

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

گروه: سازه

# تعیین ضریب رفتار سازه‌های فولادی متشکل از بادبند همگرا و واگرا و بررسی ضریب رفتار سیستم پیشنهادی بادبندی

دانشجو: محسن ابراهیمیان

استاد راهنما:

دکتر وحید رضا کلات جاری

اساتید مشاور:

۱- دکتر علی کیهانی

۲- مهندس پوریا منصوریان

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

خرداد ماه ۱۳۸۹

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده : عمران و معماری

گروه : سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای محسن ابراهیمیان

تحت عنوان:

تعیین ضریب رفتار سازه‌های فولادی متشکل از بادبند همگرا و واگرا و بررسی ضریب رفتار سیستم پیشنهادی بادبندی

در تاریخ ۱۳۸۹/۰۳/۲۶ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه بسیار خوب مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی : دکتر علی کیهانی		نام و نام خانوادگی : دکتر وحید رضا کلات جاری
	نام و نام خانوادگی : مهندس پوریا منصوریان		نام و نام خانوادگی :

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی : مهندس عباس محمدی		نام و نام خانوادگی : دکتر فرشید جندقی علایی
			نام و نام خانوادگی : دکتر رامین امینی

تقدیم بہ:

روان پاک عمومی عزیزم

استاد عالی قدر

معلم ہمیشہ جاوید

حسین نجم آبادی

# سپاس بسیار از:

سپاس و درود بسیار خدمت پیشگاه ربوبی، خداوندگار قادر، اهورامزدا می‌پاک.

سپاس و درود بسیار خدمت پدر و مادر عزیزم، دوستان و یاران محظ‌های سخت زندگی.

سپاس و درود بسیار خدمت استادگران قدر جناب آقای دکتر وحید رضا کلاتجاری.

محسن ابراهیمیان

خرداد ماه ۱۳۸۹

## تعهد نامه

اینجانب محسن ابراهیمیان دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده تعیین ضریب رفتار سازه‌های فولادی متشکل از بادبند همگرا و واگرا و بررسی ضریب رفتار سیستم پیشنهادی بادبندی تحت راهنمایی دکتر وحید رضا کلات جاری به عنوان استاد راهنما متعهد می‌شوم:

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

تاریخ:

امضای دانشجو:

### مالکیت نتایج و حق و نشر

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

## چکیده:

در این تحقیق به بررسی ضریب رفتار سازه‌های فولادی متشکل از بادبندهای همگرا و واگرا و بررسی ضریب رفتار سیستم مهاربندی پیشنهادی پرداخته شده است. در بیشتر موارد مهندسین سازه به دلیل ویژگی نقشه‌های معماری ناچار به استفاده همزمان از سیستم مهاربندی واگرا (EBF) و همگرا (CBF) می‌شوند. برای محاسبه‌ی نیروی استاتیکی زلزله وارد بر سازه نیاز به محاسبه‌ی ضریب رفتار این سیستم می‌شود و از آنجایی که آیین‌نامه زلزله ایران در این باره مسکوت است. به اجبار بایستی یکی از مقادیر ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرا و همگرا استفاده شود. مهندسین معمولاً در جهت اطمینان از مقدار ضریب رفتار سیستم مهاربندی CBF استفاده می‌کنند. به هر حال با احساس این نیاز در جامعه‌ی علمی و مهندسی کشور این تحقیق آغاز شد و برای کاربردی کردن نتایج مثال‌هایی از سازه‌های اجرا شده نیز مورد بررسی قرار گرفت. پس از مدل‌سازی و تحلیل غیر خطی استاتیکی مدل‌ها (آنالیز بارافزون)، تاثیر طول تیر پیوند و نسبت بادبندهای EBF به CBF در ضریب رفتار این سازه‌ها مورد مطالعه قرار گرفت. بر اساس نتایج بدست آمده ملاحظه شد که برای سازه‌های اسکلت فلزی حدوداً ۸ طبقه و کمتر متشکل از مهاربندی توأم CBF و EBF، در صورتی که نسبت تعداد پانل‌های EBF به CBF در هر جهت اصلی بزرگتر یا مساوی سه و نیز  $\frac{e}{L} \leq 0.3$  باشد می‌توان از ضریب رفتار سیستم مهاربندی EBF در طراحی سازه‌ها استفاده کرد. با بررسی سیستم مهاربندی پیشنهادی MBF ملاحظه شد که برای مدل‌های ۴ و ۶ و ۸ طبقه ضریب رفتار این سازه‌ها با افزایش ارتفاع به سمت ضریب رفتار سیستم مهاربندی EBF با شکل‌پذیری متوسط یعنی عدد ۷ میل می‌کند. از مزایای دیگر این سیستم گذر از زلزله‌ی بحرانی بدون تخریب تیرهای سقف طبقات است. تیر MBF در صورت تخریب قابل تعویض بوده و با توجه به این که در سایر نقاط سازه مثل

ستون‌ها و تیرهای سقف مفصل پلاستیک تشکیل نمی‌شود پس از تعویض بادبندهای MBF، سازه به حالت اول خود برمی‌گردد. درکنار این مزایا، MBF دارای امکان نصب بازشو است و انطباق بهتری با طرح‌های معماری دارد.

**کلمات کلیدی:** ضریب رفتار، سازه‌های اسکلت فلزی، آنالیز بارافزون، مهاربندی توام همگرا و واگرا، سیستم مهاربندی پیشنهادی MBF



## فهرست مطالب

عنوان ..... صفحه

تعیین ضریب رفتار سازه‌های فولادی متشکل از  
بادبند همگرا و واگرا و بررسی ضریب رفتار  
سیستم‌های پیشنهادی بادبندی

۱	فصل اول : شناخت ضریب رفتار.....
۲	۱-۱- مقدمه.....
۴	۲-۱- تاریخچه پیدایش و شکل‌گیری محاسبه ضریب رفتار.....
۷	۳-۱- روش‌های محاسبه ضریب رفتار.....
۸	۱-۳-۱- روش‌های کاربردی.....
۸	۱-۱-۳-۱- تعیین ضرایب اصلاح پاسخ سازه‌ای توسط روش پیشنهادی ATC-۱۹.....
۸	۱-۱-۳-۱- تأثیر ضریب $R$ روی طراحی.....
۱۰	۳-۱-۱-۲- پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه‌ها.....
۱۲	۳-۱-۳-۱- ارزیابی آزمایشی روابط نیرو - تغییر مکان.....
۱۳	۳-۱-۴-۱- اجزای کلیدی $R$ .....
۱۳	۳-۱-۴-۱- ضریب مقاومت.....
۱۴	۳-۱-۴-۲- ضریب شکل‌پذیری.....
۱۹	۳-۱-۴-۳- ضریب قید اضافی.....
۲۱	۳-۱-۵-۱- نتایج روش ATC-۱۹.....
۲۲	۳-۱-۲- روش ضریب شکل‌پذیری یانگ.....
۲۷	۳-۱-۲-۱- ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) و مروری بر تحقیقات انجام شده.....
۳۵	۳-۱-۲-۲- نتایج روش پیشنهادی یانگ.....
۳۶	۳-۱-۳- روش طیف ظرفیت.....
۳۸	۳-۱-۲- روش‌های تحلیلی.....
۳۸	۳-۱-۲-۱- روش تئوری ضریب شکل‌پذیری.....
۳۹	۳-۲-۲- روش پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزادی.....
۴۰	۳-۲-۳- روش انرژی.....
۴۷	فصل ۲: تحلیل استاتیکی غیر خطی.....
۴۸	۱-۲- مقدمه.....
۴۸	۲-۲- نکات مهم در ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها.....
۴۸	۱-۲-۲- هدف بهسازی لرزه‌ای.....
۴۸	۲-۲- طیف طرح.....
۴۸	۳-۲- روش تحلیل سازه.....
۴۸	۴-۲- رفتار اجزای سازه.....
۴۹	۵-۲- مقاومت مصالح.....

