای به شکل جدی تری مطرح شد. تاکنون تعریف‌ها و تفسیرهای متفاوتی از نامعینی سازه‌ای، که وابسته به عدم قطعیت نیاز و ظرفیت سازه‌ها

ارائه شده است. از این رو استفاده از مفاهیم عدم قطعیت، مبنای یکی از روش های مطالعه نامعینی سیستم های سازه ای تحت بارهای لرزه ای است [۲۲].

در سال ۱۹۸۷، کرنل برای در نظر گرفتن عدم قطعیت در سیستم های سازه ای، ضریبی به نام ضریب نامعینی پیشنهاد کرد این ضریب به عنوان احتمال شرطی گسیختگی سیستم معرفی و اولین گسیختگی را که ممکن بود در هر یک از اعضای سازه های سکوی دریایی رخ دهد، مشخص می کرد. هنداو و فرانگویل در سال ۱۹۹۴ یک ضریب نامعینی احتمالاتی را پیشنهاد کردند ضریب پیشنهادی این پژوهشگران به صورت نسبت احتمال تسلیم اولین عضو منهای احتمال انهدام، به احتمال انهدام سیستم تعریف می شد [۲۲].

برترو پدر و پسر در سال ۱۹۹۹ برای اندازه گیری نامعینی سازه های قابی تحت اثر حرکت های زمین ناشی از زلزله از مفهوم (درجه نامعینی) استفاده کردند. درجه نامعینی که این پژوهشگران مورد استفاده قرار دادند. به عنوان تعداد نواحی بحرانی یا لوله های خمیری در سیستم سازه ای تعریف می شود که مقدار قابل توجهی از انرژی هیسترتیک خمیری را قبل از انهدام سازه مستهلک می نمایند در پژوهش یاد شده اثرهای مقاومت افزون، ضرایب تغییرات نیاز و ظرفیت و دیگر عوامل، بررسی شده و چنین نتیجه گیری شده است که جدا کردن نامعینی از عوامل دیگر دشوار است.

در ATC-19 و ATC-34 به منظور کمی کردن قابلیت اعتماد سیستم های قاب لرزه ای، ضرایبی به عنوان ضرایب نامعین پیشنهاد شده است [۷۲و].

آیین نامه ساختمانی متحدالشکل (UBC) و مقررات NEHRP، از سال ۱۹۹۷ یک ضریب با عنوان ضریب قابلیت اعتماد/نامعینی معرفی کرده اند که در نیروی جانبی زلزله برای طراحی ضرب می شود. در آیین نامه ساختمانی بین المللی (IBC) سال ۲۰۰۰ نیز چنین ضریبی آورده شده است. در پی این بررسی ها گفته شده است که برای رسیدن به ضریب نامعینی کمی و قابل قبول که بتواند در ارزیابی سازه ها و نیز طراحی مورد استفاده قرار گیرد به تحقیقات و تجربیات گسترده ای نیاز است [۲۳و۲۲].

۱-۳-۴-۱- اثر نامعینی سازه ای در آیین نامه های مختلف

موسز ضریب کاهش مقاومت میانگین را متناسب با عکس جذر تعداد شرط های مقاومتی مستقل (لوله های خمیری در یک سیستم با امکان حرکت جانبی) برای قابهای نامعین مقاوم، پیشنهاد کرده بود در ATC-19، فرض شده است که برای تامین نامعینی کافی در هر یک از جهت های اصلی سازه یکی ساختمان، حداقل چهار ردیف قابهای لرزه ای قائم که از نظر مقاومت و تغییر شکل سازگار باشند، لازم است از اینرو با در نظر گرفتن هر یک از ردیف های قاب لرزه ای قائم به عنوان یک شرط مقاومتی در حرکت جانبی، مقادیر جدول (۱-۳) به دست خواهد آمد این آیین نامه، ضریب نامعینی را به عنوان بخشی از فرمولاسیون ضریب رفتار پیشنهادی خود قلمداد کرده و آن را در ردیف ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری و ضریب مقاومت افزون قرار داده است.

جدول (۱-۳) مقادیر ضرایب نامعینی در (ATC-19) و مقادیر محاسبه شده توسط موسز

تعداد ردیف قاب لرزه بر	ضریب نامعینی ATC-19	ضریب محاسباتی موسز
۲	۰,۷۱	۰,۷۰۷
۳	۰,۸۶	۰,۸۶۶
۴	۱	۱

در مورد نامعینی سازه ها ذکر این نکته ضروری است که اگر طراحی سازه های برای نیروهای وارد بر آن به صورت کاملاً بهینه صورت گرفته باشد ممکن است لولاهای خمیری به صورت متوالی تشکیل نشود و تعداد زیادی از لولاها همزمان تشکیل گردند، در چنین حالتی درجات نامعینی سازه به یکباره کاهش قابل ملاحظه ای یافته و از اعتماد به پایداری آن کاسته می شود در تفسیر مقررات NEHRP سال ۲۰۰۰ نیز قید شده است که عدم تشکیل لولاهای خمیری به صورت متوالی و مناسب در سازه هایی که بهینه سازی می شوند موجب می گردد که مقادیر پارامترهای طراحی برای تامین عملکرد مناسب در این سازه ها کافی نباشد، گرچه روش های برخورد با نامعینی سازه ها متفاوت است، ولی

نکته قابل توجه در تمام روش ها گستردگی دامنه تغییرات ضریب درجه نامعینی سازه ها است، بدین معنی که در یک نوع سیستم سازه ای بدون تغییر در مصالح و اجرای آن، تنها عامل نامعینی می تواند اعتماد به پایداری سازه در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله، و به تبع آن ضریب رفتار سازه را به شدت تحت تاثیر قرار دهد.

این مسئله هشدار می دهد که با وجود نامعینی کم، با استفاده از ضرایب رفتار توصیه شده در آیین نامه طراحی و اجرا می شوند.

در سه آیین نامه IBC, UBC, NEHRP اثر نامعینی به طور غیر مستقیم وارد شده است زیرا در صورتیکه تعداد اعضای مقاوم در برابر زلزله (اعضایی که برش طبقه بین آنها توزیع می شود) زیاد بوده و اختلاف ظرفیت باربری آنها کم باشد ضمن اینکه برش طبقه بین تعداد بیشتری از اعضا تقسیم می شود نسبت برش عضو به طبقه نیز کاهش می یابد در این صورت، مقدار ضریب قابلیت اعتماد/ نامعینی کاهش خواهد یافت. در حالیکه اگر تعداد اعضای مقاوم در برابر زلزله، کم بوده با ظرفیت باربری آنها اختلاف زیادی با هم داشته باشد سهم تعدادی از اعضا (که مقاومت بیشتری دارند) از برش طبقه زیاد شده و متناسب با آن مقدار ضریب قابلیت اعتماد یا نامعینی افزایش خواهد یافت. از این رو، طرح به گونه ای غیرمستقیم وادار می شود تا از تعداد اعضای مقاوم بیشتر و یک نواخت تری در سازه و به ویژه در دو سوم پایینی ارتفاع سازه استفاده کند. در آیین نامه ها، ضریب نامعینی، در ترکیبات بارگذاری لرزه ای دخالت داده شده است. مبنای این ضریب، تقسیم برش طبقه به صورت نسبتاً یکنواخت بین تعداد زیادی از اعضای باربر است. این تعداد به مساحت طبقه بستگی دارد و با افزایش مساحت، طراح ملزم می شود از اعضای باربر بیشتری برای مقابله با بارهای جانبی زلزله استفاده کند یا در غیر این صورت، جریمه آن را که تحمل ضرایب بزرگتری در ترکیبات بار است بپذیرد. در روش موسز، تنها یک ضریب برای کاهش مقاومت متناسب با جذر تعداد شرطهای مقاومتی یا لولاهای خمیری در یک سیستم نامعین پیشنهاد شده است [۲۴].

۱-۳-۴-۲- آثار درجه نامعینی بر پاسخ لرزه‌های سازه‌ها

مطابق مطالعات برتر، در نظر گرفتن نامعینی آثار سودمندی در پاسخ سازه‌ها به حرکت‌های زلزله دارد به هر حال، هر یک از اثرها می‌تواند و باید در جای مناسب خود در فرآیند طراحی لحاظ شود و نباید با ضریب کاهنده R_s ناشی از مقاومت افزون یا اثر احتمالاتی نامعینی بر قابلیت اعتماد سیستم، خلط شود برخی از اثرهای نامعینی بر پاسخ لرزه‌ای به صورت زیر است :

الف- کاهش تاثیر اندازه در اجرای سازه‌ای این بدان معنی است که استفاده از تعداد عناصر کمتر برای مقاومت در برابر بارهای جانبی، به استفاده از اعضاء گره‌ها و اتصالات با ابعاد بزرگتر منجر می‌شود و این امر به کاهش دوران خمیری و ظرفیت اتلاف انرژی می‌انجامد.

ب- کاهش نیاز شکل‌پذیری و تغییر مکان ناشی از پیچش غیر ارتجاعی

ج- گسترش اتلاف انرژی بین عناصر متعدد و اجتناب از تمرکز آسیب.

برای بهره‌گیری از سودمندیهای نامعینی در سازه، لازم است به موارد زیر توجه شود :

الف- ضرایب تغییرات نیازهای سازه‌ای نسبت به ضرایب تغییرات ظرفیتهای کاهش یابد.

ب- مقاومت افزون افزایش یابد.

ج- ظرفیت دوران لولاهای خمیری (شکل‌پذیری) افزایش یابد.

د- یک ظرفیت حداقل (ظرفیت دورانی بیش از نیاز دوران ضرب در یک ضریب اطمینان) در تمام

اعضای سیستم سازه‌ای تضمین شود در این صورت، اعضا بدون خرابی می‌توانند از تغییر مکان‌های

سازه تبعیت کرده و به اعضای دیگر اجازه دهند که انرژی ورودی را مستهلک نمایند [۲۴].

۴-۱- روش‌های محاسبه ضریب رفتار

اساس تمامی روش‌های محاسبه ضریب رفتار یکسان است و آن عبارت است از محاسبه میزان نیرو یا انرژی است که یک قاب از زمانی که اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود تا زمانی که به مکانیزم خرابی کامل می‌رسد، تحمل یا جذب می‌نماید. روش‌هایی را که در مقالات و منابع موجود جهت محاسبه R وجود دارد، می‌توان به دو گروه کلی تقسیم نمود :

(۱) روش‌های محققان آمریکای (۲) روش‌های محققان اروپای

روش‌های آمریکایی عموماً از مبانی تئوری ساده‌تری برخوردار بوده و در عین حال کاربردی‌تر هستند. در حالی که روش‌های اروپایی دارای مبانی تئوری و تحلیلی پیچیده‌ای بوده و استفاده از آنها در عمل و برای قاب‌های واقعی ساختمان مشکل و در بعضی موارد غیر عملی است. در واقع می‌توان روش‌های محققان آمریکایی را روش‌های کاربردی و روش‌های محققان اروپای را روش‌های تحلیلی نامید [۲].

۴-۱-۱- روش‌های آمریکای

در این گروه، دو روش شاخص‌تر از بقیه وجود دارد و روش‌های دیگر با کمی تفاوت عمدتاً شبیه به این دو روش هستند. روش اول که به «طیف ظرفیت» شهرت دارد حاصل کار فریمن [۲۵] می‌باشد. روش دوم که به روش «ضریب شکل‌پذیری» مشهور است، دستاورد پژوهش‌های یوانگ است [۶].

۴-۱-۱-۱- روش ضریب شکل‌پذیری یوانگ [۶]

رفتار کلی یک سازه متعارف را در نظر بگیرید شکل (۱-۱۰) مقدار مقاومت الاستیک مورد نیاز را که برحسب ضریب برش پایه (C_{eu}) تعریف شده به شرح زیر بیان می‌نماید:

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (۱-۱۷)$$

در رابطه فوق W وزن موثر و V_e حداکثر برش پایه در صورتی است که سازه کلاً در محدوده الاستیک باقی بماند. در یک سازه با طراحی مناسب به دلیل وجود مقدار شکل‌پذیری و به منظور

طراحی تنش مجاز ASD [۲۸] و UBC [۲۹]، سطح C_s را به سطح بار سرویس C_w کاهش می‌دهند. مزیت مشخص کردن C_s یا C_w به عنوان سطح طراحی در این است که طراحان فقط به انجام یک تحلیل سازه‌ای کشسان نیاز دارند تا با استفاده از آیین‌نامه‌های جاری مصالح (بتن و فولاد)، ابعاد قطعات و جزئیات اجرایی را تعیین نمایند.

مضرات استفاده از آنالیز الاستیک برای نیرو در سطوح C_s و یا C_w در آن است که :

۱- محاسب قادر نخواهد بود مقاومت واقعی سازه را تعیین کند. در صورتی که مقدار اضافه مقاومتی که به طور تلویحی در آیین‌نامه زلزله در مقدار ضریب کاهش فرض شده است در سازه موجود نباشد رفتار سازه در زلزله شدید رضایت‌بخش نخواهد بود.

۲- مقادیر تغییر مکان‌های غیرالاستیک را نمی‌توان با یک آنالیز الاستیک خطی محاسبه نمود.

با توجه به شکل (۱-۱۰) می‌توان تعاریف زیر را بیان نمود .

۱- ضریب شکل پذیری کلی سازه (μ_s) عبارت است از : خارج قسمت تغییر شکل جانبی نسبی حداکثر (Δ_{MAX}) به تغییر شکل جانبی نسبی Δ_y

$$\mu_s = \frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_y} \quad (1-18)$$

۲- ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری (R_μ) عبارت است از: خارج قسمت نیروی نهایی وارده به سازه (در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند) C_{eu} ، به نیروی متناظر به حد تسلیم عمومی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی، C_y

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (1-19)$$

۳- ضریب اضافه مقاومت (Ω) عبارت است از: خارج قسمت نیروی متناظر، حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی، C_y به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه C_s

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (1-20)$$

که این ضریب بستگی به پارامترهای متفاوتی دارد.

۴- ضریب تنش مجاز (Y) عبارت است از: ضریبی که بر اساس نحوه برخورد آئین‌نامه‌های مصالح با تنش‌های طراحی (بار مجاز و یا بار نهایی) تعیین می‌شود و مقدار آن عبارت است از نسبت نیرو در حد تشکیل اولین لولای خمیری C_s به نیرو در حد تنشهای مجاز C_w

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (21-1)$$

ضریب فوق در حدود ۱,۴ و ۱,۵ می‌باشد. مثلاً این ضریب بر اساس آئین نامه ($AICS - ASD$) به صورت زیر تخمین زده می‌شود:

$$Y = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S \left(0.6F_y \times \frac{4}{3} \right)} \quad (22-1)$$

در رابطه فوق S, Z به ترتیب مدول‌های پلاستیک و الاستیک مقطع هستند و $\frac{4}{3}$ اضافه تنش مجاز هنگامی که نیروهای زلزله وجود داشته باشند نسبت $\frac{Z}{S}$ که به آن ضریب شکل ($Shape factor$) نیز گفته می‌شود برای قطعات بال پهن در حدود ۱,۱۵ است در این حالت:

$$Y = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44 \quad (23-1)$$

باید توجه داشت که در حالت‌هایی که طراحی در مرحله بار نهایی انجام می‌شود در صورتی که از نیروی زلزله در سطح متناظر با بار مجاز استفاده می‌شود مقادیر نیروی زلزله را باید با ضریب Y افزایش داد و در صورتی که از نیروی زلزله در سطح متناظر با بار نهایی استفاده می‌شود مقادیر نیروی زلزله را باید با منظور نمودن ضریب Y برابر با واحد ($C_w = C_s$) منظور نمود همین طور در صورتی که طراحی در محدوده بار مجاز انجام می‌شود و نیروی زلزله از سطح متناظر با بار مجاز به دست می‌آید. ضریب Y برابر با واحد و در صورتی که در این حالت نیروی زلزله از سطح متناظر با بار نهایی (C_s) به دست می‌آید، باید نیروی زلزله را به ضریب Y (۱,۴ و ۱,۵) تقسیم و در طراحی منظور نمود با توجه به تعاریف فوق می‌توان روابط زیر را به دست آورد.

با توجه به شکل (۱-۱۰)، ضریب کاهش نیروی نهایی (یا ضریب اصلاح پاسخ R) مطابق با قالب طراحی مقاومت می‌تواند به صورت زیر نتیجه گرفته شود:

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \Omega \quad (۲۴-۱)$$

ضریب کاهش نیروی نهایی مطابق با قالب تنش مجاز UBC برابر است با:

$$R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \Omega Y \quad (۲۵-۱)$$

همچنین ضریب تشدید تغییرمکان نرپ C_d که نسبت بین $\Delta_{\max}$ و Δ_s است، می‌تواند با توجه به شکل (۱-۱۰) به طریق زیر نتیجه گرفته شود:

$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \cdot \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (۲۶-۱ \text{ الف})$$

که $\frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y}$ برابر است با ضریب شکل‌پذیری سازه‌ای (μ_s) و $\frac{\Delta_y}{\Delta_s}$ با توجه به شکل (۱-۱۰) برابر است با:

$$\frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \frac{C_y}{C_s} = \Omega \quad (۲۶-۱ \text{ ب})$$

بنابراین معادله (۲۶-۱ الف) می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$C_d = \mu_s \Omega \quad (۲۷-۱)$$

از این نتایج، چنین مشاهده می‌شود که هر دو ضریب R (یا R_w) و C_d توابعی از ضریب افزایش مقاومت سازه‌ای، ضریب شکل‌پذیری سازه‌ای و نسبت میرایی هستند. (اثر میرایی عموماً در ضریب کاهش شکل‌پذیری R_μ در نظر گرفته می‌شود).

به علاوه، معادلات (۲۴-۱) و (۲۵-۱) نشان می‌دهند که این مساله گمراه کننده است که R یا R_w را ضریب کاهش شکل‌پذیری بنامیم، زیرا افزایش مقاومت سازه‌ای می‌تواند نقش تقریباً مهمی را برای شکل‌پذیری در این ضرایب ایفا کند.

۳- مقادیر R و C_d پیشنهاد شده توسط NEHRP برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف سازگار

نیستند. این مقادیر بایستی در یک روش منطقی‌تر ارزیابی مجدد شوند. فرمول اساسی

بدست آمده در این روش می‌تواند به منظور رسیدن به این هدف به کار گرفته شود.

۴- تعریف شکل‌پذیری سازه‌ای برای سازه‌های چند طبقه که زوال سختی و مقاومت قابل

توجهی دارند، هنوز یک مانع مهم و عمده برای برقراری ضرایب R و C_d می‌باشد [۳۱].

۱-۴-۲- روش طیف (فریمن)

فریمن یک روش تحلیلی برای بدست آوردن مقدار R که تحت تأثیر مؤلفه‌های زیادی قرار دارد، به

صورت زیر ارائه می‌کند [۲۵]:

$$R = R_i \times R_j \times R_k \times \dots \times R_n \quad (1-28)$$

که هر یک از مؤلفه‌ها جانشین عواملی از قبیل آرایش قاب‌ها، سیستم سازه‌ای، ترکیب بارها، درجه

نامعینی، میرای، ویژگی‌های رفتار غیرخطی سازه، خصوصیات مصالح، نسبت ابعاد ساختمان مکانیزم

خرابی و عوامل مؤثر دیگر می‌باشند. به جای آن که تمامی عوامل مؤثر یاد شده در ضریب رفتار وارد

گردند، شایسته‌تر است که تنها عواملی که نقش اساسی‌تری دارند دخالت داده شوند. در این روش دو

عامل اصلی ظرفیت سازه و نیروهای ناشی از زلزله، در نظر گرفته می‌شوند. سپس عواملی که ظرفیت

را افزایش و نیروهای لرزه‌ای را کاهش می‌دهند مشخص می‌شوند. در این روش، ظرفیت افزایش یافته

R_e نامیده می‌شود. پاره‌ای از عوامل مؤثر در R_e عبارتند از: ضرایب بار و ضرایب کاهش مقاومت مصالح

(مانند برای بتن)، طراحی دست بالای اعضا، سختی کرنشی، نامعینی سازه، شکل‌پذیری سازه و

ظرفیت اضافه‌ای که از لحظه جاری شدن اولین تار کششی یا فشاری مقطع تا تشکیل مفصل خمیری

کامل در یک عضو قابل دستیابی است [۲۵].

هنگام زلزله‌های متوسط و شدید انتظار نمی‌رود که سازه در حالت ارتجاعی باقی بماند هر چه سازه از

حد ارتجاعی فراتر برود، سختی آن کاهش یافته و میرایی افزایش می‌یابد. کاهش سختی باعث بالا

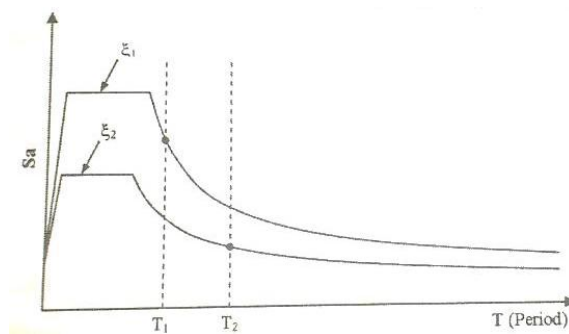
رفتن زمان تناوب و افزایش میرایی باعث استهلاک بیشتر انرژی می‌شود. با بالاتر رفتن زمان تناوب و

میرایی، نیروهای لرزه‌ای وارد به سازه (نیازهای لرزه‌ای) کاهش می‌یابند. با توجه به طیف‌های پاسخ در شکل (۱۱-۱)، مقدار متناظر با T_1 و ζ_1 به متناظر با T_2 و ζ_2 می‌رسد. در این حالت، نسبت نیروهای ارتجاعی به نیروهای غیرارتجاعی (کاهش یافته بر اثر نرم‌تر شدن سازه و افزایش استهلاک انرژی)، به عنوان R_D تعریف می‌شود.

حال با مشخص شدن مقدار R_D و R_C ، ضریب رفتار (R) از رابطه زیر بدست می‌آید [۲۵]:

$$R = R_C \cdot R_D \quad (۲۹-۱)$$

از آن‌جا که R_D و R_C برای هر ساختمان مقادیر منحصر به فردی دارند، ضریب رفتار هر ساختمان نیز مقداری منحصر به فرد است.



شکل (۱۱-۱) طیف نیروهای وارد بر سازه در دو حالت ارتجاعی و غیر ارتجاعی [۲۵]

۲-۴-۱- روش‌های اروپایی

در آیین‌نامه اروپا به جای استفاده از ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری در محاسبه ضریب رفتار، از ضریب بازتاب سازه q استفاده می‌شود که عبارت است از $q = \frac{Au}{Ay}$ که Au پیک شتاب زمین است که منجر به اولین تسلیم در سازه می‌شود. محققین اروپایی همگام با محققین آمریکایی، به تحقیق راجع به روش‌های برآورد ضریب رفتار ساختمان پرداخته‌اند. این روش‌ها را می‌توان به سه گروه تقسیم نمود:

۱- روش‌های متکی بر تئوری ضریب شکل‌پذیری

۲- روش‌های متکی بر پاسخ غیرخطی دینامیکی سیستم‌های یک درجه آزادی

۳- روش‌های انرژی (بر اساس اصل انرژی)

۱-۲-۴-۱- روش تئوری ضریب شکل پذیری [۲۶]

این روش اولین بار توسط کسترا ارائه شد و بر پایه تئوری شکل‌پذیری قاب‌ها قرار دارد. در این روش ضریب رفتار که در اینجا q نامیده می‌شود با توجه به شکل (۱-۱۲) و از رابطه زیر به دست می‌آید :

$$q = \frac{S_u}{S_y} = a_c \left[\frac{\alpha_u}{\alpha_y} - \beta \right] + \beta \quad (۳۰-۱)$$

همانطور که در شکل (۱-۱۲) مشاهده می‌شود $\frac{\alpha_u}{\alpha_y}$ نسبت ظرفیت نهایی به ظرفیت تسلیم می‌باشد و در این رابطه α_c ضریب الاستیک بحرانی بارهای قائم و β متغیری وابسته به پرورد ارتعاشات سازه است که از رابطه زیر بدست می‌آورد.

$$\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_y} \quad (۳۱-۱)$$

یعنی می‌توان نوشت :

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_y} [(1 - \beta')\alpha_c + \beta'] \quad (۳۲-۱)$$

مازولانی با استفاده از نتایج به دست آمده از رفتار دینامیکی سیستم‌های یک درجه آزادی رابطه زیر را برای β' پیشنهاد نموده است.

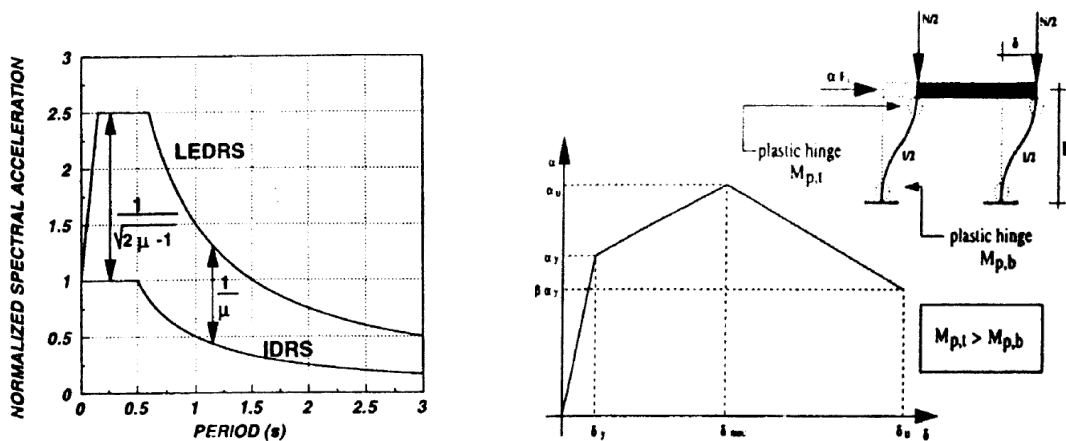
$$\beta' = 1 - T, \quad \beta' > 0.5 \quad (۳۳-۱)$$

بنابراین برای $T > 0.5$, q دارای مقدار ثابت و برای $T < 0.5$ یک تابع خطی از پرورد می‌باشد.

۱-۲-۴-۲- روش پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزادی [۲۶]

این روش اولین بار توسط نیومارک و هال ارائه و بطور کامل فرمول بندی شد آنها نشان دادند که چگونه می توان طیف پاسخ غیرخطی (غیرالاستیک) را از طیف پاسخ خطی الاستیک یک سیستم یک درجه آزادی بدست آورد (شکل ۱-۱۳). ضریب کاهش در اثر شکل پذیری ($R\mu$) با نسبت نیروی برشی مورد نیاز الاستیک به نیروی برشی مورد نیاز غیرالاستیک تعریف می شود.

$$R\mu = \frac{v_{eu}}{v_y} \quad (۳۴-۱)$$



شکل (۱-۱۲) مدل ساده شده با ظرفیت باز توزیع پلاستیک [۲۶] شکل (۱-۱۳) روش نیومارک معادل [۲۶]

جایانی با استفاده از نتایج سختی کاهش یافته سیستم های یک درجه آزادی که تحت زمین لرزه های مختلف قرار گرفته اند روابط کامل تر زیر را برای ضریب رفتار این سیستم ها پیشنهاد نموده اند :

$$q = 1 + (\mu - 1)^{0.87 - 0.05T} \quad T \geq T_0 \text{ اگر } (۳۵-۱)$$

$$q = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T}{T_0} \left[1 - \frac{T}{2T_0} \right] \quad T < T_0 \text{ اگر } (۳۶-۱)$$

که در روابط فوق T_0 پریود سیستم است در لحظه ای که منحنی طیف پاسخ الاستیک شروع به نرم شدن (کاهش سختی) می کند و q_0 مقدار q از معادله (۳۵-۱) به ازای $T = T_0$ می باشد.

۱-۴-۲-۳- روش انرژی [۲۶]

اساس این روش بر پایه تساوی بیشینه انرژی جنبشی ناشی از یک زلزله شدید با بیشینه انرژی جنبشی که یک سازه قادر است جذب نماید، قرارداد.

معادله تعادل انرژی در یک سازه به شکل زیر نوشته می‌شود.

$$E_{ku} = W_0 + D_u - E_{2u} \quad (۳۷-۱)$$

که در آن :

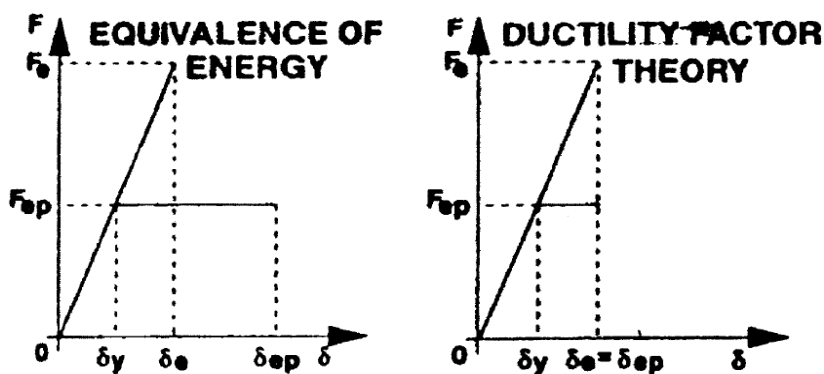
W_0 : انرژی الاستیک که در محدوده ارتجاعی (بخش اول تغییرشکل) ذخیره می‌شود.

D_u : انرژی که طی تغییرشکل غیرخطی سازه در آن ذخیره می‌شود.

E_{2u} : کار انجام شده توسط نیروهای قائم در کل پروسه تغییرشکل سازه.

E_{ku} : بیشینه انرژی جنبشی که سازه قادر است جذب و مستهلک نماید.

انرژی جنبشی ناشی از شتاب زمین a در زلزله طراحی و طیف پاسخ این زلزله به ترتیب با E_k, S نشان داده می‌شود شتاب نگاشت شدیدترین زلزله توسط ضریبی نظیر m از شتاب نگاشت طراحی مشخص می‌گردد. انرژی جنبشی E_{km} ناشی از این زلزله مخرب که با استفاده از بیشینه شبه سرعت برآورد شده از روی طیف mS بدست آمده و توسط رابطه زیر به E_k مرتبط می‌شود.



شکل (۱۴-۱) روش انرژی

$$E_{km} = m^2 E_k \quad (۳۸-۱)$$

در نتیجه بنابر قانون تعادل انرژی خواهیم داشت :

$$E_{km} = E_{ku} \quad (۳۹-۱)$$

روش‌های تحلیلی مفصل و پیچیده‌ای جهت حل معادله فوق و استخراج ضریب رفتار سازه از آن وجود دارد که معروف‌ترین آنها مربوط به کمو و لانی است. از آنجا که این روش پیچیده غیرکاربردی و صرفاً تئوری است لذا هنوز جهت محاسبه ضریب رفتار قاب‌های واقعی قابل کاربرد نیست و یا بسیار مشکل و وقت‌گیر خواهد بود لذا از ذکر جزئیات این روش صرف نظر می‌شود. روش انرژی ساده شده لانی و کومو بر اساس یک مدل ساده شده تغییرات انرژی در طی زلزله ارائه شده است. مسیر تدریجی پیچیده حرکت لرزه‌ای یک سازه به یک سری سیکل‌های ساده شده تغییرات انرژی تقسیم می‌شود. هر سیکل از دو فاز اول و دوم ساخته شده است. در فاز اول انرژی جنبشی که در طی یک افزایش تدریجی نوسانات الاستیک وجود دارد ذخیره می‌شود و در فاز دوم انرژی انباشته شده در فاز اول به کار الاستیک - پلاستیک تبدیل می‌شود در این فاز استهلاک انرژی، از انرژی جنبشی که از زمین به سازه منتقل می‌شود صرف نظر می‌شود.

انرژی جنبشی داده شده بوسیله زلزله طرح با ماکزیمم شتاب زمین a و طیف پاسخ S با E_k نامیده می‌شود. همچنین شتاب شدیدترین زلزله طرح با ضریب m شتاب نگاشت طرح مشخص می‌شود. انرژی جنبشی E_{km} داده شده بوسیله این زلزله، که می‌تواند به وسیله ماکزیمم شبه سرعت ارزیابی شده روی طیف mS با E_k کسب شود توسط رابطه زیر ارائه می‌شود :

$$E_{km} = m^2 E_k \quad (۴۰-۱)$$

معادله تعادل انرژی می‌دهد :

$$E_{ku} W_0 + D_u - E_{2u} \quad (۴۱-۱)$$

اگر E_{ku} بزرگتر از E_{km} است. حرکت قاب بوسیله نیروهای باز ذخیره سازی الاستیک معکوس می‌شود و سیکل‌های دیگر تغییر شکل ممکن است اتفاق افتد.

ماکزیمم سطح m_{lim} شدت زلزله که قابل می‌تواند تحمل کند برابر است با :

$$E_{k,m_{lim}} = E_{ku} \quad (42-1)$$

اگر E_k انرژی جنبشی وابسته به زلزله برای اینکه قاب در محدوده الاستیک باقی بماند و W انرژی الاستیک ذخیره شده در طی این نوع زلزله باشد خواهیم داشت :

$$E_k = W \quad (43-1)$$

تحت زلزله‌های مخرب نیروهای اینرسی از صفر تا مقدار حدی a_0, F که اولین تسلیم را بوجود می‌آورد افزایش می‌یابند. با فرض تشکیل همزمان همگی مفاصل پلاستیک ، خواهیم داشت :

$$W_0 = a_0, W \quad (44-1)$$

$$m_{lim} = \left[a_0 \left(1 + \frac{D_u}{W_0} \right) - \frac{E_{2u}}{W_0} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (45-1)$$

مولفین *como, lanni* "شکل‌پذیری لرزه‌ای" و "لاگری لرزه‌ای" را به صورت زیر تعریف می‌کنند.

$$D_s = \frac{D_u}{W_0} \quad (46-1)$$

$$A_s = \frac{E_{2u}}{W_0} \quad (47-1)$$

و شکل‌پذیری لرزه‌ای کاهش یافته برابر است با :

$$D_{sr} = D_s - A_s \quad (48-1)$$

توانایی یک سازه برای زلزله‌های قوی، به خواص ترکیبی مقاومت a_0 و شکل‌پذیری D_{sr} بستگی دارد. این خواص را مولفه سختی لرزه‌ای (τ_s) می‌نامند.

$$\tau_s = \sqrt{a_0 (1 + D_{sr})} \quad (49-1)$$

این پارامتر همان مفهوم ضریب q را دارد ($q = \tau_s$) زیرا به یک ضریب کاهش شتاب نگاشت زلزله طراحی شدید ناشی از سختی لرزه‌ای قابل اشاره می‌کند.

می توان نشان داد که با برداشتن فرض تشکیل همزمان مفاصل پلاستیک و با فرض محافظه کارانه می توان گفت :

$$q = \left(\frac{W_u}{W_y} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (۵۰-۱)$$

که W_y انرژی کرنشی الاستیک ذخیره شده در سیستم در حالت تسلیم و W_u انرژی کلی ذخیره شده و مستهلک شده تا لحظه شکست است.

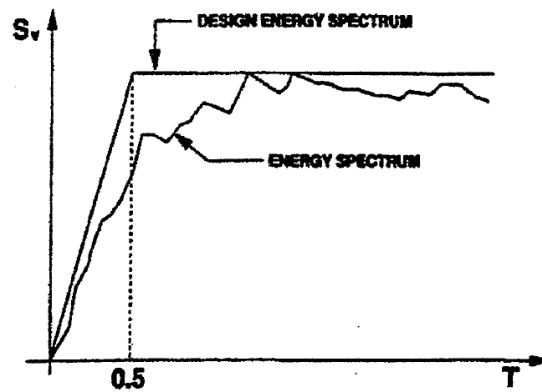
در روش انرژی ساده شده کاتو و آکایاما ایمنی یک قاب در برابر زلزله اصلی طراحی توسط مقایسه ظرفیت استهلاک انرژی قاب با انرژی ورودی زلزله به قاب بیان شده است. طبق این روش ارزیابی ظرفیت مقاومت لرزه‌ای یک قاب فولادی، بایستی در هر طبقه اعمال شود. این روش برای یک سیستم از نوع برشی شبیه قاب‌های با ستون ضعیف و تیر قوی معتبر است.

اگر چه قاب‌های با سیستم ستون قوی و تیر ضعیف عمدتاً برای مناطق لرزه‌ای مفید هستند و بکار می‌روند زیرا در این گونه قاب‌ها از تمرکز آسیب در یک طبقه جلوگیری می‌شود، این مهم است که توجه داشته باشیم که اغلب سازه‌ها به عنوان سازه‌های ستون ضعیف تیر قوی طبقه بندی می‌شوند. دلایل این طبقه بندی به قرار زیر است :

- ۱- وقتی که دال سقف بتنی در مقاومت تیرها مشارکت می‌کند . مقاومت موثر تیرها بالاتر از مقدار طراحی خواهد شد. شاهتیرهای یا دهانه بلند بر اساس بارهای قائم طراحی می‌شوند تا بارهای زلزله.
 - ۲- روش‌های طراحی ساده که از احتمال گسیختگی در ستون ممانعت کنند هنوز توسعه نیافته‌اند.
- هاوسنر با استفاده از طیف پاسخ سرعت، انرژی ورودی برای آسیب یک سیستم الاستیک - پلاستیک را با فرض این که این انرژی برابر انرژی ورودی برای آسیب حاصل از سیستم الاستیک است به دست آورد.

$$E = \frac{1}{2} MS_v^2 \quad (۵۱-۱)$$

که M جرم کلی سازه و S_v پاسخ شبه سرعت طیفی برای یک سیستم میرا شونده است. طیف شبه سرعت میانگین می‌تواند به طور تقریبی به صورت شکل (۱-۱۵) نشان داده شود.



شکل (۱-۱۵) طیف انرژی طراحی برای روش کاتو و آکایاما [۲۶]

برای مقادیر زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۰/۵ ثانیه ($T > 0.5$) مقدار شبه سرعت طیفی S_v مستقل از مقدار T است. این خاصیت در ارزیابی انرژی زلزله ورودی به قاب برای در نظرگیری تغییرات زمان تناوب اصلی قاب در اثر ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک بسیار مهم است با تعادل انرژی‌ها خواهیم داشت :

$$\frac{1}{2}MS_v^2 = W_e + W_p \quad (۵۲-۱)$$

که W_e انرژی کرنشی الاستیک و W_p انرژی کرنشی پلاستیک تجمعی است. برای بقاء یک قاب در برابر نیازهای زلزله طراحی می‌بایست ظرفیت اتلاف انرژی پلاستیک تجمعی سازه W_{ps} کمتر از پاسخ انرژی پلاستیک تجمعی W_p نباشد.

$$W_{ps} > W_p = \frac{1}{2}MS_v^2 - W_e \quad (۵۳-۱)$$

انرژی کرنشی الاستیک W_e با رابطه تقریبی زیر ارائه می‌شود :

$$W_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \cdot a_1 g \right)^2 \quad (54-1)$$

که a_1 ضریب برش پایه تسلیم است و با رابطه زیر بیان می شود :

$$a_1 = \frac{Q_y}{M \cdot g} \quad (55-1)$$

و Q_y نیروی برش پایه تسلیم است.

ابتدا می بایست معادله (54-1) برای طبقه اول اقناع شود، سپس کنترل ایمنی می تواند با استفاده از قانون توزیع کار پلاستیک (بدست آمده توسط همین مولفان) برای هر طبقه توسعه یابد . نهایتاً می توان شکل پذیری قابل را به صورت زیر که مستقل از شدت زلزله است نشان داد.

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + 4c_1 a_1 \eta_1}} \quad (56-1)$$

که a_1 نسبت کار انجام شده پلاستیک به وسیله کل قاب به کار انجام شده پلاستیک طبقه اول، c_1 نسبت انرژی کرنشی الاستیک طبقه اول، به انرژی کرنشی الاستیک قاب و η_1 نسبت شکل پذیری پلاستیک تجمعی است.

ضریب q در آیین نامه های لرزه ای اروپا به D_s وابسته بوده و با رابطه زیر بیان می شود :

$$q = \frac{1}{D_s} = \sqrt{1 + 4c_1 a_1 \eta_1} \quad (57-1)$$

مقدار q در رابطه فوق می تواند به عنوان یک معیار اندازه گیری ایمنی قاب بکار رود. این مقدار در صورتی قابل قبول است که نسبت شکل پذیری پلاستیک تجمعی در هر طبقه از شکل پذیری موجود کمتر باشد. به عبارت دیگر باید :

$$W_{pi} \leq W_{pis} \quad (58-1)$$

که W_{pi} کار پلاستیک در طبقه i ام و W_{pis} ظرفیت استهلاک پلاستیک قاب در طبقه i ام است.

$$q_i = \sqrt{1 + 4a_i c_i \eta_i \left(\frac{a_i}{a_1} \right)^2} \quad (59-1)$$

نتیجتاً مقدار ضریب q که هر طبقه را اقناع کند با رابطه زیر بیان می‌شود :

$$q = \min(q_1, q_2, \dots, q_n) \quad (60-1)$$

لازم به ذکر است که این روش برای سازه‌های غیرمنظم نیز کاربرد دارد.

فصل دوم

تخلیل استاتیکی غیرخطی

در این فصل سعی خواهد شد، مروری بر روی مبانی روش تحلیل استاتیکی غیر خطی و پارامترهای آن انجام شود، همچنین چگونگی اعمال این روش بر روی مدل های مورد نظر در این تحقیق مورد بررسی خواهد گرفت.

تحلیل استاتیکی غیر خطی دارای کاربرد های فراوانی است از قبیل صحت سنجی طراحی سازه های نو، بهسازی لرزه ای سازه های موجود و طراحی بر اساس سطح عملکرد.

از آنجا که روند توسعه آئین نامه های بارگذاری و طراحی لرزه ای برای نسل بعدی بر پایه عملکرد سازه ها است، تحلیل استاتیکی غیر خطی روز به روز اهمیت بیشتری پیدا خواهد کرد. همچنین روش تحلیل خطی نمی تواند اطلاعات کافی در خصوص اطمینان از صحت طراحی به ما بدهد. در تحلیل های خطی (رفتار مصالح خطی) فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی مدل می شود، در تحلیل های غیر خطی سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیر اصلی و همچنین تغییرات مقاومت و سختی این اعضا در اثر کاهندگی باید در مدل سازی وارد گردد [۱].

برای انتخاب روش، تحلیل مهندس بهساز می تواند با قضاوت مهندسی و مشاوره با کارفرما از همان ابتدا روش های غیر خطی را انتخاب کند، اما چنانچه لازم باشد تا مطابق آیین نامه لزوم این کار اثبات شده و یا راه حل توسط کنترل ها انتخاب شود می بایست ابتدا یک تحلیل خطی مقدماتی انجام گیرد و سپس در ادامه مسیر، خطی بودن تحلیل نهایی یا تغییر روش تحلیل از خطی به غیر خطی معین گردد. در این مرحله کفایت و میزان دقت نتایج تحلیل خطی برای بررسی رفتار سازه با معیار ها و پارامتر های خاص مورد ارزیابی قرار می گیرد [۳۲].

برای تخمین پاسخ واقعی سازه در زلزله دو راه وجود دارد :

(۱) روش استاتیکی غیر خطی (۲) روش دینامیکی غیر خطی

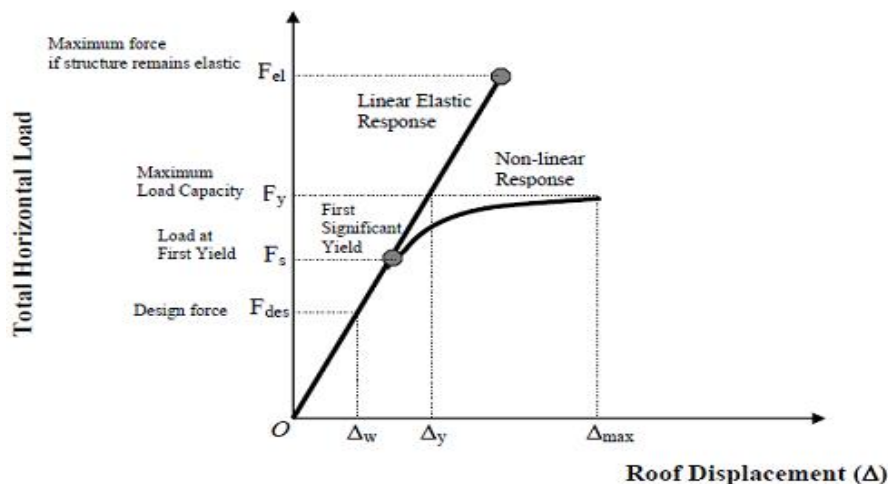
۲-۲- معیار انتخاب روش استاتیکی غیر خطی

یکی از دلایل گرایش به سمت تحلیل های استاتیکی غیر خطی سادگی آن نسبت به پیچیدگی های روش دینامیکی غیر خطی می باشد. روش استاتیکی غیر خطی توانای قابل قبولی برای تخمین رفتار غیر خطی سازه دارد. با این روش می توان با دقت خوبی جابجای های نیاز را تعیین نمود. تشخیص مکانیزم شکست برای اطمینان از رخ ندادن مکانیزم طبقه یا ستون ضعیف - تیر قوی، با استفاده این روش امکان پذیر است. در تحلیل استاتیکی غیر خطی هدف این نیست که پاسخ واقعی سازه تحت زلزله تعیین شود، ولی داشتن دقت قابل قبول از ویژگی های اولیه هر روش مهندسی می باشد [۳۲].

۲-۳- شرح کلی مراحل انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی

در ابتدا مدل های مورد بررسی توسط یک برنامه محاسباتی به صورت خطی مدل سازی می شود. در مرحله بعد، مدل طراحی شده در یک نرم افزار تحلیل غیر خطی مجدداً مدل سازی می گردد سپس بارگذاری ثقلی با ترکیب بار مشخص و بار جانبی با ترکیب و نوع مشخص در ارتفاع، به سازه اعمال می شود. بار جانبی اعمالی در ارتفاع مرحله به مرحله افزایش می یابد، تا آنجا که اولین مفصل در سازه ایجاد می گردد. نرم افزار پس از ایجاد اولین مفصل پلاستیک مختصات جابجای و نیروی موجود در آن را لحظه ثبت و شروع به اصلاح سختی مدل می کند، بار جانبی تا تشکیل مفصل بعدی به روند افزایش خود ادامه می دهد این مکانیزم تا آنجا ادامه پیدا می کند که سازه به صورت کلی نا پایدار گردد.