۴۹	..... اثر $P-\Delta$ ۶-۲-۲
۴۹	..... دیافراگم ۷-۲-۲
۵۰	..... اثرات پیچش ۸-۲-۲
۵۰	..... اعضای سازه‌های اصلی و سازه‌های غیر اصلی ۹-۲-۲
۵۱	..... توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۰-۲-۲
۵۲	..... معیارهای پذیرش مفصل‌ها در آنالیز استاتیکی غیرخطی ۱۱-۲-۲
۵۵	..... مدل‌سازی مفصل‌های محوری در ستون‌های کششی و معیارهای پذیرش آنها ۱۲-۲-۲
۵۵	..... پارامترهای مدل‌سازی مهاربندها و معیارهای پذیرش آنها ۱۳-۲-۲
۵۶	..... کنترل معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی ۱۴-۲-۲
۵۷	..... تعریف خصوصیات مفاصل پلاستیک ۳-۲
۵۷	..... مفصل‌هایی که باید تعریف شوند ۱-۳-۲
۵۷	..... نکات مهم در تعریف مفاصل در تیرها و مهاربندها ۲-۳-۲
۶۳	..... جایگزینی خصوصیات مفاصل پلاستیک ۴-۲
۶۳	..... مشاهده خصوصیات تولید شده مفاصل ۵-۲
۶۴	..... حالت‌های تحلیل استاتیکی ۶-۲
۶۸	..... نکات مهم در تعریف حالت‌های پوش آور ۱-۶-۲
۷۱	..... اجرای تحلیل پوش آور ۷-۲
۷۱	..... نتایج تحلیل پوش آور ۸-۲
۷۲	..... نمایش منحنی پوش آور ۹-۲
۷۴	<b>فصل ۳: تعیین ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده همگرا توأم با واگرا به کمک روش استاتیکی غیرخطی.</b>
۷۵	..... مقدمه ۱-۳
۷۵	..... مدل‌های تحت بررسی ۲-۳
۷۷	..... بارگذاری ثقلی ۳-۳
۷۷	..... بارگذاری لرزه‌ای ۴-۳
۷۸	..... مدل‌سازی ۵-۳
۸۰	..... تحلیل سازه ۶-۳
۸۰	..... طراحی سازه ۷-۳
۸۰	..... کنترل جابجایی نسبی طبقات ۱-۷-۳
۸۲	..... اعضای مهاربندی‌ها ۲-۷-۳
۸۲	..... نتایج طراحی ۸-۳
۸۳	..... خروجی نرم افزار در مدل‌ها ۹-۳
۸۳	..... منحنی‌های تغییر مکان به برش پایه ۱-۹-۳
۸۸	..... منحنی‌های ضریب رفتار روی نسبت تعداد $\frac{EBF}{CBF}$ ۲-۹-۳
۹۸	..... منحنی‌های ضریب رفتار روی برون‌محوری ۳-۹-۳
۱۰۵	..... روند شکل‌گیری مفصل پلاستیک ۱۰-۳
۱۰۵	..... قاب‌های ۴ طبقه مهاربندی شده ۱-۱۰-۳
۱۰۸	..... قاب‌های ۸ طبقه مهاربندی شده ۲-۱۰-۳
۱۰۹	..... قاب‌های ۱۲ طبقه مهاربندی شده ۳-۱۰-۳

۱۱۲	..... ۱۱-۳ - بررسی مدل‌های اجرا شده در شهرستان شاهرود
۱۱۵	..... فصل ۴: بررسی ضریب رفتار سیستم پیشنهادی
۱۱۶	..... ۱-۴ - مقدمه
۱۱۶	..... ۲-۴ - بررسی ضریب رفتار سازه پیشنهادی (MBF)
۱۲۲	..... فصل ۵: نتایج و پیشنهادات
۱۲۳	..... نتیجه‌گیری
۱۲۵	..... پیشنهادات
۱۲۶	..... منابع و مراجع
۱۲۸	..... نامنامه (فارسی به انگلیسی)

## فهرست شکل‌ها

صفحه	عنوان شکل‌ها
۹	شکل (۱-۱) استفاده از ضرایب R به منظور کاهش مطلوب طیفی کشسان به سطح نیروی طراحی.....
۱۱	شکل (۲-۱) رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام .....
۱۱	شکل (۳-۱) تقریب های دو خطی رابطه نیرو- تغییر مکان .....
۱۵	شکل (۴-۱) تعریف اصطلاحات برای دو قاب یک طبقه .....
۱۷	شکل (۵-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ نیومارک و هال .....
۱۸	شکل (۶-۱) روابط $R_{\mu} - \mu - T$ کراوینکلر و ناسار .....
۱۹	شکل (۷-۱) مقایسه ضریب شکل پذیری .....
۲۰	شکل (۸-۱) سیستم های قاب خمشی مقاوم در برابر بارهای لرزه ای .....
۲۲	شکل (۹-۱) منحنی پاسخ واقعی و ایده‌ال کلی سازه .....
۳۰	شکل (۱۰-۱) ضریب $R_{\mu}$ در تحقیق لای و بیگز .....
۳۰	شکل (۱۱-۱) ضریب $R_{\mu}$ در تحقیق ریدل و نیومارک .....
۳۲	شکل (۱۲-۱) ضریب $R_{\mu}$ در تحقیق محرز و القادامسی .....
۳۲	شکل (۱۳-۱) ضریب $R_{\mu}$ در تحقیق ریدل و هیدالگو و کروز .....
۳۴	شکل (۱۴-۱) ضریب $R_{\mu}$ در تحقیق آرایز و هیدالگو .....
۳۴	شکل (۱۵-۱) ضریب $R_{\mu}$ در تحقیق ویدیک، فایفر و فیشینگر .....
۳۷	شکل (۱۶-۱) منحنی ظرفیت .....
۳۷	شکل (۱۷-۱) طیف نیروهای وارده .....
۳۹	شکل (۱۸-۱) مدل ساده شده با ظرفیت باز توزیع پلاستیک .....
۳۹	شکل (۱۹-۱) روش نیومارک معادل .....
۴۱	شکل (۲۰-۱) روش انرژی .....
۴۴	شکل (۲۱-۱) طیف انرژی طراحی برای روش کاتو و آکایاها .....
۵۳	شکل (۱-۲) منحنی نیرو-تغییر شکل غیرخطی اجزا .....
۵۴	شکل (۲-۲) روابط نیرو-تغییر شکل غیرخطی اجزا طبق FEMA 356.....
۵۶	شکل (۳-۲) منحنی نیرو-تغییر شکل مهاربندها .....
۵۸	شکل (۴-۲) تعیین پارمترهای مدلسازی مفاصل پلاستیک $M3$ (FEMA 273) .....
۵۹	شکل (۵-۲) تعیین پارمترهای مدلسازی مفاصل پلاستیک $M3$ (FEMA 356) .....
۵۹	شکل (۶-۲): محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک $M3$ در SAP2000 بر اساس شکل (۲-۲) .....
۶۰	شکل (۷-۲) محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک $M3$ در ETABS Nonlinear بر اساس شکل (۲-۲) .....

- شکل (۸-۲) محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک  $M3$  در  $SAP2000$  بر اساس شکل (۱-۲) ..... ۶۰
- شکل (۹-۲) محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک  $V2$  در  $SAP2000$  ver 12.50.0 ..... ۶۱
- شکل (۱۰-۲) محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک  $V2$  در  $ETABS Nonlinear$  ..... ۶۱
- شکل (۱۱-۲) محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک  $P$  در  $SAP2000$  ver 12.50.0 ..... ۶۲
- شکل (۱۲-۲) محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک  $P$  در  $ETABS Nonlinear$  ..... ۶۲
- شکل (۱۳-۲) تعریف حالت بار رانشی با توزیع مدی در نرم افزار ..... ۶۶
- شکل (۱۴-۲) تعیین حالت کنترل شونده توسط تغییر مکان در تعریف رانش های استاتیکی ..... ۶۶
- شکل (۱۵-۲) حالت بار رانشی با توزیع مودی با اعمال اثر همزمان مولفه های زلزله ..... ۶۷
- شکل (۱۶-۲) تعریف حالت بار رانشی با توزیع یکنواخت ..... ۶۷
- شکل (۱۷-۲) حالت بار رانشی توزیع یکنواخت با اعمال اثر همزمان مولفه های زلزله ..... ۶۹
- شکل (۱۸-۲) تعریف بارگذاری ثقلی اولیه ..... ۷۰
- شکل (۱۹-۲) تنظیم گزینه های نتایج تحلیل ..... ۷۰
- شکل (۲۰-۲) اعمال اثرات  $P-\Delta$  ناشی از رفتار غیر خطی مصالح در تحلیل غیر خطی ..... ۷۱
- شکل (۲۱-۲) بررسی رفتار اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل در تحلیل غیر خطی ..... ۷۲
- شکل (۲۲-۲) منحنی برش پایه - تغییر شکل برای محاسبه  $T_e$  ..... ۷۳
- شکل (۱-۳) پلان مدل های تحت بررسی ..... ۷۶
- شکل (۲-۳) طیف بازتاب استاندارد ۲۸۰۰ ..... ۷۷
- شکل (۳-۳) نحوه نام گذاری مقاطع ..... ۷۸
- شکل (۴-۳) شماره پروفیل های طراحی قاب کناری سازه: (مدل  $4S-0.2L$ ) ..... ۸۲
- شکل (۵-۳)  $(1CBF, 1EBF) 4st, e=0.2L$  ..... ۸۳
- شکل (۶-۳)  $(1CBF, 2EBF) 4st, e=0.2L$  ..... ۸۳
- شکل (۷-۳)  $(1CBF, 3EBF) 4st, e=0.2L$  ..... ۸۳
- شکل (۸-۳)  $(2CBF, 1EBF) 4st, e=0.2L$  ..... ۸۳
- شکل (۹-۳)  $(2CBF, 2EBF) 4st, e=0.2L$  ..... ۸۴
- شکل (۱۰-۳)  $(2CBF, 3EBF) 4st, e=0.2L$  ..... ۸۴
- شکل (۱۱-۳)  $(3CBF, 1EBF) 4st, e=0.2L$  ..... ۸۴
- شکل (۱۲-۳)  $(1CBF, 1EBF) 4st, e=0.65L$  ..... ۸۴
- شکل (۱۳-۳)  $(1CBF, 2EBF) 4st, e=0.65L$  ..... ۸۴
- شکل (۱۴-۳)  $(1CBF, 3EBF) 4st, e=0.65L$  ..... ۸۴
- شکل (۱۵-۳)  $(2CBF, 1EBF) 4st, e=0.65L$  ..... ۸۵
- شکل (۱۶-۳)  $(2CBF, 2EBF) 4st, e=0.65L$  ..... ۸۵
- شکل (۱۷-۳)  $(3CBF, 1EBF) 4st, e=0.65L$  ..... ۸۵
- شکل (۱۸-۳)  $(2CBF, 3EBF) 4st, e=0.65L$  ..... ۸۵

۸۵	..... شکل (۳-۱۹) $(1CBF, 2EBF) 8st, e=0.2L$
۸۵	..... شکل (۳-۲۰) $(1CBF, 3EBF) 8st, e=0.2L$
۸۶	..... شکل (۳-۲۱) $(2CBF, 3EBF) 8st, e=0.2L$
۸۶	..... شکل (۳-۲۲) $(2CBF, 1EBF) 8st, e=0.2L$
۸۶	..... شکل (۳-۲۳) $(2CBF, 2EBF) 8st, e=0.2L$
۸۶	..... شکل (۳-۲۴) $(3CBF, 1EBF) 8st, e=0.2L$
۸۶	..... شکل (۳-۲۵) $(1CBF, 3EBF) 8st, e=0.65L$
۸۶	..... شکل (۳-۲۶) $(1CBF, 2EBF) 8st, e=0.65L$
۸۷	..... شکل (۳-۲۷) $(2CBF, 1EBF) 8st, e=0.65L$
۸۷	..... شکل (۳-۲۸) $(2CBF, 2EBF) 8st, e=0.65L$
۸۷	..... شکل (۳-۲۹) $(2CBF, 3EBF) 8st, e=0.65L$
۸۷	..... شکل (۳-۳۰) $(3CBF, 1EBF) 8st, e=0.65L$
۸۷	..... شکل (۳-۳۱) $(2CBF, 1EBF) 12st, e=0.2L$
۸۷	..... شکل (۳-۳۲) $(3CBF, 1EBF) 12st, e=0.2L$
۸۸	..... شکل (۳-۳۳) $(1CBF, 2EBF) 12st, e=0.2L$
۸۸	..... شکل (۳-۳۴) $(1CBF, 3EBF) 12st, e=0.2L$
۸۸	..... شکل (۳-۳۵) $(2CBF, 2EBF) 12st, e=0.2L$
۸۸	..... شکل (۳-۳۶) $(2CBF, 3EBF) 12st, e=0.2L$
۸۹	..... شکل (۳-۳۷) نمودار پوش $4st, e=0.3L$
۸۹	..... شکل (۳-۳۸) مختصات پوش $4st, e=0.3L$
۹۰	..... شکل (۳-۳۹) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۲ طبقه با $e=0.2L$
۹۰	..... شکل (۳-۴۰) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۲ طبقه با $e=0.3L$
۹۱	..... شکل (۳-۴۱) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۲ طبقه با $e=0.45L$
۹۱	..... شکل (۳-۴۲) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۲ طبقه با $e=0.65L$
۹۲	..... شکل (۳-۴۳) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۴ طبقه با $e=0.2L$
۹۲	..... شکل (۳-۴۴) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۴ طبقه با $e=0.3L$
۹۲	..... شکل (۳-۴۵) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۴ طبقه با $e=0.45L$
۹۳	..... شکل (۳-۴۶) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۴ طبقه با $e=0.65L$
۹۳	..... شکل (۳-۴۷) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۶ طبقه با $e=0.2L$