معمولاً بیشینه جابجای برای انجام این تحلیل غیر خطی ۳٪ ارتفاع سازه می باشد، برخی منابع علمی بیان می کنند تا ۱٫۵ برابر جابجای هدف باید تحلیل پوش اور انجام گیرد. نمودار نیرو - تغییر مکان شکل (۱-۲) بیان کننده این روند می باشد که به منحنی ظرفیت سازه معروف می باشد. در این تحقیق نقطه ای در تراز بام، تحت کنترل نیرو - تغییر مکان قرار می گیرد.

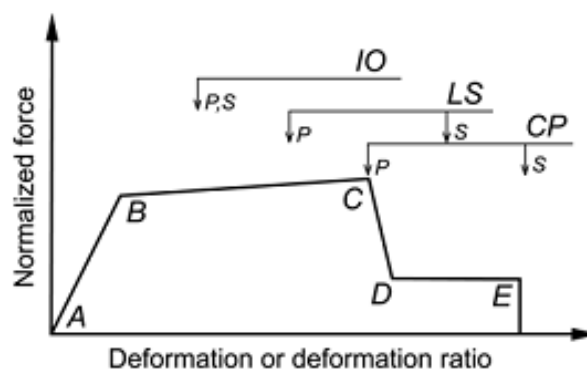


شکل (۱-۲) نمودار ظرفیت سازه در دو حالت خطی و غیر خطی [۳۳]

۲-۳-۱- معیارهای پذیرش برای روش های غیر خطی

در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند نباید تغییر شکل های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آنها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییر شکل اعضاء باید با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی که همزمان بر عضو وارد می شود، براساس جداول FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برآورد شود. در این حالت برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (V_t) نباید کمتر از ۸۰٪ برش تسلیم موثر سازه (V_y) باشد.

در اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل تلاش های اعضای اصلی و غیراصلی براساس سطح عملکرد مورد نیاز برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شود. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است. اما در صورتی که از روش ساده شده تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده باشد، به دلیل ساده سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضا براساس سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی پذیرفته شوند. در شکل (۲-۲) معیارهای پذیرش اعضای اصلی (P) و اعضای غیراصلی (S) با توجه به سطوح عملکرد در منحنی نیرو - تغییر شکل نشان داده شده است.



Component or element deformation acceptance criteria

شکل (۲-۲) معیار پذیرش برای اعضای اصلی (P) و اعضای غیر اصلی (S) [۳۳]

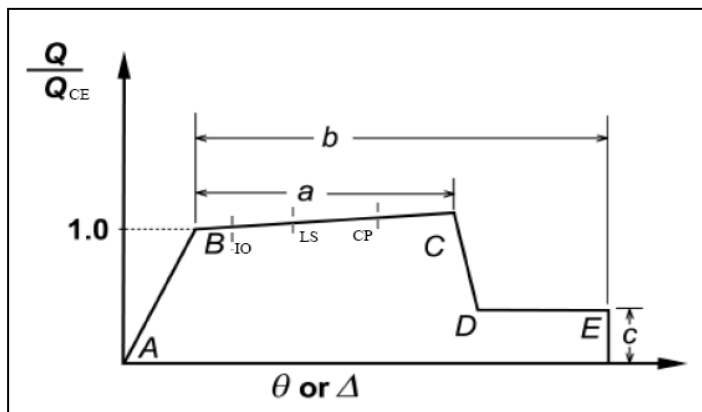
روش استاتیکی غیرخطی می تواند کامل یا ساده شده باشد :

- در روش کامل، اعضای اصلی و غیر اصلی در مدل وارد می شوند و رفتار غیرخطی آن ها تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می شود. همچنین اثرات کاهندگی (در منحنی نیرو - تغییر شکل ، تغییر شکل های فراتر از نقطه C) به نحوی وارد محاسبات می شود. هنگام استفاده از این روش، معیارهای پذیرش بر اساس معیارهای پذیرش اعضای غیر اصلی در نظر گرفته می شود.

- در روش ساده شده، فقط اعضای اصلی مدل می شوند رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دو خطی شبیه سازی می شود و از اثرات کاهندگی (در منحنی نیرو - تغییر شکل - تغییر شکل های فراتر از نقطه C) صرف نظر می شود. هنگام استفاده از این روش، معیارهای پذیرش براساس معیارهای پذیرش اعضای اصلی در نظر گرفته می شود. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط این معیار پذیرفته نشوند، می توان آنها را در دسته اعضای غیر اصلی فرض کرد و از مدل خارج ساخت. در اعضای کنترل شونده توسط نیرو در اعضای اصلی و غیر اصلی کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچک تر از کرانه پایین مقاومت اعضاء، با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی که همزمان بر عضو وارد می شوند، باشد [۳۳].

۲-۳-۲- معیارهای پذیرش برای سازه های فولادی بر اساس FEMA-356 [۳۳]

اگر پاسخ سازه به کمک روش های تحلیل غیرخطی تعیین شود، رابطه نیرو- تغییرشکل اجزاء به صورت روابط غیرخطی لازم می شود. چنانچه تحت بارهای وارده پاسخ غیرخطی در جزء اتفاق نیافتد می توان از روابط خطی استفاده کرد. منحنی نیرو - تغییرشکل غیرخطی اجزاء باید بر پایه مدارک آزمایشگاهی یا تحلیل های انجام یافته تعیین شوند و در صورت در دسترس نبودن این مدارک می توان از منحنی های نیرو - تغییر شکل (۳-۲) با پارامترهای a ، b و c تعریف شده در شکل (۲-۲) برای اجزای خمشی استفاده نمود. پارامترهای Q و Q_{CE} به ترتیب عبارتند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت تعمیم یافته مورد انتظار در عضو. Δ کل تغییر مکان ارتجاعی و خمیری و θ کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون می باشد. همچنین شیب منحنی در قسمت BC، ۳٪ در نظر گرفته می شود.



شکل (۳-۲) منحنی نیرو-تغییر شکل غیرخطی اجزا [۳۳]

در آیین نامه FEMA-356 زاویه دوران تسلیم برای مقاطع تیر ها و ستون ها به ترتیب زیر می باشد :

$$\text{Beams: } \theta_y = \frac{Z \cdot F_{ye} \cdot l_b}{6EI_b} \quad (1-2) \quad M_y = Z \cdot F_{ye} \quad (3-2)$$

$$\text{Columns: } \theta_y = \frac{Z \cdot F_{ye} \cdot l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (2-2) \quad M_y = 1.18 \cdot Z \cdot F_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq Z \cdot F_{ye} \quad (4-2)$$

θ_y : Yield Rotation

F_{ye} : Yield strength of steel

l_b : Beam length

M_y : Yield Moment

Z : Plastic section modulus

l_c : Column length

E : Modulus of elasticity P : Axial force in the member

I_b : Moment of inertia of beam with respect to the bending axis

I_c : Moment of inertia of Column with respect to the bending axis

P_{ye} : Expected axial yield force of the member ($A_g F_{ye}$)

در تیر ها با توجه به نسبت های $\frac{h}{t}$ و $\frac{bf}{2tf}$ مقادیر پارامترهای مدل سازی (زاویه چرخش خمیری a و

b و نسبت تنش پسماند c) و همچنین معیارهای پذیرش به دست می آید. با توجه به اطلاعات داده

شده در شکل (۳-۲) مختصات E, D, C, B, A تعیین می شوند. برای مثال برای تیر با مقطع IPE240

داریم :

$$\frac{h}{t_w} = 38.7 \leq 3185/(f_{ye})^{0.5} = 68.214 \quad \frac{bf}{2t_f} = 6.122 \leq 420/(f_{ye})^{0.5} = 8.486$$

بنابراین بر اساس جدول (۳-۲) قسمت الف تیرها-خمش ، مقادیر پارامترهای مدل سازی و معیارهای

پذیرش در خمش به صورت جدول (۱-۲) به دست می آید.

جدول (۱-۲) پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در خمش برای تیر با مقطع IPE240 [۳۳]

معیارهای پذیرش (زاویه چرخش خمیری. رادیان)			پارامترهای مدل سازی		
CP	LS	IO	c	b	a
$8\theta_y$	$6\theta_y$	θ_y	0.6	$11\theta_y$	$9\theta_y$

بنابراین مختصات نقاط E, D, C, B, A در شکل (۳-۲) به صورت جدول (۲-۲) به دست می آید.

جدول (۲-۲) تعیین مختصات منحنی نیرو-تغییر مکان در مدل سازی مفصل خمشی تیر IPE240 [۳۳]

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

جدول (۳-۲) روابط نیرو-تغییر شکل غیرخطی تیرهای سازه طبق FEMA-356 [۳۳]

Table 5-6 Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components								
Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
				IO	Primary		Secondary	
	a	b	c		LS	CP	LS	CP
Beams—flexure								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y	9θ _y	11θ _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4θ _y	6θ _y	0.2	0.25θ _y	2θ _y	3θ _y	3θ _y	4θ _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							

برای محاسبه معیار پذیرش در ستون ها علاوه بر نسبت های $\frac{h}{t}$ و $\frac{bf}{2tf}$ مقطع ستون مورد نظر ، باید مقدار نیرو محوری ستون در تغییر مکان هدف (P) ، همچنین (Pcl) کوچکترین مقدار حاصله از حالت کمانش ستون ناشی از کمانش موضعی بال یا جان، را بدست آورد.

$$Pcl = 1.7 Fa A \quad (۵-۲)$$

Fa معرف تنش فشاری مجاز به دست آمده طبق مبحث دهم مقرات ملی ساختمان، و A سطح مقطع ستون می باشد.

در ستون های فولادی تحت تاثیر لنگر خمشی همراه با نیروی محوری باید به نکات زیر توجه کرد

✓ اگر $(P/PCL > 0.5)$ باشد ، در ستون ها تلاش خمشی همراه با نیروی محوری کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شود

✓ اگر $(P/PCL < 0.5)$ باشد ، در ستون ها تلاش خمشی همراه با نیروی محوری کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می شود .

جدول (۲-۴) روابط نیرو-تغییر شکل غیرخطی ستون های سازه طبق FEMA-356 [۳۳]

Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components (continued)								
Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
				IO	Primary		Secondary	
	a	b	c		LS	CP	LS	CP
For $0.2 < P/P_{CL} < 0.50$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	— ³	— ⁴	0.2	$0.25\theta_y$	— ⁵	— ³	— ⁶	— ⁴
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.8\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
Columns—flexure								
For $P/P_{CL} < 0.20$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							

3. Plastic rotation = $11 (1 - 1.7 P/P_{CL}) \theta_y$.

4. Plastic rotation = $17 (1 - 1.7 P/P_{CL}) \theta_y$.

5. Plastic rotation = $8 (1 - 1.7 P/P_{CL}) \theta_y$.

6. Plastic rotation = $14 (1 - 1.7 P/P_{CL}) \theta_y$.

۳-۳-۲- توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی [۳۴]

براساس FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی توزیع بار جانبی روی مدل سازه باید تا حد امکان شبیه

آنچه هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا

ایجاد کند. به همین دلیل باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، روی سازه اعمال شود.

✓ توزیع نوع اول

به عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود. برای سازه هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگ تر از یک ثانیه هستند فقط می توان از روش سوم این نوع توزیع بار استفاده کرد. از این توزیع هنگامی می توان استفاده کرد که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

○ توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی، از این توزیع هنگامی می توان استفاده کرد که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی که در این روش توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر حسب نیروی برشی پایه، ارتفاع و وزن طبقات عبارت است از :

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (۶-۲)$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i - ام، W_i وزن طبقه i - ام، h_i ارتفاع طبقه i - ام از تراز پایه طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران است و مقدار k برابر است با :

$$k = 0.5T + 0.75 \quad (۷-۲)$$

برای زمان تناوب اصلی کوچکتر از ۰/۵ ثانیه $[T \leq 0.5]$ مقدار k برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۲/۵ ثانیه $[T \geq 2.5]$ مقدار k برابر ۲ انتخاب می شود. و نیز T پریود اصلی سازه است.

○ توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر، از این توزیع هنگامی می توان استفاده کرد که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در این مود مشارکت کند.

○ توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

✓ توزیع نوع دوم

به عنوان توزیع نوع دوم باید بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.

- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می شود.
- توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی براساس وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می شود.

۲-۳-۱- ترکیب بارگذاری ثقلی

بر اساس FEMA-356 و دستور العمل بهسازی دو ترکیب بار برای در نظر گرفتن اثرات بارهای ثقلی معرفی شده است. دو ترکیب بار عبارت اند از [۳۴]:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (۲-۸)$$

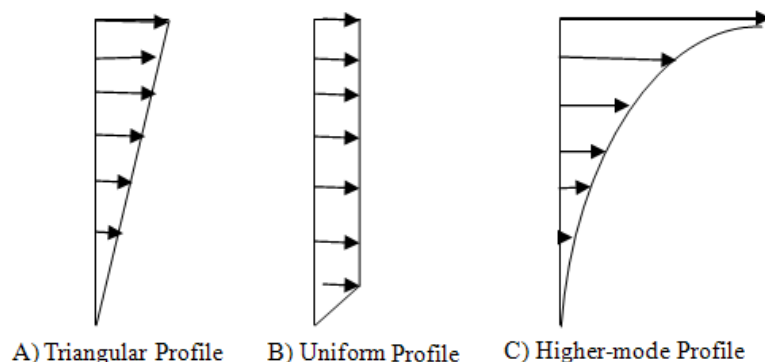
$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۲-۹)$$

GD : معرف بار مرده در حال اثر DL : معرف بار زنده در حال اثر

۲-۳-۲- ترکیبات بار مورد استفاده در تحلیل استاتیکی غیرخطی [۳۴]

در تحلیل استاتیکی غیرخطی به خصوص در سازه های نامنظم اعمال بار جانبی در راستاهای مثبت و منفی می تواند منجر به نتایج متفاوتی گردد. بنابراین برای هر الگوی بار جانبی دو حالت تحلیل باید در نظر گرفته شود. تفاوت این دو حالت تحلیل تنها به راستای اعمال بار مربوط می شود. بنابراین در ETABS , SPA2000 برای یک الگوی بار جانبی دو حالت تحلیل معرفی کنید در حالت اول عدد مربوط به Scale Factor را با علامت مثبت و در حالت دوم با علامت منفی به برنامه معرفی کنید. در تحلیل استاتیکی خطی اثر هر دسته از بارها جداگانه محاسبه می شود و با استفاده از اصل جمع آثار قوا، اثر هم زمان آنها برآورد می گردد. در تحلیل های غیرخطی این امکان وجود ندارد لذا برای هر ترکیب بار مختلف باید مراحل تحلیل به طور کامل تکرار شود.

توزیع بار جانبی ناشی از زلزله، تابع مشخصات دینامیکی سازه و رفتار غیرخطی آن است و در طول زلزله تغییر می کند. توزیع بار جانبی، باعث تغییر در توزیع نیروها و تغییر شکل ها در اجزای سازه می شود، به گونه ای که برای مجموعه ای از اجزای سازه یک توزیع بار و برای مجموعه ای دیگر ممکن است. توزیع دیگری حالت بحرانی شود. بر اساس معیارهای FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برای یافتن حالت های بحرانی بیشتر باید حداقل دو توزیع بار جانبی به مدل اعمال گردد. به این ترتیب انتظار می رود که اکثر حالت های بحرانی بررسی شود. از آن جا که در هر سازه ای احتمال چند مود مختلف خرابی وجود دارد، لازم است توزیع بار جانبی به گونه ای انتخاب شود که بحرانی ترین مود خرابی مورد بررسی قرار گیرد. به عنوان مثال در شکل (۲-۴) توزیع بار جانبی بر اساس الگوهای مثلثی (Triangular)، یکنواخت (Uniform) و مودهای بالاتر (Higher-mode) نشان داده شده است.



شکل (۲-۴) الگوهای مختلف بار جانبی [۳۴]

هنگامی که اثر مودهای ارتعاشی بالا قابل توجه باشد، توزیع بار جانبی متناسب با نیروهای حاصل تحلیل دینامیکی خطی انتخاب می شود، تا به این ترتیب اثر مودهای بالاتر به نحوی وارد شود. هم چنین توزیع یکنواخت نیز برای بررسی حالت های بحرانی در طبقات پایین در نظر گرفته می شود. در این توزیع به دلیل پایین بودن نقطه اثر برآیند نیروهای جانبی، نسبت برش پایه به لنگر واژگونی بزرگ است.

بر اساس FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی هر حالت تحلیل تحت اثر بارهای جانبی باید در ادامه حالت تحلیل تحت اثر بارهای ثقلی صورت پذیرد. بنابراین هر حالت تحلیل تحت اثر بارهای جانبی باید یک بار در ادامه حالت تحلیل تحت اثر ترکیب بار ثقلی (Dead Load + Live Load) ۱،۱ و بار دیگر در ادامه حالت تحلیل تحت اثر ترکیب بار ثقلی (Dead Load) ۰،۹ انجام می شود. در بعضی شرایط ممکن است ترکیب بار ثقلی بحرانی قابل تشخیص باشد. در این صورت می توان تنها این ترکیب بار را بررسی کرد. تا زمان کم تری برای انجام تحلیل صرف شود.

ترکیب بار ثقلی (Dead Load) ۰،۹ باری در نظر گرفتن حالاتی است که بارهای ثقلی اثر نیروهای زلزله را کاهش می دهند. و در اکثر موارد حاکم نیست. براساس دستورالعمل بهسازی Dead Load بار مرده و Live Load بار زنده موثر بر اساس استاندارد ۵۱۹ است و براساس FEMA-356 Dead Load بار مرده ای است که هم اکنون در حال اثر کردن است؛ همچنین Live Load بار زنده ای است که هم اکنون در حال اثر کردن است. این بار برابر ۲۵٪ بار زنده طراحی کاهش نیافته در نظر گرفته می شود نباید از بار زنده واقعی که بر سازه اثر کند کم تر باشد.

براساس دستورالعمل بهسازی در تحلیل های غیرخطی باید در هر امتداد ۱۰۰٪ نیروها و تغییرشکل در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰٪ تغییر مکان ناشی از زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود.

براساس FEMA-356 وقتی از تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی استفاده می شود، المان ها و اجزای ساختمان باید برای (a) نیروها و تغییر شکل های حاصل از ۱۰۰٪ جابجایی های طراحی در جهت X به علاوه نیروهای (و نه تغییر شکل های) حاصل از ۳۰٪ جابجایی های طراحی در جهت Y طراحی شوند و برای (b) نیروها و تغییر شکل های حاصل از ۱۰۰٪ جابجایی های طراحی در جهت Y به علاوه نیروهای (و نه تغییر شکل های) حاصل از ۳۰٪ جابجایی های طراحی در جهت X طراحی شوند.) استفاده از دیگر قوانین ترکیبی در صورتی که با استفاده از آزمایش و آنالیز درستی آنها تایید شده باشد، مجاز است.

به عنوان مثال فرض کنید تغییر مکان هدف در راستای X برابر A و در راستای Y برابر B است . اگر سازه را در جهت X ارزیابی کنیم، باید در این تحلیل هنگامی که تغییر مکان سازه در راستای X برابر A است تغییر مکان سازه در راستای Y برابر $0.3B$ باشد. اگر تغییر مکان سازه در راستای Y برابر این مقدار نبود، در مراحل بعدی ضریب 0.3 را با سعی و خطا به گونه ای کاهش یا افزایش دهید که مقدار تغییر مکان سازه در راستای Y تا حد ممکن به مقدار $0.3B$ نزدیک شود. همچنین با توجه به اینکه نیروهای زلزله به صورت رفت و برگشتی است و در سازه های نامتقارن اعمال نیرو در راستاهای مختلف منجر به نتایج متفاوتی می شود ، بنابراین ضرایب مقیاس با علامت مثبت و منفی به کار رفته است تا بدین ترتیب اثر رفت و برگشتی نیروهای زلزله در نظر گرفته شود.

۲-۳-۳-۳- اثرات بارهای ثقلی در تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه ها تحت اثر بارهای

جانبی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی اثرات بارهای ثقلی و جانبی باید همزمان در نظر گرفته شوند. بار ثقلی شامل بار مرده به علاوه بار زنده محتمل است. پاسخ غیرخطی سازه ها هنگام اعمال بارهای جانبی بستگی به بارهای ثقلی ای دارد که روی سازه وجود دارند. معمولاً مفاصل خمیری در دو انتهای تیرها یا ستون ها فرض می شوند، اما اگر اثر بارهای ثقلی به تنهایی قابل توجه باشد، آنگاه ممکن است مفاصل خمیری در نقاطی بین دو انتها و در طول عضو ایجاد شوند. هنگامی که بیش از نصف ظرفیت عضو صرف تحمل بارهای ثقلی شده باشد، احتمال ایجاد مفصل خمیری در نقاط میانی عضو باید مورد توجه قرار گیرد. با توجه به اینکه تیرهای دو سر مفصل معین اند و تنها برای بارهای ثقلی طراحی می شوند، در ظرفیت باربری جانبی سیستم نقشی ندارند بنابراین در ارزیابی سازه تحت اثر بارهای جانبی برای آنها هیچگونه حالت خمیری یا مفاصل خمشی در نظر گرفته نمی شود.

در روش های تحلیلی غیرخطی ابتدا مفاصل خمیری در نقاط حداکثر لنگرهای ناشی از بارهای ثقلی پیش بینی و تحلیل مدل سازه بر این اساس انجام می شود. پس از تحلیل با استفاده از نتایج حاصل، باید دیاگرام لنگر خمشی عضو مجدداً ترسیم و محل تشکیل مفاصل خمیری کنترل شود.

برای این منظور دیاگرام لنگر از جمع دیاگرام لنگر حاصل از بارهای ثقلی و لنگر حاصل از بار جانبی زلزله به دست می آید و باید با ظرفیت مورد انتظار از عضو در تمام طول مقایسه گردد. چنانچه موقعیت پیش بینی شده برای مفصل خمیری صحیح نباشد، لازم است تحلیل سازه مجدداً و با اصلاح موقعیت مفصل خمیری انجام شود. روش های تحلیل خطی با فرض ایجاد مفصل خمیری در نقاط انتهایی اعضا تنظیم شده اند، به گونه ای که اگر در مدلی مفصلی خمیری غیر از دو انتها و در نقاط میانی ایجاد شود، نتایج حاصل از تحلیل خطی در جهت اطمینان نخواهد بود.

در ستون ها با افزایش بار محوری قابلیت شکل پذیری خمشی کاهش می یابد. افزایش مقاومت خمشی باعث افزایش تقاضای برشی می شود که این امر ممکن است منجر به شکست برشی گردد؛ احتمال این امر با افزایش بار محوری افزایش می یابد. بنابراین با توجه به طبیعت غیرخطی اندرکنش، در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید ابتدا بارهای ثقلی روی سازه قرار داده و سپس بارهای جانبی به سازه اعمال شوند. همچنین باید اثر بارهای ثقلی هنگام اعمال بارهای جانبی (اثر P-Delta) در مدل سازی در نظر گرفته شود.

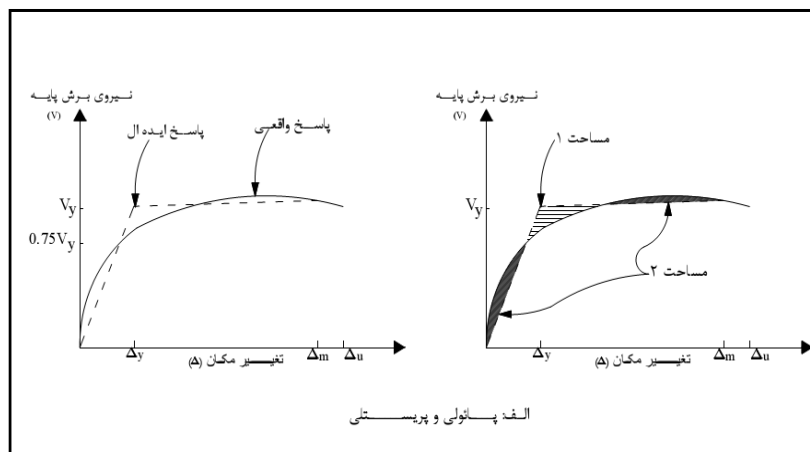
۲-۳-۴- دو خطی کردن نمودار ظرفیت سازه

پس از استخراج منحنی ظرفیت سازه نیاز مند ایم، منحنی حاصل را با یک نمودار دو خطی ایده آل تقریب بزنیم، برای این کار دو روش وجود دارد :

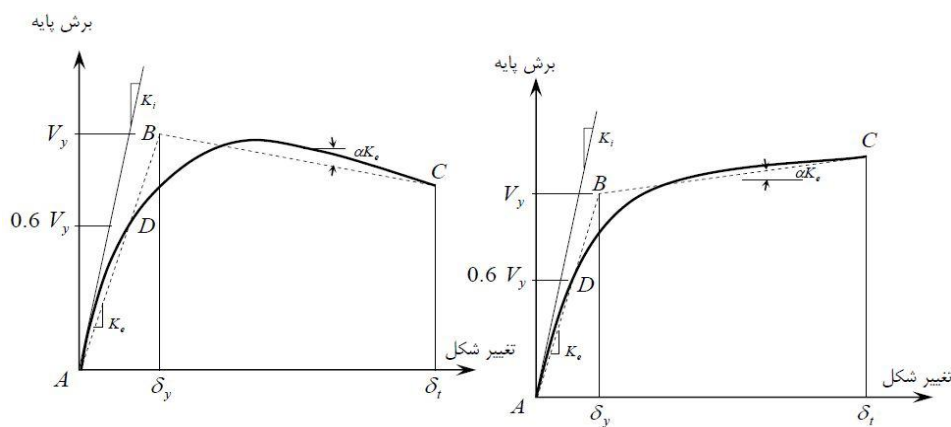
اولین تقریب توسعه یافته برای مشخصه های رابطه نیرو-تغییر مکان، مربوط به عناصر بتنی مسلح (پاولی و پرستلی) می باشد که یک مقاومت تسلیم را برای یک قاب یا کل سازه (V_y) فرض می کند. همچنین فرض می شود ، که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب باهم برابرند . سختی کشسان از نقطه تقاطع منحنی نیرو-تغییر مکان واقعی با نیروی مطابق با ($0.75V_y$) به دست می آید. تخمین نمودار دو خطی در شکل (۲-۵) نشان داده شده است.

در روش دوم این منحنی دو خطی باید چنان انتخاب شود که سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی با سطح مدل دوخطی برابر شود و همچنین طول پاره خط AD برابر $0.6AB$ باشد. در آن صورت نیروی

مربوط به نقطه B، برش تسلیم مؤثر (V_e) بوده و سختی مؤثر (K_e) برابر شیب خط AB خواهد بود. طبق شکل سختی مؤثر همان شیب وتر منحنی رفتار غیرخطی به ازای برش پایه‌ای برابر $0.6V_y$ است. V_y در مدل ساده شده نباید از حداکثر برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی بیشتر شود. نقطه C، برش پایه نظیر تغییر مکان هدف است [۲۲].



شکل (۵-۲) تقریب دو خطی منحنی ظرفیت به روش پاولی و پریستلی



شکل (۶-۲) منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان به روش انرژی [۲۲]

۵-۳-۲- محاسبه زمان تناوب مؤثر سازه

زمان تناوب اصلی مؤثر سازه در امتداد مورد بررسی، براساس رفتار دوخطی معادل، از رابطه (۱۰-۲) بدست می‌آید:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۱۰-۲)$$

Ti : زمان تناوب اصلی سازه ، Ki : سختی جانبی ارتجاعی ساختمان در شروع تحلیل

K_e : سختی جانبی مؤثر سازه در شاخه اول نمودار دوخطی

مقادیر زمان مؤثر سازه و زمان تناوب مؤثر سازه معولا به یکدیگر نزدیک هستند. محاسبه پیوند مؤثر سازه بسیار مهم است چرا که در محاسبه تغییر مکان با توان ۲ مشارکت می کند. اما از طرفی شرط اینکه نمودار در خطی منحنی ظرفیت را در ناحیه خطی در (Vy) قطع کند، به ندرت اتفاق می افتد. در نتیجه جهت افزایش دقت در محاسبات، لازم است سطوح زیر نمودار ها تقریبا یکسان بوده و ترسیم نمودار دو خطی با دقت زیاد و مشابه رفتار واقعی سازه صورت گیرد. در گام اول برای محاسبه تغییر مکان از Ti استفاده شده، سپس با توجه به نمودار بدست آمده Ti مجددا محاسبه می شود.

۲-۳-۶- ملاحظات خاص پیچش [۳۲]

✓ اگر نسبت حداکثر تغییر مکان افقی در یکی از طبقات به تغییر مکان افقی مرکز جرم آن طبقه آن بزرگتر از ۱,۵ شود $[\eta \geq 1.5]$ آن سازه باید با استفاده از مدل سازی سه بعدی مورد بررسی قرار گیرد.

✓ اگر تحت کل لنگر پیچشی (جمع لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی) در تمام طبقات η کوچکتر از ۱,۱ باشد، می توان از اثر پیچش اتفاقی صرف نظر کرد.

✓ هرگاه اثر لنگر پیچشی اتفاقی کوچکتر از ۲۵٪ اثر لنگر پیچشی واقعی باشد می توان از اثر پیچش صرف نظر نمود.

✓ آثار لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی نباید در جهت کاستن نیروها و یا تغییر مکان های طبقات بهکار گرفته شود.

✓ اگر در تحلیل خطی استاتیکی و یا دینامیکی در اثر کل پیچش در یکی از طبقات ، η بزرگتر از ۱,۲ باشد، نیرو ها و تغییر مکان های ناشی از پیچش اتفاقی در تمامی طبقات باید در ضریب $A = (\eta/1.2)^2$ ضرب شود.

✓ در تحلیل استاتیکی غیر خطی با استفاده از مدل های دو بعدی ، تغییر مکان های هدف باید در η ضرب شود.

✓ در تحلیل دینامیکی غیر خطی با استفاده از مدل های دو بعدی ، دامنه شتاب نگاشت های زلزله باید در η ضرب شود.

۲-۳-۷- کنترل واژگونی در روش های تحلیل غیر خطی [۳۲]

در این روش ها اثرات ناشی از کم شدن، یا از بین رفتن مقاومت کششی اعضای قایم سیستم باربر جانبی سازه ناشی از برکنش، در مدل سازی اعضای سیستم باید مد نظر قرار داشته باشد، چنانچه در یکی از طبقات ساختمان، مقاومت کششی عضو قائمی تحت اثر نیروی زلزله کاسته شده یا از بین برود، باید سایر اعضا سازه توانای انتقال و تقسیم مجدد بارها و تغییر مکان های حاصل را دارا باشند.

۲-۳-۸- تاثیر پی دلتا^۱

هنگامی که سازه تحت اثر بارهای جانبی تغییر شکل دهد، بار های ثقلی می توانند این تغییر شکل را تشدید کنند، به این اثر ، اثر $P-\Delta$ می گویند.

در حالتی که سختی اجزای سازه ای پس از تسلیم منفی باشد، تغییر شکل ها تحت بار جانبی به دلیل کاهش سختی این اجزا افزایش می یابد و اثر $P-\Delta$ تشدید می گردد. این اثر، اثر $P-\Delta$ در محدوده رفتار غیر خطی نامیده می شود و به موارد زیر بستگی دارد [۳۲]:

✓ زمان تناوب اصلی ساختمان

✓ نسبت مقاومت

✓ رابطه نیروی جانبی - تغییر مکان برای هر طبقه

✓ محتوای فرکانسی ارتعاشات زمین

✓ طول زمان تشدید زمین

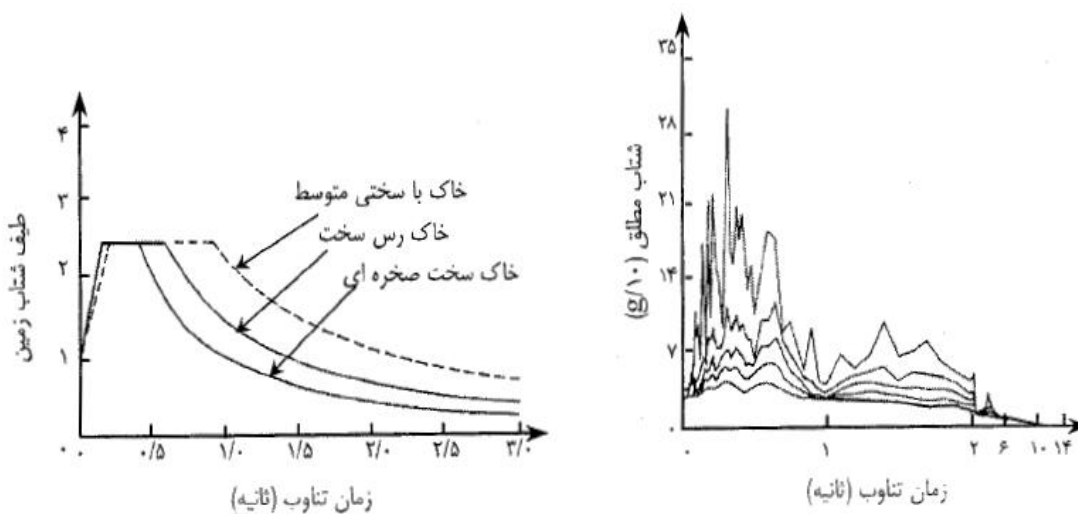
۱ - P.Delta

۲-۳-۹- طیف طرح

اصولا انواع کلی طیف خطر عبارت اند از :

نوع اول طیف با شکل ثابت است (مانند طیف استاندارد ۲۸۰۰) که از متوسط آمارگیری و خصوصیات کلی مناطق و زلزله های ایران بدست آمده است، نسبت به یکای بزرگ خاص (خطر بزرگ) و نیز نزدیکی یا دوری نسبت به یک چشمه لرزه زا حساس نیستند همچنین برای مشخصات خاک لایه ی و مختص مناطق مختلف بدست نیامده اند، لذا برای استفاده در یک پروژه خاص یا مهم (محل پروژه) دقت ندارند.

نوع دوم طیف با خطر ثابت می باشد که علاوه بر آنکه مطابق با فاصله محل پروژه نسبت به گسل ها بدست می آید، اثر بزرگنمای خاک لایه ای نیز در خود دارد و با توجه به خطر بزرگی زلزله تهیه می شود. بنابراین تمامی نقاط آن دارای یک خطر زلزله ثابت بوده و به همین نام نامیده شده است.



شکل (۲-۸) طیف طرح نمونه برای خاک های مختلف

شکل (۲-۷) طیف پاسخ شتاب زلزله خاص

۲-۳-۱۰- محاسبه تغییر مکان هدف [۳۳]

یکی از روش های که برای بدست آوردن تغییر مکان هدف در دیافراگم های صلب به کار می رود، روش FEMA-356 می باشد. این روش به اسم روش ضرایب جابجای مشهور است. قابل ذکر است این روش برای محاسبه تغییر مکان هدف عینا در دستورالعمل بهسازی آورده شده است و در این مورد

تفاوتی میان FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی وجود ندارد. مزیت روش FEMA-356 سادگی به کارگیری آن است. در این روش ابتدا باید یک تحلیل استاتیکی غیر خطی انجام گیرد و منحنی برش پایه در مقابل جابجای جانبی نقطه کنترل بدست آورده شود. از روی منحنی بدست آمده و یه سری ضرایب دیگر معرفی شده می توان تغییر مکان هدف را بدست آورد. ویرایش جدید SAP2000 این قابلیت را دارد، که به صورت اتوماتیک تغییر مکان هدف را برآورد کند [۳۳].

رابطه ی جابجای نسبی هدف به صورت زیر می باشد :

$$\delta_t = C_0 C_I C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۱۱-۲)$$

ضریب C0 : این ضریب جابجای نسبی طیفی را به جابجای نسبی مرجع (بام) تبدیل می کند. جابجای نسبی طیفی مقدار میانگین جا به جای نسبی است و جابجای نسبی بام از نظر عددی بزرگتر است. در یک تحلیل ساده، این مقادیر یکسان هستند. در یک ساختمان بلند، جابجای نسبی بام حدود ۱،۵ برابر جابجای نسبی طیفی می باشد.

در واقع این ضریب، یک ضریب اصلاحی برای ارتباط تغییر مکانی طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی می باشد.

جدول (۲-۵) مقدار تقریبی ضریب اصلاح سیستم (C0)

Values for Modification Factor C_0 ¹			
	Shear Buildings ²		Other Buildings
Number of Stories	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

ضریب C1 :

این ضریب جابجای نسبی یک سازه الاستیک با سختی Ke را به جابجای نسبی سازه غیر الاستیک با رفتار دو خطی تبدیل می کند، این ضریب بیشتر حالت تجربی دارد.

این ضریب از روش زیر بدست می آید که برابر است با :

$$\begin{aligned} T_e \geq T_s & \longrightarrow C1 = 1.0 \\ T_e < T_s & \longrightarrow C1 = [1.0 + (R - 1)T_s/T_e]/R \quad (12-2) \\ R &= \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (13-2) \end{aligned}$$

Te : زمان تناوب اصلی موثر در جهت مورد بررسی، بر حسب ثانیه

Ts : زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح

R : نسبت مقاومت الاستیک تقاضا به ضریب مقاومت تسلیم محاسبه شده

Vy : مقاومت تسلیم بدست آمده از مدل دو خطی منحنی نیرو-تغییر مکان بدست آمده از تحلیل

استاتیکی غیر خطی

Sa : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر

W : وزن بار مرده و درصدی از بار زنده

Cm : ضریب جرم موثر

جدول (۶-۲) تعیین Cm براساس استاندارد FEMA-356

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second.

T : زمان تناوب اصلی نوسان بر حسب ثانیه ،

این ضریب بر اساس دستور العمل بهسازی برای سیستم های مختلف سازه ای برابر است با :

$$T = \alpha H^{\frac{3}{4}} \quad (۱۴-۲)$$

مقدار α با توجه به نوع سیستم سازه ای برابر است با :

قاب خمشی فولادی	←	$\alpha = ۰,۰۸$
قاب خمشی بتنی	←	$\alpha = ۰,۰۷$
قاب فولادی مهاربندی شده	←	$\alpha = ۰,۰۷$
سایر سیستم های سازه ای	←	$\alpha = ۰,۰۵$

جدول (۷-۲) تعیین Ts براساس استاندارد ۲۸۰۰

خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	T_s	T_0	نوع زمین
S	S			
1/5	1/5	0/4	0/1	I
1/5	1/5	0/5	0/1	II
1/75	1/75	0/7	0/15	III
1/75	2/25	1/0	0/15	IV

Sa از روابط زیر محاسبه می شود :

$$S_a = A \cdot B \quad (۱۵-۲)$$

$$0 \leq T_e \leq T_0 \quad B = (1 + S) \left(\frac{T_e}{T_0} \right) \quad (۱۶-۲)$$

$$0 \leq T_e \leq T_0 \quad B = (1 + S) \quad (۱۷-۲)$$

$$0 \leq T_e \leq T_0 \quad B = (1 + S) \left(\frac{T_s}{T_e} \right)^2 \quad (۱۸-۲)$$

مقدار A بر اساس جدول (۸-۲) و با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ به دست می آید :

جدول (۸-۲) تعیین A براساس استاندارد ۲۸۰۰

منطقه	توصیف	نسبت شتاب میانی طرح
1	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	0/35
2	پهنه با خطر نسبی زیاد	0/30
3	پهنه با خطر نسبی متوسط	0/25
4	پهنه با خطر نسبی کم	0/20

ضریب C2 :

این ضریب مربوط به کیفیت سازه و سطح عملکرد مورد نظر می باشد . شما می توانید دو نوع سازه را انتخاب کنید نوع ۱ (بدتر ، با کاهندگی بیشتر در سختی) و نوع ۲ (بهتر ، با کاهندگی سختی کمتر) همچنین شما قادر خواهید بود سه سطح عملکرد انتخاب کنید :

- قابلیت استفاده بی وقفه

- ایمنی جانبی

- آستانه فرو ریزش

جدول (۲-۹) تعیین C2 براساس استاندارد FEMA-356

Structural Performance Level	$T \leq 0.1 \text{ second}^3$		$T \geq T_s \text{ second}^3$	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.

2. All frames not assigned to Framing Type 1.

3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of T .

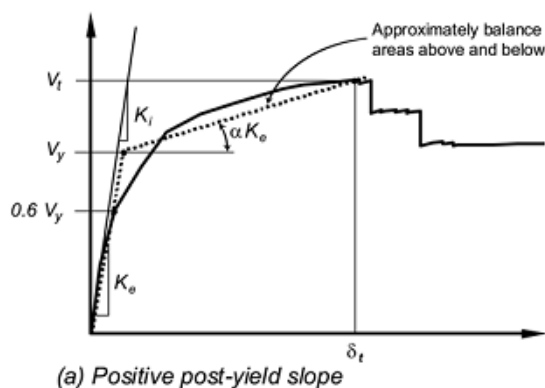
در جدول فوق قاب‌های نوع یک، سیستم‌های سازه‌ای هستند که در هنگام زلزله عملکرد خوبی نداشته و به سرعت کاهش سختی و مقاومت از خود نشان داده و در آن‌ها بیش از ۳۰٪ بار جانبی، توسط سیستم‌های با شکل‌پذیر کم تحمل می‌شود. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های با اتصالات نیمه صلب، قاب‌های با مهاربندی لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، قاب‌های مهاربندی شده همگرا، دیوار بنایی غیر مسلح و دیوار برشی غیر شکل‌پذیر یا ترکیبی از آن‌ها، از این نوع هستند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین $0/1$ و T_s مقدار C_2 با استفاده از درونیابی خطی بدست می‌آید.

ضریب C3 :

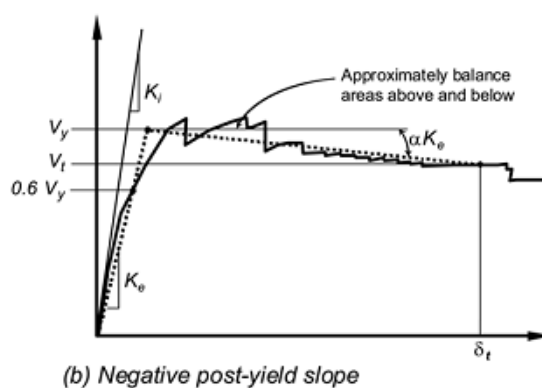
این ضریب برای در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ در محدوده رفتار غیر خطی مصالح به کار می‌رود. اثر $P - \Delta$ در محدوده رفتار خطی مصالح برآورد می‌شود. اگر سختی جانبی در طبقه‌ای از ساختمان پس از تسلیم، منفی شود ($\alpha < 0$)، اثر $P - \Delta$ قابل توجه شده و تغییر مکان هدف را افزایش می‌دهد و مقدار افزایش آن به زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان (T_e)، نسبت سختی پس از تسلیم به سختی مؤثر (α)، نسبت مقاومت (R)، رفتار هسترتیک هر طبقه، مشخصات فرکانسی ارتعاش زمین و مدت زمان ارتعاش شدید زمین بستگی دارد.

ضریب C3 برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha < 0$) و برای سازه‌های که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha > 0$) از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (19-2)$$



شکل (۱۰-۲) منحنی ظرفیت با ($\alpha < 0$)



شکل (۹-۲) منحنی ظرفیت با ($\alpha > 0$)

اگر اثر $P.\Delta$ زیاد باشد، سختی مماسی ظرفیت می‌تواند قبل از رسیدن به جای نسبی هدف، منفی باشد. این امر در بار الاستیک به آن معناست که سازه ناپایدار است و فرو ریزش می‌کند. سختی منفی می‌تواند به خاطر افت مقاومت باشد و ربطی به اثر $P.\Delta$ نداشته باشد [۳۴].

۴-۲- مراحل کلیدی مدل سازی نرم افزاری در SAP 2000 [۱۹]

قبل انجام تحلیل غیر خطی لازم است مدل مورد نظر بر اساس آیین نامه مربوطه تحلیل استاتیکی شود بر اساس آن طراحی صورت گیرد، سپس این مدل را می توان توسط یک نرم افزار دارای قابلیت غیر خطی تحت تحلیل های غیر خطی انجام داد. در این بخش از پرداختن به مباحث پایه ای مدل سازی اجتناب شده است.