۹۴	.....	شکل (۳-۴۸) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۶ طبقه با $e=0.3L$
۹۴	.....	شکل (۳-۴۹) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۶ طبقه با $e=0.45L$
۹۴	.....	شکل (۳-۵۰) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۶ طبقه با $e=0.65L$
۹۵	.....	شکل (۳-۵۱) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۸ طبقه با $e=0.2L$
۹۵	.....	شکل (۳-۵۲) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۸ طبقه با $e=0.3L$
۹۵	.....	شکل (۳-۵۳) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۸ طبقه با $e=0.45L$
۹۶	.....	شکل (۳-۵۴) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۸ طبقه با $e=0.65L$
۹۶	.....	شکل (۳-۵۵) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۱۰ طبقه با $e=0.2L$
۹۶	.....	شکل (۳-۵۶) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۱۰ طبقه با $e=0.3L$
۹۷	.....	شکل (۳-۵۷) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۱۲ طبقه با $e=0.2L$
۹۷	.....	شکل (۳-۵۸) بررسی نسبت $\frac{E}{C}$ بر روی $R$ در قاب‌های ۱۲ طبقه با $e=0.3L$
۹۸	.....	شکل (۳-۵۹) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۴ طبقه
۹۸	.....	شکل (۳-۶۰) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۴ طبقه
۹۸	.....	شکل (۳-۶۱) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۴ طبقه
۹۹	.....	شکل (۳-۶۲) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۴ طبقه
۹۹	.....	شکل (۳-۶۳) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۶ طبقه
۹۹	.....	شکل (۳-۶۴) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۶ طبقه
۱۰۰	.....	شکل (۳-۶۵) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۶ طبقه
۱۰۰	.....	شکل (۳-۶۶) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۶ طبقه
۱۰۰	.....	شکل (۳-۶۷) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۸ طبقه
۱۰۱	.....	شکل (۳-۶۸) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۸ طبقه
۱۰۱	.....	شکل (۳-۶۹) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۸ طبقه
۱۰۱	.....	شکل (۳-۷۰) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۸ طبقه
۱۰۲	.....	شکل (۳-۷۱) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۰ طبقه
۱۰۲	.....	شکل (۳-۷۲) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۰ طبقه
۱۰۲	.....	شکل (۳-۷۳) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۲ طبقه
۱۰۳	.....	شکل (۳-۷۴) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۲ طبقه
۱۰۳	.....	شکل (۳-۷۵) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۲ طبقه

- شکل (۳-۷۶) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۲ طبقه ..... ۱۰۳
- شکل (۳-۷۷) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب  $0.2-1C3E$  ..... ۱۰۵
- شکل (۳-۷۸) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب  $0.65-1C3E$  ..... ۱۰۶
- شکل (۳-۷۹) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب  $0.65-3C1E$  ..... ۱۰۶
- شکل (۳-۸۰) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب  $0.2-3C1E$  ..... ۱۰۷
- شکل (۳-۸۱) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب  $0.2-2C2E$  ..... ۱۰۸
- شکل (۳-۸۲) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب  $0.2-3C1E$  ..... ۱۰۹
- شکل (۳-۸۳) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب  $0.2-2C2E$  ..... ۱۱۰
- شکل (۳-۸۴) قاب  $3st-0.65l-shahrood$  ..... ۱۱۲
- شکل (۳-۸۵) پوش قاب  $3st-0.65l-shahrood$  ..... ۱۱۳
- شکل (۳-۸۶) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب  $3st-0.65l-shahrood$  ..... ۱۱۳
- شکل (۳-۸۷) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب  $3st-0.2l-shahrood$  ..... ۱۱۴
- شکل (۴-۱) قاب با بادبند  $MBF$  ..... ۱۱۶
- شکل (۴-۲)  $(4STORY MBF)$  ..... ۱۱۷
- شکل (۴-۳) قاب با بادبند  $MBF$  مدل ۴ طبقه ..... ۱۱۸
- شکل (۴-۴) پوش بادبند  $MBF$  مدل ۶ طبقه ..... ۱۱۸
- شکل (۴-۵) قاب با بادبند  $MBF$  مدل ۶ طبقه ..... ۱۱۹
- شکل (۴-۶) قاب با بادبند  $MBF$  مدل ۸ طبقه ..... ۱۲۰
- شکل (۴-۷)  $(8STORY MBF)$  ..... ۱۲۱
- شکل (۴-۸) مقایسه ضریب رفتار بادبندهای  $MBF$  در مدل‌های ۴ و ۶ و ۸ طبقه ..... ۱۲۱



## فهرست جداول

صفحه	عنوان جدول
۱۶	جدول (۱-۱) پارامترهای پاسخ لرزه‌ای برای دو قاب یک طبقه مثال.....
۲۱	جدول (۲-۱) مقادیر مختلف ضریب قیداضافی برای استفاده در طراحی طبق توصیه <i>ATC-19</i> .....
۲۹	جدول (۳-۱) ضرایب رابطه لای و بیگز.....
۳۱	جدول (۴-۱) ضرایب رابطه ریدل، هیدالگو و کروز.....
۵۳	جدول (۱-۲) پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در خمش برای تیر با مقطع <i>IPE270</i> .....
۵۴	جدول (۲-۲) تعیین مختصات منحنی نیرو-تغییرمکان در مدل‌سازی مفصل خمشی تیر <i>IPE270</i> .....
۵۵	جدول (۳-۲) پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در ستون‌های کششی.....
۵۶	جدول (۴-۲) پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای کلیه مهاربندهای کششی.....
۵۶	جدول (۵-۲) پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای مهاربندهای فشاری.....
۷۹	جدول (۱-۳) مقاطع مورد استفاده در مدل‌های ساختمانی.....
۸۱	جدول (۲-۳) تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی $4S-0.2l-2c1e$ بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران
۸۱	جدول (۳-۳) تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی $8S-0.2l-2c1e$ بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران
۸۱	جدول (۴-۳) تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی $12S-0.2l-1c2e$ بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران

## فصل اول

### شناخت ضریب رفتار

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها باید به گونه‌ای باشد تا ساختمان‌ها :

الف - تحت ارتعاشات خفیف در طول عمر مفید سازه، در محدوده‌ی رفتارخطی خود باقی بمانند.  
( شرایط حد بهره برداری درحد سرویس دهی ) .

ب - تحت ارتعاشات متوسط در طول عمر مفید سازه، به گونه‌ای مقاومت کند که از خسارت‌های سازه‌ای جلوگیری و خسارت‌های غیرسازه‌ای را به میزان حداقل برساند. ( شرایط حد بهره برداری درحد آسیب پذیری ) .

ج - تحت ارتعاشات شدید زمین که به ندرت در طول عمر مفید سازه، رخ می‌دهد به گونه‌ای مقاومت کند که سازه خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای متحمل شود ولی پایداری کلی سازه حفظ گردد.  
( شرایط حد نهایی ) .