۲-۴-۱- معرفی مشخصات مصالح

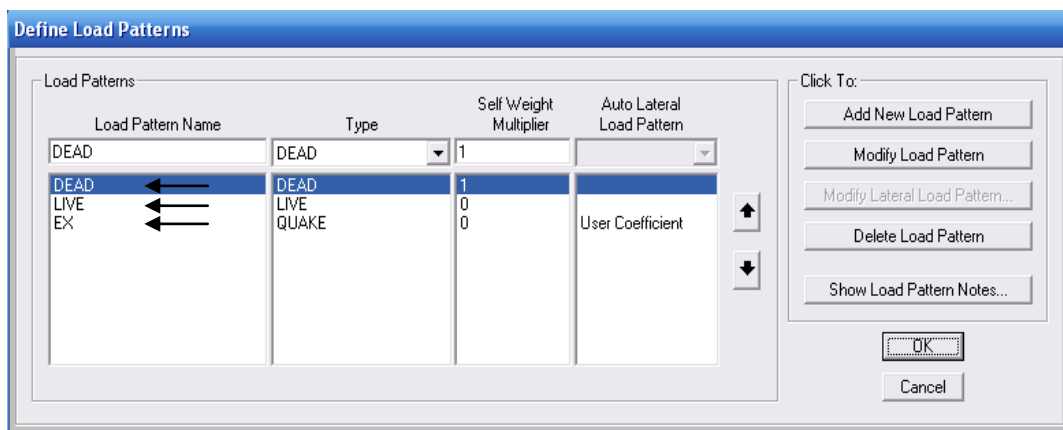
سازه مورد بررسی فولادی می باشد، در مدل سازی رفتار خطی سازه ها از مشخصات کرانه پایین مقاومت مصالح استفاده می شود. در مدل سازی رفتار غیر خطی سازه های کنترل شونده توسط تغییر شکل از مشخصات مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده می شود که بر اساس FEMA-356 و دستور العمل بهسازی مشخصات مصالح مورد انتظار به شکل زیر است :

$$F_y = 2400 \frac{Kg}{cm^2} \quad F_u = 3700 \frac{Kg}{cm^2}$$
$$F_{ye} = 1.1(2400) = 2640 \frac{Kg}{cm^2} \quad F_{ue} = 1.1(3700) = 4070 \frac{Kg}{cm^2}$$

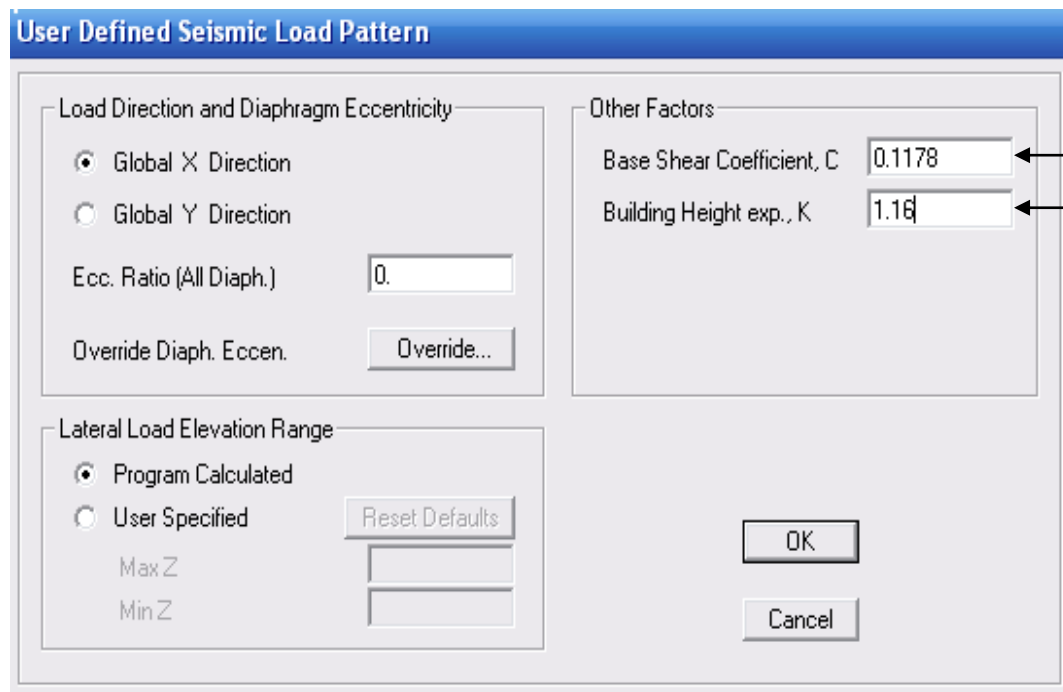
شکل (۲-۱۱) وارد کردن مشخصات مصالح

۲-۴-۲- معرفی بارهای مرده ، زنده و جانبی

در این مرحله دو نوع بار زنده و مرده را در برنامه تعریف می کنیم. یک نوع بار جانبی در جهت تحیل استاتیکی غیر خطی، با ضریب برش پایه محاسبه شده بر اساس مبحث ششم به سازه اعمال می گردد، مقدار k بر اساس پیوند سازه و نوع بارگذاری اعمالی در تحلیل استاتیکی غیر خطی بدست می آید. (تعاریف اولیه پارامتر K در بخش های قبل بیان شده است)



شکل (۲-۱۲) معرفی مشخصات بارهای اعمالی



شکل (۲-۱۳) معرفی ضریب برش پایه و مقدار K

۳-۴-۲- معرفی مشخصات الگوی بارگذاری در تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این بخش به شرح چگونگی معرفی الگوهای بارگذاری در تحلیل استاتیکی غیر خطی می پردازیم. در ابتدا به معرفی دو نوع بارگذاری ثقلی می پردازیم که با نام های GRAVITI 1 و GRAVITI 2 نام گذاری شده اند.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Gavit1 [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case []

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.1
Load Pattern	DEAD	1.1
Load Pattern	LIVE	1.1

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☐ None
- ☒ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

[OK] [Cancel]

شکل (۲-۱۴) معرفی ترکیب بار GRAVITI 1

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Gavit2 [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case []

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	0.9
Load Pattern	DEAD	0.9

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

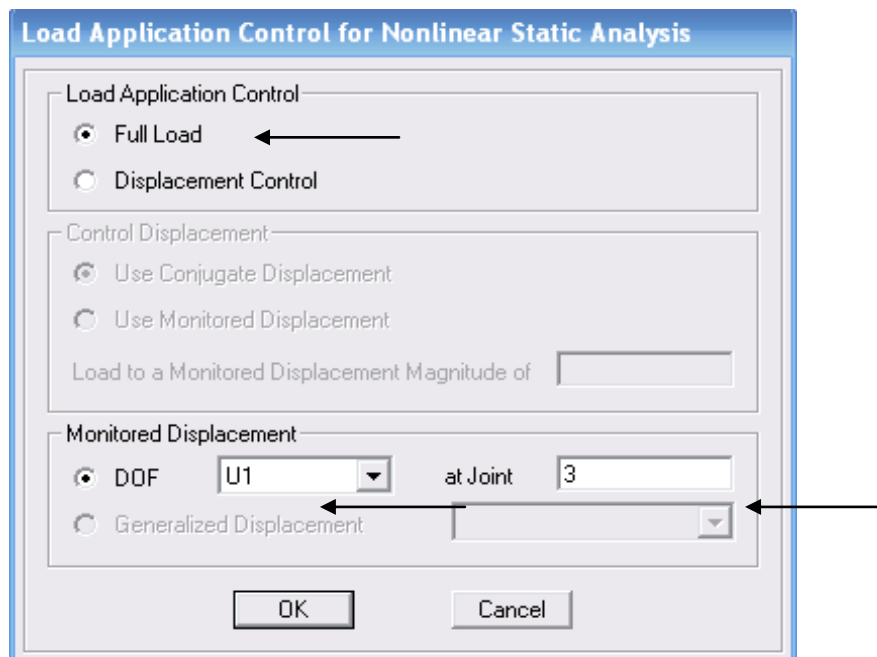
Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☐ None
- ☒ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

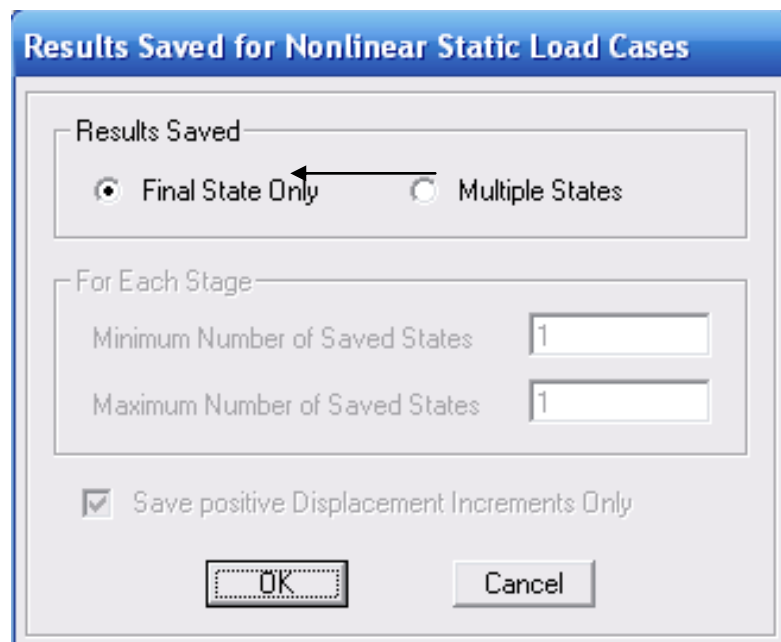
[OK] [Cancel]

شکل (۲-۱۵) معرفی ترکیب بار GRAVITI 2

توجه شود در قسمت Load Application > Other Parameter برای حالت ثقلی، گزینه Full Load انتخاب شود، و در ادامه جهت اصلی تحلیل استاتیکی غیر خطی و نقطه کنترلی در تراز بام معرفی گردد. همچنین در قسمت Result Save گزینه بار نهایی انتخاب شود.

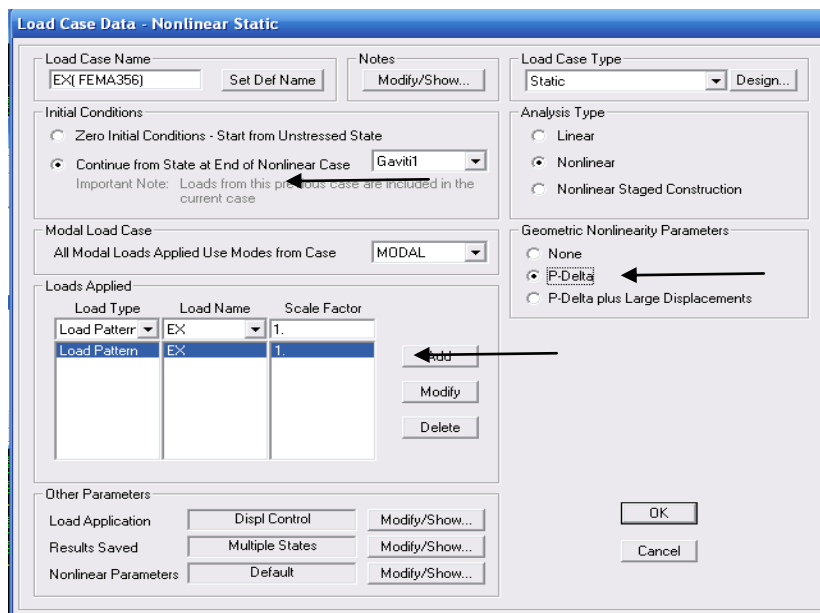


شکل (۲-۱۶) معرفی پارامترهای ترکیب بار ثقلی، نقطه کنترلی و جهت تحلیل پوش اور

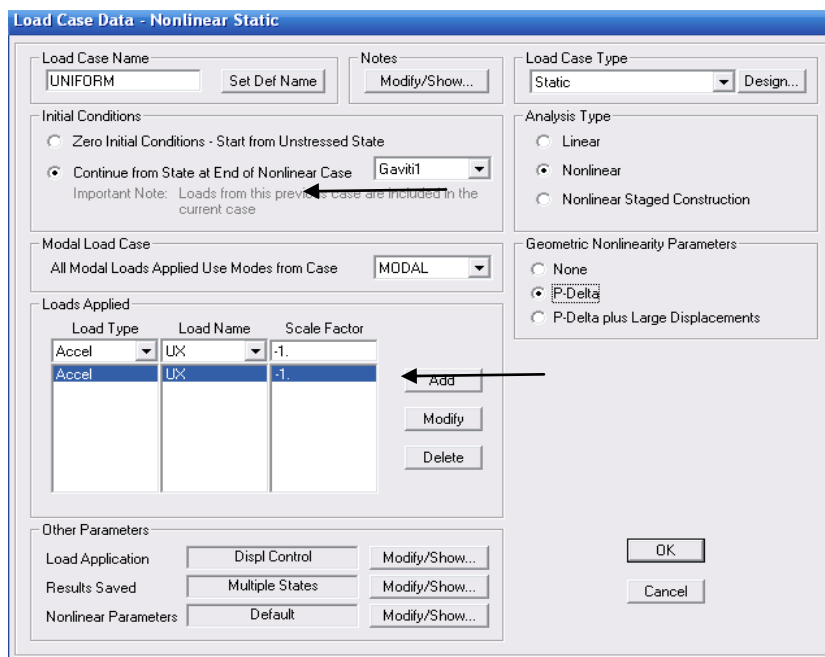


شکل (۲-۱۷) در نظر گرفتن بار نهایی برای ترکیب بارهای ثقلی

در این قسمت به معرفی چگونگی تعریف بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیر خطی از قبیل بارگذاری فزاینده، بارگذاری یکنواخت، بارگذاری با در نظر گرفتن اثر همزمان زلزله در دو جهت همچنین تعریف الگوی بار جانبی مطابق با مود اول ارتعاشی سازه می پردازیم و با پارامترهای کلیدی که در این قسمت باید معرفی گردد آشنا می شویم.



شکل (۲-۱۸) تعریف الگوی بار فزاینده همگام با ترکیب بار ثقلی 1 Gravit



شکل (۲-۱۹) تعریف الگوی بار یکنواخت همگام با ترکیب بار ثقلی 1 Gravit

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Set Def Name

Notes:

Load Case Type: Design...

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☐ None
- ☒ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1
Accel	UX	-1
Accel	UY	-0.3

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

شکل (۲-۲۰) تعریف الگوی بار یکنواخت با در نظر گرفتن اثر همزمانی، همگام با ترکیب بار ثقلی 1 Gravit

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Set Def Name

Notes:

Load Case Type: Design...

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☐ None
- ☒ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1
Mode	1	1

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

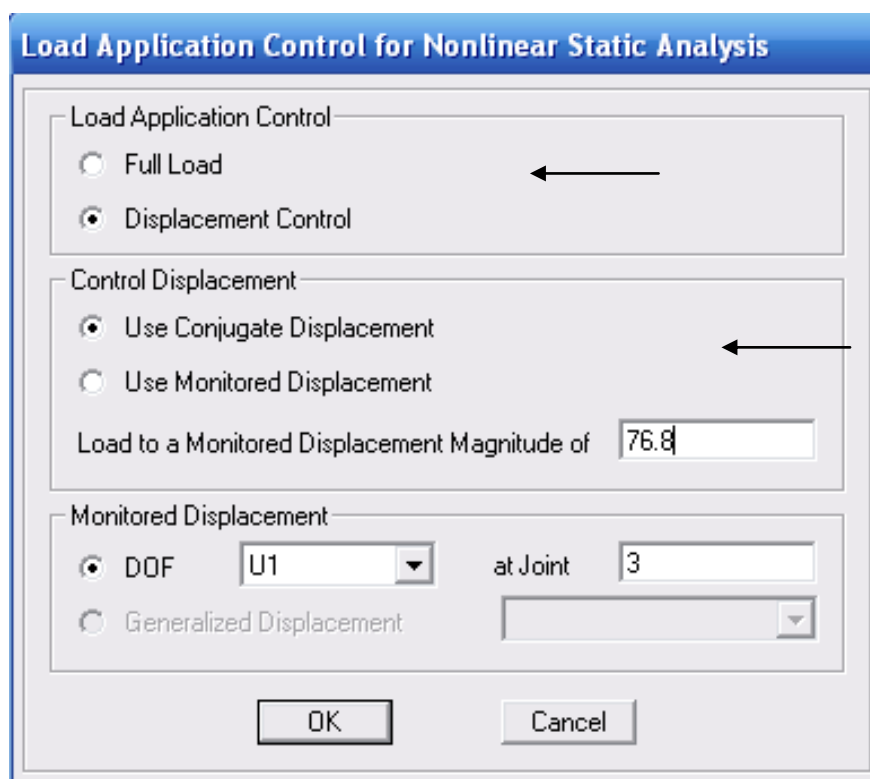
Nonlinear Parameters:

شکل (۲-۲۱) تعریف الگوی بار مطابق با شکل مود اول ارتعاشی سازه، همگام با ترکیب بار ثقلی 1 Gravit

در قسمت Load Application، حالت‌های کنترل شونده توسط تغییرمکان، میزان تغییرمکان در نقطه هدف، نقطه کنترل سازه (مرکز جرم بام) و جهت موردنظر برای رسم منحنی پوش را انتخاب می‌کنیم. گزینه Conjugate Displacement متوسط وزنی همه تغییرمکان‌ها در سازه یا به عبارت

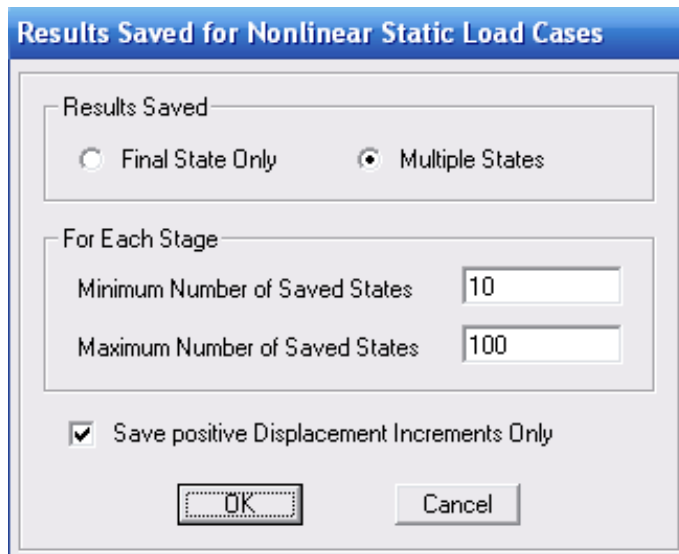
دیگر یک سنجش از کار انجام شده به وسیله بار اعمالی می باشد که در تحلیل هایی که همگرایی سازه در رسیدن به نقطه عملکردی دارای آشفتگی است می تواند مورد استفاده قرار گیرد.

لازم به ذکر است میزان تغییر مکان هدف وارده در این قسمت مقدار نهایی نخواهد بود و به صورت حدس اولیه معرفی می گردد پس از انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی و بدست آورده پریود موثر سازه تغییر مکان هدف مجدداً برآورد می شود در این قسمت جایگزین می گردد. مقدار حدس اولیه می تواند برابر ۴٪ ارتفاع سازه باشد یا بر اساس زمان تناوب اصلی سازه که از تحلیل خطی بدست می آید محاسبه گردد.



شکل (۲-۲۲) تعیین حالت کنترل شونده توسط تغییر مکان در الگوی بارها در پوش اور و معرفی تغییر مکان هدف

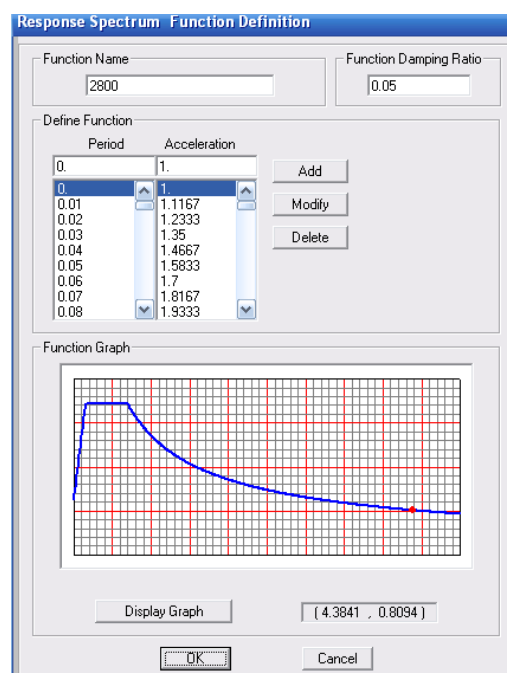
در قسمت Result Save > Other Parameter برای حالت الگوی بار جانبی ، گزینه Multiple Stage انتخاب گردد و بقیه مقادیر پیش فرض نرم افزار را می پذیریم.



شکل (۲-۲۳) تعیین پارامترهای بارهای جانبی در تحلیل پوش اور

۲-۴-۴- تعریف مشخصات طیف پاسخ برای سطح خطر مورد نیاز

در FEMA-356 و دستور العمل بهسازی، سطوح بهسازی تابعی از سطوح عملکردی و سطوح خطر زلزله می باشد. طیف طرح از حاصل ضرب مقادیر طیف ضریب بازتاب ساختمان (B) در شتاب مبنای طرح (A) حاصل شده است. و شتاب مبنای (A) برای مناطق با سطح خطر ۱ برابر ۰,۳ در نظر گرفته شده است. همچنین از نقشه پهنه‌بندی شتاب با دوره بازگشت ۴۷۵ سال استفاده شده است.



شکل (۲-۲۴) معرفی طیف طرح

۲-۴-۵- تعریف خصوصیات مفاصل پلاستیک در نرم افزارهای SAP 2000

در آنالیز استاتیکی غیر خطی باید مشخصات مفاصل پلاستیک به المان های سازه نسبت داده شوند. هر مفصل پلاستیک به صورت یک مفصل نقطه ای مجزا مدل می شود ، تمامی تغییر شکل های پلاستیک چه انتقالی یا دورانی در این مفصل نقطه ای روی می دهد . معنی این جمله این است که باید یک طول، برای مفصلی که کرنش پلاستیک یا انحنای پلاستیک روی آن جمع زده می شود فرض شود. مفاصل باید در اعضای اصلی مدل شده بسته به نوع آن تعریف شود.

۲-۴-۵-۱- تعریف مفاصل در تیر ها و ستون ها

در ستون ها و تیر ها مفاصل پلاستیک را به دو انتهای آنها نسبت می دهیم البته مشخصات مفاصل پلاستیک برای هریک متفاوت می باشد. در ستون ها اختصاص مفاصل پلاستیک به دو انتهای المان تقریباً منطبق بر واقعیت می باشد. ولی در تیر ها ممکن است مفاصل پلاستیک در نقاط دیگری از طول المان مورد نظر رخ دهد. با توجه به اینکه مفاصل پلاستیک در سازه های فولادی به صورت تقریبی در طولی به اندازه عمق مقطع گسترش می یابد و در Sap 2000 مفاصل به صورت نقطه ای تعریف می شود. بنابراین به صورت تقریبی محل تشکیل مفصل پلاستیک را در فواصل نسبی $0.05 L$ و $0.95 L$ در نظر می گیریم.

برای تعریف مفاصل در تیر ها ابتدا تیر مورد نظر سازه را انتخاب می کنیم، از منوی Assign وارد گزینه Hanges می شویم. طول ناحیه مفصلی را برابر 0.05 و 0.95 طول تیر وارد می کنیم و در قسمت Modify/Show Auto Hanges Assignment Data پارامترها را طبق شکل (۲-۲۶) تنظیم می کنیم. در ادامه وارد منوی Define > Hanges Properties مشخصات مفصل را طبق معیار های FEMA-356 اصلاح و وارد می کنیم این کار را به طور نمونه برای تیری با مقطع IPE240 انجام می دهیم. نوع مفصل استفاده شده در تیر ها از نوع کنترل شکل پذیر و $M3$ Moment می باشد، روند شرح داده شده در اشکال زیر قابل رویت می باشد. توجه شود این کار برای تمام مقاطع باید انجام گیرد.

Frame Hinge Assignments

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.05
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In FEMA 356
Table: Table 5-6 (Steel Beams - Flexure)
DOF: M3

شکل (۲-۲۵) اختصاص طول مفاصل برای تیرها

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table
Table 5-6 (Steel Beams - Flexure)

Component Type
☒ Primary
☐ Secondary

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

شکل (۲-۲۶) انتخاب نوع عضو اصلی برای تیرها و مشخص کردن جهت درجه آزادی

Frame Hinge Property Data

Hinge Property Name

Hinge Type
☐ Force Controlled (Brittle)
☒ Deformation Controlled (Ductile) ←

←

شکل (۲-۲۷) معرفی پارامترهای مفصلی برای IPE240 و انتخاب نوع شکل پذیر برای عضو

Frame Hinge Property Data for 1494H1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters ←

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.6	-11
D-	-0.6	-9
C-	-1.27	-9
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.27	9
D	0.6	9
E	0.6	11

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E
☒ Drops To Zero
☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
☐ Use Yield Moment	Moment SF 968880	
☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 7.903E-03	

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
☒ Immediate Occupancy	1	
☐ Life Safety	6	
☐ Collapse Prevention	8	

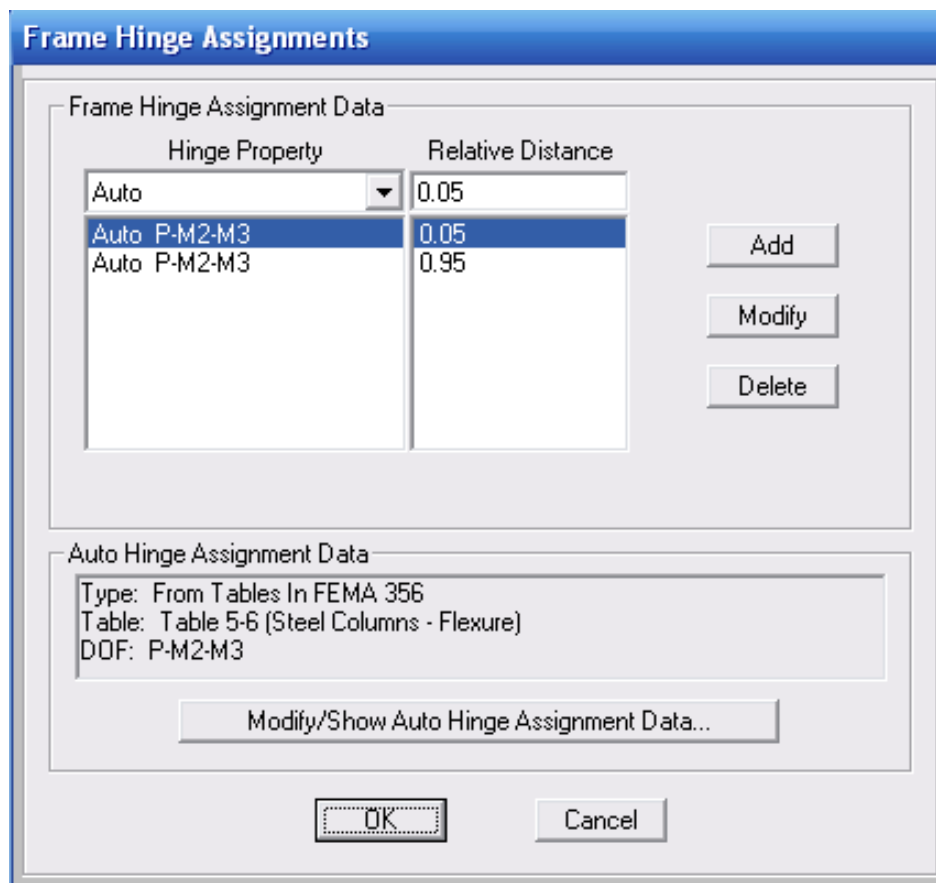
☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type
☒ Moment - Rotation
☐ Moment - Curvature
 Hinge Length
☐ Relative Length

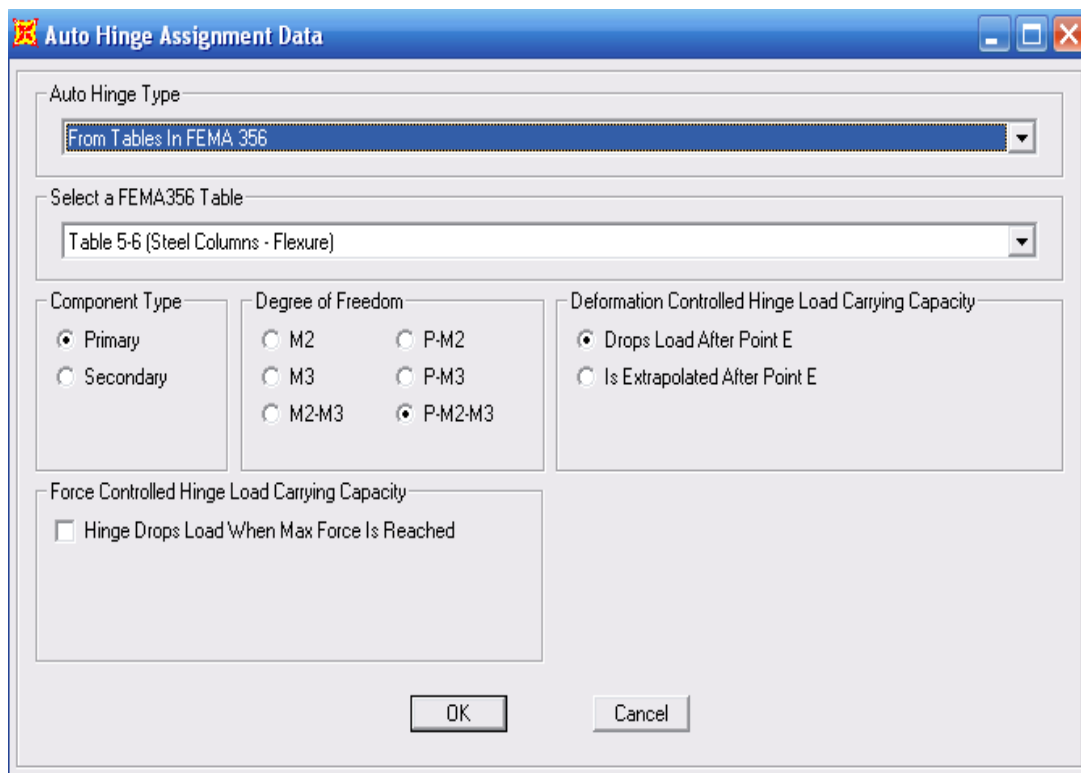
Hysteresis Type And Parameters
 Hysteresis Type
 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

شکل (۲-۲۸) معرفی θ_y & M_y برای تیر و پارامترهای کنترل تغییر شکل بر اساس سطح عملکرد

برای تعریف مفاصل در ستون ها همانند روند تیرها ابتدا ستون مورد نظر سازه را انتخاب می کنیم، از منوی Assign وارد گزینه Hanges می شویم. طول ناحیه مفصلی را برابر ۰,۰۵ و ۰,۹۵ طول ستون وارد می کنیم و در قسمت Modify/Show Auto Hanges Assignment Data پارامترها را طبق شکل (۲-۲۹) تنظیم می کنیم. در ادامه وارد منوی Define > Hanges Properties مشخصات مفصل را طبق معیار های FEMA-356 اصلاح و وارد می کنیم. نوع مفصل استفاده شده در ستون ها از نوع کنترل شکل پذیر و P- M2- M3 Interacting می باشد، روند شرح داده شده در اشکال زیر قابل رویت می باشد . توجه شود این کار برای تمام مقاطع باید انجام گیرد.



شکل (۲-۲۹) اختصاص طول مفاصل برای ستون ها



Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
 From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table
 Table 5-6 (Steel Columns - Flexure)

Component Type
☒ Primary
☐ Secondary

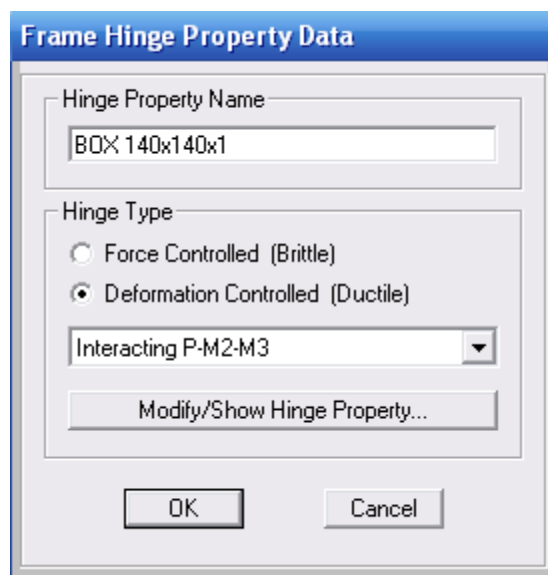
Degree of Freedom
☐ M2 ☐ P-M2
☐ M3 ☐ P-M3
☐ M2-M3 ☒ P-M2-M3

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Force Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☐ Hinge Drops Load When Max Force Is Reached

OK Cancel

شکل (۳۰-۲) انتخاب نوع عضو اصلی برای ستون ها و مشخص کردن جهت درجه آزادی



Frame Hinge Property Data

Hinge Property Name
 BOX 140x140x1

Hinge Type
☐ Force Controlled (Brittle)
☒ Deformation Controlled (Ductile)
 Interacting P-M2-M3

Modify/Show Hinge Property...

OK Cancel

شکل (۳۱-۲) معرفی پارامترهای مفصلی برای BOX140x140x1 و انتخاب نوع شکل پذیر برای عضو

۲-۴-۶- محاسبه تابع نیاز و تغییر مکان هدف

در نرم افزار SAP2000 این قابلیت وجود دارد بر اساس ۳ روش تغییر مکان هدف محاسبه شود.

- روش FEMA-356
- روش FEMA-440
- روش ATC-40

در این بخش نحوه معرفی پارامترهای دو روش اول و خروجی های آنها ارائه خواهد شد. پارامترهای این دو روش بسیار به شبیه می باشد. برای روش FEMA-356 از منوی Define به گزینه pushover parameter set رفته و روش FEMA-356 را انتخاب میکنیم :

مقدار ضریب دمپینگ سیستم را ۰,۰۵ وارد می کنیم در ادامه قسمت Define Funtion را انتخاب می کنیم، طیف مورد نظر با نام ۲۸۰۰ معرفی و مقدار Ts و Scale Fator را وارد می کنیم. مقدار ضریب مقیاس برابر (A.g) می باشد. مقدار ضرایب Cm , C3 , C2 را وارد می کنیم.

Parameters For FEMA 356 Coefficient Method

Pushover Parameters Name
Name: F356P01
Units: Kgf, cm, C

Demand Spectrum Definition
Effective Viscous Damping (0 < Damp < 1): 0.05
Defined Function: 2800
Scale Factor: 249.3
Characteristic Period of Resp Spec, Ts: 0.7
FEMA 356 General Response Spectrum
Mapped Spectral Accel at Short Period, Ss
Mapped Spectral Accel at 1 Sec Period, S1
Site Class

Selected Coefficients
User Value for C2: 1.
User Value for C3: 1.
User Value for Cm: 0.9

Items Visible On Plot
Show Capacity Curve: Color: Green
Show Idealized Bilinear Force-Displ Curve: Color: Red
Reset Default Colors

Update Plot Set Axis Labels and Range...
OK Cancel

شکل (۲-۳۲) معرفی پارامترهای FEMA-356 برای یافتن تغییر مکان هدف

Parameters For FEMA 440 Displacement Modification

Pushover Parameters Name
Name F440PDDM1 Units Kgf, cm, C

Demand Spectrum Definition
 Effective Viscous Damping ($0 < \text{Damp} < 1$) 0.05
☒ Defined Function 2800
 Scale Factor 294.3
 Characteristic Period of Resp Spec, Ts 0.7
☐ FEMA 356 General Response Spectrum
 Mapped Spectral Accel at Short Period, Ss
 Mapped Spectral Accel at 1 Sec Period, S1
 Site Class
☐ Include Soil-Structure Interaction Effects Modify/Show SSL...

Selected Coefficients
☒ User Value for C2 i
☐ User Value for Cm

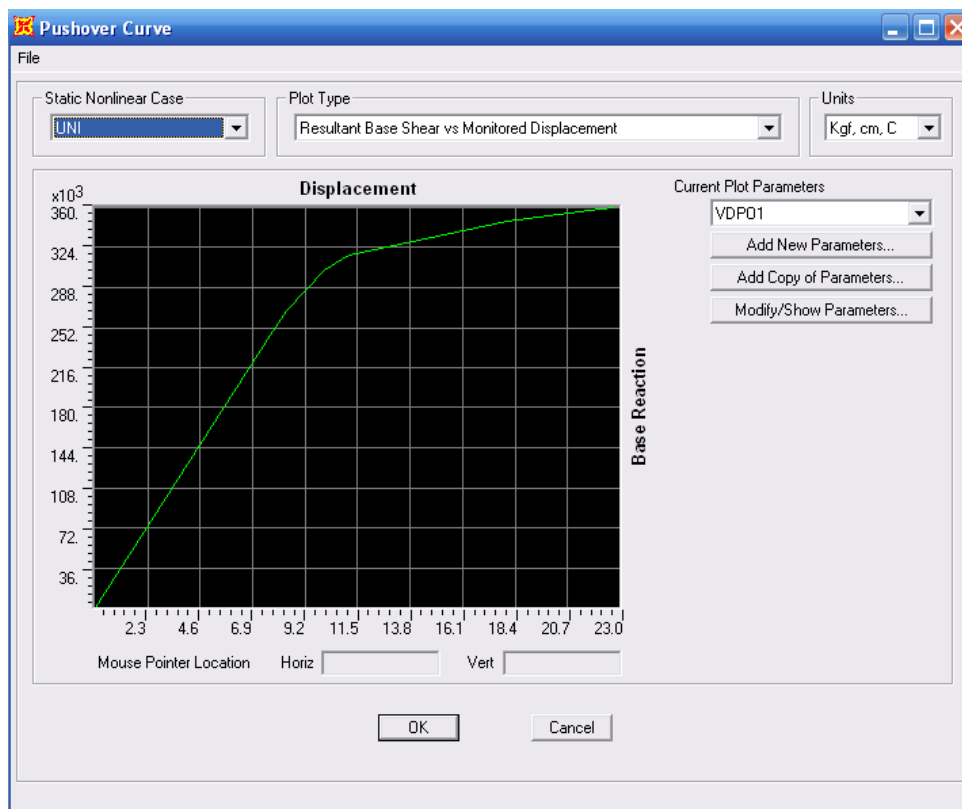
Items Visible On Plot
☒ Show Capacity Curve Color 
☒ Show Idealized Bilinear Force-Displ Curve Color 
 Reset Default Colors

Update Plot Set Axis Labels and Range...
 OK Cancel

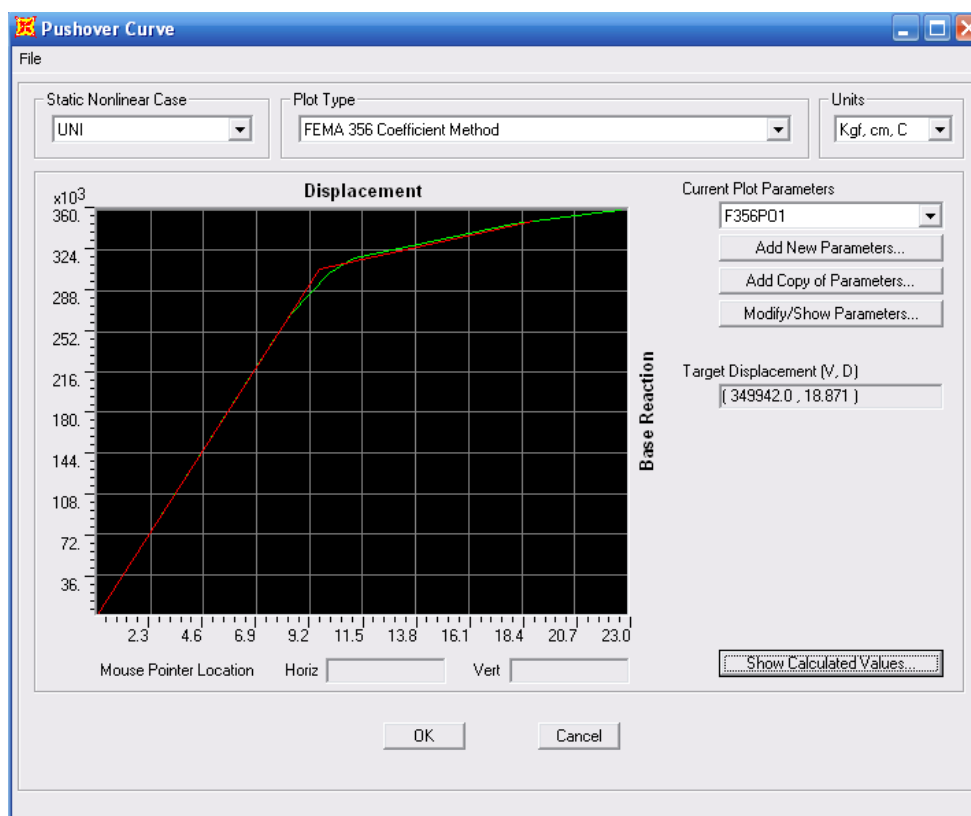
شکل (۲-۳۳) معرفی پارامترهای FEMA-440 برای یافتن تغییر مکان هدف

۲-۴-۷- مشاهده خروجی های مدل پس از تحلیل استاتیکی غیر خطی

پس از تحلیل سازه می توان در نهایت منحنی نیرو-تغییر مکان سازه را مشاهده نمود، ای منحنی برای هریک از الگوهای بارگذاری کمی متفاوت می باشد. پس انتخاب نوع بارگذاری می توان نمودار دو خطی معادل را مشاهده نمود. این نمودار برای دو حالت FEMA-440 , FEMA-356 نشان داده شده است همچنین پارامتر های این نمودار دو خطی قابل دسترسی می باشد. همچنین سطح عملکرد سازه در سه نوع خود نشان داده شده است.



شکل (۳۴-۲) منحنی نیرو-تغییر مکان سازه برای الگوی بار یکنواخت



شکل (۳۵-۲) منحنی دوطبقی معادل سازه برای الگوی بار یکنواخت بر اساس FEMA-356

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoD	IDtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	cm	Kgf									
0	0.013331	0.00	792	0	0	0	0	0	0	0	792
1	7.693331	245387.06	792	0	0	0	0	0	0	0	792
2	8.374590	267154.26	788	4	0	0	0	0	0	0	792
3	10.031586	303564.74	710	25	57	0	0	0	0	0	792
4	11.089315	316799.00	650	55	87	0	0	0	0	0	792
5	18.040343	347591.22	586	47	69	90	0	0	0	0	792
6	22.111984	359119.86	572	45	31	25	73	46	0	0	792
7	22.773324	359915.83	571	45	32	18	59	67	0	0	792

شکل (۲-۳۶) جدول تشکیل مفصل پلاستیک در سطوح مختلف بهسازی و نیروی معادل تشکیل اولین مفصل

پلاستیک

Calculated Items

Edit

Units
Kg, cm, C

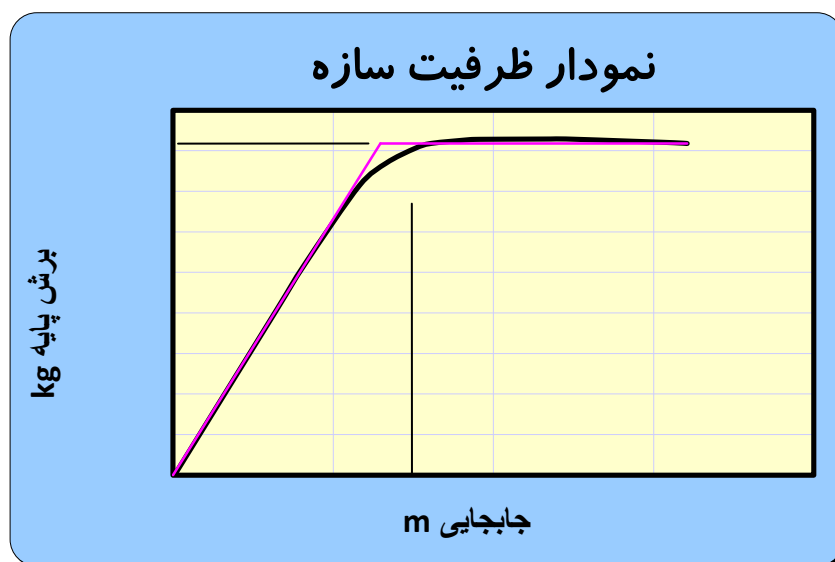
Item	Value
C0	1.3552
C1	1.
C2	1.
C3	1.
Sa	0.7073
Te	0.8822
Ti	0.8822
Ki	31896.08
Ke	31896.08
Alpha	0.1483
R	1.4691
Vy	307035.22
Weight	637714.2
Cm	1.

Done

شکل (۲-۳۷) مشخصات منحنی دوطولی معادل سازه، برای الگوی بار یکنواخت بر اساس FEMA-356

۲-۴-۸- نحوه به دست آوردن ضریب رفتار پس از تحلیل استاتیکی غیر خطی

پس از بدست آمدن خروجی های تحلیل استاتیکی غیر خطی برای هر مدل، و ایجاد اطمینان از درستی روند انجام آن اقدام به محاسبه ضریب رفتار کلی سازه می نمائیم. در این تحقیق ضریب رفتار به چهار روش محاسبه شده است، تا بتوان اختلاف بین این روش ها را نیز مورد بررسی قرار داد. در ابتدا مقدار نسبت شکل پذیری سازه $\mu=(\Delta m/\Delta y)$ را بدست می آوریم. که نسبت تغییر مکان هدف سازه به نقطه تسلیم سازه می باشد. پس از این مرحله زمان تناوب مد اول سازه که از نرم افزار حاصل می شود را در نظر می گیریم. سپس ضریب شکل پذیری سازه را به چهار روش نیومارک و هال، کراوینکلر و ناسار، میراندا و برترو همچنین روش ویدیک بدست می آوریم. سپس اقدام به محاسبه ضریب اضافه مقاومت سازه می نمائیم. ضریب اضافه مقاومت از تقسیم نیروی برش پایه متناظر با نقطه تسلیم سازه بر میزان نیروی برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه بدست می آید. همچنین ضریب تنش مجاز را نیز از تقسیم نیروی برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک بر نیروی برش پایه در حد طراحی سازه بدست می آوریم. در نهایت ضریب رفتار از ضریب این سه ضریب حاصل خواهد شد. در اشکال زیر برخی از مراحل مهم نشان داده شده است.



شکل (۲-۳۸) رسم منحنی دوطرفه معادل رفتار سازه و بدست آوردن تغییر مکان و نیروی حد تسلیم

$100 < d < 500$
دقت = 500

هر دو شرط برقرار است

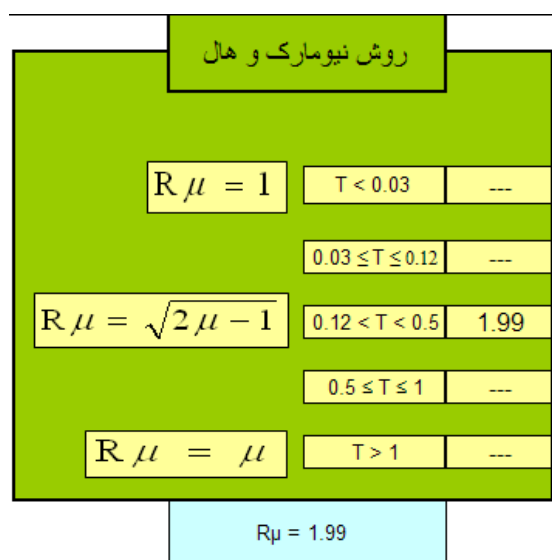
دقت = 0.005
$0.001 < d < 0.009$

مساحت زیر نمودار خطی با مساحت زیر نمودار غیر خطی برابر باشد.

شرط ۱	Area(linear)	71178550.51
	Area (nonlinear)	71178519.27
شرط ۲	$0.6 V_y =$	76836.91
	Disp (0.6Vy)L=	0.13996
	Disp (0.6Vy)N=	0.13920

نمودار خطی و غیر خطی یکدیگر را در $0.6V_y$ قطع کنند.