از آن زمان که شتاب نگار اختراع شد و توسط زلزله شناسان برای ثبت زلزله‌های بزرگ و متوسط بکار گرفته شد، مشخص گردید که نیروهایی که تا آن زمان به عنوان نیروی زلزله در نظر گرفته می‌شده است بسیار کوچکتر از نیروهایی است که ساختمان‌ها در عمل در حین زلزله تحمل می‌کنند. پس این سوال مطرح می‌شود که ساختمان‌هایی که برای نیروهای آیین‌نامه‌ای طرح شده‌اند، چگونه می‌توانند نیروهای بزرگ حاصل از زلزله را تحمل نمایند؟ پاسخ را باید در رفتارغیرارتجاعی سازه‌ها جستجو نمود. سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های متوسط و بالا وارد محدوده‌ی غیرخطی می‌گردند و برای طراحی آنها نیاز به یک تحلیل غیرخطی می‌باشد ولی به دلیل پرهزینه و وقت گیر بودن این روش و عدم گستردگی برنامه‌های تحلیلی غیرخطی و سهولت روش خطی، روش‌های تحلیل و طراحی متداول بر اساس تحلیل خطی سازه و با نیروی کاهش یافته زلزله صورت می‌گیرد . کاهش مقاومت سازه از مقاومت الاستیک مورد نیاز عموماً از طریق استفاده از ضرایب کاهش مقاومت، ( ضرایب کاهش نیرو ) انجام می‌شود . بدین منظور آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی با فلسفه ذکر شده، نیروهای لرزه‌ای برای طراحی خطی سازه را از یک طیف خطی که وابسته به پیوند طبیعی

ساختمان و شرایط خاک محل احداث سازه است، به دست می‌آورند و برای ملحوظ کردن اثر رفتار غیرخطی و اتلاف انرژی در اثر رفتار هیستریزیس، میرایی و اثر اضافه مقاومت سازه، این نیروی خطی را به کمک ضریب کاهش مقاومت ( ضریب رفتار  $R$  ) به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند. پس به این صورت می‌توان بدون انجام تحلیل غیرارتجاعی، عملکرد غیرارتجاعی سازه‌ها را در تحلیل و طراحی سازه‌ها به کمک ضریب  $R$  اعمال نمود.

اخیراً بیشتر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، ضرایب اصلاح پاسخ را در تعریف نیروهای جانبی معادل بکار می‌برند که این نیروها برای طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله استفاده می‌شوند. ضریب اصلاح پاسخ ( $R$ ) برای کاهش طیف طراحی کشسان خطی به منظور در نظر گرفتن ظرفیت اتلاف انرژی سازه استفاده می‌شود. در نتیجه نیروی طرح از تقسیم نیروی ارتجاعی زلزله بر ضریب رفتار بدست می‌آید. طراحی لرزه‌ای استفاده از مفاهیم جذب و اتلاف انرژی را برای کاهش نیروهای طراحی به منظور صرفه‌جویی اقتصادی ممکن می‌سازد. با توجه به مطلب فوق که نیروهای طراحی خارج قسمت نیروهای کشسان و ضریب اصلاح پاسخ هستند، می‌توان نتیجه گرفت که این ضریب یک نقش کلیدی و اساسی در پردازش طراحی لرزه‌ای ایفا می‌کند. پس در تعیین این ضریب باید دقت بسیار زیادی اعمال شود. که در این راستا باید تحلیل‌های غیر خطی بسیاری تحت کنترل آیین‌نامه‌های<sup>1</sup> FEMA273،<sup>[1]</sup> FEMA274،<sup>[2]</sup> FEMA351،<sup>[3]</sup> FEMA356،<sup>[4]</sup> FEMA357،<sup>[5]</sup> و<sup>[6]</sup> ATC40 انجام شود.

در محاسبه ضریب رفتار اثر دو عامل شکل پذیری و اضافه مقاومت قابل توجه است. به دلیل وجود شکل‌پذیری، سازه قابلیت اتلاف انرژی هیستریزیس را دارا می‌باشد، و کمک می‌کند تا نیروی زلزله برای طرح سازه کاهش یابد. معمولاً ضریب اصلاح پاسخ یا ضریب  $R$  را بیان‌گر خاصیت شکل‌پذیری سازه می‌دانند. ضریب اضافه مقاومت در سازه بیان‌گر افزایش مقاومت از جاری شدن اسمی مقاطع تا حد نهایی آنها ( افزایش مقاومت ) می‌باشد که ناشی از پارامترهایی چون امکان باز

---

1- Federal Emergency Management Agency  
2- Applied Technology Council

پخش نیروهای داخلی اعضا، مقاومت بالاتر از حد مشخص شده مصالح مصرفی، سخت شونده‌گی کرنش، محدودیت‌های آیین‌نامه بر روی تغییر مکان‌های جانبی است .

## ۱-۲- تاریخچه پیدایش و شکل‌گیری محاسبه ضریب رفتار :

تا چند دهه قبل مفهومی به نام‌های کلی "ضریب رفتار"، "ضریب اصلاح پاسخ"، "ضریب کاهش نیرو"، و یا "ضریب کاهش مقاومت سازه" در تاریخچه سازه‌ها وجود نداشت و برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها این گونه عمل می‌شد که درصدی از وزن ساختمان به صورت بار افقی معادل بار زلزله به ساختمان اثر داده می‌شد و ساختمان برای آن طراحی می‌گردید . به عبارت دیگر نیروی معادل افقی به صورت  $V = C_1 W$  محاسبه می‌گردد. که در آن  $W$  وزن ساختمان و  $C_1$  ضریب زلزله است و در دهه‌های اخیر برای تعدیل نیروی برشی پایه و در نظرگرفتن 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 می‌گرفت . (  $V = ZIKC_0 SW = KC_1 W$  ) دستیابی به این ضریب برای سیستم‌های گوناگون سازه‌ای اغلب بر اساس قضاوت و درک مهندسی تهیه‌کنندگان آیین‌نامه‌ها و بر پایه مشاهدات تجربی از رفتار مشترک سیستم‌های سازه‌ای در طی زمین لرزه‌ها ( که گاهی تطابق کامل با واقعیت نداشت ) صورت می‌گرفت 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 سان‌اندریاس به موازات ساحل غربی آمریکا که مسبب زلزله‌های 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)<sup>۱</sup> کمیته‌ای به نام  $ATC$ <sup>۲</sup> را مأمور بازنگری آیین‌نامه زلزله و تهیه پیش‌نویس یک آیین‌نامه جدید نمود. حاصل تلاش این کمیته در سال ۱۹۷۸ منتشر شد. در این اثر اولین بار ایده‌های

---

1- SEAOC (Structural Engineers Association of California).