شکل (۳۹-۲) کنترل مشخصات نمودار دو خطی بر اساس دو شرط اصلی



شکل (۴۰-۲) بدست آوردن ضریب شکل پذیری به روش نیومارک و هال

روش کراوینکلر و ناسار

$\alpha = 0.02$

$$R_{\mu} = [C(\mu - 1) + 1]^{1/C}$$

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T}$$

α	a	b
0	1	0.42
0.02	1	0.37
0.1	0.8	0.29

C = 2.450

$R_{\mu} = 1.90$

شکل (۴۱-۲) بدست آوردن ضریب شکل پذیری به روش کراوینکلر و ناسار

روش میراندا و برترو

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1$$

زمینهای رسوبی ▼

زمینهای سنگی $\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-1.5(\ln T - 0.6)}$ = ---

زمینهای رسوبی $\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln T - 0.2)}$ = 1.66

زمینهای نرم $T_g = 0.1$ $\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{-3(\ln \frac{T}{T_g} - 0.25)}$ = ---

$R_{\mu} = 1.94$

شکل (۴۲-۲) بدست آوردن ضریب شکل پذیری به روش میراندا و برترو

روش ویدیک

$T_s = 0.7$

$T \leq T_0$ $R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 = 1.36$

$T > T_0$ $R_{\mu} = \mu = ---$

$R_{\mu} = 1.36$

شکل (۴۳-۲) بدست آوردن ضریب شکل پذیری به روش ویدیک

پس از بدست آوردن پارامترهای اصلی با ضریب آنها در هم ، ضریب رفتار سازه بدست خواهد آمد.

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (20-2)$$

$$\Omega = \frac{V_y}{V_t} \quad (21-2)$$

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (22-2)$$

$$R = R_{\mu} . \Omega . Y \quad (23-2)$$

فصل سوم

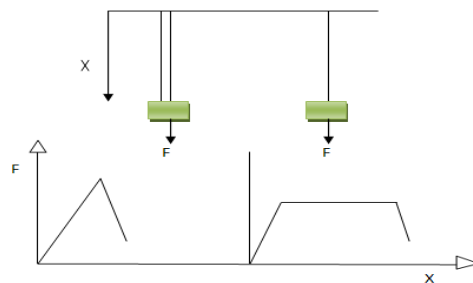
مبانی تئوری در طراحی بر اساس سطح عملکرد

در علم مهندسی زلزله با ورود و جایگزینی شیوه طراحی براساس عملکرد (Performance base design) به جای روش قدیمی طراحی بر اساس نیرو بسیاری از آیین نامه های جهان دستخوش تغییرات بنیادی شده و بسیاری از محققان و پژوهشگران برای تکامل و دستیابی به قطعیت در این شیوه تحقیقات خود را در این زمینه متمرکز کرده اند. طراحی براساس عملکرد موضوعی است که در سالهای اخیر در سطح جهان و کشور ما مورد استقبال فراوان قرار گرفته است.

آیین نامه های کنونی که بر اساس نیرو تهیه شده اند برای طراحی در محدوده الاستیک مناسب اند، اما سطوحی از عملکرد که متضمن پذیرش خسارت است، علاوه بر معیارهای نیرویی وابسته به معیارهای جابجایی نیز هست. روش کنونی طراحی سازه ها بر مبنای طراحی به روش مقاومت است و شامل تخمین برش پایه در سازه و توزیع آن در ارتفاع و تعیین مقاومت مورد نیاز اجزای سازه ای در برابر این بار است. صرف نظر از کاستی هایی که در این روش وجود دارد بیان رفتار اجزای سازه ای از طریق تک پارامتر مقاومت در بسیاری از موارد پاسخ مناسبی به دست نمی دهد. در حقیقت هدف از طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد این است که طراحان را قادر سازد تا سازه هایی طراحی کنند که عملکردشان قابل پیش بینی باشد [۳۴].

هدف اصلی طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد، دخیل کردن کارفرما در انتخاب میزان خطرپذیری در طرح مورد نظر در سطوح مختلف زمین لرزه است که خود این هدف مستلزم معلوم بودن نحوه عملکرد سازه در سطوح مختلف زمین لرزه ها است. براساس آیین نامه های طراحی، اعضای سازه ای به گونه ای طراحی می شوند تا بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه اطمینان مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند، بعد از طراحی اعضای سازه ای برای نیروهای وارده در بعضی موارد کنترل های تغییر مکانی نیز انجام می شود.

بعضی از کنترل های تغییر مکانی مانند کنترل خیز تیرها، وابسته به خرابی های معماری و بعضی دیگر همانند کنترل تغییر مکانی جانبی نسبی هم زمان وابسته به خرابی های معماری و کل سازه هستند. در رویکرد طراحی براساس عملکرد (Performance base design) رفتار اعضای سازه ای به دو گروه کنترل شونده توسط نیرو (Force controlled) و کنترل شونده توسط تغییر شکل (Deformation controlled) تقسیم بندی می شوند. به عنوان مثال شکل (۳-۱) را در نظر بگیرید. در این شکل وزنه سمت راست از یک طناب با الیاف پلاستیک و وزنه سمت چپ از یک طناب با الیاف شیشه آویزان شده است [۳۴].



شکل (۳-۱) دو نوع رفتار سازه ای : طناب سمت راست با قابلیت تحمل تغییر شکل های زیاد و طناب سمت چپ با قابلیت تحمل تغییر شکل های کم

همانطور که می دانید شیشه ماده ای شکننده و دارای گسیختگی ترد است. با افزایش نیروی F در وزنه سمت چپ، نیروی کششی در طناب ساخته شده از الیاف شیشه افزایش می یابد تا به ماکزیمم خود می رسد. در این لحظه با توجه به طبیعت ترد و شکننده شیشه به صورت ناگهانی طناب گسیخته و سازه دچار فروریزش می شود. بنابراین منطقی است برای به دست آوردن قطر طناب، مقدار نیروهای اعمالی به وزنه را بررسی و سطح مقطع را به صورتی طراحی کنیم که همواره نیروی قابل تحمل در طناب بیش از نیروی F باشد. بنابراین مهم ترین پارامتر در طراحی این عضو تحمل نیروهای اعمالی است و طناب باید برای ماکزیمم نیروهای وارده طراحی شود یا به عبارتی سیستم کنترل شونده توسط نیرو است.

حال سیستم وزنه آویزان از طناب پلاستیکی را بررسی می کنیم. همانطور که می دانید، پلاستیک ماده ای نرم و دارای قابلیت شکل پذیری بالاست. با افزایش نیروی F در وزنه سمت راست، نیروی کششی در طناب ساخته شده از الیاف پلاستیک افزایش می یابد تا به ماکزیمم خود می رسد. در این لحظه با توجه به طبیعت شکل پذیر طناب، طناب از حالت الاستیک خارج می گردد و وارد مرحله پلاستیک و تغییر شکل های ماندگار می شود. بعد از این مرحله با تغییر کم نیروهای کششی وزنه دچار تغییر شکل های زیاد می شود که ممکن است کارایی آن را مختلف کند و تغییر شکل عمودی وزنه بیش از مقدار مجاز شود. بنابراین باید سطح مقطع طناب پلاستیکی به صورتی طراحی شود که تغییر شکل های ایجاد شده در آن بر اثر نیروهای وارده بیش از حد مجاز نگردد و کارایی سیستم سازه ای نگهداری وزنه مختل نشود. بنابراین مهم ترین پارامتر در طراحی این عضو محدود کردن تغییر شکل های اعمالی است و طناب باید برای ماکزیمم خود می رسد. در این لحظه با توجه طبیعت شکل پذیر طناب، طناب از حال الاستیک خارج می گردد و وارد مرحله پلاستیک و تغییر شکل های ماندگار می شود.

بعد از این مرحله با تغییر کم نیروهای کششی وزنه دچار تغییر شکل های زیاد می شود که ممکن است کارایی آن را مختل کند و تغییر شکل عمودی وزنه بیش از مقدار مجاز شود. بنابراین باید سطح مقطع طناب پلاستیکی به صورتی طراحی شود که تغییر شکل های ایجاد شده در آن بر اثر نیروهای وارده بیش از حد مجاز نگردد و کارایی سیستم سازه ای نگه داری وزنه مختل نشود. بنابراین مهم ترین پارامتر در طراحی این عضو محدود کردن تغییر شکل های اعمالی است و طناب باید برای ماکزیمم تغییر شکل های مجاز وارده طراحی شود یا به عبارتی سیستم کنترل شونده توسط تغییر شکل است. در این مثال سعی شد مفهوم طراحی براساس نیرو و تغییر شکل به اختصار توضیح داده شود. در طراحی براساس عملکرد اعضای سازه ای با توجه به منحنی نیرو- تغییر شکل به کنترل شونده توسط نیرو یا کنترل شونده توسط تغییر شکل تقسیم بندی می شوند. پارامترهای زیادی در

طراحی براساس عملکرد تاثیرگذارند که با توجه به ضوابط FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی به طور کامل توضیح داده می شوند.

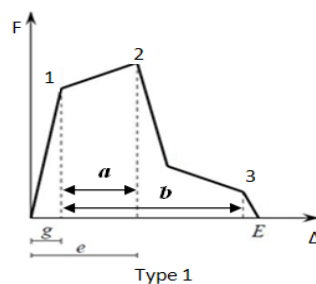
۳-۲- رفتار اعضای سازه ای با توجه به منحنی نیرو - تغییر شکل

رفتار اعضای سازه با توجه به منحنی (نیرو - تغییر شکل) تحت اثر نیروهای اعمالی به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل یا کنترل شونده توسط نیرو طبقه بندی می شوند.

منحنی نیرو - تغییر شکل می تواند نمایش دهنده سه حالت از انواع کلی شکل پذیری باشد، که عبارت اند از رفتار شکل پذیر، نیمه شکل پذیر یا ترد [۳۴].

۳-۲-۱- رفتار شکل پذیر نوع یک (Ductile Behavior, Type)

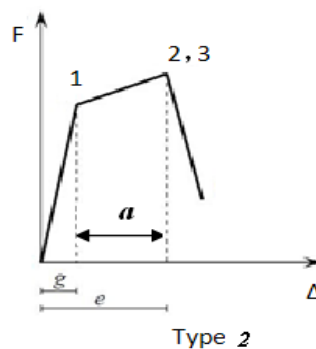
منحنی نیرو - تغییر شکل نوع یک (Type 1) دارای چهار قسمت است. در این منحنی خط ۱-۰ نشان دهنده رفتار الاستیک خطی است. خط ۲-۱ نشان دهنده رفتار پلاستیک همراه با سخت شدگی کرنشی است. از نقطه ۲ تا ۳ مقاومت به شدت کاهش می یابد، اما به طور کلی از بین نمی رود و در نقطه ۳ باز هم توانایی تحمل بارهای ثقلی وجود خواهد داشت. برای آنکه اعضای اصلی با این نوع رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید $e < 2g$ باشد، در غیر این صورت اعضای اصلی کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شوند. اعضای غیراصلی با این نوع رفتار با هر نسبتی از e/g کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب می شوند.



شکل (۳-۲) منحنی نیرو - تغییر شکل (Type1) [۳۳]

۲-۲-۳- رفتار شکل پذیر نوع دو (Ductile Behavior, Type 2)

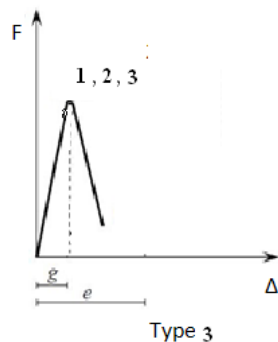
منحنی نیرو - تغییر شکل نوع دو (Type 2) دارای سه قسمت است. اعضای که دارای منحنی نیرو-تغییر شکل نوع دو هستند نیمه شکل پذیر نیز نامیده می شوند. در این منحنی خط ۰-۱ نشان دهنده رفتار الاستیک خطی است. خط ۱-۲ و ۲-۳ نشان دهنده رفتار پلاستیک است. بعد از نقطه ۲ و ۳ مقاومت به شدت کاهش می یابد و دیگر توانایی تحمل بارهای ثقیلی وجود نخواهد داشت. برای آن که اعضای اصلی و غیر اصلی با این نوع رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید $e \geq 2g$ باشد. در غیر این صورت اعضای اصلی و غیر اصلی با این نوع رفتار کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شوند.



شکل (۳-۳) منحنی نیرو - تغییر شکل (Type 2) [۳۳]

۳-۲-۳- رفتار ترد (Brittle or Nonductile Behavior, Type 3)

منحنی نیرو-تغییر شکل نوع سه (Type 3) دارای دو قسمت است. در این منحنی خط ۰-۱ نشان دهنده رفتار الاستیک خطی است. بعد از نقطه ۱ و ۲ و ۳ مقاومت به شدت کاهش می یابد و دیگر توانایی تحمل بارهای ثقیلی وجود نخواهد داشت. اعضای اصلی و غیر اصلی با این نوع رفتار کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شوند.



شکل (۳-۴) منحنی نیرو - تغییر شکل (Type3) [۳۳]

۳-۳- مشخصات مصالح

مشخصات مصالح به دو گروه کرانه پایین مقاومت مصالح (Lower- bound strength) و مقاومت مورد انتظار مصالح (expected- strength) تقسیم می شود. اگر مقاومت اعضا را با حرف Q نمایش دهیم. مقاومت به دست آمده از مشخصات کرانه پایین مقاومت مصالح با Q_{cl} و مقاومت به دست آمده از مشخصات مقاومت مورد انتظار با Q_{ce} نمایش داده می شود.

-کرانه پایین مقاومت، برابر متوسط منهای یک انحراف معیار مقادیر مقاومت است. مقاومت اسمی یا درج شده در مدارک نیز می تواند برابر کرانه پایین مقاومت اختیار گردد.

-مقاومت مورد انتظار مصالح برابر متوسط مقادیر حاصل از آزمایش تعریف می شود. برای محاسبه این مقاومت می توان از ضرب مقادیر کرانه پایین مقاومت مصالح در یک سری ضرابی معرفی شده استفاده کرد.

۳-۳-۱- روش به دست آوردن کرانه پایین مقاومت مصالح و مقاومت مورد انتظار مصالح در

طراحی

برای به دست آوردن مقاومت اعضای کنترل شونده توسط نیرو باید از مشخصات کرانه پایین مقاومت مصالح (Q_{cl}) استفاده کرد. با توجه به اینکه می توان مشخصات کرانه پایین مقاومت مصالح را برابر

مقادیر آورده شده در نقشه های اجرایی ساختمان در نظر گرفت. بنابراین برای به دست آوردن مقاومت اعضای کنترل شونده توسط نیرو می توان از f'_c, F_y آورده شده در نقشه های اجرایی استفاده کرد.

همچنین هنگامی که سازه ای را از ابتدا بر اساس عملکرد طراحی می کنید برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو مقادیر f'_c, F_y برابر مقادیر فرض شده در طراحی در نظر گرفته می شوند.

○ برای به دست آوردن مقاومت اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل باید از مشخصات مقاومت مورد انتظار مصالح (Qce) استفاده کرد. با توجه به اینکه می توان مشخصات مقاومت مورد انتظار در بتن و میلگرد را برابر حاصل ضرب مقادیر آورده شده در نقشه های اجرایی ساختمان در ضرایب آورده شده در جدول (۱-۳) و (۲-۳) در نظر گرفت. بنابراین برای به دست آوردن مقاومت اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل می توان از حاصل ضرب f'_c, F_y آورده شده در نقشه های اجرایی در ضرایب آورده شده در این جداول استفاده کرد. همچنین هنگامی که سازه ای را از ابتدا بر اساس عملکرد طراحی می کنید برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل مقادیر f'_c, F_y برابر حاصل ضرب مقادیر فرض شده در طراحی در ضرایب آورده شده در این جداول در نظر گرفته می شوند [۳۴].

بر اساس FEMA-356 مقاومت فشاری مورد انتظار بتن و مقاومت تسلیم کششی مورد انتظار میلگرد با استفاده از جدول (۱-۳) به دست می آید.

جدول (۱-۳) ضرایب تبدیل کرانه پایین مقاومت به مقاومت مورد انتظار در FEMA-356 [۳۳]

Factors Translate Lower Bound Material Properties to Expected strength material properties	
Material property	Factor
Concrete Compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile & Yield strength	1.25
Concrete steel Yield strength	1.50

بنابراین در المان های بتنی کنترل شونده توسط تغییر شکل مشخصات مصالح مورد انتظار بر اساس FEMA-356 برابر است با [۳۳] :

$$Concrete - Element \begin{cases} (f'_c)_{CE} = 1.5 f'_c & (۱-۳) \\ (f_y)_{CE} = F_{ye} = 1.25 f_y & (۲-۳) \end{cases}$$

بر اساس دستورالعمل بهسازی مقاومت فشاری مورد انتظار بتن و مقاومت تسلیم کششی مورد انتظار میلگرد با استفاده از جدول (۲-۳) به دست می آید.

جدول (۲-۳) ضرایب تبدیل کرانه پایین مقاومت به مقاومت مورد انتظار در دستورالعمل بهسازی.

ضریب	مشخصات مصالح
1.25	مقاومت فشاری مشخصه بتن
1.15	تنش کششی و تسلیم میلگرد
1.25	تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی به کار رفته جهت اتصال قطعات (مثل میل مهار)

بنابراین در المان های بتنی کنترل شونده توسط تغییر شکل، مشخصات مصالح مورد انتظار بر اساس دستورالعمل بهسازی برابر است با [۳۳] :

$$Concrete - Element \begin{cases} (f'_c)_{CE} = 1.25 f'_c & (۳-۳) \\ (f_y)_{CE} = F_{ye} = 1.15 f_y & (۴-۳) \end{cases}$$

$$steel - Element \begin{cases} (f_y)_{CE} = 1.1 f_y & (۵-۳) \\ (f_u)_{CE} = F_{ue} = 1.1 f_u & (۶-۳) \end{cases}$$

در Sap2000 فرم تعیین مشخصات مصالح از قسمت Define>Materials قابل تنظیم است. اگر به عنوان مثال در این فرم STEEL را انتخاب و سپس روی دکمه ... Modify / show Material کلیک

کنید. مقادیر عددی تنش تسلیم و تنش نهایی کرانه پایین و مورد انتظار از قسمت Other Properties for steel Materials قابل تنظیم است.

۳-۴- نحوه تقسیم بندی اعضای اصلی و غیر اصلی در SAP2000

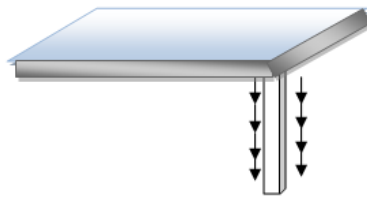
براساس FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی المان های اصلی اعضایی هستند که در سختی سازه در مقابل زلزله های شدید نقش اصلی را ایفا می کنند و به همین علت در طراحی یک ساختمان جدید برای نیروهای زلزله سختی و مقاومت آنها در نظر گرفته می شوند مانند تیرها و ستون ها در قالب های خمشی، مهاربندها و ستون های متصل به آنها در ساختمان های مهاربندی شده با تیرهای دو سر مفصل. المان های غیراصلی اعضایی هستند که هنگام زلزله به طور موثری در سختی جانبی سازه به علت ظرفیت پایین در سختی جانبی، مقاومت یا تغییر شکل تاثیرگذار نیستند و به همین علت در طراحی یک ساختمان جدید برای نیروهای زلزله سختی و مقاومت آنها در نظر گرفته نمی شود مانند میان قاب ها یا اندرکنش سقف و ستون در ساختمان های با سیستم دیوار برشی.

وقتی اثر میان قاب ها و اعضای غیرسازه ای در مدل کامپیوتری در نظر گرفته می شود. آنالیز استاتیکی غیرخطی کامل (NSP) انجام می شود و وقتی سختی میان قاب ها و اعضای غیرسازه ای در مدل کامپیوتری در نظر گرفته نمی شود آنالیز استاتیکی غیرخطی ساده شده (Simplified NSP) انجام می شود. در صورتی که سختی جانبی اعضای غیرسازه ای بیش از ۱۰٪ کل سختی جانبی ابتدایی طبقه باشد، باید در مدل کامپیوتری اثر اعضای غیرسازه ای در نظر گرفته شود. بنابراین اگر اثر میان قاب ها و اعضای غیرسازه ای در مدل کامپیوتری در نظر گرفته شود باید نوع اعضا Secondary و در صورتی که در مدل کامپیوتری در نظر گرفته نشود باید نوع اعضا Primary انتخاب شود. در SPA2000 هنگام اختصاص مفاصل پلاستیک از قسمت Assign >Frame> Hinges در صورتی که مشخصات مفصل از نوع Auto اختصاص داده شود، می توان نوع عضو را از لحاظ اصلی

بودن (Primary) یا غیراصلی بودن (Secondary) مشخص کرد. در این صورت برنامه به صورت اتوماتیک معیارهای پذیرش را با توجه به نوع عضو براساس معیارهای FEMA-356 برداشت می کند.

۳-۵- مدل سازی ساختمان

در ارزیابی لرزه ای یا بهسازی سازه ها، مدل کامپیوتری باید نشان دهنده مشخصه های رفتار سه بعدی ساختمان همانند توزیع جرم، مقاومت، سختی و تغییر شکل ها باشد. مدل دوبعدی به جای مدل سه بعدی کامل تنها وقتی می تواند به کار رود که به طور کامل بتواند رفتار سازه را به صورت واقعی تحت اثر بارهای ثقیلی و جانبی نشان دهد. به عنوان مثال ستون شکل (۳-۵) را در نظر بگیرید این ستون یکی از ستون های گوشه ساختمان است.



شکل (۳-۵) ستون گوشه در سازه سه بعدی

در این ستون نیروی محوری برابر است با مجموع برش انتهایی تیرهایی که به این ستون متصل اند. وقتی این سازه به صورت دوبعدی در نظر گرفته می شود، نیروی محوری این ستون برابر برش تیرهای متصل به آن در صفحه در نظر گرفته شده است. در حالت واقع گرایانه که ارتعاشات زمین هنگام زلزله ممکن است در راستاهایی به غیر از دو راستای اصلی ساختمان به سازه اثر کنند. نیروی محوری ستون هنگامی که تیرهای متصل به ستون در تمامی جهات به ظرفیت نهایی می رسند برابر برش تمام تیرهای متصل به آن است. به عنوان مثال در ارزیابی لرزه ای سیستم های سازه ای دارای دیوارهای برشی و مهاربندهای مقاطع T,L شکل برای محاسبه مشخصات سختی و مقاومتی باید بال ها و جان ها همزمان در نظر گرفته شوند. با مدل سازی سه بعدی سازه، اثرات بال ها و جان ها و اندرکنش آنها با یکدیگر به صورت اتوماتیک در طی آنالیز در نظر گرفته می شو. در ساختمان های

نامنظم که توزیع سختی و جرم یکنواخت نیست اکیداً توصیه می شود مدل سه بعدی ساختمان برای ارزیابی رفتار لرزه ای سازه در نظر گرفته شود. به عنوان یک استراتژی، در ساختمان های نامنظم بهتر است به جای وارد کردن اثرات نامنظمی سازه در تحلیل استاتیکی غیرخطی، نامنظمی سازه کاهش داده شود [۳۴].

۳-۶- سطوح عملکرد اجزای سازه ای و غیر سازه ای [۳۲]

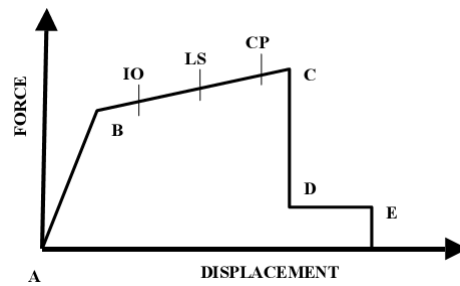
سطوح عملکرد ساختمان بر مبنای عملکرد اجزای سازه ای و غیر سازه ای تعریف می شود، این سطوح بر اساس میزان ترک خوردگی یا خرابی اجزای سازه ای و غیر سازه ای تعریف می شود، تا انتخاب سطح عملکرد مناسب توسط طراح یا صاحب ساختمان بیشتر قابل درک باشد.

۳-۶-۱- سطوح عملکرد سازه ای (structural Performance Levels)

منظور از اجزای سازه ای ستون ها، تیر ها، بادبند ها، دیوار های بتنی، دیوار های پر کننده با مصالح بنای غیر مسلح، پی ها، دیافراگم ها و ... است. معیار های سطح عملکرد اجزای سازه ای با توجه به نوع سیستم سازه ای و اصلی یا غیر اصلی بودن عضو و همچنین تغییر مکان جانبی گذرا و ماندگار تقسیم بندی می شود. منظور از تغییر مکان جانبی گذرا حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پیش بینی می شود در طول وقوع زلزله طرح در ساختمان ایجاد می شود. همچنین منظور از تغییر مکان جانبی ماندگار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است، که پس از وقوع زلزله به دلیل رفتار خمیری یا ترک خوردگی در سازه باقی می ماند.

جدول (۳-۳) اصطلاحات به کار رفته FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برای عملکرد اجزای سازه ای

اصطلاح به کار رفته در FEMA	اصطلاح معادل FEMA در دستورالعمل بهسازی
Immadiate Occupancy Level(s-1)	قابلیت استفاده بی وقفه
Life Safety Level (s-3)	ایمنی جانبی
Collapse prevention Level (s-5)	آستانه فرو ریزش



شکل (۳-۶) سطوح عملکرد سازه ای در سه مرحله

۳-۶-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای (Nonstructural Performance Levels)

منظور از اجرای غیرسازه ای اجرای معماری اجرای تأسیسات مکانیکی و برقی ساختمان است. معیارهای سطح عملکرد اجرای غیرسازه ای مربوط به معماری ساختمان شامل نماسازی ، دیوارهای داخلی و تیغه بندی، سقف ها، دیوار دست انداز، دودکش ها، پله ها و درها است.

۳-۷- سطوح هدف عملکرد ساختمان (Target Building Performance Levels)

سطوح عملکرد کل ساختمان بر حسب سطح عملکرد اجزای سازه ای تعریف می شود سطوح مختلف عملکرد ساختمان که در بهسازی مبنا، مطلوب و ویژه به کار می رود مطابق یکی از موارد زیر است :

الف) سطح عملکرد « خدمت رسانی بیوقفه » Operational Performance Level (1-A)

ساختمانی دارای سطح عملکرد «خدمت رسانی بی وقفه» است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی وقفه) و اجزای غیر سازه ای آن دارای سطح عملکرد A (خدمت رسانی بی وقفه) در مجموع می توان گفت در سطح عملکردی A-1 خسارت کلی ساختمان بسیار کم است.

ب) سطح عملکرد « قابلیت استفاده بیوقفه » Immediate Occupancy Performance Level (1-B)

ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت بیوقفه است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بیوقفه) و اجزای غیرسازه ای آن دارای سطح عملکرد B(قابلیت استفاده بیوقفه) باشند.

Life Safety Performance Level (3-C)

ج) سطح عملکرد «ایمنی جانی»

ساختمانی دارای سطح عملکرد « ایمنی جانی » است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیر سازه ای آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشد در مجموع می توان گفت در سطح عملکردی C-3 خسارت کلی ساختمان متوسط است.

Collapse Prevention Performance Level (S-E)

د) سطح عملکرد «آستانه فروریزش»

ساختمانی دارای سطح عملکرد «آستانه فروریزش» است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۵ (آستانه فروریزش) باشد. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیرسازه ای وجود ندارد (سطح عملکرد لحاظ نشده E) در مجموع می توان گفت در سطح عملکردی E-5 خسارت کلی ساختمان شدید است

۳-۸- احتمال رویداد سطوح مختلف زلزله (Probabilistic Earthquake Hazard levels)

احتمال رویداد سطوح مختلف در نظر گرفته شده در FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی بر اساس جدول (۳-۴) است.

جدول (۳-۴) احتمال رویداد سطوح مختلف در نظر گرفته شده در FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی

Earthquake Having Probability of Exceedance	Mean Return Period (years)
50% /50 year	72
20% /50 year	225
10% /50 year	474
2% /50 year	2475

میانگین پریود بازگشت زلزله های بالا عموماً به اعداد ۷۵ ، ۲۲۵ ، ۵۰۰ ، ۲۵۰۰ گرد می شود.

- سطح خطر ۱ : این سطح خطر بی اساس ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل ۴۲۷ سال است تعیین می شود سطح خطر ۱- در استاندارد ۲۸۰۰ ایران «زلزله طرح» (DBE) نامیده می شود این سطح خطر زلزله در FEMA-356 , (Basic Safety Earthquake 1) (BSE-1) نامیده می شود.
- سطح خطر ۲ : این سطح خطر بر اساس ۲٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل ۲۴۷۵ سال است ، تعیین می شود سطح خطر ۲- به عنوان بیشینه زلزله محتمل (MPE) نامیده می شود این سطح خطر زلزله در FEMA-356 , (BSE-2) Basic Safety Earthquake 2 (BSE-1) نامیده می شود. جنبش های زمین در زلزله MPE تقریباً ۱,۲۵ تا ۱,۵ برابر زلزله DBE است.
- سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال) : این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه مناسب است.

۳-۹- سطوح بهسازی بر اساس «دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی»

سطوح بهسازی بر اساس دستورالعمل بهسازی و تفسیر دستورالعمل بهسازی به طور خلاصه در جدول زیر آورده شده است براساس دستورالعمل بهسازی سطح بهسازی انتخابی باید ضوابط جدول (۳-۵) را تامین کند

جدول (۳-۵) سطح بهسازی مطابق دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی

سطح عملکرد ساختمان				
خدمت رسانی	قلیلت استفاده	ایمنی جلی	آستنه فروریزش	سطح خطر زلزله
بی وقفه	بی وقفه	(C-3)	(E-5)	
(A=1)	(B-1)			
a	b	c	d	50 درصد در 50 سال
c	f	g	b	20 درصد در 50 سال
i	j	k	l	10 درصد در 50 سال (سطح خطر 1)
m	n	o	p	2 درصد در 50 سال (سطح خطر 2)

در بهسازی مبنا باید سطح عملکرد k و در بهسازی مطلوب باید سطوح عملکرد k و P هر دو با هم تامین گردد در بهسازی ویژه باید سطوح عملکرد k و p هر دو با هم بعلاوه یکی از سطوح n و f و b و I و e و a تامین گردد (تامین یکی از سطوح m, n, o به تنهایی نیز بهسازی ویژه محسوب می شود) در بهسازی محدود می تواند سطح عملکرد p به طور جداگانه تامین گردد (تامین سطح عملکرد c, g, I, h, d , متناظر با بهسازی محدود است).

۳-۹-۱- بهسازی مبنا

بر اساس دستورالعمل بهسازی، در بهسازی مبنا انتظار می رود که تحت زلزله «سطح خطر-۱» ایمنی جانی ساکنان تامین گردد.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی در بهسازی مبنا هدف ارتقای عملکرد ساختمان به حداقل مورد قبول بر اساس آیین نامه های طرح ساختمان در برابر زلزله است انتظار می رود میزان خرابی و خسارت جانی در ساختمان های بهسازی شده بر اساس این بند قدری بیش از ساختمان های جدید باشد که بر اساس آیین نامه های زلزله و با کیفیت خوب اجرا می شوند.

۳-۹-۲- بهسازی مطلوب

بر اساس دستورالعمل بهسازی، در بهسازی مطلوب انتظار می رود که هدف بهسازی مبنا تامین شده و علاوه بر آن تحت زلزله (سطح خطر-۲) ساختمان فرو نریزد.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی ، در بهسازی مطلوب در سطح عملکرد برای ساختمان در نظر گرفته می شود در زلزله (سطح خطر-۱) ایمنی جانی ساکنین تامین گردد و در زلزله شدید «سطح خطر- ۲» ساختمان فرو نریزد در این حالت عملکرد ساختمان تحت زلزله شدید نیز باید بررسی شود.

۳-۹-۳- بهسازی ویژه

بر اساس دستورالعمل بهسازی، در بهسازی ویژه، نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مد نظر قرار می گیرد بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله مورد استفاده در بهسازی مطلوب در نظر گرفته یا با حفظ عملکرد مشابه بهسازی مطلوب سطوح خطر زلزله بالاتری در نظر گرفته می شود.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی، برای ساختمان های مهم مانند بیمارستان ها، نیروگاه ها و غیره هنگام زلزله عملکرد بهتری نسبت به ساختمان های عادی در نظر گرفته می شود، زیرا در این گونه ساختمان ها لازم است خدمت رسانی پس از زلزله بدون وقفه انجام شود برای رسیدن به این هدف باید سطوح عملکرد بالاتری برای ساختمان در نظر گرفت.

۳-۹-۴- بهسازی محدود

بر اساس دستورالعمل بهسازی، در بهسازی محدود عملکرد پایین تری از بهسازی مبنا در نظر گرفته می شود به گونه ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورد شود :

- تحت زلزله خفیف تر از زلزله «سطح خطر-۱» ایمنی جانی ساکنان تامین گردد (سطح عملکرد C-3)

- تحت زلزله ای برابر یا خفیف تر از «سطح خطر-۱» سطوح عملکردی E-4, C-5, D-5, E-5 یا D-4, C-4 تامین گردد.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی، در صورتی که به دلیل محدودیت های مالی یا اجزایی، بهسازی مبنا میسر نباشد ممکن است بهسازی در سطح عملکرد پایین تری در نظر گرفته شود یا به ازای سطح عملکرد مورد نظر زلزله ضعیف تری انتخاب شود.

۳-۹-۵- بهسازی موضعی

بر اساس دستورالعمل بهسازی، بهسازی موضعی بخشی از یک طرح بهسازی کلی است که به دلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می شود در این حالت، بهسازی باید به گونه ای پیش بینی و اجرا شود که هدف بهسازی بخش های دیگر در مراحل بعدی برآورده شود بهسازی موضعی باید با توجه به موارد زیر انجام شود :

- بهسازی موضعی ساختمان نباید منجر به پایین آمدن سطح عملکرد قبلی ساختمان موجود شود و باعث افزایش نیروهای ناشی از زلزله در اعضایی که وضعیت بحرانی دارند، نشود.
- بهسازی موضعی نباید منجر به نامنظم شدن یا افزایش نامنظمی ساختمان شود.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی، در صورتی که به دلیل محدودیت های مالی یا اجرایی، بهسازی تمام ساختمان میسر نباشد، عملیات بهسازی ممکن است در چند مرحله انجام شود در آن صورت بهسازی در هر مرحله نباید اخلاقی در سطح عملکرد کل ساختمان یا ادامه عملیات بهسازی ایجاد کند بهسازی موضعی در هر مرحله ممکن است در سطح مبنا، ویژه یا محدود انجام شود

فصل چهارم

آشنای با مشخصات مدل؛

۴-۱- مقدمه

در این فصل به معرفی مد های استفاده شده در تحلیل ها می پردازیم. به طور کلی مدل های این

تحقیق به چهار گروه تقسیم می شوند :

- ✓ مدل های مربوط به تاثیر ارتفاع و تعداد تاثیر دهانه
- ✓ مدل های مربوط به افزایش سطح پلان توسط افزایش طول تیر ها
- ✓ مدل های مربوط به تاثیر ابعاد پلان در دو فاز منظم و نا منظم
- ✓ مدل های مربوط به تاثیر درصد بازشو در دو فاز منظم و نا منظم

کلیه مدل ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ، مبحث ششم و مبحث دهم تحلیل و طراحی شده است. نرم افزار مورد استفاده در تحلیل و طراحی Etabs Nonlinear می باشد. سیستم دیافراگم سازه از نوع تیرچه بلوک با توزیع یک طرفه می باشد. ارتفاع تمامی سازه ها را برابر ۳,۲ متر در نظر می گیریم.

۴-۲- مشخصات کلی سازه ها

۴-۲-۱- مشخصات مصالح

مصالح مورد استفاده در مدل ها شامل دو نوع می باشد ، مصالح فولادی برای اجزای سازه ای از قبیل تیرها و ستون ها و مصالح بتنی برای تعریف سقف و مشخصات آن استفاده شده است.

جدول (۴-۱) مشخصات مصالح مصرفی فولادی و بتنی

مصالح فولادی از نوع St37		مصالح بتنی	
جرم واحد حجم	7.9E-6 (kg/cm3)	جرم واحد حجم	250E-6 (kg/cm3)
وزن واحد حجم	7.8E-3 (kg/cm3)	وزن واحد حجم	2450E-6 (kg/cm3)
مدول الاستیسیته	2.03E6 (kg/cm2)	مدول الاستیسیته	2.1E5 (kg/cm2)
تنش تسلیم فولاد	2400 (kg/cm2)	مقاومت فشاری بتن	210 (kg/cm2)
مقاومت نهایی فولاد	3700 (kg/cm2)	تنش تسلیم میلگرد طولی	4000 (kg/cm2)

۴-۲-۲- مشخصات بار ثقیلی و نوع سیستم سقف

بار ثقیلی شامل بار های مرده و زنده می باشند ، مقدار این بارها بر اساس جزئیات اجرای سقف و دیوار ها تعیین می شود . مقدار بارهای زنده بر اساس کاربری طبقات مختلف ساختمان از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می گردد ، در این پروژه از اعمال بار دیوارها صرف نظر شده است .

براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۰]، بار مرده طبقات $570 \frac{kg}{m^2}$ ، بار زنده طبقات $200 \frac{kg}{m^2}$ می باشد. بار مرده ناشی از دیوار داخلی $100 \frac{kg}{m^2}$ است.

سقف مورد استفاده در مدل ها از نوع تیرچه یونولیت می باشد و ضخامت سقف ۳۰ سانتیمتر در نظر گرفته می شود که دارای جهت توزیع بار یکطرفه می باشد.

۴-۲-۳- مشخصات خاک و بار زلزله

با توجه به اینکه تمامی سازه نامنظم در این تحقیق ۵ طبقه می باشند و سازه های بالای ۵ طبقه دارای ساختار منظمی هستند در کلیه مدل ها از روش تحلیل استاتیکی معادل استفاده شده است. موقعیت ساختمان ها بر اساس مبحث ششم در پهنه ای با خطر نسبی زیاد فرض شده است و بر طبق آن شتاب مبنای طرح (A) برابر ۰٫۳ بدست می آید. میزان اهمیت سازه ها (I) را برابر ۱ در نظر می گیریم . نوع سازه های مورد بررسی از نوع قاب خمشی در دو جهت می باشد . طبقه بندی نوع زمین بر اساس مبحث ششم انجام می شود ، نوع زمین مدل ها از نوع III در نظر گرفته شده است. و با توجه به نوع خاک مقادیر زیر از مبحث ششم استخراج می گردد.

$$T_0=0,7 \quad , \quad T_s=0,1 \quad , \quad S=1,75$$

۴-۲-۴- محاسبه زمان تناوب و ضریب برش پایه در حد طرأی برای مدل های مختلف

زمان تناوب اصلی سازه نیز برای سازه های ۱ تا ۹ طبقه، براساس رابطه (۴-۱) مطابق روند زیر محاسبه می شود. لازم به ذکر است به علت یکسان بودن نوع سیستم سازه ای در دو جهت زمان تناوب محاسبه شده در دو جهت یکسان می باشد، همچنین در سازه های با زمان تناوب بیش از ۰٫۷ از روش افزایش

۱,۲۵ درصدی زمان تناوب سازه بر اساس مبحث ششم استفاده شده است، که منجر به کاهش ضریب برش پایه در سازه های بیش از ۴ طبقه گردیده است.

$$T = 0.08 H^{\frac{2}{3}} \quad (۱-۴) \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{1st} = 0.08 \times 3.2^{\frac{2}{3}} = 0.19 \text{ sec} \\ T_{2st} = 0.08 \times 6.4^{\frac{2}{3}} = 0.32 \text{ sec} \\ T_{3st} = 0.08 \times 9.6^{\frac{2}{3}} = 0.44 \text{ sec} \\ T_{4st} = 0.08 \times 12.8^{\frac{2}{3}} = 0.54 \text{ sec} \\ T_{5st} = 0.08 \times 16^{\frac{2}{3}} = 0.64 \text{ sec} \\ T_{7st} = 0.08 \times 22.4^{\frac{2}{3}} = 0.82 \text{ sec} \\ T_{9st} = 0.08 \times 28.8^{\frac{2}{3}} = 0.99 \text{ sec} \end{array} \right.$$

طبق آیین نامه می توان زمان تناوب سازه را به شرطی که از زمان تناوب کامپیوتری بیشتر نشود در ۱,۲۵ ضرب نمود و بر اساس آن ضریب بازتاب ساختمان را محاسبه نمود در ساختمان های ۵ و ۷ و ۹ طبقه با توجه به اینکه می توان زمان تناوب آنها افزایش داد، این روش را برای این مدل ها انجام می دهیم. برای مدل های بالا ضریب بازتاب طرح برابر مقادیر زیر می باشد و در نهایت ضریب برش پایه های سازه ها به صورت زیر برآورد می شود.

$$\begin{array}{lll} B = 1 + S \left(\frac{T}{T_0} \right) & 0 \leq T \leq T_0 & (۲-۴) \\ B = 1 + S & T_0 \leq T \leq T_S & (۳-۴) \\ B = 1 + S \left(\frac{T_S}{T_0} \right)^{\frac{2}{3}} & T \geq T_S & (۴-۴) \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} B_{1st} = 2.75 & B_{3st} = 2.75 & B_{5st} = 2.51 & B_{9st} = 1.87 \\ B_{2st} = 2.75 & B_{4st} = 2.75 & B_{7st} = 2.13 & \end{array}$$

$$A = 0.3$$

$$I = 1$$

$$R = 7$$

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (۵-۴)$$

$$\begin{array}{lll} C_{1st} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.1178 & C_{4st} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.1178 & C_{9st} = \frac{0.3 \times 1.87 \times 1}{7} = 0.0800 \\ C_{2st} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.1178 & C_{5st} = \frac{0.3 \times 2.51 \times 1}{7} = 0.1078 & \\ C_{3st} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.1178 & C_{7st} = \frac{0.3 \times 2.13 \times 1}{7} = 0.0912 & \end{array}$$

۴-۲-۵- معرفی مقاطع مورد استفاده در مدل سازی

در مدل های مورد نظر برای تیر های از مقاطع استاندارد IPE و برای ستون ها از مقاطع BOX

استفاده شده است. برخی مقاطع مورد استفاده در تیر ها و ستون ها به شرح زیر می باشد :

جدول (۴-۲) مشخصات تیرهای مدل

Section Name	Area	I33	I22	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Units	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ²	cm ²	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE140	16.4	541.0	44.9	6.6	8.4	77.29	12.30	88.30	19.20	5.74	1.65
IPE160	20.1	869.0	68.3	8.0	10.1	108.63	16.66	124.00	26.10	6.58	1.84
IPE180	23.9	1317.0	101.0	9.5	12.1	146.33	22.20	166.00	34.60	7.42	2.06
IPE200	28.5	1943.0	142.0	11.2	14.2	194.30	28.40	221.00	44.60	8.26	2.23
IPE220	33.4	2772.0	205.0	13.0	16.9	252.00	37.27	285.00	58.10	9.11	2.48
IPE240	39.1	3892.0	284.0	14.9	19.6	324.33	47.33	367.00	73.90	9.98	2.70
IPE270	45.9	5790.0	420.0	17.8	23.0	428.89	62.22	484.00	97.00	11.23	3.03
IPE300	53.8	8356.0	604.0	21.3	26.8	557.07	80.53	628.00	125.00	12.46	3.35
IPE330	62.6	11770.0	788.0	24.8	30.7	713.33	98.50	804.00	154.00	13.71	3.55
IPE360	72.7	16270.0	1043.0	28.8	36.0	903.89	122.71	1019.00	191.00	14.96	3.79
IPE400	84.5	23130.0	1318.0	34.4	40.5	1156.50	146.44	1307.00	229.00	16.54	3.95
IPE450	98.8	33740.0	1676.0	42.3	46.2	1499.56	176.42	1702.00	276.00	18.48	4.12
IPE500	116.0	48200.0	2142.0	51.0	53.3	1928.00	214.20	2194.00	336.00	20.38	4.30
IPE550	134.0	67120.0	2668.0	61.1	60.2	2440.73	254.10	2787.00	401.00	22.38	4.46
IPE600	156.0	92080.0	3387.0	72.0	69.7	3069.33	307.91	3512.00	486.00	24.30	4.66

جدول (۴-۳) مشخصات برخی از ستون های مدل ها

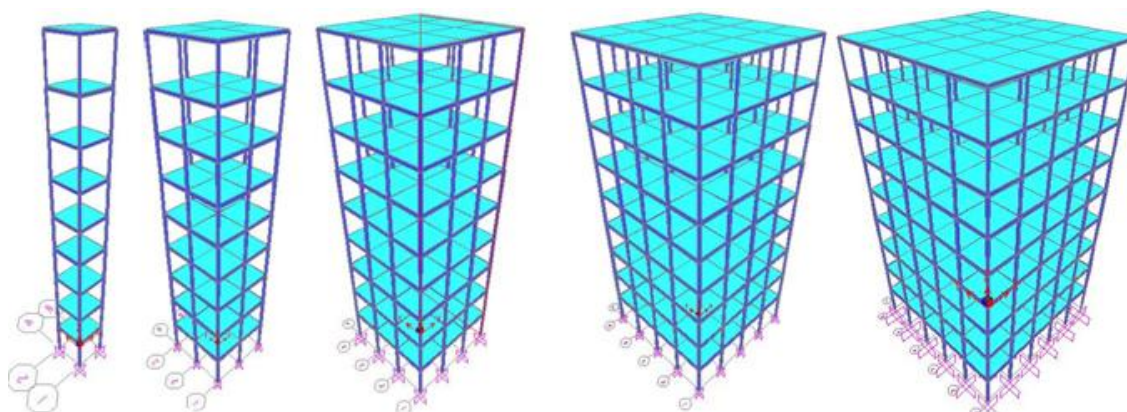
Section Name	Area	I33	I22	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Units	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ²	cm ²	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³	cm	cm
BOX80x80x1	28	233.3	233.3	16	16	58.32	58.32	74	74	2.88	2.88
BOX100x100x1	36	492	492	20	20	98.4	98.4	122	122	3.69	3.69
BOX120x120x1	44	894.7	894.7	24	24	149.11	149.11	182	182	4.5	4.5
BOX120x120x1.6	66.56	1228	1228	34.8	34.8	204.66	204.66	261.6	261.6	4.29	4.29
BOX140x140x0.8	42.24	1231	1231	22.4	22.4	175.85	175.85	209.3	209.3	5.39	5.39
BOX140x140x1	52	1437	1437	28	28	210.42	210.42	254	254	5.32	5.32
BOX160x160x1	60	2260	2260	32	32	282.3	282.3	338	338	6.13	6.13
BOX160x160x1.6	92.16	3224	3224	51.2	51.2	403	403	499.7	499.7	5.91	5.91
BOX180x180x1	68	3287	3287	36	36	365.22	365.22	434	434	6.95	6.95
BOX180x180x1.6	105	4750	4750	57.6	57.6	527.77	527.77	647.6	647.6	6.7	6.7
BOX200x200x1.6	117.8	6695	6695	64	64	669.5	669.5	814.6	814.6	7.5	7.5
BOX220x220x1.6	130.6	9111	9111	70.4	70.4	828.27	828.27	1001	1001	8.35	8.35
BOX240x240x1.6	143.4	12050	12050	76.8	76.8	1004.16	1004.16	1206	1206	9.16	9.16
BOX260x260x1.6	156.2	15560	15560	83.2	83.2	1196.92	1196.92	1431	1431	9.98	9.98
BOX280x280x2	208	23570	23570	112	112	1683.57	1683.57	2032	2032	10.64	10.64

۴-۲-۶- نحوه کنترل سازه و آیین نامه طراحی

در تمامی مدل های مورد بررسی کنترل دررفت، کنترل واژگونی و کنترل جابجای سازه چک شده است. مدل ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۸]، AISC-ASD89 [۹] و نشریه شماره ۳۸۵ تحلیل و طراحی شده است. طراحی سازه با در نظر گرفتن اصل ستون قوی - تیر ضعیف انجام گرفته است، در واقع در مدل ها هیچگاه ظرفیت تیر از ستون بیشتر نشده است. در مدل های منظم اثر پیچش در نظر گرفته نشده است. اما در سازه های نامنظم اثر پیچش اتفاقی لحاظ شده است. مقاطع طراحی شده تا حد امکان به نسبت تنش مجاز خود نزدیک شده اند با توجه به این اصل که، جابجای و تغییر مکان نسبی طبقات در مدل ها نیز از حد مجاز گذر نکند. اتصال تیر به ستون مدل ها از نوع اتصال صلب می باشد.

۴-۲-۷- معرفی مدل های مربوط به ارتفاع سازه و تعداد دهانه

در این قسمت ۳۵ مدل برای انجام تحقیق در نظر گرفته شده است. مدل های مورد نظر برای تعداد طبقات ۱، ۲، ۳، ۴، ۵، ۷ و ۹ طراحی شده است. همچنین در هر طبقه برای رصد اثر تعداد دهانه بر ضریب رفتار نهایی سازه، تعداد دهانه های ۱، ۲، ۳، ۴ و ۵ را برای هر مدل در هر تراز مورد بررسی قرار می دهیم. ارتفاع ستون در تمامی مدل ها برابر ۳٫۲ متر می باشد و طول تیرها برابر ۳ متر در نظر گرفته شده است. نوع دیافراگم در تمامی مدل ها صلب در نظر گرفته شده است. در شکل زیر برای نمونه مدل های دارای ۹ طبقه و تعداد دهانه های مختلف نشان داده شده است :



شکل (۴-۱) مدل های مربوط به سازه های ۹ طبقه

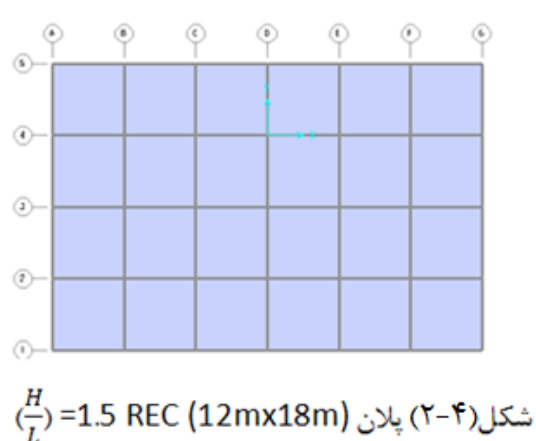
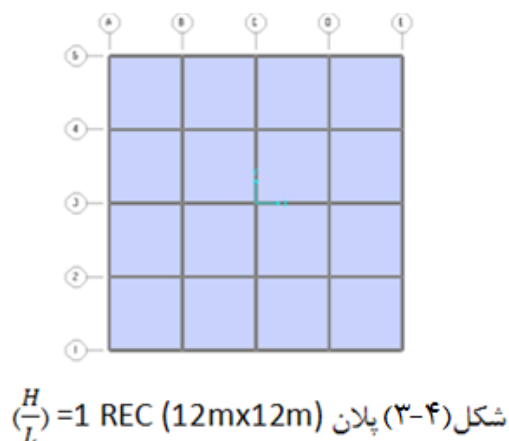
۴-۲-۸- معرفی مدل های مربوط به نسبت ابعادی سازه

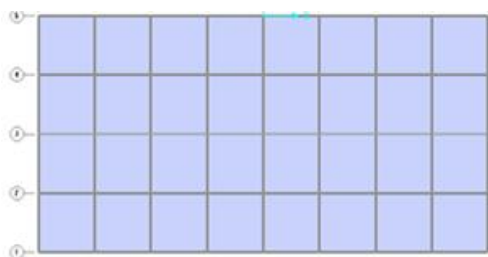
ابعاد پلان می تواند یکی از پارامتر های موثر در تغییرات ضریب رفتار سازه باشد، به همین دلیل این ضرورت احساس شد تا با مدل های با ابعاد گوناگون در دو راستا اصلی، تحقیقاتی انجام گیرد. سازه های مورد بررسی در این بخش همگی دارای پنج طبقه می باشند. طول تمامی ستون ها ۳,۲ متر و طول تیرها برابر ۳ متر می باشد. سازه ها دارای دو فاز منظم و نامنظم می باشند. ساختمان های نامنظم در این تحقیق دارای انواع گوناگونی در اشکال U, T, L می باشند. ساختمان های L شکل دارای نامنظمی ذاتی در دو جهت و ساختمان های U, T دارای نامنظمی ذاتی در یک جهت می باشند. ساختمان های منظم مورد بررسی از نوع مستطیلی می باشد.

برای مشاهده اثر ابعاد سازه، یکی از بعد های هر یک از پلان های منظم و نامنظم را افزایش می دهیم و آن را برای نسبت بعد ۱، ۱,۵، ۲، ۲,۵ و ۳ متر مورد بررسی قرار می دهیم. همواره بعد بزرگتر را با نماد H و بعد کوچک تر را با نماد L مشخص می کنیم. از آنجا که سازه های مورد بررسی در دو جهت رفتار متفاوتی دارند، تمامی مدل ها را در دو جهت تحت تحلیل آنالیز غیر خطی قرار می دهیم. برای درک بهتر از ساختار مدل ها به اشکال زیر توجه کنید :

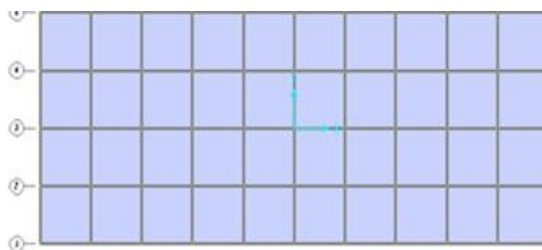
✓ **ساختمان های مستطیلی :** در این سازه ها جهتی که دارای بعد بیشتر می باشد راستای x

و جهت دیگر با بعد کمتر راستای y نام دارد. عبارت REC نماد پلان های مستطیلی می باشد.

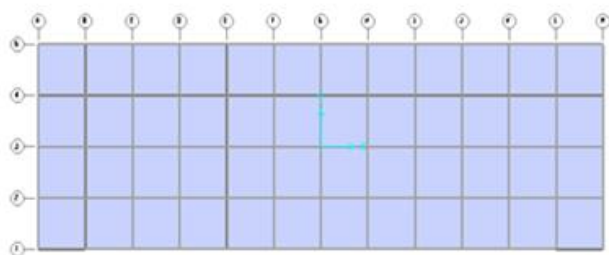




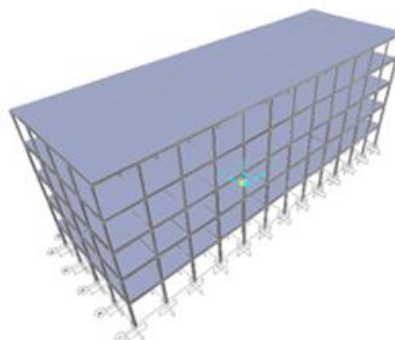
شکل (۴-۵) پلان $\left(\frac{H}{L}\right)=2$ REC (12mx24m)



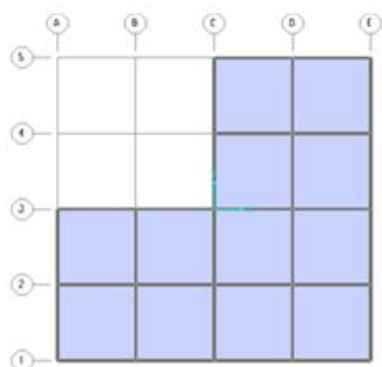
شکل (۴-۴) پلان $\left(\frac{H}{L}\right)=2.5$ REC (12mx30m)



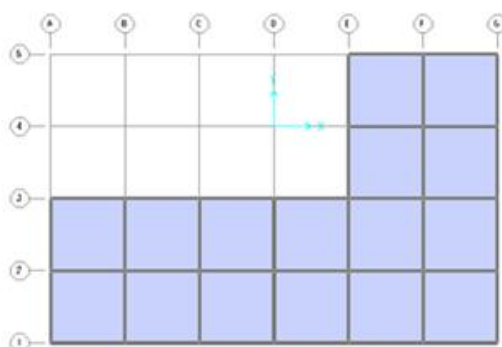
شکل (۴-۶) پلان $\left(\frac{H}{L}\right)=3$ REC (12mx36m)



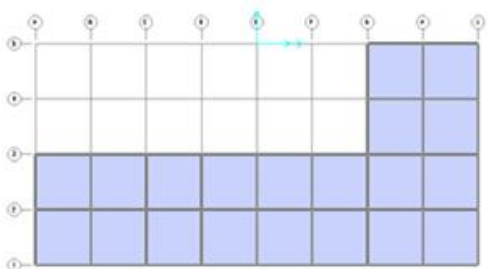
✓ ساختمان های L شکل :



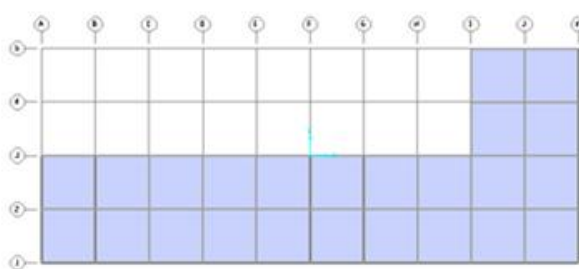
شکل (۴-۸) پلان $\left(\frac{H}{L}\right)=1$ L (12mx12m)



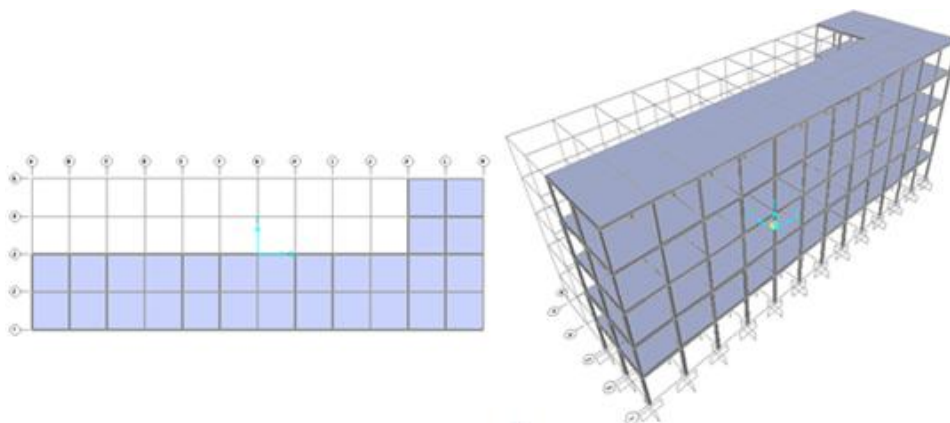
شکل (۴-۷) پلان $\left(\frac{H}{L}\right)=1.5$ L (12mx18m)



شکل (۴-۱۰) پلان $\left(\frac{H}{L}\right)=2$ L (12mx24m)



شکل (۴-۹) پلان $\left(\frac{H}{L}\right)=2.5$ L (12mx30m)



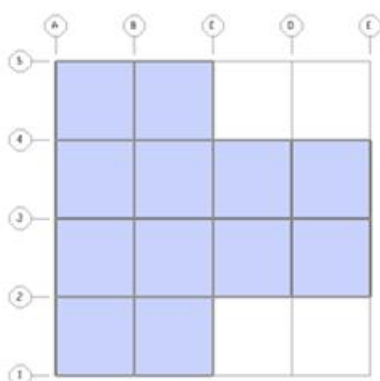
شکل (۱۱-۴) پلان $(12 \times 36 \text{m})$ $\frac{H}{L}=3$ L

✓ ساختمان های T شکل : این نوع ساختمان ها دارای دو نوع افزایش طول می باشند ، در

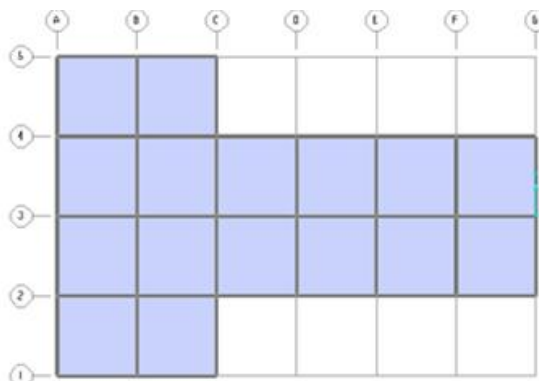
ابتدا از ناحیه جان تا ۳ برابر بعد افزایش می یابند که با T1 نام گذاری می شوند، همچنین

بار دیگر از ناحیه بال تا ۳ برابر بعد افزایش می یابند که با T2 نام گذاری می شوند. در این

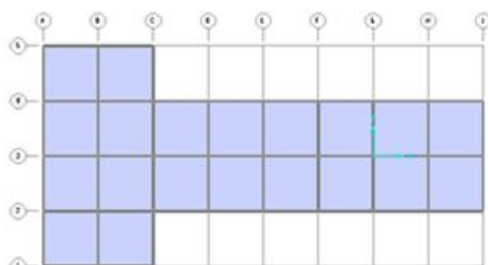
نوع مدل هل همواره بعد بزرگتر را با نماد H و بعد کوچک تر را با نماد L در نظر می گیریم.



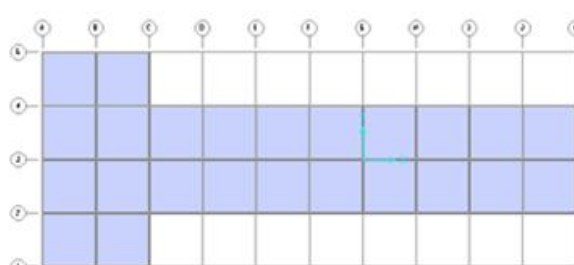
شکل (۱۳-۴) پلان $(12 \times 12 \text{m})$ T1 $\frac{H}{L}=1$



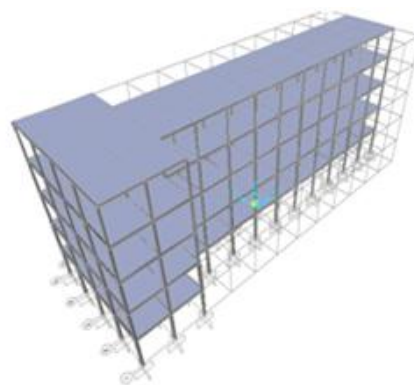
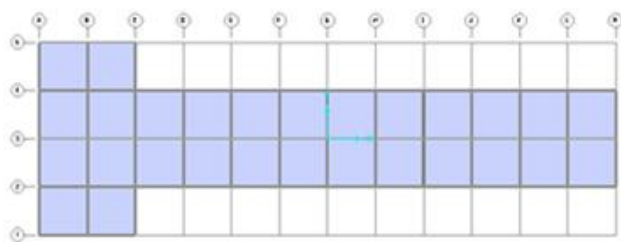
شکل (۱۲-۴) پلان $(12 \times 18 \text{m})$ T1 $\frac{H}{L}=1.5$



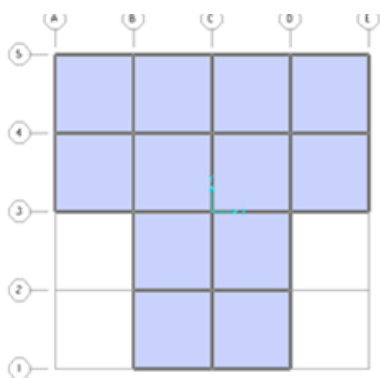
شکل (۱۵-۴) پلان $(12 \times 24 \text{m})$ T1 $\frac{H}{L}=2$



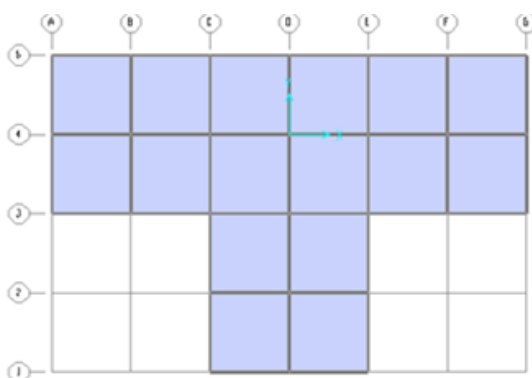
شکل (۱۴-۴) پلان $(12 \times 30 \text{m})$ T1 $\frac{H}{L}=2.5$



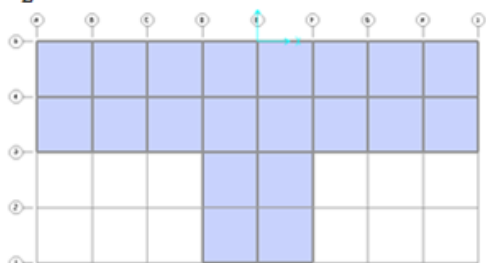
شکل (۱۶-۴) پلان $T1$ (12mx36m) $\left(\frac{H}{L}\right)=3$



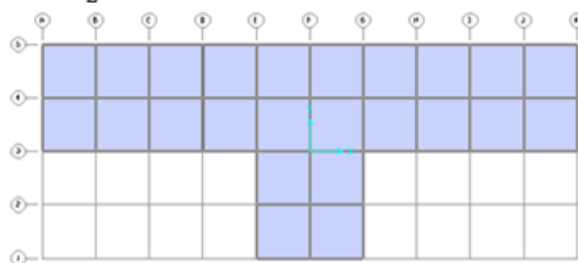
شکل (۱۸-۴) پلان $T2$ (12mx12m) $\left(\frac{H}{L}\right)=1$



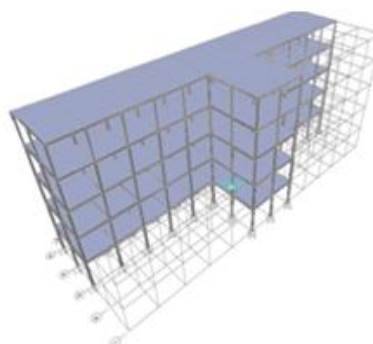
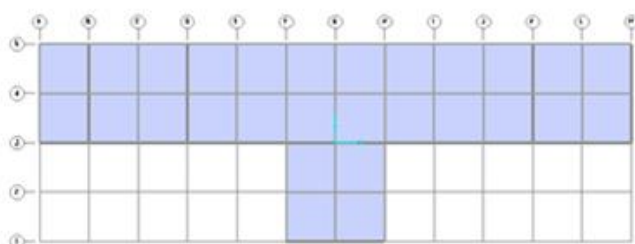
شکل (۱۷-۴) پلان $T2$ (12mx18m) $\left(\frac{H}{L}\right)=1.5$



شکل (۲۰-۴) پلان $T2$ (12mx24m) $\left(\frac{H}{L}\right)=2$



شکل (۱۹-۴) پلان $T2$ (12mx30m) $\left(\frac{H}{L}\right)=2.5$

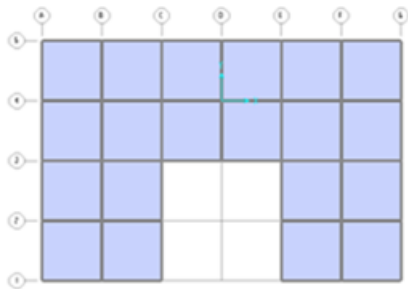


شکل (۲۱-۴) پلان $T2$ (12mx36m) $\left(\frac{H}{L}\right)=3$

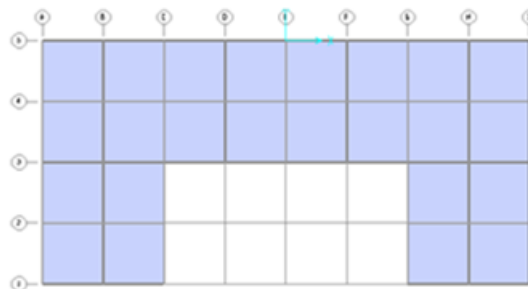
ساختمان های U شکل : این نوع ساختمان ها دارای دو نوع افزایش طول می باشند، که با نام های

U1 , U2 نماد گذاری می شوند. در این نوع مدل هل همواره بعد بزرگتر را با نماد H و بعد کوچک تر

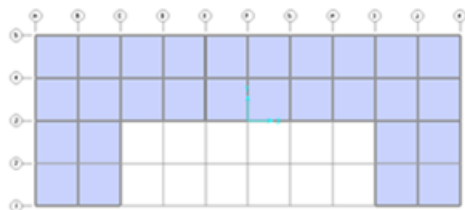
را با نماد L در نظر می گیریم. در اشکال زیر پلان ها و نحوه افزایش طول نمایش داده شده است.



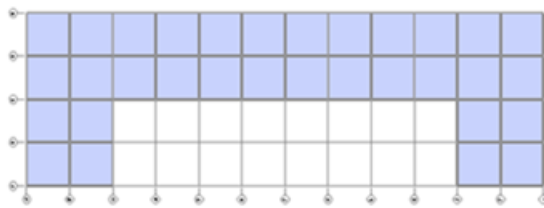
شکل (۴-۲۳) پلان $(\frac{H}{L}) = 1.5$ U1 (12mx18m)



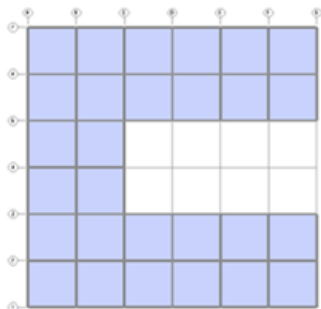
شکل (۴-۲۲) پلان $(\frac{H}{L}) = 2$ U1 (12mx24m)



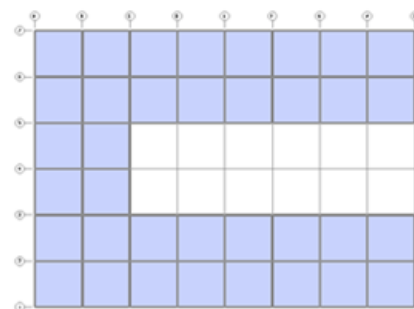
شکل (۴-۲۵) پلان $(\frac{H}{L}) = 2.5$ U1 (12mx30m)



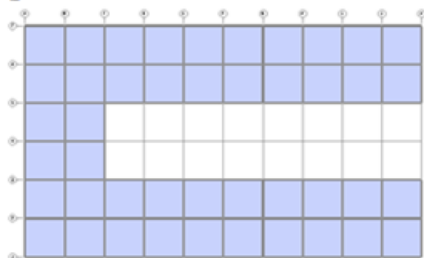
شکل (۴-۲۴) پلان $(\frac{H}{L}) = 3$ U1 (12mx36m)



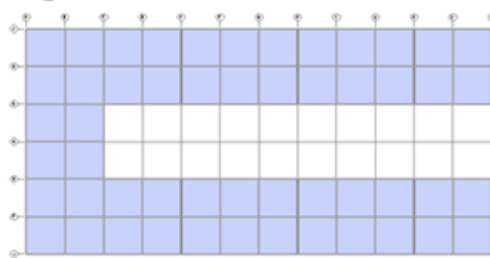
شکل (۴-۲۷) پلان $(\frac{H}{L}) = 1$ U2 (18mx18m)



شکل (۴-۲۶) پلان $(\frac{H}{L}) = 1.33$ U2 (18mx24m)



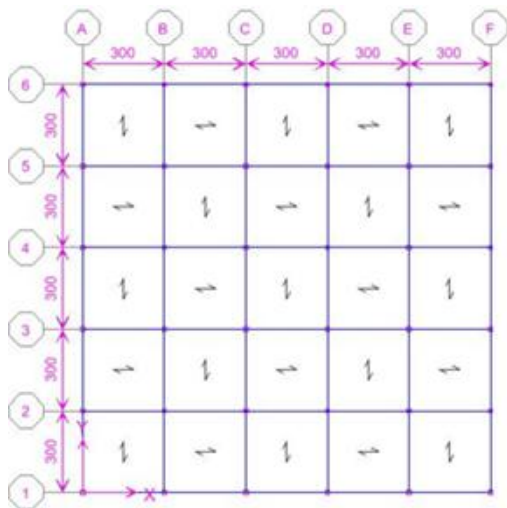
شکل (۴-۲۹) پلان $(\frac{H}{L}) = 1.66$ U2 (18mx30m)



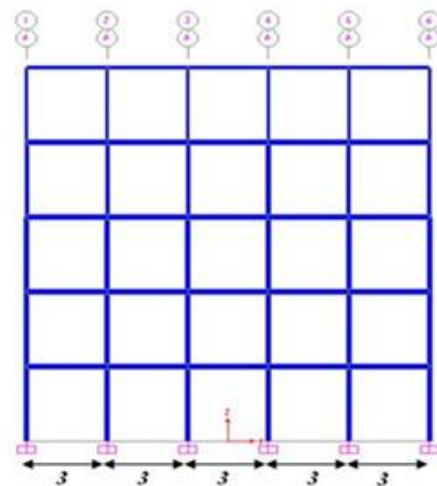
شکل (۴-۲۸) پلان $(\frac{H}{L}) = 2$ U2 (18mx36m)

۹-۲-۴- معرفی مدل های مربوط به افزایش سطح پلان

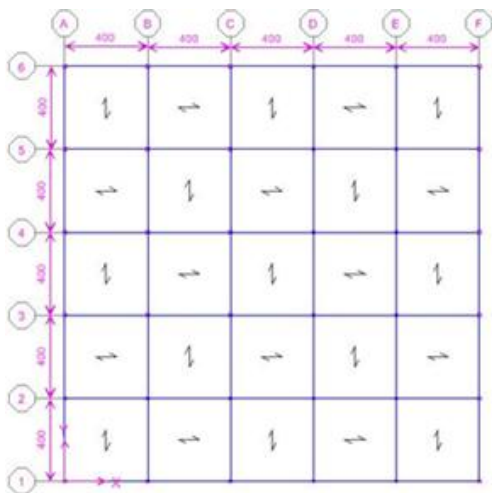
در این بخش سعی شده است مدل های در نظر گرفته شود ، تا تاثیر افزایش سطح پلان بر ضریب رفتار مورد بررسی قرار گیرد. روند مدل سازی به این صورت است که سطح پلان را با افزایش طول تمام تیر ها به صورت یکسان، افزایش دهیم. به این صورت که یک سازه ۵ دهنه در ۵ دهنه را در نظر می گیریم . و به ازای طول تیرهای ۳ ، ۴ ، ۵ ، ۶ و ۷ متر مورد بررسی قرار می دهیم. سازه های اشاره شده در ۳ کد ارتفاعی متفاوت مدل سازی شده اند، تا بتوانیم علاوه بر تاثیر افزایش سطح در پلان، تاثیر آن را در ارتفاع نیز مشاهده کنیم . مدل های با تعداد طبقات ۱ ، ۳ و ۵ در نظر گرفته شده است. برای درک بهتر در اشکال زیر افزایش سطح پلان را در مدل ها مشاهده می کنیم.



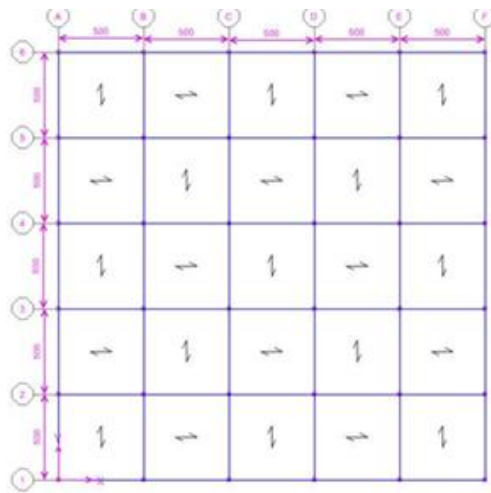
شکل (۳۱-۴) مدل های مربوط به طول دهانه ۳ متر



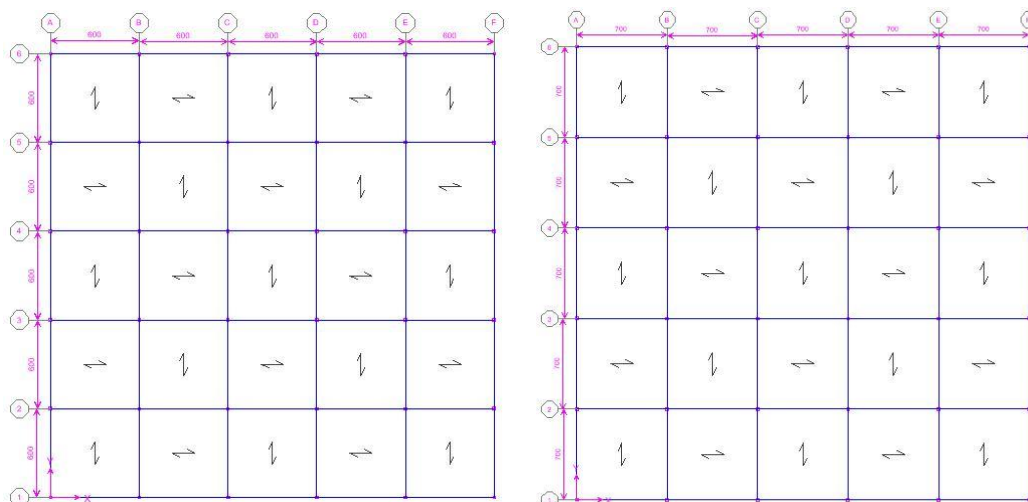
شکل (۳۰-۴) برشی از پلان های با طول دهانه ۳ متر



شکل (۳۳-۴) مدل های مربوط به طول دهانه ۴ متر



شکل (۳۲-۴) مدل های مربوط به طول دهانه ۵ متر

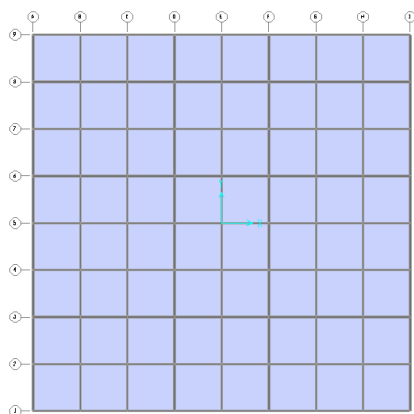


شکل (۴-۳۵) مدل های مربوط به طول دهانه 6 متر شکل (۴-۳۶) مدل های مربوط به طول دهانه 7 متر

مدل های مورد بررسی دارای ارتفاع طبقه ۳,۲ متر می باشند.

۴-۲-۱۰- معرفی مدل های مربوط به درصد باز شو در پلان

یکی از مباحثی که همواره در ذهن بعضی از مهندسين می باشد ، این است که درصد باز شو در سازه ها تا چه اندازه می تواند بر روی عوامل موثر بر رفتار کلی سازه موثر می باشند. ابتدا یک سازه مرجع مربعی شکل مطابق با شکل (۴-۳۶) در نظر می گیریم، در این قسمت سعی شده است با ایجاد درصد باز شو های مختلف در این سازه مرجع و ایجاد سازه های متداول با اشکال نظیر L ، T ، U و H تاثیر این پارامتر مورد بررسی قرار گیرد. مدل های مورد بررسی در سه تراز متفاوت ۱ ، ۴ و ۵ طبقه مدل سازی شده اند تا علاوه بر تاثیر این پارامتر در پلان، تاثیر آن در کد های ارتفاعی متفاوت نیز بررسی گردد.



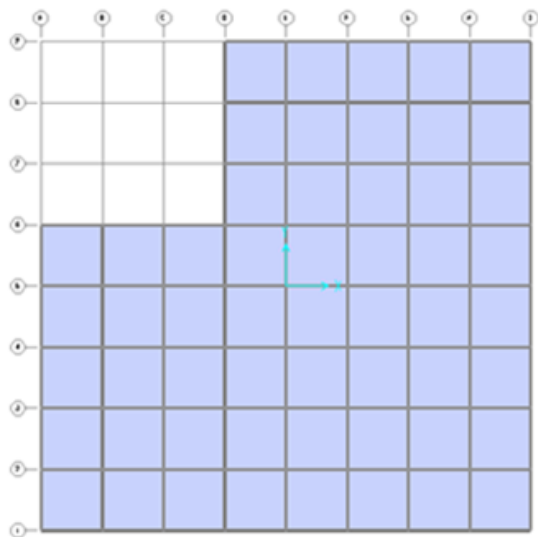
شکل (۴-۳۶) مدل مرجع مربعی شکل ، با تعداد ۸ دهانه و طول هر دهانه ای برابر با ۳ متر

✓ **ساختمان های L شکل :** در ساختمان مرجع اشاره شده، درصد بازشوی مختلف که

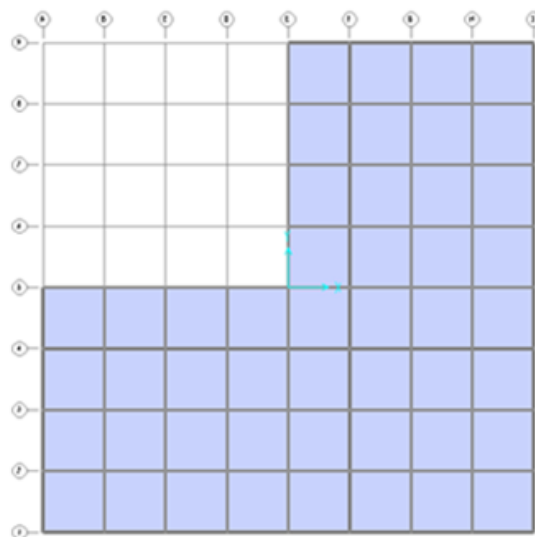
عبارت اند از ۱۵٪، ۲۵٪، ۴۰٪ و ۵۶٪ ایجاد می شود به نحوی که پلان مورد نظر به

سمت شکل L میل کند، و از دو جهت دارای نامنظمی ذاتی گردد. این مدل ها در سه کد

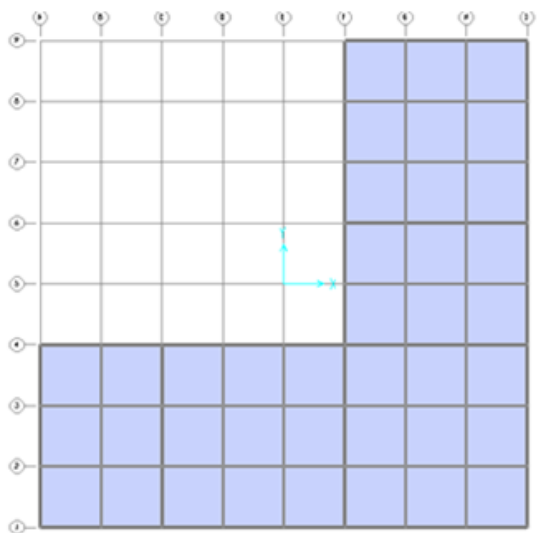
ارتفاعی مجزا ایجاد شده است که در صفحه قبل شرح داده شده است.



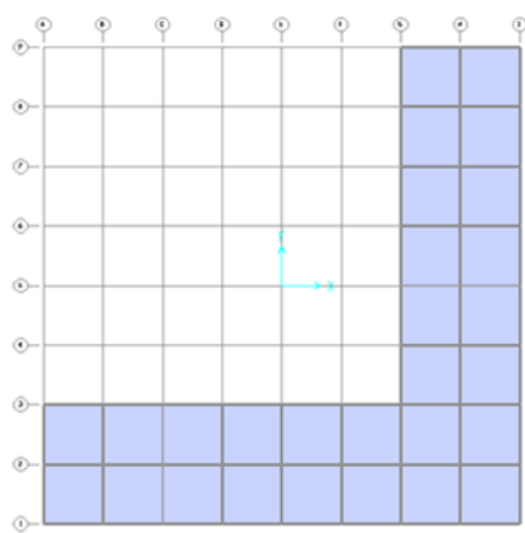
شکل (۴-۳۸) مدل L شکل با درصد بازشو ۱۵٪



شکل (۴-۳۷) مدل L شکل با درصد بازشو ۲۵٪



شکل (۴-۴۰) مدل L شکل با درصد بازشو ۴۰٪



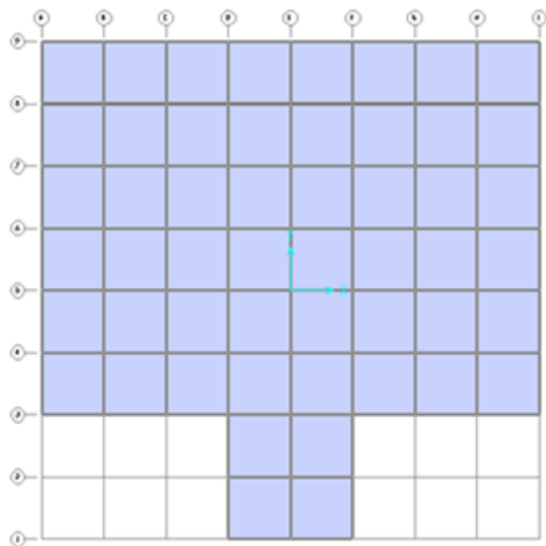
شکل (۴-۳۹) مدل L شکل با درصد بازشو ۵۶٪

✓ ساختمان های T شکل : در ساختمان مرجع اشاره شده، درصد بازشوی مختلف که

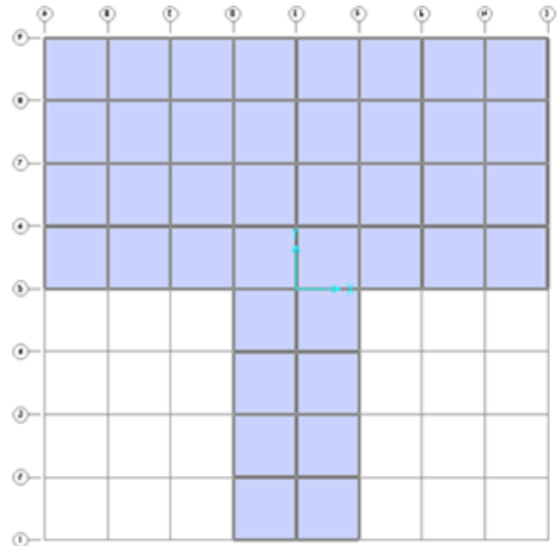
عبارت اند از ۱۹٪، ۳۸٪ و ۵۶٪ ایجاد می شود به نحوی که پلان مورد نظر به سمت

شکل T میل کند، و از یک جهت دارای نامنظمی ذاتی گردد. این مدل ها در سه کد ارتفاعی

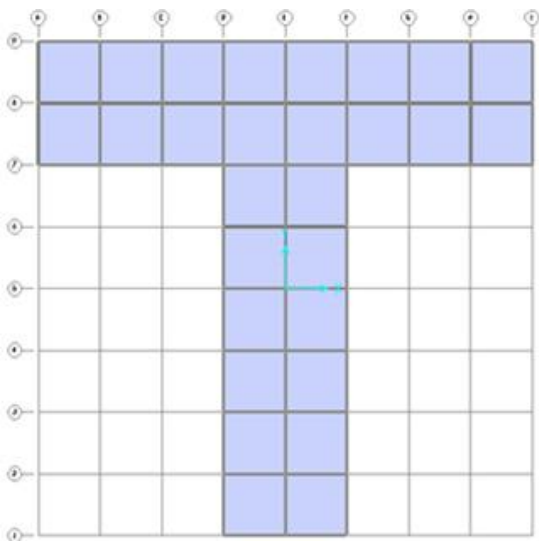
مجزا ایجاد شده است.



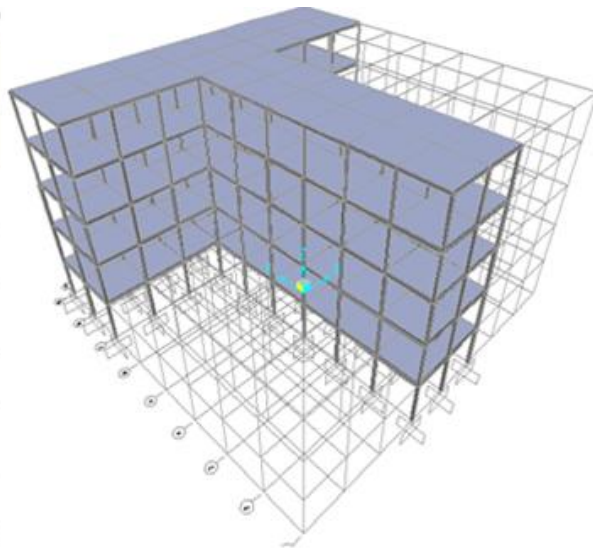
شکل (۴-۴۲) مدل T شکل با درصد بازشو ۱۹٪



شکل (۴-۴۱) مدل T شکل با درصد بازشو ۳۸٪



شکل (۴-۴۳) مدل T شکل با درصد بازشو ۵۶٪ به همراه نمای سه بعدی

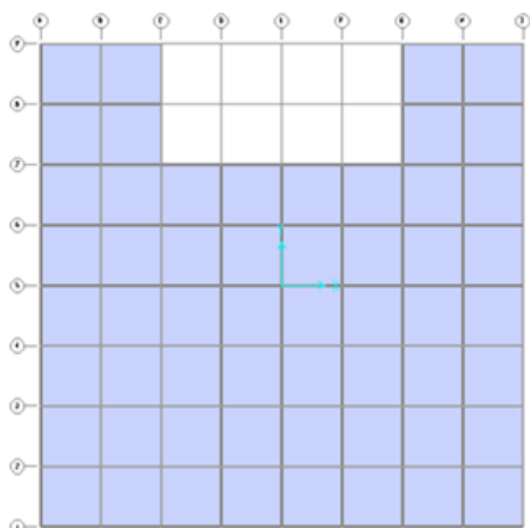


✓ ساختمان های U شکل : در ساختمان مرجع اشاره شده، درصد بازشوی مختلف که

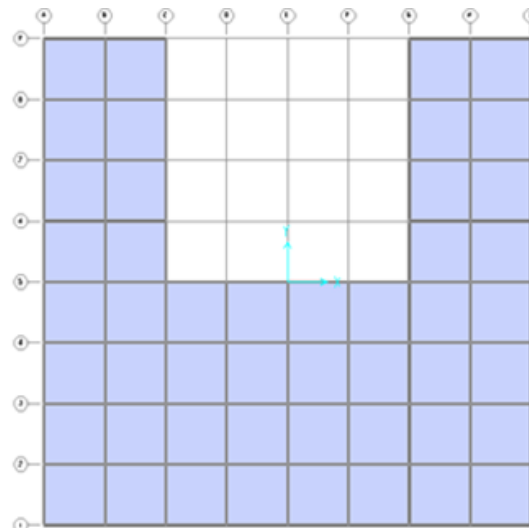
عبارت اند از ۱۲٪، ۲۵٪ و ۳۸٪ ایجاد می شود به نحوی که پلان مورد نظر به سمت

شکل U میل کند، و از یک جهت دارای نامنظمی ذاتی گردد. این مدل ها در سه کد

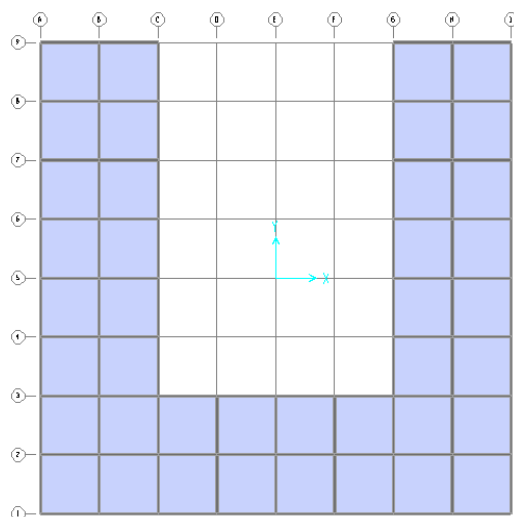
ارتفاعی مجزا ایجاد شده است.