2- ATC (Applied Technology Council)

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<sup>۱</sup> 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*<sup>۲</sup> تا سال ۱۹۸۵ میل چندانی 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<sup>۳</sup> در آمریکا ضوابطی را در سال ۱۹۸۵<sup>۴</sup> 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: [۷]

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

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 آیین‌نامه‌ها 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 جای  $R$  بر مبنای تنش نهایی (تسلیم) در آنها پدید آمد. در بخش‌های بعدی این فصل مفاهیم  $R_w$ ،  $R$  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  $(R_w, R)$  نیز تنها بر تجارت محدود و قضاوت مهندسی استوار بود. قابل ذکر است که تا حدود دو دهه پیش هیچ روش تحلیلی یا

1- Euro code -8

2- UBC (Uniform Building Code)

3- NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program)

4- NERP -85

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 . [۸]

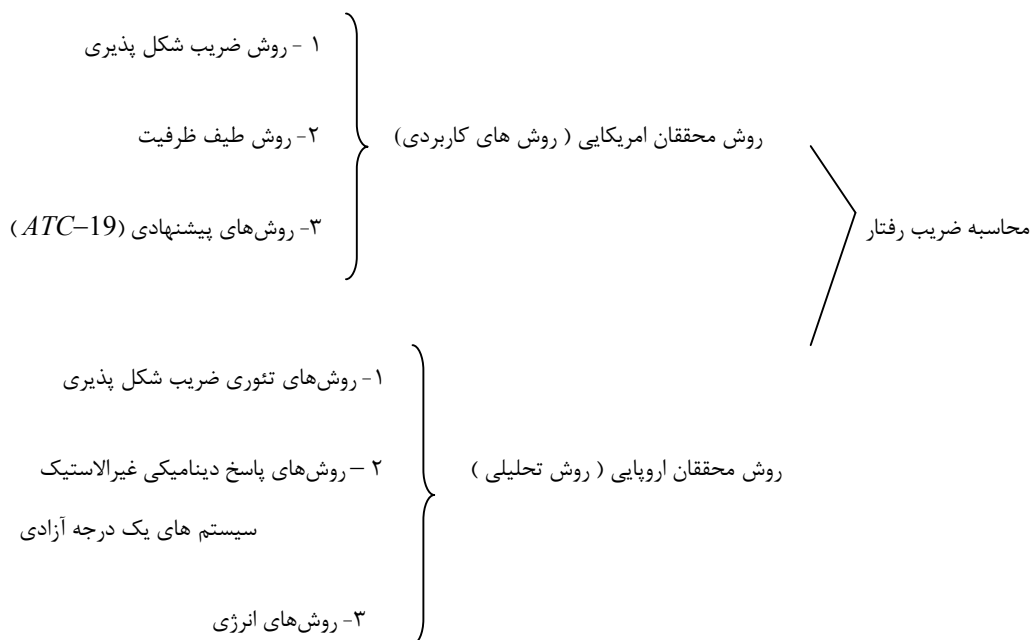
اولین تلاش‌هایی که پیرامون ابداع روش محاسبه ضریب رفتار به عمل آمد مربوط به کارهای نیومارک از دانشگاه ایلینوی می‌باشد . وی در مقاله‌ای که در سال ۱۹۸۲ همراه با هال منتشر کرد روشی جهت ساختن طیف غیر خطی از روی طیف خطی برای سازه‌های یک درجه آزادی ارائه کرد. هر چند این روش برای سازه‌های با یک درجه آزادی تدوین 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. همچنین پرفسور آکیها استاد دانشگاه توکیو نیز در تکمیل روش‌های انرژی گام‌های بلندی را برداشته است . سه روشی که تحت عنوان روش‌های تحلیلی در این فصل مورد بحث قرار خواهند گرفت از این مراجع اقتباس شده است.

### ۱-۳- 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 آمریکایی (۲) روش‌های محققان اروپایی

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 اروپایی را روش‌های تحلیلی نامید. در ذیل روش‌های دو گروه مورد بحث قرار گرفته است.





### ۱-۳-۱- روش‌های کاربردی :

در این گروه سه روش شاخص‌تر از بقیه بوده و دیگر روش‌ها نیز عمدتاً شبیه به این سه روش و احیاناً دارای کمی اختلاف هستند یکی از این روش‌ها روش پیشنهادی  $ATC - 19$  می‌باشد. [۹] و روش دوم که به روش ضریب شکل‌پذیری مشهور است دست آورد تحقیقات پرفسور یوانگ می‌باشد. [۱۰] و روش سوم نیز که به روش طیف ظرفیت معروف است، نتایج تحقیقات فریمن می‌باشد که در ذیل به معرفی کامل سه روش پرداخته شده است .

### ۱-۳-۱-۱- تعیین ضرایب اصلاح پاسخ سازه‌ای توسط روش پیشنهادی $ATC-19$ [۹]

تفسیر قواعد  $NEHRP$  ضریب  $R$  را به عنوان یک ضریب اصلاح (کاهش) پاسخ برای به حساب آوردن هر دو عامل میرایی و شکل‌پذیری ذاتی در یک سیستم سازه‌ای در تغییر مکان‌های بزرگ به منظور رسیدن به حداکثر تغییر مکان سیستم تعریف می‌کند .

اجزای تشکیل دهنده  $R$  می‌توانند به چندین روش تعریف شوند که هر یک از روش‌ها به سطح کارایی مورد بررسی، بستگی دارند. در این بخش، فقط کارایی اطمینان از زنده ماندن مورد بررسی قرار گرفته است.

### ۱-۳-۱-۱-۱- تأثیر ضریب $R$ روی طراحی :

اثر ضریب  $R$  روی طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها با مقایسه معادلات برش پایه طراحی برای پاسخ غیرکشسان (معادله ۱-۱) و معادله برش پایه برای پاسخ کشسان (معادله ۱-۲) به وضوح مشاهده می‌شود.

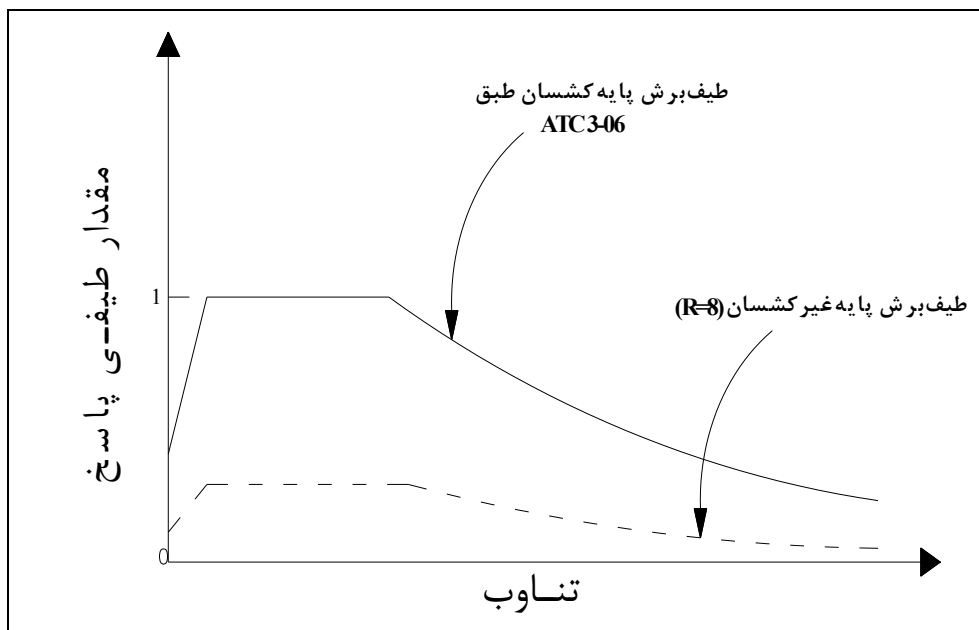
$$V = \frac{2.5A_a W}{R} \quad (1-1)$$

$$V_e = S_{e,5} W \quad (2-1)$$

در معادله (۱-۱)،  $V$  نیروی برش پایه لرزه‌ای،  $A_a$  حداکثر شتاب موثر مربوط به تکان زمین طراحی (که به عنوان تابعی از  $g$  بیان می‌شود)،  $R$  ضریب اصلاح پاسخ و  $W$  وزن موثر نهایی می‌باشند. همچنین در معادله (۲-۱)،  $S_{e,5}$  مقدار طیفی پاسخ کشسان شبه شتاب با میرایی ۵٪ است که در پیوند اصلی ساختمان محاسبه شده است و  $W$  وزن موثر است که برابر است با حاصلضرب جرم در  $g$  یعنی  $mg$  باید دقت شود که  $W$  وزن موثر نهایی است و وزن موثر در مود اصلی نمی‌باشد.