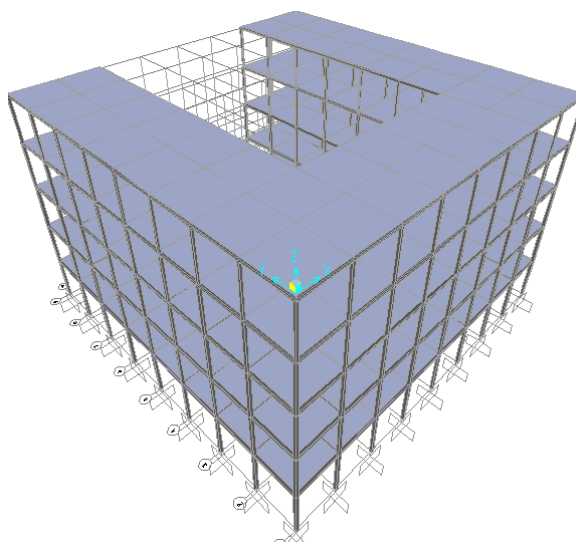
شکل (۴-۴۵) مدل U شکل با درصد بازشو ۱۲٪



شکل (۴-۴۴) مدل U شکل با درصد بازشو ۲۵٪



شکل (۴-۴۶) مدل U شکل با درصد بازشو ۳۸٪ به همراه نمای سه بعدی

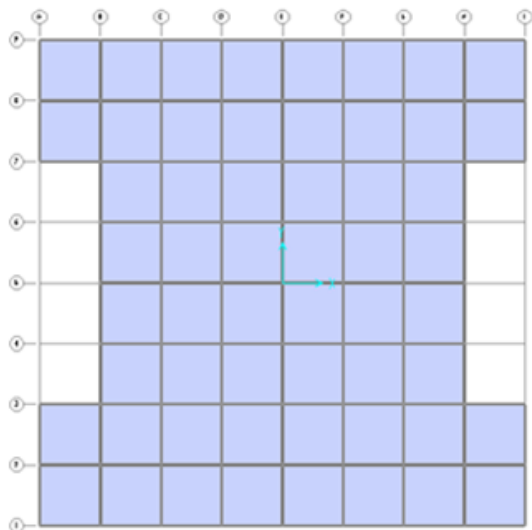


✓ ساختمان های H شکل : در ساختمان مرجع اشاره شده، درصد بازشوی مختلف که

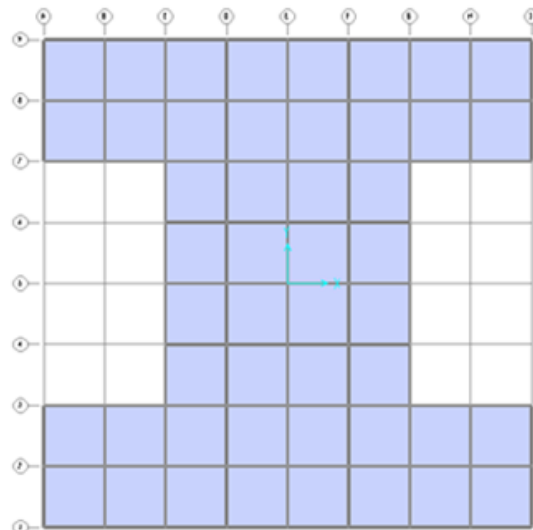
عبارت اند از ۱۲٪، ۲۵٪ و ۳۸٪ ایجاد می شود به نحوی که پلان مورد نظر به سمت

شکل H میل کند و دارای نامنظمی ذاتی نمی باشد. این مدل ها در سه کد ارتفاعی مجزا

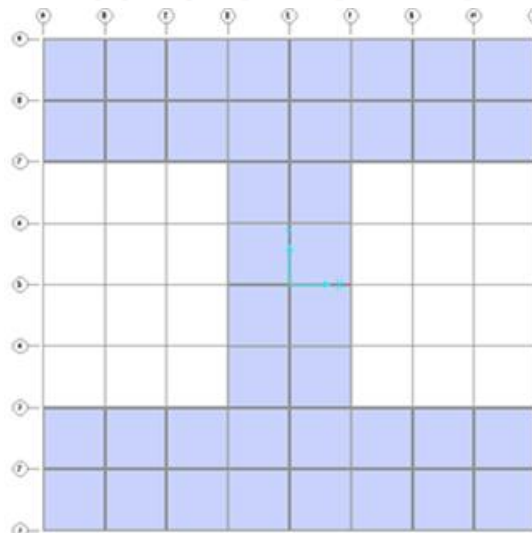
ایجاد شده است.



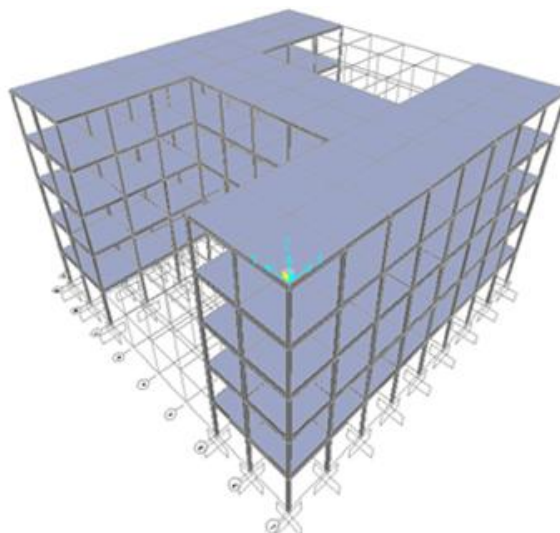
شکل (۴-۴۸) مدل H شکل با درصد بازشو ۱۲٪



شکل (۴-۴۷) مدل H شکل با درصد بازشو ۲۵٪



شکل (۴-۴۹) مدل H شکل با درصد بازشو ۳۸٪ به همراه نمای سه بعدی



فصل پنجم

بررسی نتایج تحقیق

۵-۱-مقدمه

در این فصل پس از تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل ها و بدست آوردن خروجی ها و پارامتر های مربوطه اقدام به تجزیه تحلیل داده ها می کنیم. موارد مورد بررسی در این فصل شامل تغییرات، تغییر مکان هدف، نسبت شکل پذیری، ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت، زمان تناوب اصلی سازه ها و ضریب رفتار می باشد. پارامتر های ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار به چهار روش مختلف بدست آمده است. همچنین سعی شده است برای تغییرات ضریب رفتار در ارتفاع و ابعاد پلان، فرمول ارائه گردد.

۵-۲- جداول داده های و پارامتر های لرزه ای حاصل از تحلیل غیر خطی

پس از بررسی گراف های منحنی ظرفیت سازه ها و معادل سازی دو خطی هر از گراف ها اقدام به محاسبه پارامتر های هر یک از مدها می کنیم از آنجا که تعداد خروجی ها زیاد می باشد به مباحث اصلی تحقیق می پردازیم. در اکثر موارد ترکیب بار ثقلی کران بالا از ترکیب بار ثقلی کران پایین بیشتر می شود و در نشان دادن جواب ها از ترکیب بار ثقلی کران بالا توام با اثر همزمانی اثر زلزله در امتداد دو جهت به صورت یکنواخت استفاده شده است.

در جداول زیر زمان تناوب اصلی سازه، نسبت شکل پذیری، ضریب شکل پذیری به چهار روش (میراندا، نیومارک، کراوینکلر و ویدیک)، ضریب برش پایه در حد طراحی، مقاومت افزون سازه، تغییر مکان تسلیم سازه همچنین نیروی حد تسلیم سازه نشان داده شده است. کلیه نیروها در این فصل با واحد کلیو گرم و جابجای ها با واحد سانتیمتر می باشد.

جدول (۵-۱) پارامترهای مربوط به تاثیر ارتفاع و تعداد دهانه

story & span	T (sec)	Cd	μ	$R\mu$ M	$R\mu$ N	$R\mu$ K	$R\mu$ V	Rs	Δy (cm)	Vy (kg)
1st - 1sp	0.67	0.1178	1.75	1.9	1.64	1.76	1.72	5.9	7.49	4088.35
1st - 2sp	0.74	0.1178	1.76	1.95	1.67	1.78	1.76	4.74	7.69	13064.86
1st - 3sp	0.67	0.1178	1.92	2.08	1.77	1.94	1.88	5.32	6.83	32523.8
1st - 4sp	0.72	0.1178	2.08	2.31	1.91	2.11	2.08	4.71	6.87	50850.94
1st - 5sp	0.74	0.1178	2.17	2.45	2	2.21	2.17	4.43	6.85	72502.43
2st - 1sp	0.81	0.1178	2.07	2.39	1.96	2.11	2.07	3.38	8.68	5536.104
2st - 2sp	0.83	0.1178	1.72	1.95	1.67	1.74	1.72	4.5	10.63	24958.97
2st - 3sp	0.82	0.1178	1.7	1.92	1.65	1.72	1.7	4.73	10.54	58451.38
2st - 4sp	0.83	0.1178	1.82	2.07	1.75	1.85	1.82	4.34	10.1	95045.84
2st - 5sp	0.86	0.1178	1.95	2.26	1.88	1.99	1.95	4.02	9.98	137264.33
3st - 1sp	0.95	0.1178	1.93	2.27	1.91	1.97	1.93	3.65	11.84	7766.59
3st - 2sp	0.96	0.1178	1.61	1.85	1.6	1.63	1.61	4	13.54	33853.6
3st - 3sp	0.92	0.1178	1.69	1.95	1.67	1.72	1.7	4.36	12.47	82089.06
3st - 4sp	0.94	0.1178	1.68	1.93	1.66	1.7	1.68	4.1	12.87	134882.32
3st - 5sp	0.98	0.1178	1.76	2.05	1.75	1.79	1.76	3.84	13.2	197208.69
4st - 1sp	1.05	0.1178	1.68	1.96	1.77	1.73	1.7	3.69	15.1	10803.63
4st - 2sp	1.06	0.1178	1.47	1.66	1.48	1.49	1.48	4.1	17.07	45962.69
4st - 3sp	1.06	0.1178	1.56	1.77	1.56	1.58	1.56	4.1	16.53	103510.71
4st - 4sp	1.09	0.1178	1.6	1.82	1.6	1.62	1.6	3.83	16.87	170505.15
4st - 5sp	1.04	0.1178	1.73	1.99	1.73	1.76	1.73	3.79	16.62	242252.87
5st - 1sp	1.16	0.1078	1.52	1.74	1.52	1.54	1.52	4.1	19.77	13424.58
5st - 2sp	1.26	0.1078	1.54	1.72	1.54	1.56	1.54	3.8	20.8	49453.63
5st - 3sp	1.2	0.1078	1.48	1.64	1.48	1.5	1.48	4.16	20.77	121164.76
5st - 4sp	1.19	0.1078	1.58	1.78	1.58	1.6	1.58	3.83	18.5	198248.07
5st - 5sp	1.22	0.1078	1.63	1.84	1.63	1.66	1.63	3.68	18.62	296472.91
7st - 1sp	1.42	0.0912	1.47	1.59	1.47	1.49	1.47	4.38	26.16	17799.78
7st - 2sp	1.41	0.0912	1.54	1.68	1.54	1.56	1.54	4	24.02	63848.36
7st - 3sp	1.48	0.0912	1.67	1.82	1.67	1.7	1.67	3.68	23.51	141455.18
7st - 4sp	1.46	0.0912	1.61	1.75	1.61	1.64	1.61	3.81	24.26	236260.81
7st - 5sp	1.48	0.0912	1.85	2.04	1.85	1.9	1.85	3.3	21.17	320803.3
9st - 1sp	1.69	0.08	1.6	1.68	1.6	1.62	1.6	4	29.4	18723.44
9st - 2sp	1.7	0.08	1.73	1.84	1.73	1.77	1.73	3.65	27.24	66037
9st - 3sp	1.75	0.08	1.77	1.88	1.77	1.81	1.77	3.5	27.88	139937.08
9st - 4sp	1.82	0.08	1.77	1.86	1.77	1.81	1.77	3.38	28.86	234765.49
9st - 5sp	1.89	0.08	1.91	2	1.91	1.96	1.91	3	27.96	333112

جدول (۵-۲) ضریب رفتارهای حاصل از تاثیر ارتفاع و دهانه، به چهار روش و میانگین ضریب رفتارها

story - span	R (M)	R (N)	R (K)	R (V)	R ave
1story - 1span	11.21	9.676	10.384	10.148	10.3545
1story - 2span	9.243	7.9158	8.4372	8.3424	8.4846
1story - 3span	11.0656	9.4164	10.3208	10.0016	10.2011
1story - 4span	10.8801	8.9961	9.9381	9.7968	9.902775
1story - 5span	10.8535	8.86	9.7903	9.6131	9.779225
2story - 1span	8.0782	6.6248	7.1318	6.9966	7.20785
2story - 2span	8.775	7.515	7.83	7.74	7.965
2story - 3span	9.0816	7.8045	8.1356	8.041	8.265675
2story - 4span	8.9838	7.595	8.029	7.8988	8.12665
2story - 5span	9.0852	7.5576	7.9998	7.839	8.1204
3story - 1span	8.2855	6.9715	7.1905	7.0445	7.373
3story - 2span	7.4	6.4	6.52	6.44	6.69
3story - 3span	8.502	7.2812	7.4992	7.412	7.6736
3story - 4span	7.913	6.806	6.97	6.888	7.14425
3story - 5span	7.872	6.72	6.8736	6.7584	7.056
4story - 1span	7.2324	6.5313	6.3837	6.273	6.6051
4story - 2span	6.806	6.068	6.109	6.068	6.26275
4story - 3span	7.257	6.396	6.478	6.396	6.63175
4story - 4span	6.9706	6.128	6.2046	6.128	6.3578
4story - 5span	7.5421	6.5567	6.6704	6.5567	6.831475
5story - 1span	7.134	6.232	6.314	6.232	6.478
5story - 2span	6.536	5.852	5.928	5.852	6.042
5story - 3span	6.8224	6.1568	6.24	6.1568	6.344
5story - 4span	6.8174	6.0514	6.128	6.0514	6.26205
5story - 5span	6.7712	5.9984	6.1088	5.9984	6.2192
7story - 1span	6.9642	6.4386	6.5262	6.4386	6.5919
7story - 2span	6.72	6.16	6.24	6.16	6.32
7story - 3span	6.6976	6.1456	6.256	6.1456	6.3112
7story - 4span	6.6675	6.1341	6.2484	6.1341	6.296025
7story - 5span	6.732	6.105	6.27	6.105	6.303
9story - 1span	6.72	6.4	6.48	6.4	6.5
9story - 2span	6.716	6.3145	6.4605	6.3145	6.451375
9story - 3span	6.58	6.195	6.335	6.195	6.32625
9story - 4span	6.2868	5.9826	6.1178	5.9826	6.09245
9story - 5span	6	5.73	5.88	5.73	5.83

جدول (۳-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های مستطیلی در جهت (X)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu$ M	$R\mu$ N	$R\mu$ K	$R\mu$ V	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.23	0.1078	1.56	1.75	1.56	1.58	1.56	3.83	20.13	197146.14
1.5	1.24	0.1078	1.62	1.82	1.62	1.64	1.62	3.8	19.14	292933.07
2	1.24	0.1078	1.58	1.76	1.58	1.6	1.58	3.85	19.7	395324.4
2.5	1.26	0.1078	1.59	1.78	1.59	1.61	1.59	3.9	19.51	500729.3
3	1.24	0.1078	1.59	1.78	1.59	1.61	1.59	3.85	19.26	593950.5

جدول (۴-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های مستطیلی در جهت (Y)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu$ M	$R\mu$ N	$R\mu$ K	$R\mu$ V	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.23	0.1078	1.56	1.75	1.56	1.58	1.56	3.83	20.13	197146.14
1.5	1.24	0.1078	1.72	1.92	1.69	1.72	1.69	3.5	18.3	272365.39
2	1.24	0.107	1.62	1.83	1.62	1.65	1.62	3.6	19.05	370168.3
2.5	1.26	0.1078	1.69	1.9	1.69	1.72	1.69	3.47	18.47	445544.1
3	1.24	0.1078	1.67	1.89	1.67	1.7	1.67	3.46	18.22	536341

جدول (۵-۵) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های L شکل در جهت (X)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu$ M	$R\mu$ N	$R\mu$ K	$R\mu$ V	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.16	0.1078	1.53	1.72	1.53	1.55	1.53	4.07	18.46	157093.99
1.5	1.14	0.1078	1.55	1.75	1.55	1.57	1.55	4.08	18.05	212523.19
2	1.16	0.1078	1.52	1.7	1.52	1.54	1.52	4.15	19.1	269516.49
2.5	1.19	0.1078	1.55	1.74	1.55	1.57	1.55	3.98	19.12	309812.71
3	1.19	0.1078	1.54	1.73	1.54	1.56	1.54	4.01	19.3	361077.1

جدول (۵-۶) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های L شکل در جهت (y)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu_M$	$R\mu_N$	$R\mu_K$	$R\mu_V$	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.16	0.1078	1.53	1.72	1.53	1.55	1.53	4.07	18.46	157093.99
1.5	1.14	0.1078	1.56	1.77	1.57	1.59	1.57	3.95	16.92	204850.61
2	1.16	0.1078	1.56	1.77	1.57	1.59	1.57	3.81	16.53	247862.68
2.5	1.19	0.1078	1.55	1.74	1.55	1.57	1.55	3.72	16.36	290358.71
3	1.19	0.1078	1.54	1.73	1.55	1.57	1.55	3.66	16.1	332574.2

جدول (۵-۷) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های T1 در جهت (x)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu_M$	$R\mu_N$	$R\mu_K$	$R\mu_V$	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.16	0.1078	1.59	1.81	1.6	1.62	1.6	3.96	18.08	154787.38
1.5	1.15	0.1078	1.52	1.71	1.52	1.54	1.52	4.15	18.7	216261.58
2	1.23	0.1078	1.67	1.89	1.67	1.7	1.67	3.63	18.5	256984.31
2.5	1.21	0.1078	1.6	1.8	1.6	1.62	1.6	3.68	18.41	286480.6
3	1.24	0.1078	1.7	1.93	1.7	1.73	1.7	3.41	17.83	309906.26

جدول (۵-۸) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های T1 در جهت (y)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu_M$	$R\mu_N$	$R\mu_K$	$R\mu_V$	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.16	0.1078	1.62	1.84	1.62	1.64	1.62	3.9	17.46	152612.92
1.5	1.15	0.1078	1.51	1.69	1.51	1.53	1.51	3.94	18.05	205273.06
2	1.2	0.1078	1.64	1.86	1.64	1.67	1.64	3.76	17.36	244434.89
2.5	1.21	0.1078	1.66	1.88	1.66	1.69	1.66	3.7	17.3	288261.61
3	1.24	0.1078	1.59	1.79	1.59	1.62	1.59	3.63	16.28	334810.7

جدول (۵-۹) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های T2 در جهت (x)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu_M$	$R\mu_N$	$R\mu_K$	$R\mu_V$	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.16	0.1078	1.59	1.81	1.6	1.62	1.6	3.96	18.08	154787.38
1.5	1.14	0.1078	1.66	1.9	1.66	1.69	1.66	3.8	16.43	198202.51
2	1.21	0.1078	1.68	1.92	1.69	1.72	1.96	3.7	16.22	241518.32
2.5	1.23	0.1078	1.67	1.89	1.68	1.7	1.68	3.65	16.2	284482.22
3	1.23	0.1078	1.65	1.86	1.66	1.68	1.66	3.59	15.94	326541.2

جدول (۵-۱۰) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های T2 در جهت (y)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu_M$	$R\mu_N$	$R\mu_K$	$R\mu_V$	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.16	0.1078	1.62	1.84	1.62	1.64	1.62	3.9	17.46	152612.92
1.5	1.14	0.1078	1.58	1.79	1.59	1.61	1.59	4.1	18.24	215265.93
2	1.21	0.1078	1.63	1.84	1.63	1.66	1.63	3.62	18.23	235627.28
2.5	1.23	0.1078	1.7	1.93	1.7	1.73	1.7	3.4	19.69	264902.28
3	1.23	0.1078	1.68	1.91	1.68	1.72	1.68	3.4	17.66	309582.14

جدول (۵-۱۱) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های U1 در جهت (x)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu_M$	$R\mu_N$	$R\mu_K$	$R\mu_V$	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1.5	1.16	0.1078	1.66	1.89	1.66	1.69	1.66	3.84	17.28	249419.18
2	1.17	0.1078	1.67	1.9	1.67	1.7	1.67	3.62	17.25	282153.89
2.5	1.18	0.1078	1.68	1.92	1.69	1.72	1.69	3.63	17.27	329299.8
3	1.2	0.1078	1.6	1.87	1.65	1.68	1.65	3.6	18.36	383293.7

جدول (۵-۱۲) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های U1 در جهت (y)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu$ M	$R\mu$ N	$R\mu$ K	$R\mu$ V	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1.5	1.17	0.1078	1.65	1.87	1.65	1.68	1.65	3.95	17.24	256527.25
2	1.17	0.1078	1.61	1.83	1.62	1.64	1.62	3.93	17.63	304295.41
2.5	1.18	0.1078	1.67	1.89	1.67	1.69	1.67	3.75	16.37	340717.5
3	1.2	0.1078	1.66	1.89	1.67	1.69	1.67	3.73	17.18	387946.7

جدول (۵-۱۳) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های U2 در جهت (x)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu$ M	$R\mu$ N	$R\mu$ K	$R\mu$ V	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.17	0.1078	1.63	1.86	1.63	1.66	1.63	3.76	17.57	341589.4
1.33	1.18	0.1078	1.71	1.95	1.71	1.74	1.71	3.63	16.92	423215.1
1.66	1.17	0.1078	1.75	2.01	1.75	1.79	1.75	3.52	16.34	502764.2
2	1.2	0.1078	1.66	1.89	1.67	1.7	1.67	3.5	17.56	678548.6

جدول (۵-۱۴) پارامترهای مربوط به بعد پلان، در مدل های U2 در جهت (y)

$\frac{H}{L}$	T	Cd	μ	$R\mu$ M	$R\mu$ N	$R\mu$ K	$R\mu$ V	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1	1.17	0.1078	1.53	1.72	1.53	1.55	1.53	4.1	18.55	373918.6
1.33	1.18	0.1078	1.63	1.86	1.64	1.66	1.64	3.73	17.72	435375.7
1.66	1.17	0.1078	1.61	1.82	1.61	1.63	1.61	3.79	18.2	539678.4
2	1.2	0.1078	1.58	1.78	1.58	1.6	1.58	3.7	18.3	640272.2

جدول (۵-۱۵) ضریب رفتار های حاصل از تغییرات ابعاد پلان، به چهار روش و میانگین ضریب رفتارها

MODEL NAME	R (M)	R (N)	R (K)	R (V)	R (ave)
Rec (12m*12m)x	6.7025	5.9748	6.0514	5.9748	6.175875
Rec (12m*18m)x	6.916	6.156	6.232	6.156	6.365
Rec (12m*24m)x	6.776	6.083	6.16	6.083	6.2755
Rec (12m*30m)x	6.942	6.201	6.279	6.201	6.40575
Rec (12m*36m)x	6.853	6.1215	6.1985	6.1215	6.323625
Rec (12m*12m)y	6.7025	5.9748	6.0514	5.9748	6.175875
Rec (12m*18m)y	6.72	5.915	6.02	5.915	6.1425
Rec (12m*24m)y	6.588	5.832	5.94	5.832	6.048
Rec (12m*30m)y	6.593	5.8643	5.9684	5.8643	6.0725
Rec (12m*36m)y	6.5394	5.7782	5.882	5.7782	5.99445
L (12m*12m)x	7.0004	6.2271	6.3085	6.2271	6.440775
L (12m*18m)x	7.14	6.324	6.4056	6.324	6.5484
L (12m*24m)x	7.055	6.308	6.391	6.308	6.5155
L (12m*30m)x	6.9252	6.169	6.2486	6.169	6.37795
L (12m*36m)x	6.9373	6.1754	6.2556	6.1754	6.385925
L (12m*12m)y	7.0004	6.2271	6.3085	6.2271	6.440775
L (12m*18m)y	6.9915	6.2015	6.2805	6.2015	6.41875
L (12m*24m)y	6.7437	5.9817	6.0579	5.9817	6.19125
L (12m*30m)y	6.4728	5.766	5.8404	5.766	5.9613
L (12m*36m)y	6.3318	5.673	5.7462	5.673	5.856
T(1) (12m*12m)x	7.1676	6.336	6.4152	6.336	6.5637
T(1) (12m*18m)x	7.22	6.308	6.422	6.308	6.5645
T(1) (12m*24m)x	7.104	6.253	6.364	7.252	6.74325
T(1) (12m*30m)x	6.8985	6.132	6.205	6.132	6.341875
T(1) (12m*36m)x	6.6774	5.9594	6.0312	5.9594	6.15685
T(1) (12m*12m)y	7.176	6.318	6.396	6.318	6.552
T(1) (12m*18m)y	7.339	6.519	6.601	6.519	6.7445
T(1) (12m*24m)y	6.6608	5.9006	6.0092	5.9006	6.1178
T(1) (12m*30m)y	6.562	5.78	5.882	5.78	6.001
T(1) (12m*36m)y	6.494	5.712	5.848	5.712	5.9415
T(2) (12m*12m)x	7.1676	6.336	6.4152	6.336	6.5637
T(2) (12m*18m)x	7.0965	6.308	6.391	6.308	6.5258
T(2) (12m*24m)x	6.8607	6.0621	6.171	6.0621	6.288975
T(2) (12m*30m)x	6.624	5.888	5.9616	5.888	6.0904
T(2) (12m*36m)x	6.5813	5.797	5.8993	5.797	6.01865

جدول (۵-۱۶) ضریب رفتار های حاصل از تغییرات ابعاد پلان، به چهار روش و میانگین ضریب رفتارها

MODEL NAME	R (M)	R (N)	R (K)	R (V)	R (ave)
T(2) (12m*12m)y	7.176	6.318	6.396	6.318	6.552
T(2) (12m*18m)y	6.6586	5.9494	6.0282	5.9494	6.1464
T(2) (12m*24m)y	6.9936	6.1664	6.2792	6.1664	6.4014
T(2) (12m*30m)y	6.956	6.142	6.253	6.142	6.37325
T(2) (12m*36m)y	6.4977	5.7717	5.8806	5.7717	5.980425
U(1) (12m*18m)x	7.2576	6.3744	6.4896	6.3744	6.624
U(1) (12m*24m)x	6.878	6.0454	6.154	6.0454	6.2807
U(1) (12m*30m)x	6.9696	6.1347	6.2436	6.1347	6.37065
U(1) (12m*36m)x	6.732	5.94	6.048	5.94	6.165
U(1) (12m*18m)y	7.3865	6.5175	6.636	6.5175	6.764375
U(1) (12m*24m)y	7.1919	6.3666	6.4452	6.3666	6.592575
U(1) (12m*30m)y	7.0875	6.2625	6.3375	6.2625	6.4875
U(1) (12m*36m)y	7.0497	6.2291	6.3037	6.2291	6.4529
U(2) (18m*18m)x	6.9936	6.1288	6.2416	6.1288	6.3732
U(2) (18m*24m)x	7.0785	6.2073	6.3162	6.2073	6.452325
U(2) (18m*30m)x	7.0752	6.16	6.3008	6.16	6.424
U(2) (18m*36m)x	6.615	5.845	5.95	5.845	6.06
U(2) (18m*18m)y	7.052	6.273	6.355	6.273	6.48825
U(2) (18m*24m)y	6.9378	6.1172	6.1918	6.1172	6.341
U(2) (18m*30m)y	6.8978	6.1019	6.1777	6.1019	6.319825
U(2) (18m*36m)y	6.586	5.846	5.92	5.846	6.0495

جدول (۵-۱۷) پارامترهای مربوط به افزایش سطح پلان، برای سازه های یک طبقه

Story & lenght	T	Cd	μ	$R\mu$ M	$R\mu$ N	$R\mu$ K	$R\mu$ V	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
1story 3m	0.73	0.1178	2.16	2.43	1.98	2.2	2.16	4.44	6.81	74797.26
1story 4m	0.64	0.1178	2.51	2.7	2.15	2.54	2.39	4.24	4.94	126120.12
1story 5m	0.61	0.1178	2.27	2.39	1.97	2.28	2.11	4.8	4.84	224040.24
1story 6m	0.53	0.1178	1.95	1.95	1.72	1.94	1.72	5.4	4.17	372571
1story 7m	0.47	0.1178	1.82	1.77	1.62	1.79	1.55	6.1	3.5	778193.3

جدول (۵-۱۸) پارامترهای مربوط به افزایش سطح پلان ، برای سازه های سه طبقه

Story & lenght	T	Cd	μ	R_{μ} M	R_{μ} N	R_{μ} K	R_{μ} V	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
3m -3st	1	0.1178	1.79	2.08	1.79	1.82	1.79	3.76	13.37	193824.74
4m -3st	1	0.1178	1.94	2.29	1.94	1.99	1.94	3.45	12.19	316328.3
5m -3st	0.98	0.1178	2.18	2.62	2.17	2.25	2.18	3.1	10.58	441302.6
6m -3st	0.97	0.1178	2.32	2.79	2.3	2.41	2.31	2.96	9.78	605286.3
7m -3st	0.96	0.1178	2.55	3.1	2.51	2.66	2.55	2.7	8.36	746974.1

جدول (۵-۱۹) پارامترهای مربوط به افزایش سطح پلان ، برای سازه های پنج طبقه

Story & lenght	T	Cd	μ	R_{μ} M	R_{μ} N	R_{μ} K	R_{μ} V	Rs	y Δ (cm)	Vy (kg)
3m -5st	1.26	0.1078	1.63	1.83	1.63	1.66	1.63	3.6	19.68	291569.81
4m -5st	1.26	0.1078	1.8	2.05	1.8	1.84	1.8	3.26	17.65	461367
5m -5st	1.26	0.1078	1.79	2.04	1.79	1.83	1.79	3.32	17.93	734469.7
6m -5st	1.27	0.1078	2.14	2.49	2.14	2.22	2.14	2.78	15.11	879228.2
7m -5st	1.24	0.1078	2.24	2.63	2.24	2.33	2.24	2.7	14	1157510.2

جدول (۵-۲۰) ضریب رفتار های حاصل از افزایش سطح پلان

Story & Beam lenght	R (M)	R (N)	R (K)	R (V)	R (ave)
1story , 3m	10.7892	8.7912	9.768	9.5904	9.7347
1story , 4m	11.448	9.116	10.7696	10.1336	10.3668
1story , 5m	11.472	9.456	10.944	10.128	10.5
1story , 6m	10.803	9.5288	10.7476	9.5288	10.15205
1story , 7m	10.797	9.882	10.919	9.455	10.26325
3story , 3m	7.8208	6.7304	6.8432	6.7304	7.0312
3story , 4m	7.9005	6.693	6.8655	6.693	7.038
3story , 5m	8.122	6.727	6.975	6.758	7.1455
3story , 6m	8.2584	6.808	7.1336	6.8376	7.2594
3story , 7m	8.37	6.777	7.182	6.885	7.3035
5story , 3m	6.588	5.868	5.976	5.868	6.075
5story , 4m	6.683	5.868	5.9984	5.868	6.10435
5story , 5m	6.7728	5.9428	6.0756	5.9428	6.1835
5story , 6m	6.9222	5.9492	6.1716	5.9492	6.24805
5story , 7m	7.101	6.048	6.291	6.048	6.372

جدول (۵-۲۱) پارامترهای مربوط به درصد بازشو در پلان های منظم و نامنظم

Story & Openinig	T (sec)	Cd	μ	R μ (M)	R μ (N)	R μ (K)	R μ (V)	Rs	Δy (cm)	Vy (kg)
2st, L15%	0.84	0.1178	1.93	2.22	1.85	1.97	1.93	4.09	9.63	307393.07
2st, L25%	0.83	0.1178	1.89	2.18	1.81	1.92	1.89	4.19	9.61	275564.54
2st, L40%	0.81	0.1178	1.84	2.09	1.76	1.87	1.84	4.4	9.6	235363.87
2st, L56%	0.78	0.1178	1.7	1.9	1.63	1.72	1.7	4.8	9.8	186727.45
2st,TX,19%	0.83	0.1178	1.93	2.22	1.85	1.97	1.9	4.1	9.47	292860.57
2st,TX,38%	0.82	0.1178	1.8	2.05	1.73	1.83	1.8	4.37	9.46	239153.33
2st,TX,56%	0.79	0.1178	1.74	1.95	1.67	1.76	1.74	4.83	9.75	186327.08
2st,TY,19%	0.83	0.1178	1.91	2.19	1.83	1.94	1.9	4.1	9.5	294568.13
2st,TY,38%	0.82	0.1178	1.83	2.09	1.76	1.86	1.83	4.39	9.7	240496.23
2st,TY,56%	0.79	0.1178	1.7	1.9	1.64	1.72	1.7	7.83	10.1	186279
2st,UX,12%	0.83	0.1178	1.92	2.21	1.84	1.95	1.9	4.1	9.7	315663.94
2st,UX,25%	0.82	0.1178	1.83	2.1	1.76	1.86	1.83	4.35	10.1	285841.51
2st,UX,38%	0.82	0.1178	1.67	1.89	1.62	1.69	1.67	4.68	9.95	256874.83
2st,UY,12%	0.83	0.1178	1.9	2.18	1.82	1.93	1.9	4.2	9.48	321889.5
2st,UY,19%	0.82	0.1178	1.79	2.04	1.72	1.82	1.79	4.45	9.95	293957.39
2st,UY,38%	0.82	0.1178	1.76	1.99	1.7	1.78	1.76	4.5	10.18	249480.28
2st,HX,12%	0.83	0.1178	1.9	2.18	1.82	1.93	1.9	4.2	9.56	321328.5
2st,HX,25%	0.82	0.1178	1.81	2.07	1.74	1.84	1.81	4.47	9.8	294003.15
2st,HX,38%	0.81	0.1178	1.77	2.01	1.7	1.79	1.77	4.5	10.27	248417.2
2st,HY,12%	0.83	0.1178	1.91	2.2	1.83	1.94	1.9	4.2	9.59	317589.1
2st,HY,19%	0.82	0.1178	1.83	2.09	1.76	1.86	1.83	4.38	9.86	287956.4
2st,HY,38%	0.81	0.1178	1.76	1.98	1.69	1.78	1.76	4.7	10.11	254097.81
4st, L15%	1.03	0.1178	1.56	1.77	1.56	1.58	1.6	4	15.8	625933.8
4st, L25%	1.02	0.1178	1.54	1.74	1.54	1.65	1.54	4.15	15.73	558900.2
4st, L40%	1	0.1178	1.5	1.69	1.5	1.51	1.5	4.29	15.72	471239.6
4st, L56%	0.97	0.1178	1.45	1.62	1.45	1.46	1.45	4.55	15.17	361148.8
4st,TX,19%	1	0.1178	1.57	1.78	1.57	1.59	1.6	4.1	15.6	593439.1
4st,TX,38%	1	0.1178	1.56	1.77	1.56	1.58	1.56	4.22	15.45	475104.2
4st,TX,56%	0.98	0.1178	1.51	1.7	1.51	1.52	1.51	4.47	14.98	355232.8
4st,TY,19%	1	0.1178	1.56	1.77	1.56	1.58	1.6	4.1	16.43	597735.4
4st,TY,38%	1	0.1178	1.54	1.74	1.54	1.56	1.5	4.3	15.6	479175.5
4st,TY,56%	0.98	0.1178	1.47	1.65	1.47	1.48	1.5	4.5	16	358959.1
4st,UX,12%	1.03	0.1178	1.54	1.74	1.54	1.56	1.5	4.1	16.2	640907.3
4st,UX,25%	1.01	0.1178	1.51	1.7	1.51	1.53	1.51	4.19	16.03	566052.1
4st,UX,38%	1.01	0.1178	1.48	1.66	1.48	1.49	1.48	4.29	15.97	485613.3

جدول (۵-۲۲) پارامترهای مربوط به درصد بازشو در پلان های منظم و نامنظم

Story & Openinig	T (sec)	Cd	μ	$R\mu$ M	$R\mu$ N	$R\mu$ K	$R\mu$ V	Rs	Δy (cm)	Vy (kg)
4st,UY,12%	1.03	0.1178	1.53	1.74	1.53	1.55	1.53	4.17	15.98	655452.8
4st,UY,19%	1.01	0.1178	1.5	1.7	1.5	1.51	1.5	4.33	16	597614.6
4st,UY,38%	1.01	0.1178	1.51	1.71	1.51	1.53	1.51	4.32	15.84	490342.6
4st,HX,12%	1.03	0.1178	1.54	1.75	1.54	1.56	1.54	4.17	15.93	654129.3
4st,HX,25%	1.03	0.1178	1.55	1.77	1.55	1.57	1.55	4.05	15.78	546161
4st,HX,38%	1.01	0.1178	1.49	1.69	1.49	1.5	1.49	4.3	16.22	487745.7
4st,HY,12%	1.03	0.1178	1.55	1.77	1.55	1.57	1.55	4.08	15.87	639852.3
4st,HY,19%	1.03	0.1178	1.54	1.74	1.54	1.56	1.54	4.2	15.84	566822.4
4st,HY,38%	1.01	0.1178	1.51	1.7	1.51	1.53	1.51	4.29	16.04	484583.6
5st, L15%	1.2	0.1078	1.73	1.98	1.73	1.76	1.73	3.53	17.41	627443.6
5st, L25%	1.19	0.1078	1.71	1.94	1.71	1.74	1.71	3.6	17.3	559402.3
5st, L40%	1.19	0.1078	1.65	1.87	1.65	1.68	1.65	3.7	17.66	469991.2
5st, L56%	1.16	0.1078	1.6	1.81	1.6	1.62	1.6	3.88	17.1	353778.5
5st, TX,19%	1.2	0.1078	1.74	1.99	1.74	1.77	1.74	3.54	17.25	594506.6
5st, TX,38%	1.17	0.1078	1.72	1.97	1.72	1.75	1.72	3.66	17.01	475347
5st, TX,56%	1.13	0.1078	1.67	1.91	1.67	1.7	1.67	3.84	16.49	352605.1
5st, TY,19%	1.2	0.1078	1.73	1.98	1.73	1.76	1.73	3.55	17.39	596701.3
5st, TY,38%	1.17	0.1078	1.7	1.94	1.7	1.73	1.7	3.68	17.14	478051.9
5st, TY,56%	1.13	0.1078	1.67	1.91	1.67	1.7	1.67	3.85	16.9	353837
5st, UX,12%	1.21	0.1078	1.72	1.96	1.72	1.75	1.72	3.53	17.7	639169.1
5st, UX,25%	1.19	0.1078	1.69	1.93	1.69	1.72	1.69	3.6	17.66	562945
5st, UX,38%	1.2	0.1078	1.63	1.84	1.63	1.66	1.63	3.67	18.08	475075.1
5st, UY,12%	1.21	0.1078	1.71	1.95	1.71	1.74	1.71	3.62	17.56	655999
5st, UY,19%	1.19	0.1078	1.64	1.87	1.64	1.67	1.64	3.78	18	588390
5st, UY,38%	1.2	0.1078	1.57	1.77	1.57	1.59	1.57	4	18.87	518770.5
5st, HX,12%	1.21	0.1078	1.7	1.93	1.7	1.73	1.7	3.62	17.64	656107.9
5st, HX,25%	1.19	0.1078	1.65	1.87	1.65	1.68	1.65	3.78	18.15	588924
5st, HX,38%	1.2	0.1078	1.57	1.76	1.57	1.59	1.57	3.99	18.84	518710.8
5st, HY,12%	1.21	0.1078	1.71	1.95	1.71	1.74	1.71	3.55	17.62	642678.3
5st, HY,19%	1.19	0.1078	1.69	1.93	1.69	1.72	1.69	3.62	17.53	563913.9
5st, HY,38%	1.2	0.1078	1.65	1.87	1.65	1.68	1.65	3.65	17.92	474582.7

جدول (۵-۲۳) ضریب رفتار مربوط به اثر درصد بازشو در پلان های منظم و نامنظم

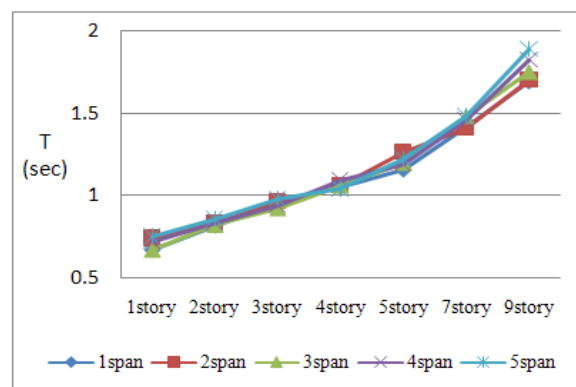
Story - Opening	R(M)	R(N)	R(K)	R(V)	R (ave)
2st, L15%	9.0798	7.5665	8.0573	7.8937	8.149325
2st, L25%	9.1342	7.5839	8.0448	7.9191	8.1705
2st, L40%	9.196	7.744	8.228	8.096	8.316
2st, L56%	9.12	7.824	8.256	8.16	8.34
2st, TX, 19%	9.1242	7.6035	8.0967	7.9323	8.189175
2st, TX, 38%	8.9585	7.5601	7.9971	7.866	8.095425
2st, TX, 56%	9.4185	8.0661	8.5008	8.4042	8.5974
2st, TY, 19%	9.0666	7.5762	8.0316	7.9074	8.14545
2st, TY, 38%	9.1751	7.7264	8.1654	8.0337	8.27515
2st, TY, 56%	9.177	7.9212	8.3076	8.211	8.4042
2st, UX, 12%	9.1052	7.5808	8.034	7.9104	8.1576
2st, UX, 25%	9.135	7.656	8.091	7.9605	8.210625
2st, UX, 38%	8.8452	7.5816	7.9092	7.8156	8.0379
2st, UY, 12%	9.1124	7.6076	8.0674	7.942	8.18235
2st, UY, 19%	9.078	7.654	8.099	7.9655	8.199125
2st, UY, 38%	8.955	7.65	8.01	7.92	8.13375
2st, HX, 12%	9.1996	7.6804	8.1446	8.018	8.26065
2st, HX, 25%	9.2529	7.7778	8.2248	8.0907	8.33655
2st, HX, 38%	9.045	7.65	8.055	7.965	8.17875
2st, HY, 12%	9.174	7.6311	8.0898	7.9647	8.2149
2st, HY, 19%	9.1542	7.7088	8.1468	8.0154	8.2563
2st, HY, 38%	9.306	7.943	8.366	8.272	8.47175
4st, L15%	7.1508	6.3024	6.3832	6.3024	6.5347
4st, L25%	7.221	6.391	6.8475	6.391	6.712625
4st, L40%	7.2501	6.435	6.47.79	6.435	166.9775
4st, L56%	7.371	6.5975	6.643	6.5975	6.80225
4st, TX, 19%	7.2446	6.3899	6.4713	6.3899	6.623925
4st, TX, 38%	7.4694	6.5832	6.6676	6.5832	6.82585
4st, TX, 56%	7.599	6.7497	6.7944	6.7497	6.9732
4st, TY, 19%	7.257	6.396	6.478	6.396	6.63175
4st, TY, 38%	739.5	6.545	6.63	6.545	189.805
4st, TY, 56%	7.458	6.6444	6.6896	6.6444	6.8591
4st, UX, 12%	7.0992	6.2832	6.3648	6.2832	6.5076
4st, UX, 25%	7.123	6.3269	6.4107	6.3269	6.546875
4st, UX, 38%	7.1214	6.3492	6.3921	6.3492	6.552975

جدول (۵-۲۴) ضریب رفتار مربوط به اثر درصد بازشو در پلان های منظم و نامنظم

Story - Opening	R(M)	R(N)	R(K)	R(V)	R (ave)
4st, UY,12%	7.255	6.3801	6.4635	6.3801	6.619875
4st,UY,19%	7.361	6.495	6.5383	6.495	6.722325
4st,UY,38%	7.3872	6.5232	6.6096	6.5232	6.7608
4st,HX,12%	7.2975	6.4218	6.5052	6.4218	6.661575
4st,HX,25%	7.1685	6.2775	6.3585	6.2775	6.5205
4st,HX,38%	7.267	6.407	6.45	6.407	6.63275
4st,HY,12%	7.2216	6.324	6.4056	6.324	6.5688
4st,HY,19%	7.308	6.468	6.552	6.468	6.699
4st,HY,38%	7.293	6.4779	6.5637	6.4779	6.703125
5st, L15%	6.9894	6.1069	6.2128	6.1069	6.354
5st, L25%	6.984	6.156	6.264	6.156	6.39
5st, L40%	6.919	6.105	6.216	6.105	6.33625
5st, L56%	7.0228	6.208	6.2856	6.208	6.4311
5st,TX,19%	7.0446	6.1596	6.2658	6.1596	6.4074
5st,TX,38%	7.2102	6.2952	6.405	6.2952	6.5514
5st,TX,56%	7.3344	6.4128	6.528	6.4128	6.672
5st,TY,19%	7.029	6.1415	6.248	6.1415	6.39
5st,TY,38%	7.1392	6.256	6.3664	6.256	6.5044
5st,TY,56%	7.3535	6.4295	6.545	6.4295	6.689375
5st,UX,12%	7.9188	6.0716	6.1775	6.0716	6.309875
5st,UX,25%	6.948	6.084	6.192	6.084	6.327
5st,UX,38%	6.7528	5.9821	6.0922	5.9821	6.2023
5st,UY,12%	7.059	6.1902	6.2988	6.1902	6.43455
5st,UY,19%	7.068	6.1992	6.3126	6.1992	6.4449
5st,UY,38%	7.08	6.28	6.36	6.28	6.5
5st,HX,12%	6.9866	6.154	6.2626	6.154	6.3893
5st,HX,25%	7.0686	6.237	6.3504	6.237	6.47325
5st,HX,38%	7.02	6.2643	6.3441	6.2643	6.47317
5st,HY,12%	6.9225	6.0705	6.177	6.0705	6.310125
5st,HY,19%	6.9866	6.1178	6.2264	6.1178	6.36215
5st,HY,38%	6.8255	6.0225	6.132	6.0225	6.250625

۵-۲-۱- بررسی زمان تناوب مدل‌ها

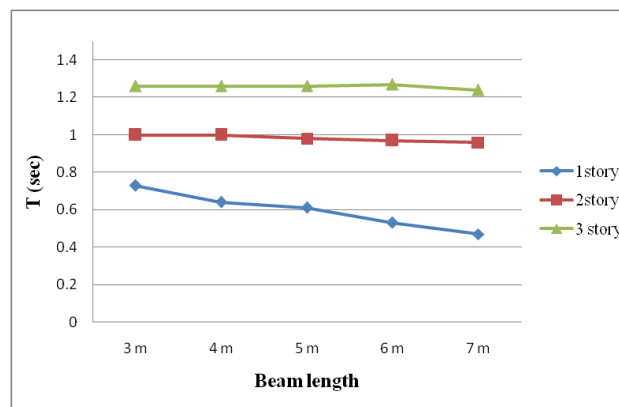
زمان تناوب سازه‌ها یکی از پارامترهای مهم در تعیین تغییر مکان هدف سازه، ضریب شکل پذیری و در نهایت ضریب رفتار کلی سازه می‌باشد. در مدل‌ها مربوط به اثر ارتفاع و دهانه، تغییرات ارتفاع بر روی زمان تناوب اصلی مدل‌ها تاثیر زیادی دارد که در شکل (۵-۱) نشان داده شده است. با افزایش ارتفاع زمان تناوب اصلی مدل‌ها در حال افزایش می‌باشد که ناشی از کاهش سختی سازه در ارتفاع می‌باشد، از طرفی با افزایش تعداد دهانه در مدل‌ها روند خاص افزایشی یا کاهش‌ی مشخص، دیده نمی‌شود. در بخش تاثیر ابعاد پلان مدل‌ها، بر روی رفتار سازه‌ها کلیه مدل‌ها در یک کد ارتفاعی ۵ طبقه مدل‌سازی شده بودند، بنابراین تغییرات زیادی به چشم نمی‌خورد اما با افزایش اختلاف بعد پلان در دو جهت یک روند افزایش نا محسوسی دیده می‌شود به این صورت که سازه‌های با نسبت ابعادی بیشتر دارای زمان تناوب کمی بیشتری می‌باشند، که مقادیر آن در جداول قابل مشاهده می‌باشد و از نشان دادن گراف آن صرف نظر می‌شود.



شکل (۵-۱) تغییرات زمان تناوب در مدل‌های مربوط به اثر ارتفاع

در قسمت افزایش سطح پلان، مدل‌ها در سه تراز ارتفاعی ۱، ۳ و ۵ طبقه مدل‌سازی شده است در هر طبقه تغییرات زمان تناوب سازه ناچیز می‌باشد، اما در سازه‌های یک طبقه یک روند کاهش‌ی و تاثیر گذار مشاهده می‌گردد، که به علت افزایش سختی سازه، زمان تناوب سازه رو به کاهش می‌رود در شکل (۵-۲) این روند نشان داده شده است.

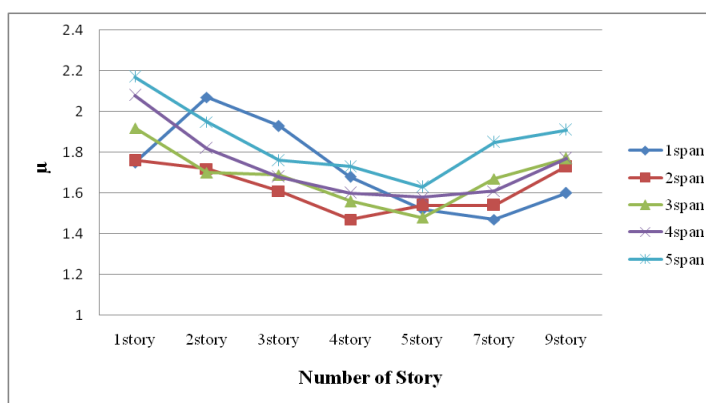
در بخش تاثیر درصد بازشو در مدل ها، زمان تناوب سازه در هر طبقه تقریباً ثابت می باشد اما با افزایش ارتفاع روند افزایشی مشاهده می گردد.



شکل (۲-۵) تغییرات زمان تناوب در مدل های مربوط به اثر افزایش سطح پلان توسط افزایش طول تیر ها

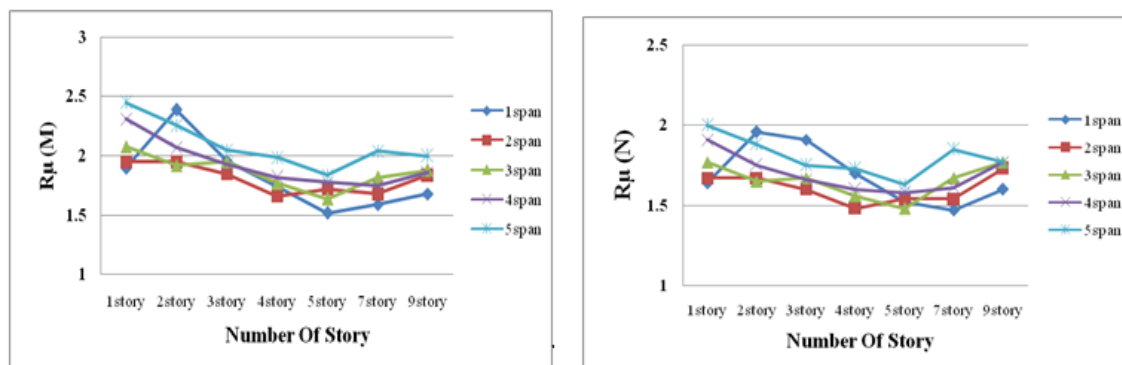
۲-۲-۵- بررسی نسبت شکل پذیری و ضریب شکل پذیری سازه ها

در این بخش به بررسی نسبت شکل پذیری و ضریب شکل پذیری می پردازیم. نسبت شکل پذیری رابطه مستقیم با نقطه عملکرد سازه (δt) و نقطه تسلیم سازه (δy) دارد، هر چه نسبت این دو پارامتر کمتر باشد میزان نسبت شکل پذیری نیز کمتر می گردد. نسبت شکل پذیری و میزان زمان تناوب سازه عوامل اصلی تعیین ضریب شکل پذیری می باشند. در شکل (۳-۵) نحوه تغییرات نسبت شکل پذیری نشان داده شده است، در این گراف نسبت شکل پذیری با افزایش ارتفاع در مجموع رو به کاهش می باشد، هرچند گاهی یک روند افزایشی نیز رصد می شود.



شکل (۳-۵) تغییرات نسبت شکل پذیری در ارتفاع

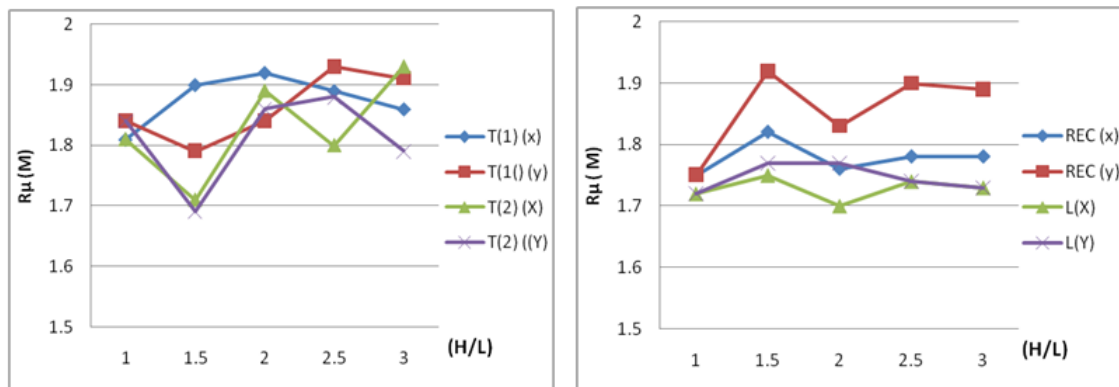
در مدل های مربوط به تاثیر ارتفاع بر روی رفتار سازه، ضریب ها شکل پذیری نیز به مانند نسبت شکل پذیری یک روند کاهشی پیدا می کنند. مقدار ضریب شکل پذیری از مقدار نسبت شکل پذیری همواره بیشتر می باشد در شکل (۵-۴) و (۵-۵) ضریب شکل پذیری به دو روش میراندا و نیومارک نمایش داده شده است. مشخص است ضرایب شکل پذیری میراندا از سه روش دیگر بیشتر می باشد که در نهایت منجر به ضریب رفتار بیشتر می گردد.



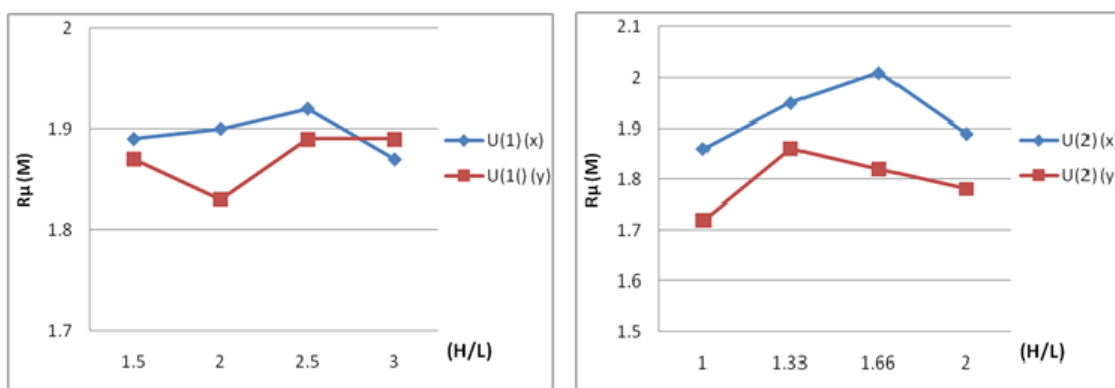
شکل (۵-۴) تغییرات ضریب شکل پذیری در ارتفاع به روش نیومارک شکل (۵-۵) تغییرات ضریب شکل پذیری در ارتفاع به روش میراندا
 در بررسی تاثیر نسبت ابعاد سازه های منظم و نامنظم، نسبت شکل پذیری و ضریب شکل پذیری این گونه سازه ها با افزایش بعد سازه کمی بیشتر می گردد که می تواند ناشی از دو پارامتر افزایش زمان تناوب سازه همچنین کاهش سختی سازه در این گونه پلان ها باشد. زمان تناوب سازه با توان دوم در تعیین تغییر مکان هدف سازه موثر می باشد. از سمتی کاهش سختی سازه اجازه تغییر مکان بیشتر به سازه را می دهد که می تواند منجر به نسبت شکل پذیری و ضریب شکل پذیری بیشتر گردد، این روند افزایش چشم گیر نمی باشد.

این گونه سازه ها به واسطه دارای بودن ساختار متفاوت در دو راستا، در دو جهت تحت تحلیل و بررسی قرار گرفته اند. در جهت دارای بعد کمتر در اکثر موارد شاهد نسبت و ضریب شکل پذیری بیشتری نسبت به بعد بیشتر سازه می باشیم، شاید به این دلیل که درجهت بعد کمتر، سازه ها دارای سختی کمتری می باشند و سختی کمتر می تواند عامل افزایش زمان تناوب سازه باشد و در نهایت در این گونه از پلان ها باعث بیشتر بودن ضریب و نسبت شکل پذیری نسبت به بعد کمتر گردد. در این

بخش به علت زیاد بودن تعداد گراف ها فقط به نشان دادن نحوه تغییرات ضریب شکل پذیری به روش میراندا و برترو اکتفا می کنیم. لازم به ذکر است مقادیر ضریب شکل پذیری این روش از سه روش دیگر بیشتر می باشد.

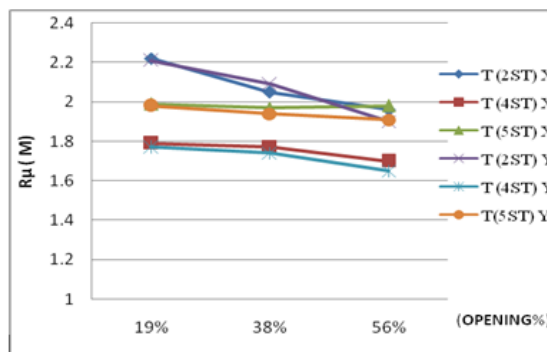
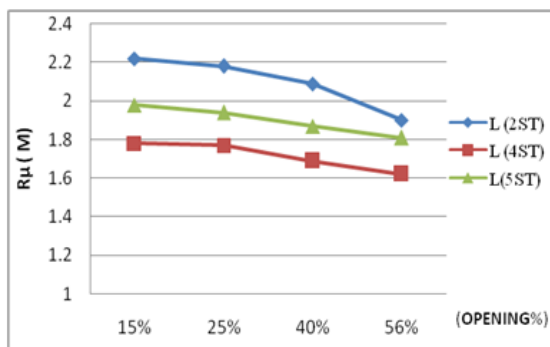


شکل (۵-۶) تاثیر بعد سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های REC, L, (۵-۷) تاثیر بعد سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های T شکل



شکل (۵-۸) تاثیر بعد سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های U2 (۵-۹) تاثیر بعد سازه بر ضریب شکل پذیری در پلان های U1

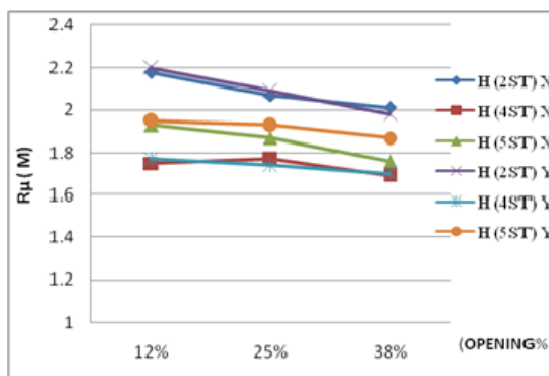
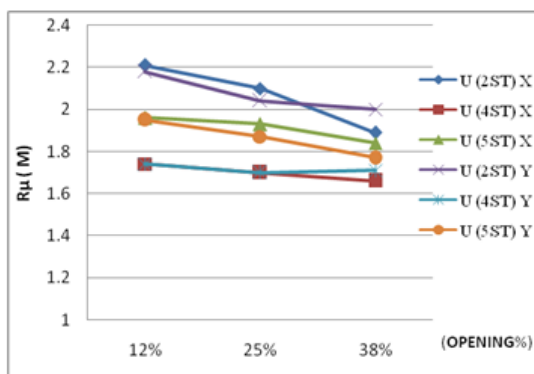
در بحث تاثیر درصد بازشو در پلان های منظم و نا منظم بر روی ضریب شکل پذیری سازه می توان گفت در این نوع سازه ها با افزایش درصد بازشو در پلان های مختلف یک روند کاهشی در نسبت و ضریب شکل پذیری مشاهده می کنیم که به دلیل افزایش سختی در این نوع سازه ها و کاهش زمان تناوب سازه ایجاد می گردد، تاثیر پیچش سازه هم می تواند در این نوع رفتار مورد توجه قرار گیرد. نسبت شکل پذیری در این نوع مدل ها یک روند کاهشی با افزایش درصد بازشو به خود می گیرد که ناشی از کم شدن فاصله تغییر مکان هدف و نقطه تسلیم سازه می باشد. در اشکال زیر ضریب شکل پذیری این مدل ها به روش میراندا و برترو نمایش داده شده است.



شکل (۵-۱۰) تاثیر درصد بازشو سازه بر ضریب شکل پذیری

شکل (۵-۱۱) تاثیر درصد بازشو سازه بر ضریب شکل پذیری

شکل (۵-۱۱) شامل مدل های T شکل و شکل (۵-۱۰) شامل مدل های L شکل در سه تراز متفاوت و در دو راستای اصلی می باشند.

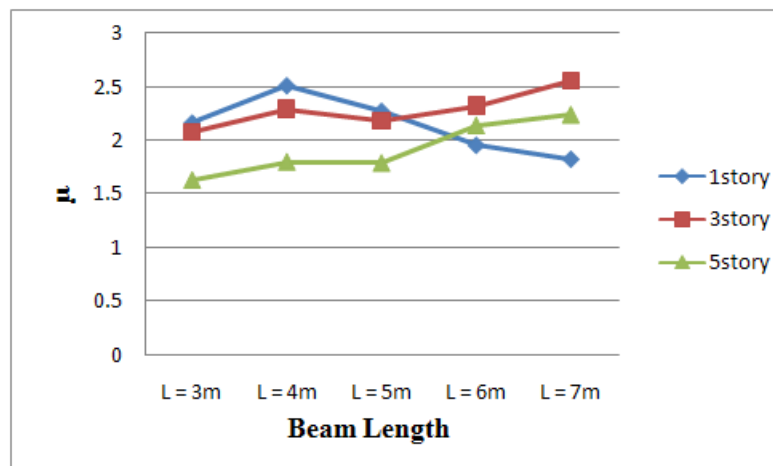


شکل (۵-۱۲) تاثیر درصد بازشو سازه بر ضریب شکل پذیری

شکل (۵-۱۳) تاثیر درصد بازشو سازه بر ضریب شکل پذیری

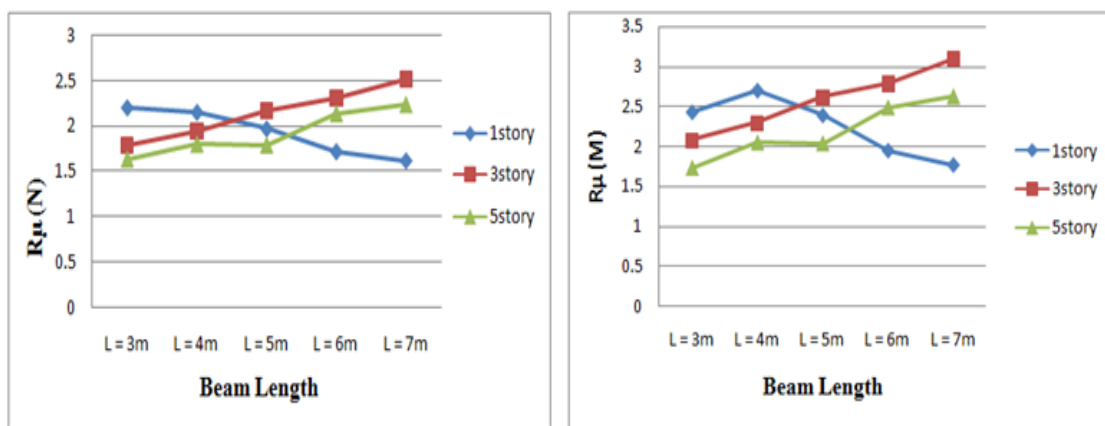
شکل (۵-۱۳) شامل مدل های H شکل و شکل (۵-۱۲) شامل مدل های U شکل در سه تراز متفاوت و در دو راستای اصلی می باشند.

در بررسی تاثیر افزایش سطح پلان بر نسبت و ضریب شکل پذیری می توان گفت با افزایش سطح در مدل های ۳ و ۵ طبقه نسبت و ضریب شکل پذیری روند افزایشی دارد اما در تراز یک طبقه یک روند کاهشی مشاهده می شود که شاید دلیل آن کاهش زمان تناوب سازه و افزایش سختی باشد که در مدل های یک طبقه ایجاد گردیده است.



شکل (۵-۱۴) تاثیر افزایش سطح پلان بر نسبت شکل پذیری

در اشکال زیر ضریب شکل پذیری سازه به دو روش (میراندا و برترو) و (نیومارک و هال) نمایش داده شده است همان گونه که مشخص است مقادیر روش میراندا از سه روش دیگر بیشتر می باشد.

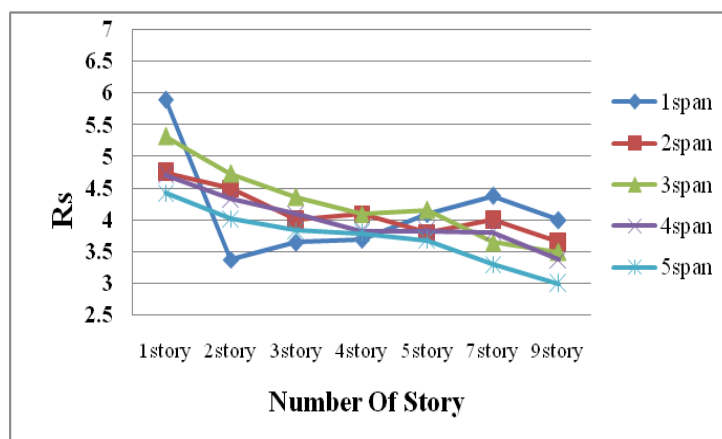


شکل (۵-۱۶) تاثیر افزایش سطح بر ضریب شکل پذیری

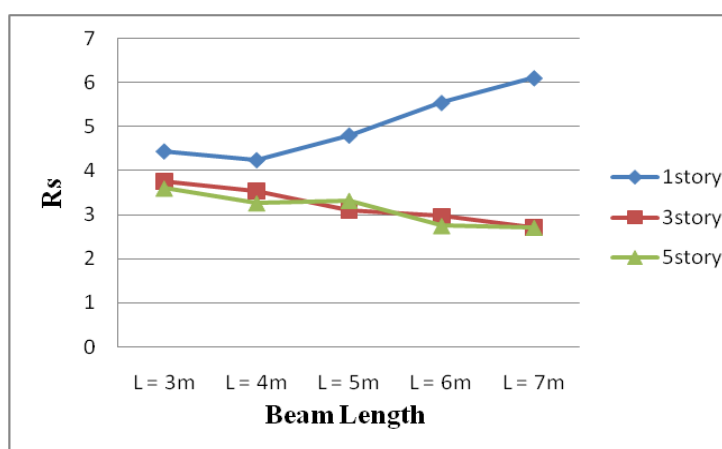
شکل (۵-۱۵) تاثیر افزایش سطح بر ضریب شکل پذیری

۵-۲-۳- بررسی ضریب اضافه مقاومت سازه ها

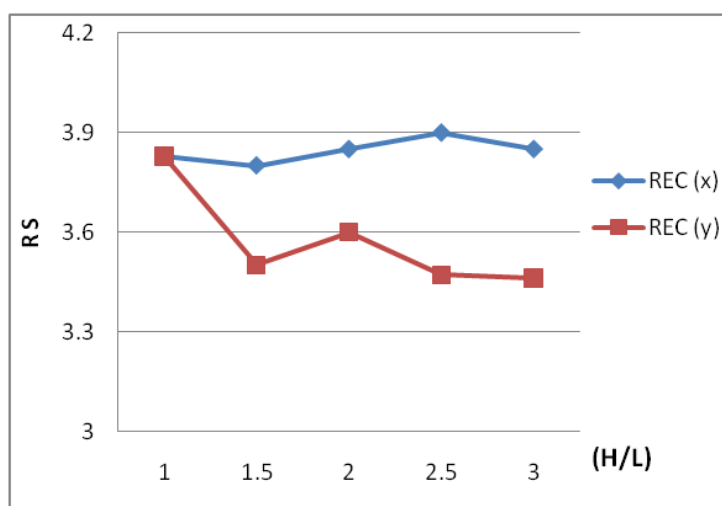
در اشکال (۵-۱۷) الی (۵-۲۸) تغییرات ضریب اضافه مقاومت سازه برای هر یک مدل های تاثیر ارتفاع و دهانه، تاثیر تفاوت ابعادی در پلان های منظم و نا منظم، تاثیر میزان درصد بازشو در پلان های منظم و نامنظم همچنین تاثیر افزایش سطح پلان نشان داده شده است.



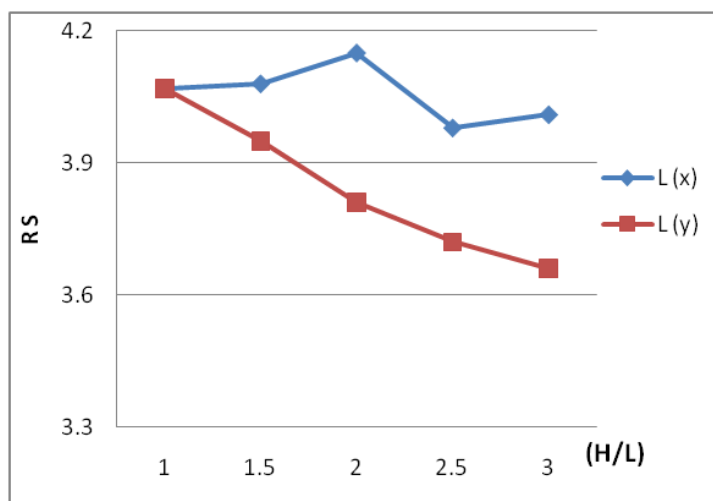
شکل (۵-۱۷) تاثیر افزایش ارتفاع و تعداد دهانه بر ضریب اضافه مقاومت سازه



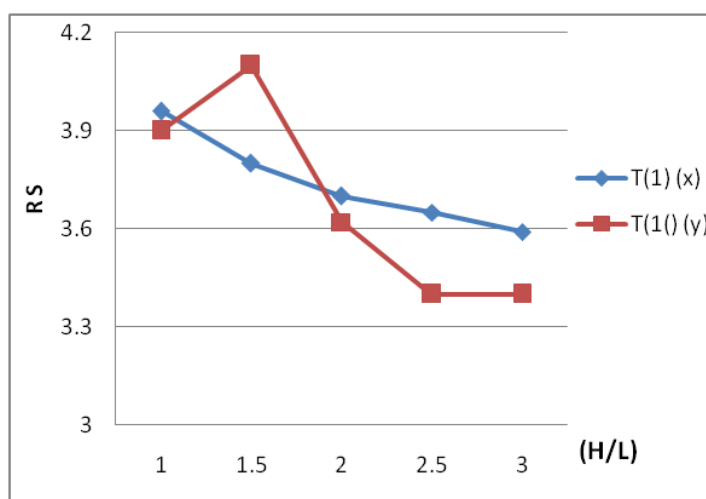
شکل (۵-۱۸) تاثیر افزایش سطح پلان با افزایش طول تیرها بر روی ضریب اضافه مقاومت



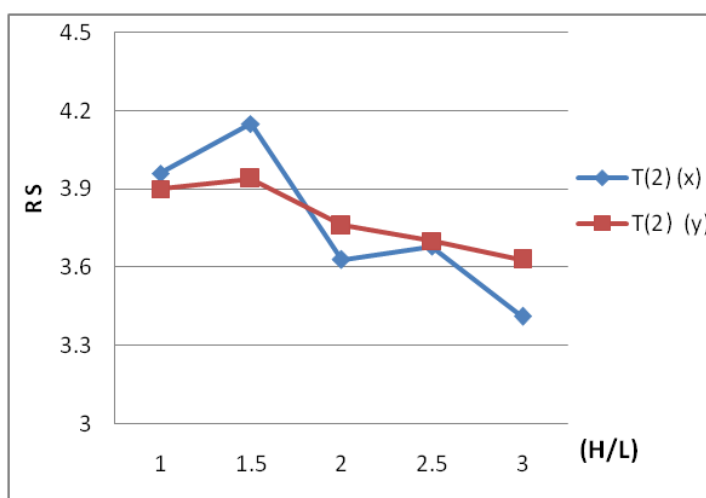
شکل (۵-۱۹) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های مستطیلی در دو راستا



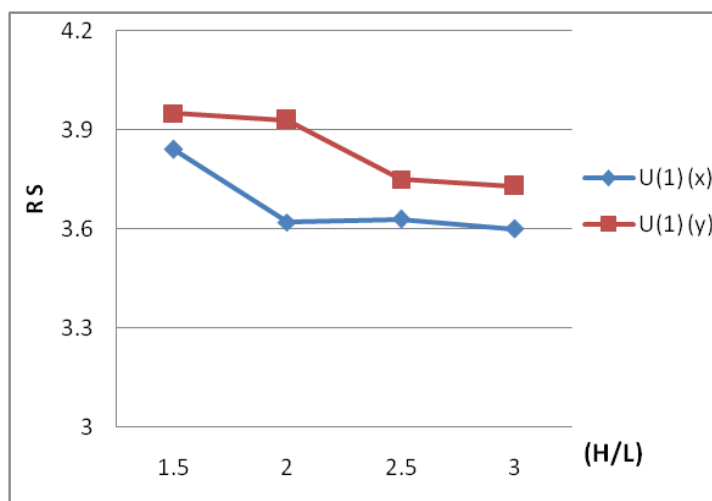
شکل (۲۰-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های L شکل، در دو راستا



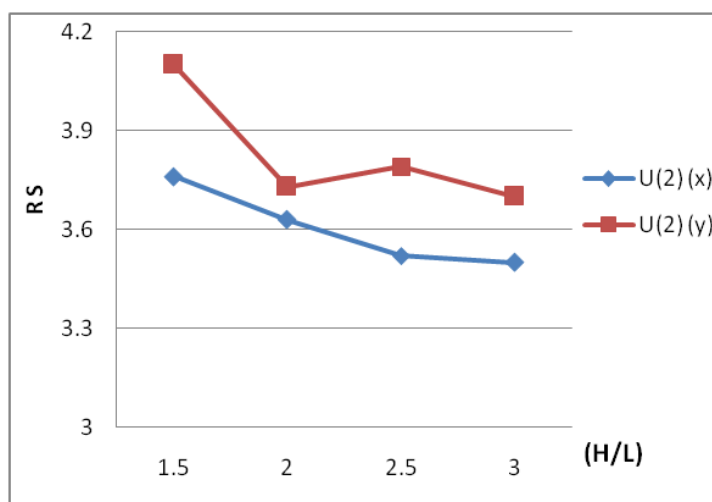
شکل (۲۱-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های T(1) شکل، در دو راستا



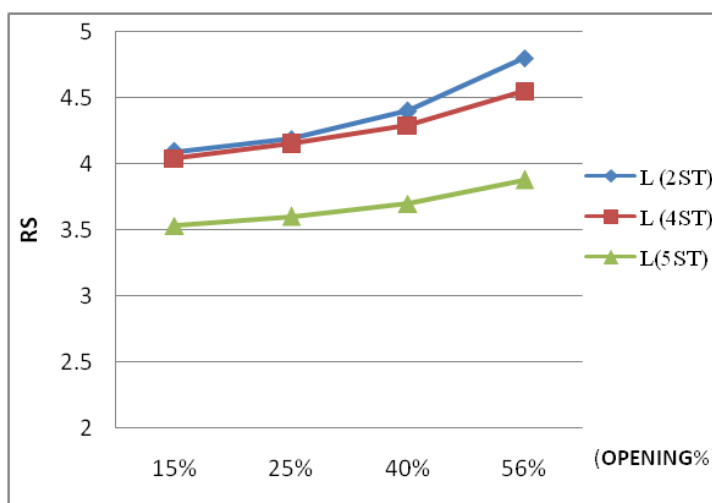
شکل (۲۲-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های T(2) شکل، در دو راستا



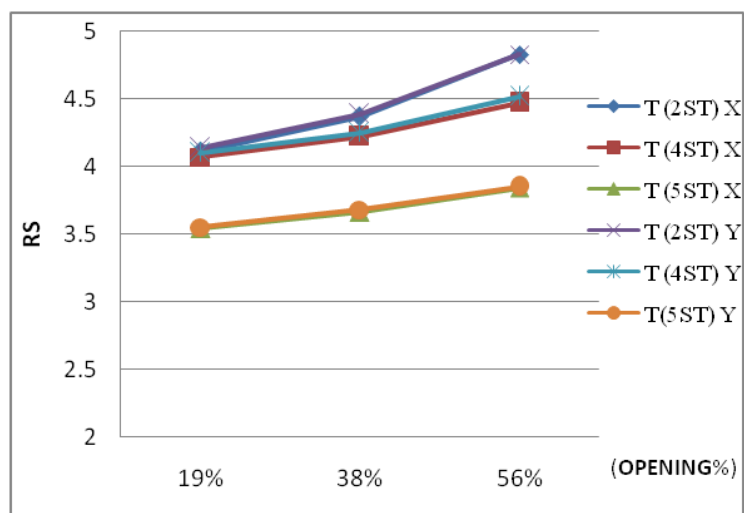
شکل (۲۳-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های U(1) شکل، در دو راستا



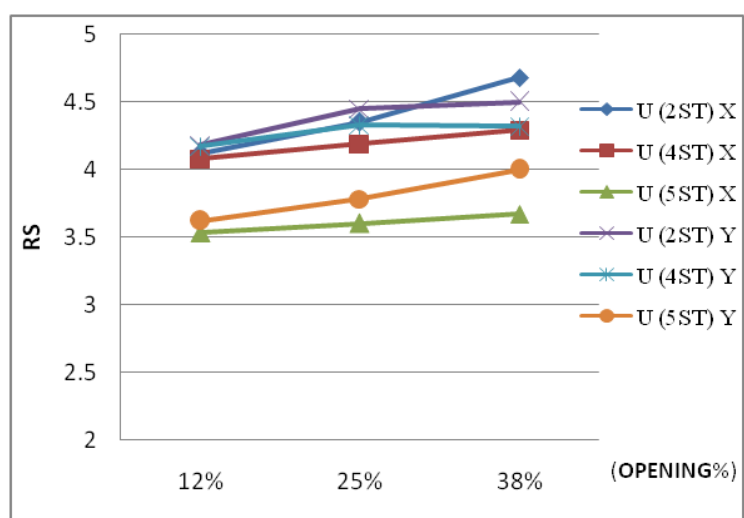
شکل (۲۴-۵) تاثیر نسبت ابعاد بر روی ضریب اضافه مقاومت در مدل های U(2) شکل، در دو راستا



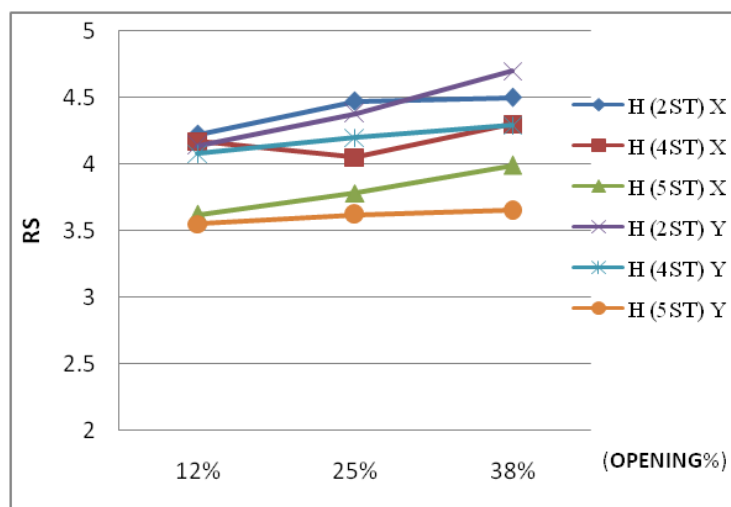
شکل (۲۵-۵) تاثیر درصد بازشو بر روی ضریب اضافه مقاومت مدل های L شکل



شکل (۵-۲۶) تاثیر درصد بازشو بر روی ضریب اضافه مقاومت مدل های T شکل



شکل (۵-۲۷) تاثیر درصد بازشو بر روی ضریب اضافه مقاومت مدل های U شکل



شکل (۵-۲۸) تاثیر درصد بازشو بر روی ضریب اضافه مقاومت مدل های H شکل

در شکل (۵-۱۷) تاثیر ارتفاع و دهانه بر روی ضریب اضافه مقاومت را مشاهده می کنید که همانند ضریب شکل پذیری یک روند کاهشی را دنبال می کند و تعداد دهانه تاثیر چندانی بر روی ضریب اضافه مقاومت ندارد، که ناشی از افت مقاومت سازه در ارتفاع می باشد و سختی سازه رو به کاهش می باشد. در شکل (۵-۱۸) مربوط به افزایش سطح پلان با افزایش طول تیرها در مدل های یک طبقه یک روند افزایشی در ضریب اضافه مقاومت مشاهده می گردد اما در دو تراز دیگر این تغییرات رو به کاهش می باشد.

در اشکال (۵-۱۹) تا (۵-۲۴) روند تغییرات ضریب اضافه مقاومت در پلان های مختلف منظم و نامنظم، قابل مشاهده می باشد در این مدل ها روند تغییرات اضافه مقاومت با بیشتر شدن نسبت ابعادی در دو جهت رو به کاهش می رود و این کاهش معمولاً برای جهتی با بعد کمتر، بیشتر است و برای جهت بزرگتر سازه سعی در حفظ سختی خود دارد. در سازه های منظم افت مقاومت، کمتر می باشد اما در سازه های نامنظم L و T شکل، این روند کاهش، بیشتر می باشد. افت مقاومت بیشتر در جهت بعد کمتر یا جهتی که تاثیر پیچش بر آن زیاد است رخ می دهد شاید به خاطر نزدیک شدن نقطه تسلیم سازه و اولین نقطه تشکیل مفصل پلاستیک باشد یعنی سازه با تشکیل اولین مفصل پلاستیک با سرعت بیشتری رو به نقطه تسلیم پیش می رود همچنین سختی و مقاومت سازه در نتیجه آن با کاهش مقاومت بیشتری همراه می شود.

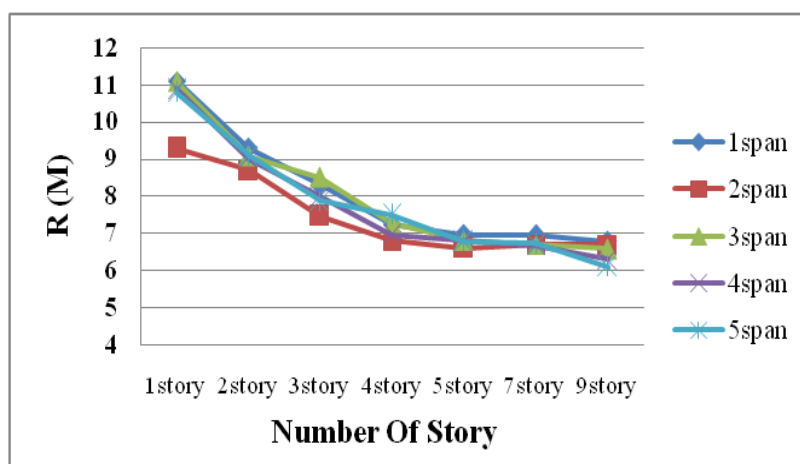
در اشکال (۵-۲۵) تا (۵-۲۸) تاثیر درصد بازشو بر ضریب اضافه مقاومت سازه را مشاهده می کنید در سازه ها با افزایش درصد بازشو اضافه مقاومت کلیه سازه ها با اشکال مختلف رو به افزایش می رود و سازه ها به واسطه صلبیت بیشتر برای سختی خمشی بیشتری می شوند و این گونه سازه ها با افزایش درصد بازشو دارای تغییر مکان هدف کمتری می باشند که نشان دهنده شکل پذیری پایین این سازه می باشد. پس از ورود این سازه ها به فاز نامنظم در روند طراحی تغییراتی ایجاد می گردد در سازه ها زیر پنج طبقه ملزم به در نظر گرفتن اثر پیچش تصادفی می باشیم، این عمل در روند

تحلیل و طراحی منجر به ایجاد تغییر مکان نسبی کمتری برای سازه می شود که خود عامل صلبیت بیشتر

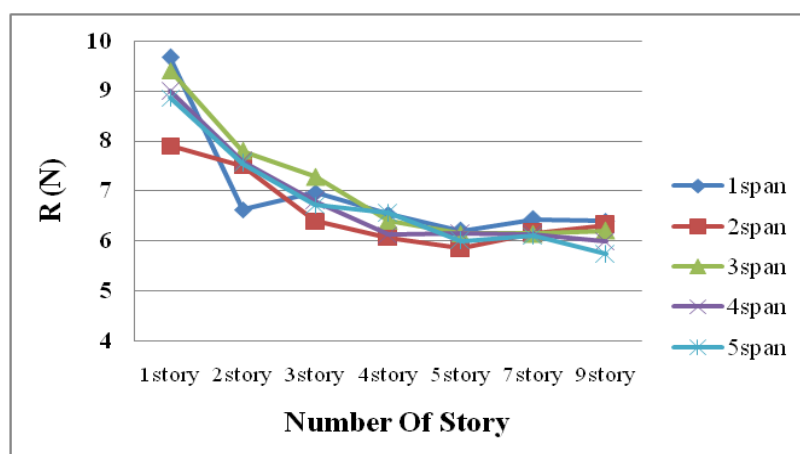
می باشد که باعث ایجاد روند افزایشی در ضریب اضافه مقاومت می گردد.

۴-۲-۵- بررسی ضریب رفتار سازه ها

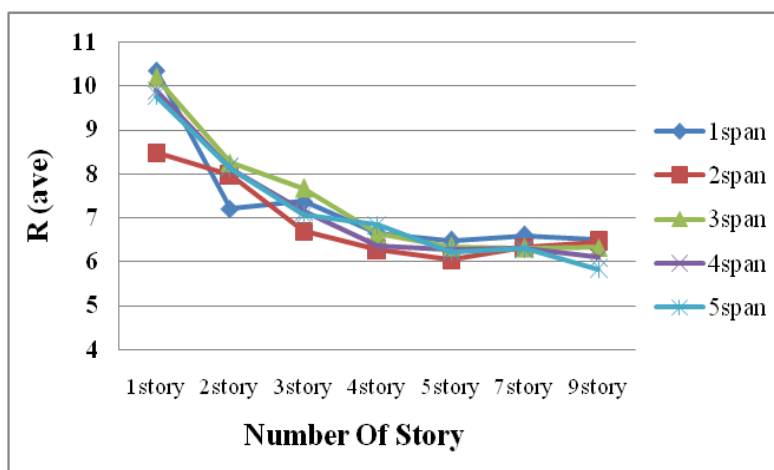
ضریب رفتار حاصله از مدل های مورد بررسی در نهایت در این بخش نمایش داده می شود. سعی شده است میانگینی از ضریب رفتار حاصل از چهار روش ارائه گردد در اشکال زیر روند تغییرات ضریب رفتار را مشاهده می کنید.



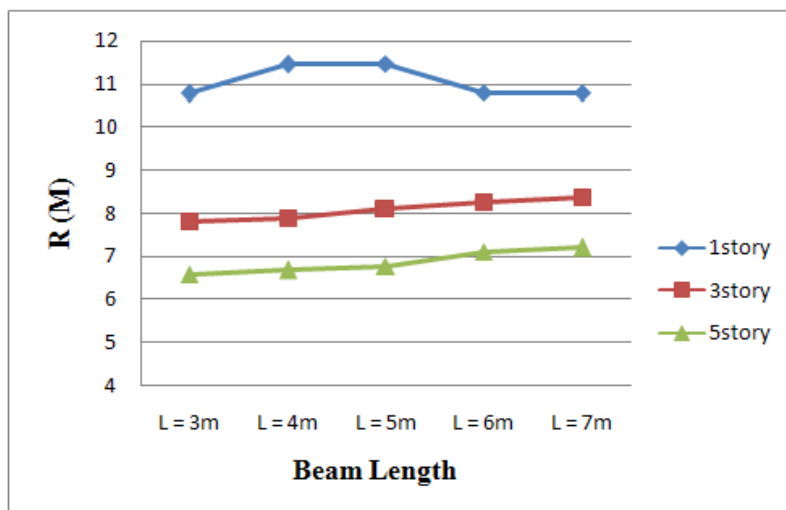
شکل (۵-۲۹) تاثیر افزایش ارتفاع و تعداد دهانه بر ضریب رفتار سازه به روش میرانداو برترو



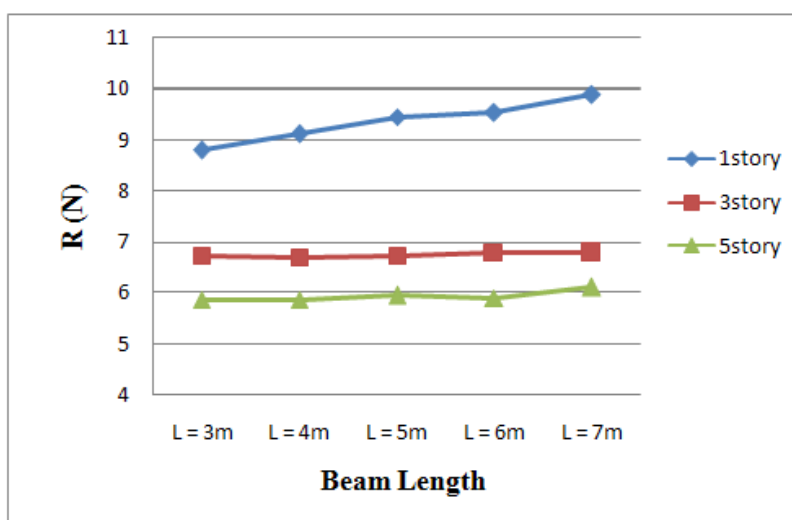
شکل (۵-۳۰) تاثیر افزایش ارتفاع و تعداد دهانه بر ضریب رفتار سازه به روش نیومارک و هال



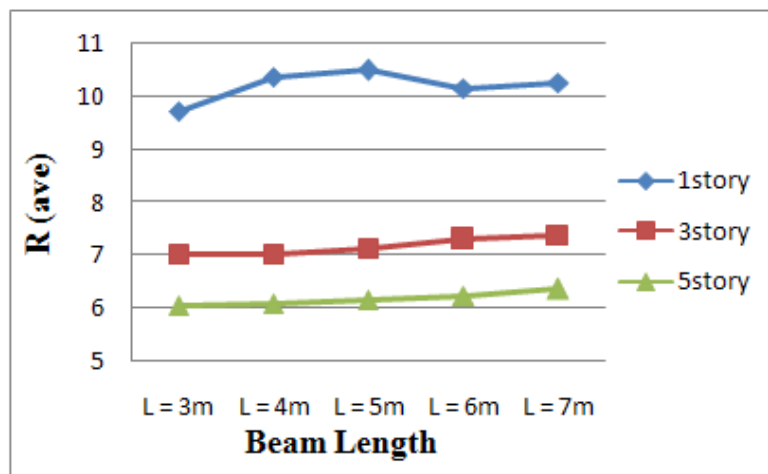
شکل (۳۱-۵) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در تاثیر ارتفاع و تعداد دهانه



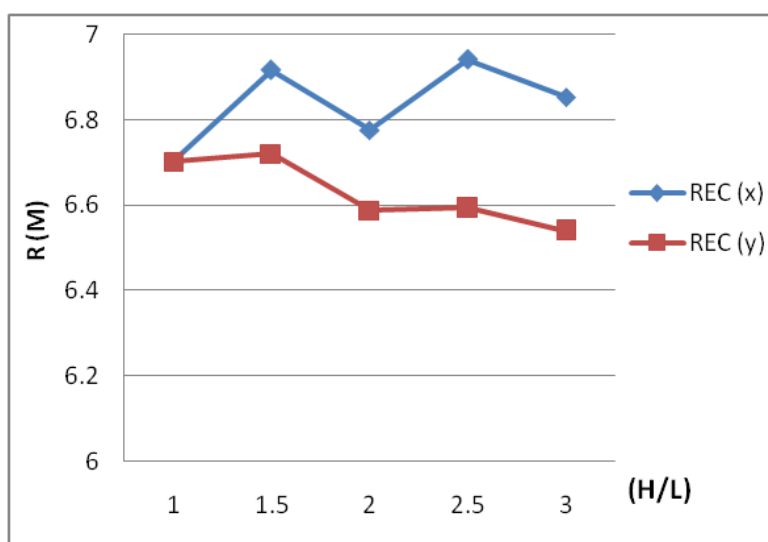
شکل (۳۲-۵) تاثیر افزایش سطح پلان توسط افزایش طول بر ضریب رفتار سازه به روش میراندک و برترو



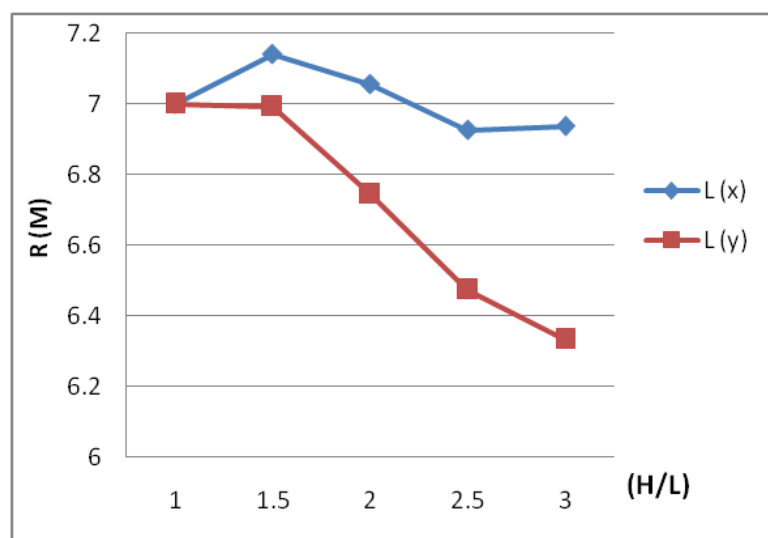
شکل (۳۳-۵) تاثیر افزایش سطح پلان توسط افزایش طول بر ضریب رفتار سازه به روش نیومارک و هال



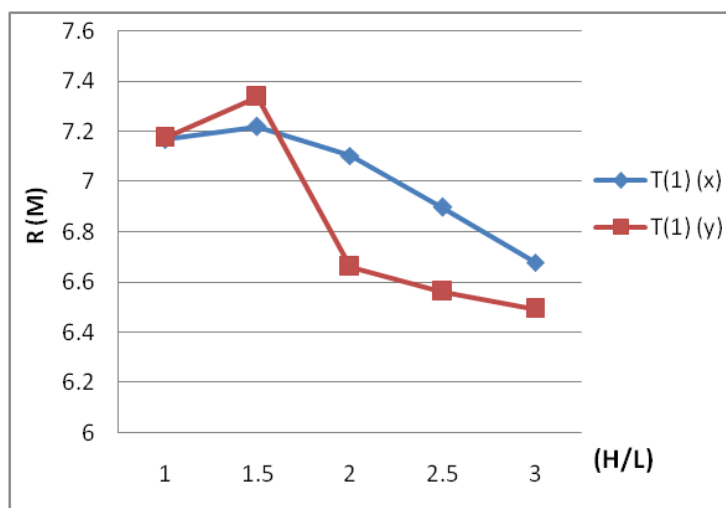
شکل (۳۴-۵) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در افزایش سطح پلان



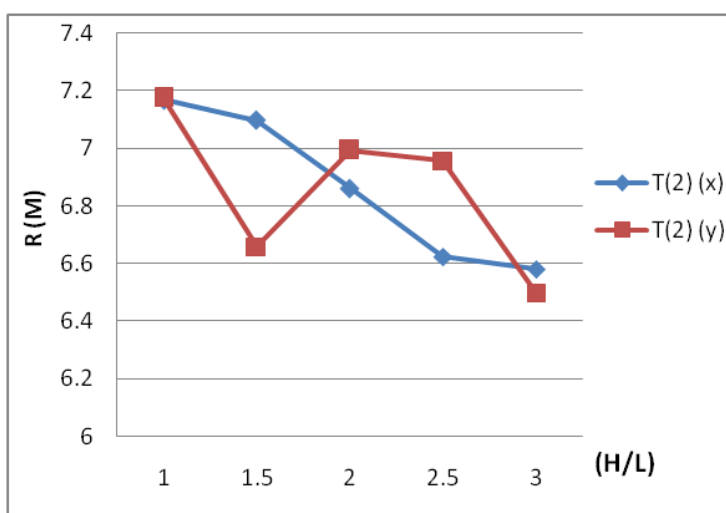
شکل (۳۵-۵) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر روی ضریب رفتار سازه های مستطیلی به روش میراندا و برترو



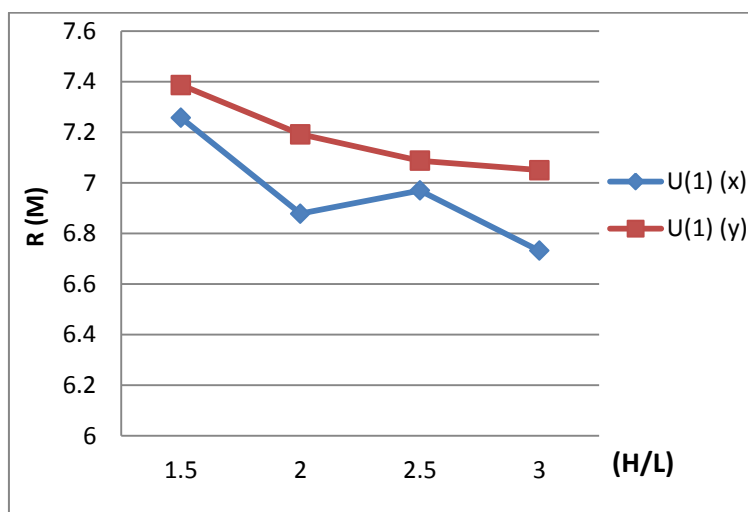
شکل (۳۶-۵) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر روی ضریب رفتار سازه های L شکل به روش میراندا و برترو



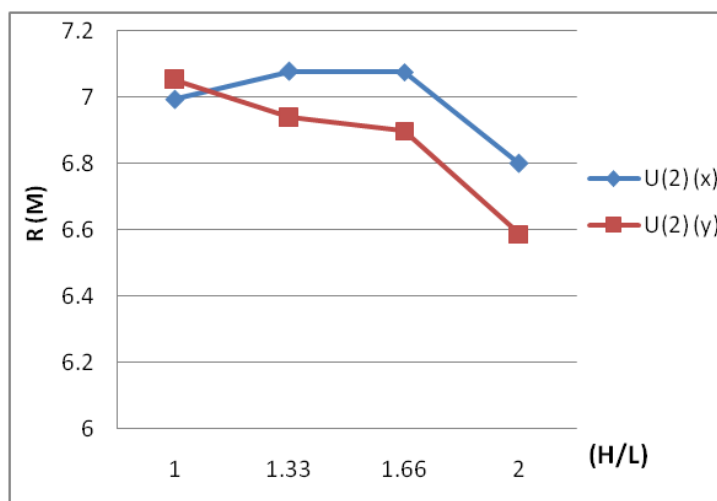
شکل (۳۷-۵) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر روی ضریب رفتار سازه های $T(1)$ شکل به روش میراندا و برترو



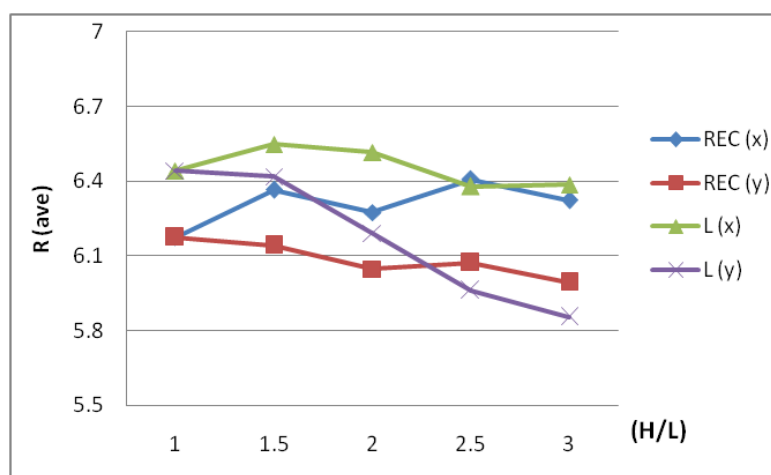
شکل (۳۸-۵) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر روی ضریب رفتار سازه های $T(2)$ شکل به روش میراندا و برترو



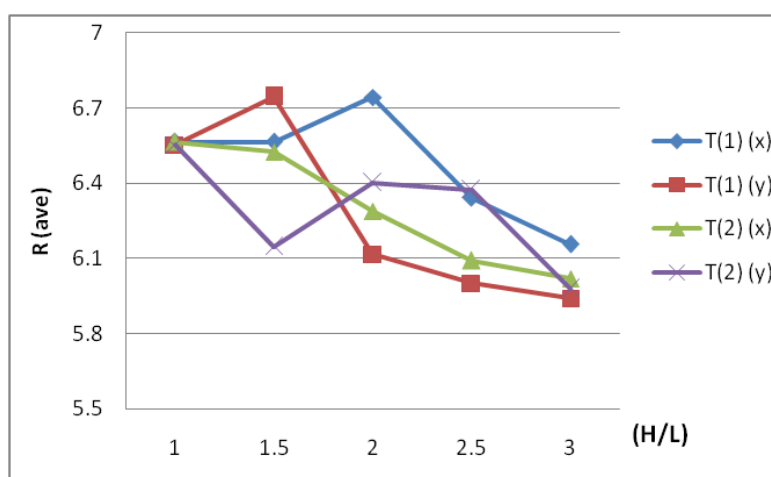
شکل (۳۹-۵) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر روی ضریب رفتار سازه های $U(1)$ شکل به روش میراندا و برترو



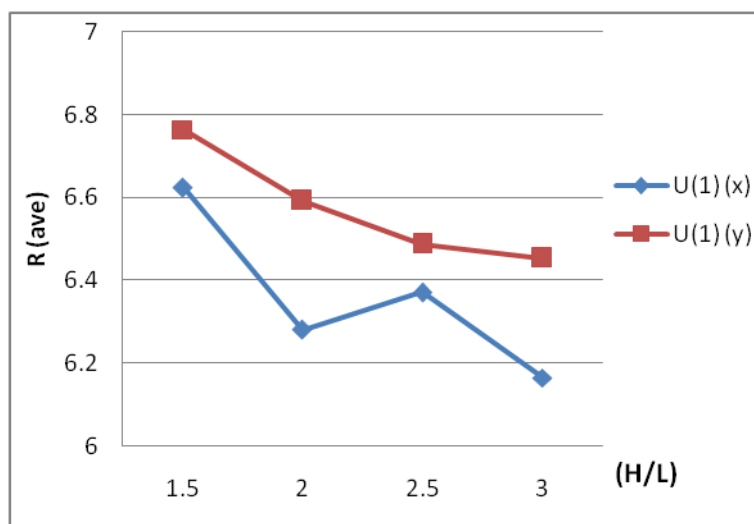
شکل (۴۰-۵) تاثیر افزایش نسبت ابعاد پلان بر روی ضریب رفتار سازه های $U(2)$ شکل به روش میراندا و برترو



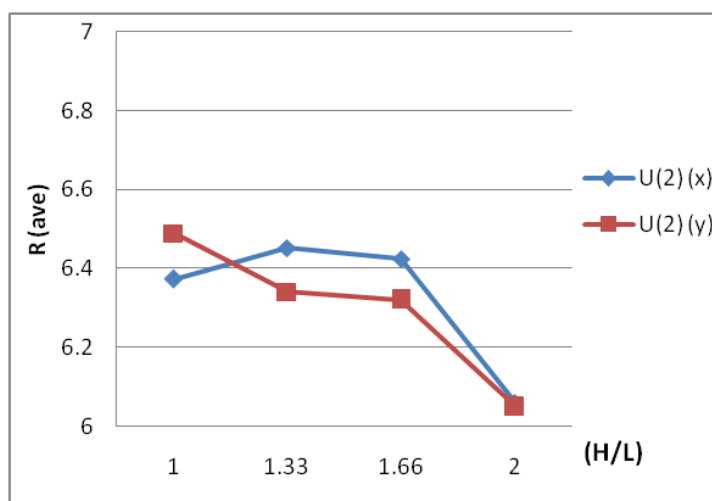
شکل (۴۱-۵) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در تغییرات نسبت ابعاد برای پلان های REC , L



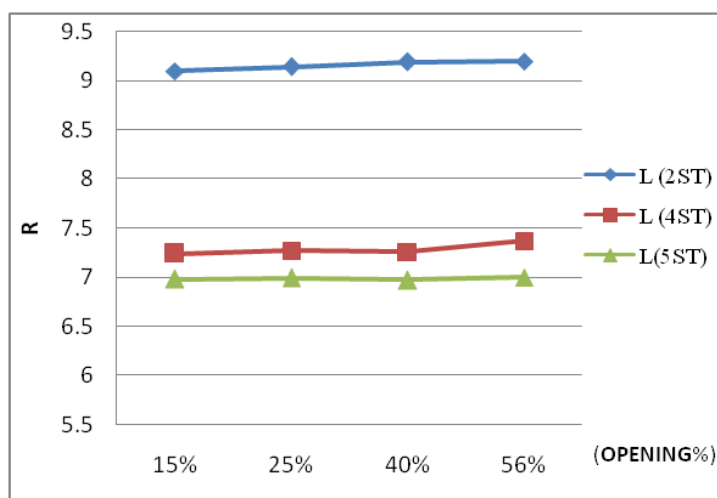
شکل (۴۲-۵) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در تغییرات نسبت ابعاد برای پلان های T



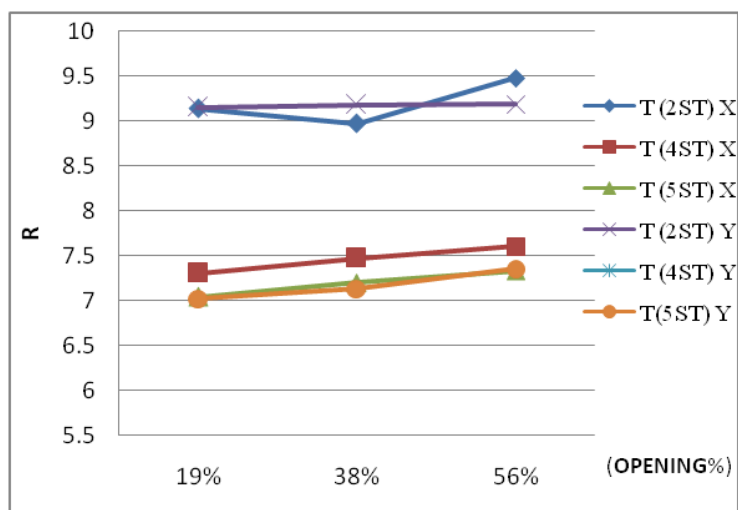
شکل (۴۳-۵) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در تغییرات نسبت ابعاد برای پلان های U(1)



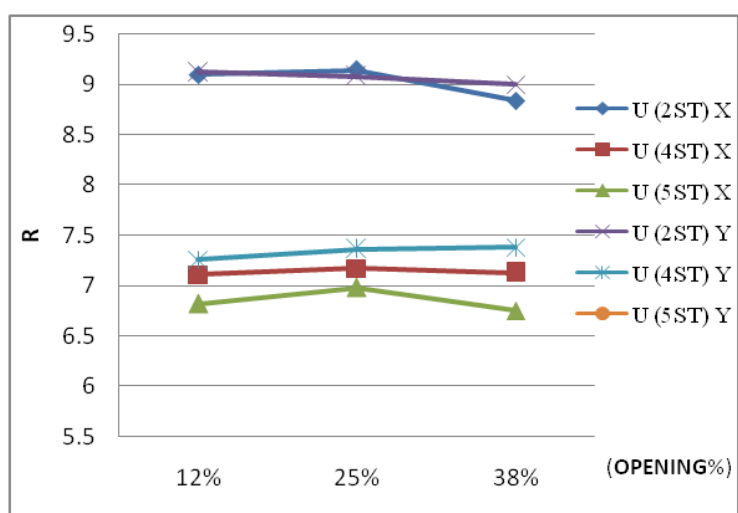
شکل (۴۴-۵) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در تغییرات نسبت ابعاد برای پلان های U(2)



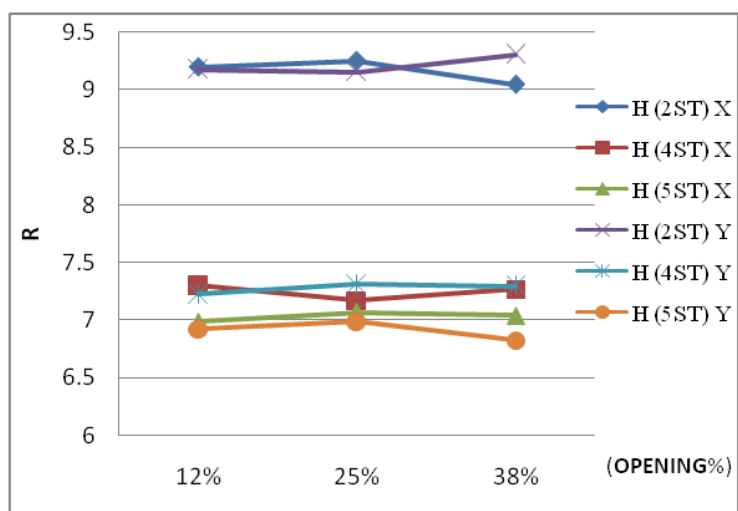
شکل (۴۵-۵) تاثیر افزایش درصد بازشو بر روی ضریب رفتار در مدل های L شکل به روش میراندا و برترو



شکل (۴۶-۵) تاثیر افزایش درصد بازشو بر روی ضریب رفتار در مدل های T شکل به روش میراندا و برترو



شکل (۴۷-۵) تاثیر افزایش درصد بازشو بر روی ضریب رفتار در مدل های U شکل به روش میراندا و برترو



شکل (۴۸-۵) تاثیر افزایش درصد بازشو بر روی ضریب رفتار در مدل های H شکل به روش میراندا و برترو

در اشکال (۵-۲۹) و (۵-۳۰) تغییرات ضریب رفتار مدل ها در نتیجه تغییرات ارتفاع و تعداد دهانه را به دو روش (میراندا و برترو) و (نیومارک و هال) نشان داده شده است. روش میراندا و برترو از سه روش دیگر ضریب رفتارهای بیشتری ارائه می کند که ناشی از تفاوت مقدار ضریب شکل پذیری در هر یک از روش ها می باشد. در بخش با توجه به این نکته که ضریب رفتار طراحی سازه برابر ۷ می باشد، تغییرات بدست آمده را بررسی می کنیم.

در روش میراندا و برترو ضریب رفتارها در مدل های یک طبقه از ۱۱,۱ شروع شده و تا طبقه چهارم یک روند کاهشی به خود می گیرد و به معیار آیین نامه نزدیک می شود، در طبقات بعد نیز این روند کاهشی ادامه پیدا کرده به طوری که از طبقه چهارم به بعد تمامی ضریب رفتارها از حد آیین نامه کمتر می باشد اما روند کاهشی آن کندتر می شود تا آنجا که در طبقات ۹ و ۱۰ به بعد، دیگر روند کاهشی چشم گیری دیده نمی شود. در سه روش دیگر نیز این روند وجود دارد اما در این روش ها مقادیر ضریب رفتار کمی کمتر از روش میراندا و برترو بوده، به این صورت که این سه روش در ساختمان های ۳ طبقه با معیار آیین نامه تطبیق می کند و از ۳ طبقه بعد ضریب رفتارهای حاصل از این روش ها از حد آیین نامه کمتر می باشد. شکل (۵-۳۱) مقادیر ضرب رفتار میانگین حاصل از چهار روش را نشان می دهد. به طور کلی تعداد دهانه تاثیر یا روند خاصی در تغییرات ضریب رفتار به وجود نمی آورد.

در اشکال (۵-۳۲) و (۵-۳۳) تغییرات ضریب رفتار مدل ها در نتیجه افزایش سطح پلان توسط افزایش طول تیرها به دو روش (میراندا و برترو) و (نیومارک و هال) نشان داده شده است. همان طور که مشخص است یک روند افزایشی با افزایش طول تیرها به چشم می خورد. در شکل (۵-۳۴) ضریب رفتار میانگین سازه ها به چهار روش در بحث افزایش سطح پلان نشان داده شده است که باز هم یک روند افزایشی به چشم می خورد.

در اشکال (۵-۳۵) تا (۵-۴۰) تغییرات ضریب رفتار مدل ها در نسبت ابعادی مختلف در پلان های مختلف به روش میراندا و برترو نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می کنید ضریب رفتارها

در اکثر پلان ها یک روند کاهشی به خود گرفته است. در پلان های منظم مستطیلی شکل، در جهت بعد بیشتر سازه درای ثبات نسبی در روند تغییرات ضریب رفتار می باشد، اما در جهت ضعیف با افت ضریب رفتار مواجه شده است که ناشی از کاهش سختی سازه در جهت بعد کمتر می باشد هر چند در این گونه از سازه ها ضریب شکل پذیری رو به افزایش نسبی می باشد اما تاثیر گذاری افت مقاومت بر ضریب رفتار کلی سازه بیشتر می باشد.

در ساختمان ها نا منظم بیشترین کاهش ضریب رفتار سازه را در سازه های L شکل مشاهده می کنیم زیرا این سازه ها در دو جهت دارای نامنظمی ذاتی می باشند اما در جهت بعد بیشتر این سازه ها، افت ضریب رفتار کمتر می باشد. به طور کلی پیچشی که در این سازه های نا منظم رخ می دهد باعث کاهش مقدار نیروی حد تسلیم سازه می گردد و فاصله اولین نقطه مفصل پلاستیک و نیروی حد تسلیم را کمتر می کند. در سازه های T و U شکل نیز این روند کاهشی همانند L شکل با میزان کمتری رخ می دهد. در اشکال (۴۱-۵) تا (۴۴-۵) میانگین ضریب رفتار حاصل از چهار روش برای تغییرات نسبت ابعادی برای پلان های مختلف قابل مشاهده می باشد.

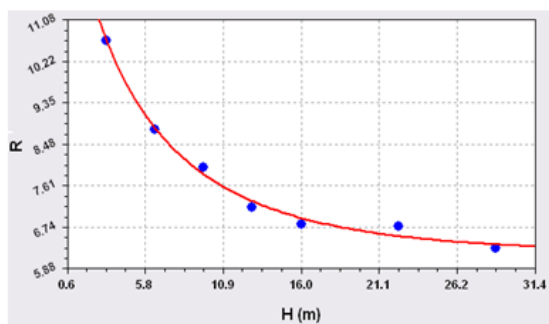
در اشکال (۴۵-۵) تا (۴۸-۵) تاثیر میزان درصد بازشو در پلان ها مختلف بر روی ضریب رفتار سازه ها به روش میراندا و برترو نشان داده شده است. در این گونه مدل ها ضریب شکل پذیری سازه یک روند کاهشی داشته است اما ضریب اضافه مقاومت اینگونه از سازه ها درای یک روند افزایشی با افزایش میزان درصد بازشو بوده است، ضریب رفتار حاصل از این گونه مدل ها درای یک روند تقریباً ثابت و کمی رو به افزایش می باشد. نوع پلان تاثیر چندانی بر روی ضریب رفتار نهایی مدل ها ندارد. در این بخش از نشان دادن گراف تغییرات ضریب رفتار میانگین به علت ثابت بودن تغییرات اجتناب شده است اما مقادیر آن از روش میراندا برترو کمتر می باشد.

۵-۲-۵- ارائه فرمول پیشنهادی

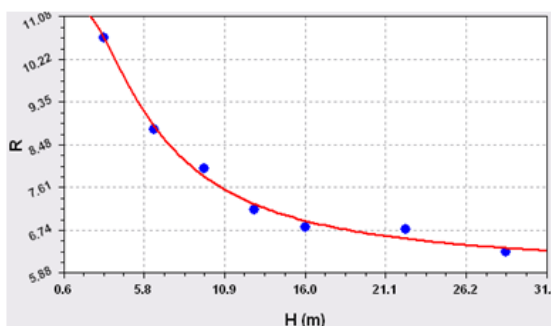
در بخش های قبل با نحوه تغییرات ضریب رفتار در سازه ها آشنا شده ایم. در بخش سعی می شود برای تغییرات ارتفاع و دهانه فرمولی بر اساس روند تغییرات آنها ارائه شود. لازم به ذکر است در بحث درصد بازشو و افزایش سطح پلان با توجه به این که تغییرات ضریب رفتار اندک می باشد از بحث فرمول دهی خارج می گردند. در بحث تغییرات ضریب رفتار بر اساس نسبت ابعادی سازه، ظرفیت حدس فرمول وجود دارد اما به دلیل اینکه تاثیرات ارتفاعی در نظر گرفته نشده است این احتمال می رفت که فرمول نتواند از جامعیت خوبی بر خوردار باشد و از تجزیه تحلیل آن صرف نظر شده است.

در قسمت ارتفاع و دهانه برای هر یک از روش های (میراندا و برترو)، (نیومارک و هال)، (ویدیک) و (کراوینکلر و ناسار) فرمولی ارائه می شود. روش کار به این صورت است که با در نظر گرفتن مختصات نقاط، یک منحنی که می تواند معرف تغییرات نقاط روی گراف باشد یافت می گردد. پس از یافتن منحنی مورد نظر معادله منحنی را بدست می آوریم این روند برای هر یک از چهار روش انجام می گیرد و از میان چهار فرمول حاصل شده، یک فرمول که بتواند نحوه تغییرات چهار فرمول حاصله را شبیه سازی کند، بدست می آوریم .

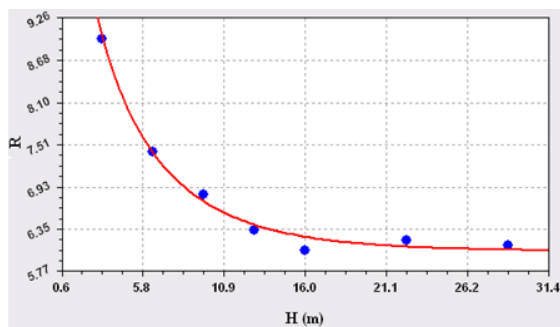
در اشکال زیر برای هر یک از گراف ها، از مختصات ۳۵ نقطه استفاده شده است و در نهایت برای یافتن فرمول میانگین چهار روش از مختصات ۱۴۰ نقطه استفاده شده است :



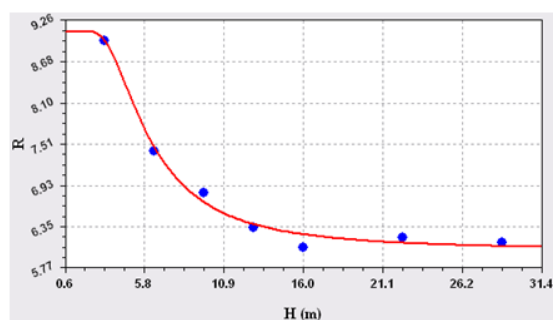
شکل (۵-۵) حدس معادله منحنی (۱) (میراندا)



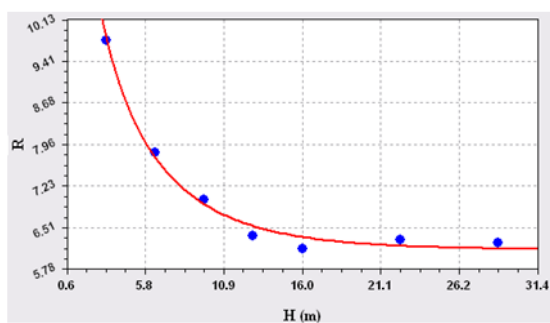
شکل (۵-۴۹) حدس معادله منحنی (۲) (میراندا)



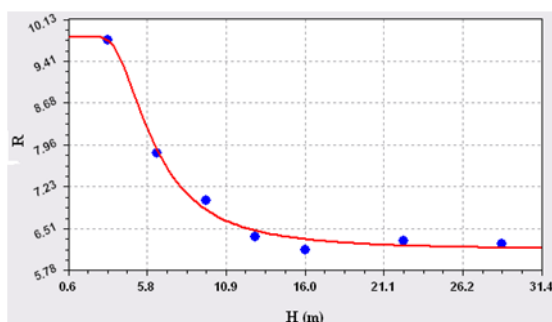
شکل (۵-۵۲) حدس معادله منحنی (۱) (نیومارک)



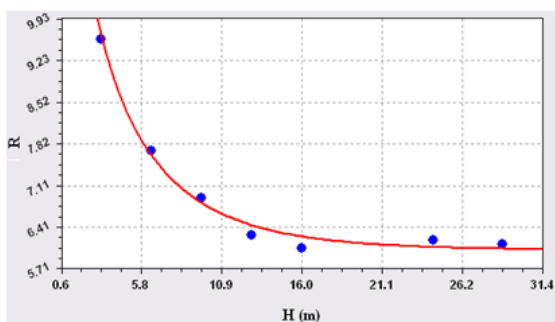
شکل (۵-۵۱) حدس معادله منحنی (۲) (نیومارک)



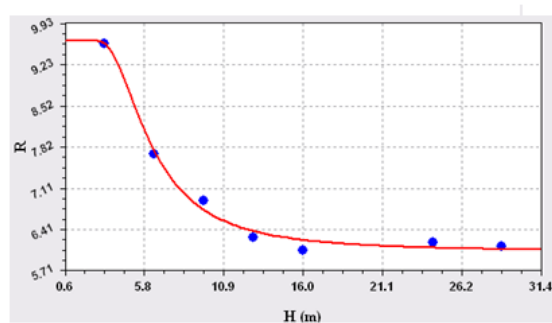
شکل (۵-۵۴) حدس معادله منحنی (۱) (کراوینکلر)



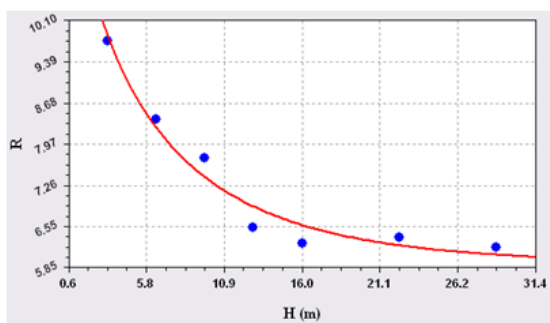
شکل (۵-۵۳) حدس معادله منحنی (۲) (کراوینکلر)



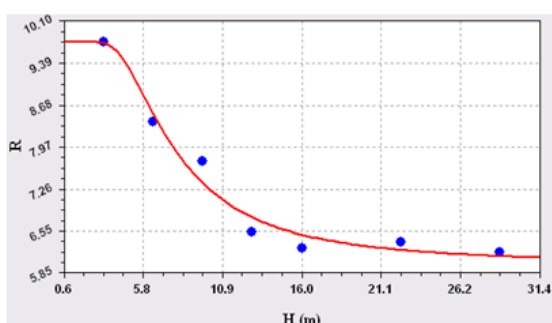
شکل (۵-۵۶) حدس معادله منحنی (۱) (ویدیک)



شکل (۵-۵۵) حدس معادله منحنی (۲) (ویدیک)



شکل (۵-۵۸) حدس معادله منحنی (۱) (میانگین)



شکل (۵-۵۷) حدس معادله منحنی (۲) (میانگین)

در یافتن فرمول نیاز مند تابعی بر حسب ارتفاع بوده ایم تا بتواند نحوه تغییرات ضریب رفتار را با کمترین خطا ترسیم کند همچنین برای مدل های ۹ طبقه به بالا یک روند کاهشی با درصد بسیار کم ایجاد کند به همین دلیل پس از آزمایش توابع گوناگون به دو تابع رسیدیم که می توانست این منحنی را برازش کند که به صورت زیر می باشند :

$$R = \frac{a}{1 + b \cdot e^{-cH}} \quad \text{منحنی (۱)} \quad \leftarrow \quad (۱-۵)$$

$$R = a - b \cdot e^{-c.H^d} \quad \text{منحنی (۲)} \quad \leftarrow \quad (۲-۵)$$

در فرمول بالا a,b,c,d مقادیر ثابت فرمول می باشند که با توجه به روش مورد نظر تغییر می کند، H ارتفاع سازه بر حسب متر می باشد. با وارد کردن مقدار ارتفاع سازه و در نظر گرفتن ثوابت فرمول ضریب رفتار سازه R حاصل می گردد. باید توجه داشت این فرمول فقط برای سازه های با ارتفاع طبقات ۳,۲ متر کاربرد دارد و ارتفاع باید به صورت ضربی از ۳,۲ وارد گردد. منحنی (۱) معروف به منحنی Logistic و منحنی (۲) معروف به منحنی Weibull می باشند که بهترین تطبیق با تغییرات منحنی را اعمال کرده اند و فقط برای ساختمان های منظم در ارتفاع و پلان کاربرد دارد. مقادیر ثوابت در هر یک از منحنی ها و روش ها به شرح زیر می باشند :

جدول (۲۵-۵) مقادیر ضرایب ثابت در منحنی (۱) در روش های گوناگون

ثوابت	روش				
	میراندا و برترو	نیومارک و هال	کراوینکلر و ناسار	ویدیک	میانگین
a	6.217746	6.0463748	6.12476	6.025027	6.093097
b	-0.589734	-0.5870423	-0.6797451	-0.667847	-0.574253
c	0.1084854	0.1827720	0.1859723	0.182148	0.1334103
d	----	----	----	----	----

جدول (۵-۲۶) مقادیر ضرایب ثابت در منحنی (۲) در روش های گوناگون

ثوابت	روش				
	میراندا و برترو	نیومارک و هال	کراوینکلر و ناسار	ویدیک	میانگین
a	11.263336	9.1062450	9.8240835	9.6427092	10.200668
b	5.348949	3.0928321	3.6844733	3.6114301	4.3035720
c	11.5379	45.700082	100.03609	86.961112	14.586542
d	-1.440699	-2.3086030	-2.7314649	-2.6454718	-1.6219659

فصل ششم

نتیجہ گیری و پیشہادات

۶-۱- مقدمه

در این پژوهش کلیه مدل های مورد بررسی در ابتدا توسط برنامه Etabs Nonlinear مدل سازی گردیده، و بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، AISC-ASD89 و نشریه شماره ۳۸۵ تحلیل و طراحی شده است در مجموع ۱۲۰ مدل برای این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است.

کلیه مدل های مورد نظر به صورت سه بعدی توسط برنامه Sap Version 14.2 بر اساس ضوابط و دستور العمل FEMA-356 تحت آنالیز استاتیکی غیر خطی قرار گرفته است و مقادیر مورد مطالعه برای هریک از مدل ها استخراج گردیده است. مواردی چون تاثیر ارتفاع و تعداد دهانه، افزایش سطح پلان توسط افزایش طول تیرها، تاثیر درصد بازشو در پلان ها و تعداد طبقات مختلف همچنین تاثیر نسبت ابعادی پلان های مختلف از پارامتر های اساسی مدل سازی ها بوده است.

در این پایان نامه سعی شده است، تاثیر پارامتر های هندسی سازه بر روی ضریب رفتار سازه، ضریب شکل پذیری سازه، نسبت شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت سازه، پیوند سازه و... مورد مطالعه قرار گیرد. در این پژوهش ضریب رفتار هر مدل به چهار روش مختلف محاسبه شده است.

۶-۲- نتیجه گیری

- ✓ تاثیر تغییرات ارتفاع در سازه، یکی از تاثیر گذارترین پارامترها در تغییرات ضریب رفتار سازه می باشد به این صورت که، با افزایش ارتفاع ضریب رفتار سازه رو به کاهش می رود و از تعداد طبقات ۱۰ به بعد روند کاهشی نا محسوسی به خود می گیرد.
- ✓ تعداد دهانه یا قاب های مقاوم در برابر زلزله تاثیر چندانی بر روی ضریب رفتار سازه ها ندارد.
- ✓ با افزایش نسبت ابعادی سازه ها در پلان های منظم در جهت بعد کمتر، ضریب رفتار سازه یک روند کاهشی به خود می گیرد اما در جهت بعد بیشتر، سازه سعی در حفظ ضریب رفتار دارد تا از افت آن جلوگیری کند.
- ✓ در سازه های نامنظم با افزایش نسبت ابعادی سازه در دو جهت، کاهش ضریب رفتار به چشم می خورد. این تغییرات در راستای بعد کمتر، غالبا بیشتر می باشد. در سازه های L شکل بیشترین کاهش ضریب رفتار در جهت بعد کمتر به چشم می خورد.
- ✓ در سازه های نامنظم، افت ضریب رفتار در مدل های H و U شکل نسبت به مدل های L و T شکل کمتر می باشد.
- ✓ افزایش سطح پلان به واسطه افزایش طول تیرها، یک روند افزایش نسبی در سازه ها ایجاد می کند که در تراز های مختلف نیز پایدار می باشد.
- ✓ تاثیر درصد بازشو بر ضریب رفتار در پلان های مختلف منظم و نامنظم ناچیز است. غالبا یک روند افزایشی نسبی در اکثریت مدل ها با پلان های نظیر H , U , T , L ایجاد می گردد این روند در تراز های مختلف ارتفاعی نیز مشاهده شده است.
- ✓ روش میراندا و برترو نسبت به سه روش نیومارک و هال، کراوینکلر و ناسار همچنین ویدیک ضریب رفتار های بیشتری برای تمامی مدل ها محاسبه می کند که ناشی از تفاوت تشخیص میزان شکل پذیری سازه ها به چهار روش می باشد. اختلاف ضرایب رفتار به روش میراندا با سه روش دیگر گاهی قابل توجه می باشد.

- ✓ روش نیومارک و هال در اکثر موارد کمترین ضریب رفتار را محاسبه می کند، روش نیومارک و هال، ویدیک و کراوینکلر و ناسر همگرای بهتری باهم دارند. در زمان تناوب بالای ۱ ثانیه روش نیومارک و هال با روش ویدیک همگرای کامل پیدا می کنند.
- ✓ ضریب اضافه مقاومت و شکل پذیری سازه با افزایش ارتفاع یک روند کاهشی دارند.
- ✓ با افزایش درصد بازشو صلبیت و سختی در سازه های افزایش می یابد و از روند شکل پذیری سازه کاسته می شود.
- ✓ افزایش درصد بازشو عامل کاهش زمان تناوب سازه می باشد و ارتعاش سازه را کمتر می کند.
- ✓ با افزایش درصد بازشو در سازه ها از تغییر مکان هدف سازه کاسته می شود و موجب می شود سازه پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک تغییر مکان کمتری را تا حد تسلیم سازه طی کند.
- ✓ با افزایش نسبت ابعاد سازه در دو جهت اصلی، زمان تناوب سازه کمی روند افزایش می گیرد.
- ✓ با افزایش نسبت ابعادی در سازه های منظم و نا منظم، مقاومت سازه در دو جهت دچار افت می شود و همچنین شکل پذیری سازه یک روند افزایش نسبی و نا محسوس می یابد.
- ✓ به طور کلی می توان گفت مقادیر ضریب رفتار آیین نامه برای قاب های خمشی متوسط با توجه به ضرایب محاسبه شده به چهار روش یادشده، تنها برای سازه های تا ۴ طبقه در حد اطمینان می باشد و برای تعداد طبقات بالا درجه اعتماد به این ضریب کم می باشد.
- ✓ شاید بهتر باشد آیین نامه برای سازه های خاص و بلند مرتبه، یک مرحله به مراحل طراحی و تحلیل سازه اضافه کند به این صورت که هر سازه دارای یک تحلیل استاتیکی یا دینامیکی غیر خطی باشد و از طریق آن طراحی بر اساس سطح عملکرد سازه و ضریب رفتار حاصله از تحلیل های غیر خطی صورت گیرد به شرطی که ضریب طراحی از حد آیین نامه بیشتر نباشد.

۶-۳- پیشنهادات

- توصیه می گردد تاثیر پارامتر نسبت ابعادی سازه در دو جهت، در کدهای های ارتفاعی متفاوت مورد بررسی قرار گیرد و از روی آن بتوان فرمولی برای شبیه سازی رفتار آن ها با افزایش نسبت ابعادی در ارتفاع های متفاوت یافت.
- توصیه می شود مدل های مورد بررسی در سازه های بتنی و فولادی با سیستم مقام متفاوت مورد تحقیق قرار گیرد.
- توصیه می گردد اثر توام پارامتر های نامنظمی نظیر تغییرات جرم در طبقات، نامنظمی هندسی و نامنظمی در سختی بر عملکرد و رفتار سازه مورد بررسی قرار گیرد.

منابع و مراجع

- ۱- تابش پور محمد رضا، (۱۳۹۰) "تحلیل غیرخطی سازه‌ها"، چاپ اول، انتشارات فدک ایستاتیس
- ۲- تسنیمی، ع و معصومی، ع، (۱۳۸۵) "محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح" چاپ اول، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- 3-NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures . (1997) . Part 2 : Commentary, FEMA 303 , Federal Emergency Managment Agency , Washington , D.C.
- 4-NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures . (2000) . Part 2 : Commentary, FEMA 369 , Federal Emergency Managment Agency , Washington , D.C.
- 5- Mwafy, A.M. and Elnashai, A. S. (2000), "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings ", journal of Earthquake Engineering, 6(2), 239-273
- 6- Uang, C. M. (1992), "*Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provision*", ASCE, 117 (1), 19-28
- 7- ATC, (1995), "Structural Response Modification Factors", ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ۸-آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد شماره ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ، ویرایش سوم، (۱۳۸۴)
- ۹-مقررات ملی ساختمان - مبحث دهم - طرح و اجرای ساختمانهای فولادی ، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان ، (۱۳۸۸).
- ۱۰-مقررات ملی ساختمان - مبحث ششم - بارهای وارد بر ساختمان ، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۵).
- 11-Farзад Naeim, "The Seismic Design Handbook", (2001)
- 12-International Handbook of Earthquake Engineering . edited by Mario Paz

۱۳- محمودی‌صاحبی موسی، (۱۳۷۷)، رساله دکتری: "اثر زمان تناوب و مقاومت افزون بر نیاز لرزه‌ای-غیرارتجاعی قاب‌های خمشی بتن مسلح"، دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس.

14- Miranda, E. and Bertero, V. V. (1994), "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design" Earthquake Spectra, 10(2), 357-379

15- Newmark, N. M. and Hall, W. J. (1982), "Earthquake Spectra and Design" Earthquake Engineering. Res. Inst., El Cerrito, Calif.

16- Krawinkler, H. and Nassar, A. A. (1992), "Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demand and Capacity." Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, P. Fajfar and H. Krawinkler, eds., Elsevier Applide Science, New York.

17-Structural Response Modification Factors , ATC-19. National Science Foundation Grant NO.ECE-8600721 and National Center For Earthquake Engineering Research NCEER Project NO.92-4601.

۱۸-موسوی ، مسعود « تعیین ضریب رفتار قابهای فولادی با دیوار برشی فولادی نازک» پایان نامه کارشناسی ارشد سازه ، (۱۳۸۶)

19-SAP 2000 Manual, "SAP 2000 Nonlinear 41.2.0" Computer and Structure Inc.Berkeley California,USA.

20-ETABS 2000 Manual, "ETABS 2000 Nonlinear 9.70.0" Computer and Structure Inc.Berkeley California,USA.

21- ATC, (1995), "A Critical Review of Current Approches to Erthquake-Resistant Design" , ATC-34 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.

22-Wang, C-H . and Wen, Y . K . (2000), "Evaluation of Pre-Northridge Low-Rise Steel Buildings . II: Reliability. " Journal of Structural Engineering, ASCE , 126(10) , 1169-1176 .

23-NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures . (1997) . Part 1 : Provisions , FEMA 302 , Federal Emergency Managment Agency , Washington , D.C.

۲۴- تسنیمی، ع، (۱۳۸۸) "رفتار و طرح لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح" جلد اول، چاپ سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.

- 25- Freeman S.A., (1990), "On the Correlation of Code Force to Earthquake Demands" Proceeding of 4th U.S-Japan workshop on Improvement of Building Structural and Construction Practice (ATC 15-3)
- 26- Consenza E., Luco A.D., Fealla C. & Mazzolani F.M.(1996), "On a simple Structure Coefficients in Steel", 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon Portugal , September 1996.
- 27- Mazzolani F.M. & Piluso V., (1996), "Theory and Design of Resistant Steel Frame", E and FN.spon.
- 28-Allowable stress design (ASD) manual of steel construction . (1989).Amer. Inst. of steel constr., Chicago,Ill.
- 29-Uniform Building Code (UBC). (1988) .Int. conf.of Bldg. Officials, Whittier, Calif. Whittaker, A.S.,Uang,C.-M.,and Bertero. "Experimental behavior of a dual steel system."
- 30-NEHRP recommende provisions for the development of seismic regulations for new buildings . (1989) .Building Seismic Safety Council , Washington , D.C.

۳۱- غزنوی زاده ، حامد « بررسی ضریب رفتار ساختمانهای بتنی مسلح در تحلیل لرزه ای » پایان نامه کارشناسی ارشد سازه ، (۱۳۸۶)

۳۲- فاروقی، علی رضا ، (۱۳۸۸) "بهسازی لرزه ای سازه ها" جلد اول، چاپ سوم، انتشارات سیمای دانش

33- FEMA-356, (2000), "Prestandard and commentary for the seismic design of buildings", prepared by American Society of Civil Engineering, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

۳۴- تقی‌نژاد ر، (۱۳۸۹) "طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها براساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش‌آور ETABS - SAP2000" چاپ دوم، نشر کتاب دانشگاهی، تهران.



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering and Architect

**The Effect of Structure Geometry on Response Modification Factor of
Moment Frame 2D & 3D**

Seyed Poria Kazemi

Supervisor :

Dr. V.R .Kalatjari

February 2013

Abstract

At this thesis is attempted to study the effect of structure geometrical parameters on response modification factor, overstrength factor, ductility ratio, strength reduction factor due to ductility, structure period and... . Response modification factor are estimated from 4 method for each model.

The main headlines at this research on response modification factore are :

- ✓ The effect of structure height
- ✓ The effect of plan dimension ratio on regular and irregular structure
- ✓ The effect of opening percent on regular and irregular structure
- ✓ The effect of increase plan surface by increase the beam length
- ✓ The effect of number of span
- ✓ Exhibition formulate for effect of structure height and number of span

At first, all of structures are modeled by Etabs Nonlinear ver9.7, and accroding to the iranian standard (2800), AISC-ASD89 and code 385 are designed. 120 model are used in this research and on other terms are nominated, base on instruction FEMA-356, nonlinear static analysis on models is performed by SAP2000 ver14.2 . Finally, the seismic components of these structures such as displacement target, period, ductility ratio, ductility factor and over strength load factor, is calculated.

The result show that the effect of plan dimension ratio and models height are so sensible on seismic components of these structures specially on response modification factor, but other main headlines such as effect of number of span, increase the plan surface and opening percent on plan, are have lower effect on response modification factor.

Key words: *ductility ratio, ductility factor, response modification factor, over strength factor, regular and irregular structre, steel moment frame, fema 356, pushover analysis*