مقدار طیفی پاسخ کشسان در معادله (۲-۱) معادل است با قسمت  $2.5A_a$  در معادله (۱-۱) بنابراین اگر ضریب اصلاح پاسخ ( $R$ ) در معادله (۱-۱) برابر با واحد باشد، معادلات (۱-۱) و (۲-۱) با هم یکسان هستند.

در عمل، برش پایه طراحی (برای پاسخ غیرکشسان) از تقسیم برش پایه برای پاسخ کشسان بر ضریب اصلاح پاسخ  $R$  محاسبه می‌شود، که این ضریب اصلاح پاسخ عموماً بین ۴ تا ۸ تغییر می‌کند. تفاوت اساسی بین مقادیر طیفی برش پایه کشسان و طراحی به وضوح در شکل (۱-۱) مشاهده می‌شود.



شکل (۱-۱) استفاده از ضرایب  $R$  به منظور کاهش مطلوب طیف کشسان به سطح نیروی طراحی. [۹]

### ۱-۳-۱-۱-۲- پاسخ نیرو-تغییر مکان سازه‌ها :

یک ارتباط کلی نیرو-تغییر مکان برای یک قاب سازه‌ای در شکل (۲-۱) نشان داده شده است. این رابطه پاسخ قاب سازه‌ای را برای افزایش یکنواخت تغییر مکان‌ها تشریح می‌کند. برای هدف طراحی، این رابطه غیر خطی اغلب توسط یک رابطه دو خطی ایده آل تقریب زده می‌شود. دو نوع تقریب دو خطی بطور گسترده برای برآورد نیروها و تغییر مکان‌های گسیختگی می‌توانند استفاده شوند که این دو روش عموماً نتایج مشابهی برای اکثر سیستم‌های قابی شکل پذیر بدست می‌دهند.

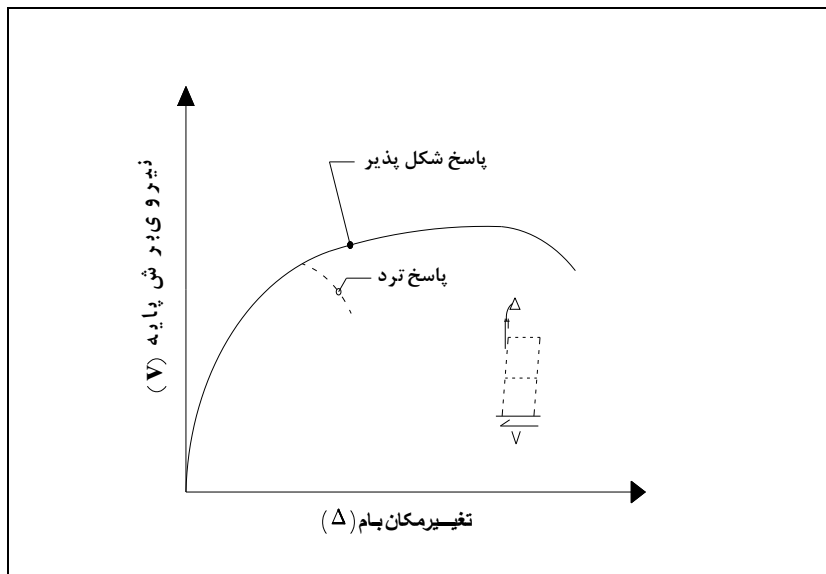
اولین تقریب توسعه یافته برای مشخصه‌های رابطه بار-تغییر مکان مربوط به عناصر بتنی مسلح (پائولی و پرستلی، ۱۹۹۲) [۱۱]، یک مقاومت گسیختگی برای قاب  $(V_y)$  فرض می‌کند. سختی کشسان از نقطه تقاطع منحنی نیرو-تغییر مکان واقعی با نیروی مطابق با  $(V_y)$  0.75 به دست می‌آید. تخمین سختی کشسان (K) در شکل (۳-۱ الف) نشان داده شده است.

روش دوم استفاده شده برای تقریب رابطه نیرو-تغییر مکان یک قاب، عموماً روش انرژی معادل می‌باشد. این روش فرض می‌کند که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب با هم برابرند. این تقریب دو خطی در شکل (۳-۱ ب) نشان داده شده است. منحنی غیر خطی که در شکل (۳-۱) مشاهده شده توسط موارد زیر تشریح می‌گردد:

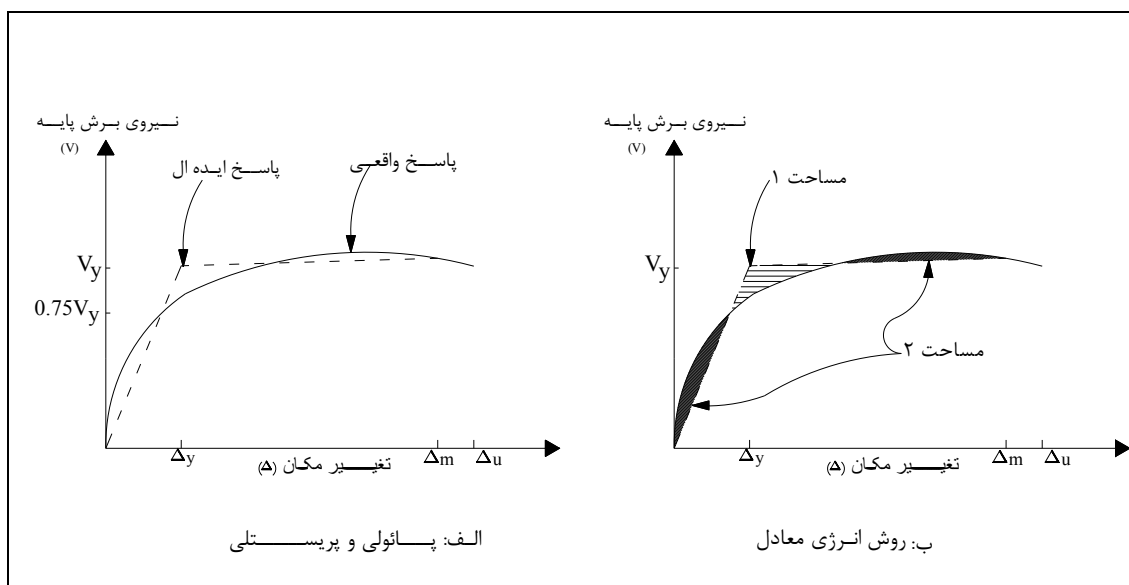
نیروی گسیختگی یا جاری شدن  $(V_y)$ ، تغییر مکان گسیختگی  $(\Delta_y)$ ، نیروی حداکثر  $(V_0)$ ، تغییر مکان مطابق با حالت حدی  $(\Delta_m)$ ، تغییر مکان درست در لحظه قبل از شکست و خرابی  $(\Delta_u)$ ، تغییر مکان‌های  $\Delta_u$  و  $\Delta_m$  در سیستم‌های قابی شکل پذیر از تغییر مکان گسیختگی خیلی بیشترند. سختی کشسان  $(k_0)$  از تقسیم نیروی گسیختگی بر تغییر مکان گسیختگی بدست می‌آید. سختی در ناحیه بعد از گسیختگی  $(k_1)$  بطور عمومی به صورت ضربی از سختی کشسان  $(\alpha k_0)$  مطابق زیر تعریف می‌شود:

$$k_1 = \alpha k_0 = \frac{v_0 - v_y}{\Delta_m - \Delta_y} \quad (3-1)$$

که تمام پارامترهای این معادله در فوق تعریف شده‌اند.



شکل (۲-۱) رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام [۹]



شکل (۳-۱) تقریب‌های دو خطی رابطه نیرو-تغییر مکان [۹]

شکل پذیری با توجه به توانایی یک قاب سازه‌ای در محدوده بعد از حد کشسان برای نیروی قابل توجه مقاوم و جذب انرژی توسط رفتار غیر ارتجاعی، تشکیل می‌شود. شکل پذیری تغییر مکانی در حد

فاصل بین  $\Delta_y, \Delta_m$  تعریف می‌شود که حداکثر شکل‌پذیری تغییر مکانی اختلاف بین  $\Delta_y, \Delta_u$  می‌باشد و نسبت شکل‌پذیری تغییر مکانی عموماً به صورت نسبت  $\Delta_y$  به  $\Delta_m$  تعریف می‌شود:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (4-1)$$

که  $\Delta_m$  همیشه از  $\Delta_y$  بزرگتر است. روابط نیرو-تغییر مکان یک سازه می‌توانند بصورت آزمایشی یا تحلیلی برآورد شوند. نرم‌افزار تحلیل اجزاء محدود غیرخطی یک ابزار تحلیلی موثر در هزینه‌ها می‌باشد که توسط حرفه‌ای‌ها در طراحی برای برآورد روابط نیرو - تغییر مکان سازه‌ها استفاده می‌شود.

### ۱-۳-۱-۱-۳-۱- ارزیابی آزمایشی روابط نیرو-تغییر مکان :

در اواسط دهه ۱۹۸۰، سوابق و اطلاعات تحقیقات آزمایشی در دانشگاه برکلی کالیفرنیا برای توسعه روابط برش پایه-تغییر مکان بام مربوط به قاب‌های بادبندی فولادی و یک فرمول پیش‌نویس برای ضریب اصلاح پاسخ استفاده شدند. روابط برش پایه-تغییر مکان بام توسط اطلاعات بدست آمده از تست قاب‌های فولادی بادبندی با ترکیب دو آیین‌نامه برآورده شدند: یکی بادبندهای هم محور (یانگ و برترو، ۱۹۸۶) و یکی بادبندهای برون محور (ویت تیکر، ۱۹۸۷).

با استفاده از این اطلاعات، محققان برکلی طرح تقسیم  $R$  به سه ضریب را ارائه کردند. این ضرایب تحت عناوین، ذخیره مقاومت، شکل‌پذیری و میرایی ویسکوز مطرح شدند:

$$R = R_s R_{\mu} R_{\xi} \quad (5-1)$$

در فرمول فوق  $R_s$  ضریب مقاومت،  $R_{\mu}$  ضریب شکل‌پذیری و  $R_{\xi}$  ضریب میرایی است. با استفاده از اطلاعات مربوط به بیش از چند تست شبیه‌سازی زلزله، ضریب مقاومت به صورت حداکثر نیروی برش پایه تقسیم بر نیروی برش پایه طراحی در سطح مقاومت محاسبه شد. ضریب شکل‌پذیری به عنوان برش پایه برای پاسخ کشسان تقسیم بر حداکثر نیروی برش پایه محاسبه شد و همچنین ضریب میرایی تقریباً برابر با واحد بود. مقادیر برآورد شده  $R$  به صورت آزمایشی برای بادبندهای هم محور ۴/۵ و برای بادبندهای برون محور ۶ بودند. این مقادیر به میزان قابل توجهی از مقادیر ۶ و ۸

که توسط قواعد NEHRP پذیرفته شده بودند، کمتر بود.

### ۱-۳-۱-۱-۴- اجزای کلیدی $R$ :

تحقیقات گسترده تری پس از طرح اولین فرمول  $R$  (معادله ۱-۵) انجام شد. 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:

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (۶-۱)$$

که در آن:  $R_S$  ضریب مقاومت وابسته به پیوند و  $R_\mu$  ضریب شکل پذیری وابسته به پیوند،  $R_R$  ضریب قیود اضافی می باشد. این فرمول با در نظر گرفتن ضریب قید اضافی، شبیه به فرمول طرح شده توسط محققان برکلی و فری من ۱۹۹۰ است. ضریب قید اضافی، به عنوان قسمتی از پروژه  $ATC-34$  توسعه یافت و در گزارش  $ATC-19$  برای اولین بار طرح شد. تابع این ضریب برای کمیت دادن به افزایش درجه اطمینان در سیستم های لرزه ای است که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند. یکی از مقاصد گزارش  $ATC-19$  این بود که خواننده با استفاده از اطلاعات مربوط به ضرایب کلیدی، تأثیر مقادیر عددی اختصاص یافته به  $R$  در آمریکا را به دست آورد. فرمول  $R$  در معادله (۶-۱) یک چارچوب برای ارزیابی نسبی این پارامترها فراهم می کند. 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 سیستم های قابی را در نظر نمی گیرد. نامنظمی و بی قاعدگی می تواند توسط کاهش ضریب اصلاح پاسخ به وسیله یک ضریب نامنظمی مشخص شود شبیه به آنچه در طراحی لرزه ای سطح II در  $BSL$  ژاپن ۱۹۸۱ مطرح شده است.

### ۱-۳-۱-۱-۴- ضریب مقاومت : $R_s$

آنچه در گزارش  $ATC-19$  بیان شده است این است که جهت یافتن مقاومت یک سازه یا قاب سازه ای از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون) می توان استفاده نمود. روش به کار برده شده جهت

برآورد مقاومت یک سازه نیاز به انتخاب یک حالت حدی پاسخ دارد. پاسخ‌های حدی کلی شامل حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای و حداکثر چرخش مفاصل پلاستیک می‌باشند. مراحل این روش به ترتیب زیر است:

۱- با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، رابطه برش پایه-تغییر مکان بام را برای یک ساختمان بدست می‌آوریم.

۲- در تغییر مکان بام مطابق با حالت حدی پاسخ، نیروی برش پایه  $V_0$  در ساختمان محاسبه شود. مقاومت ذخیره شده ساختمان متناسب است با اختلاف بین برش پایه طراحی  $V_d$  و  $V_0$ .

۳- ضریب مقاومت با استفاده از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

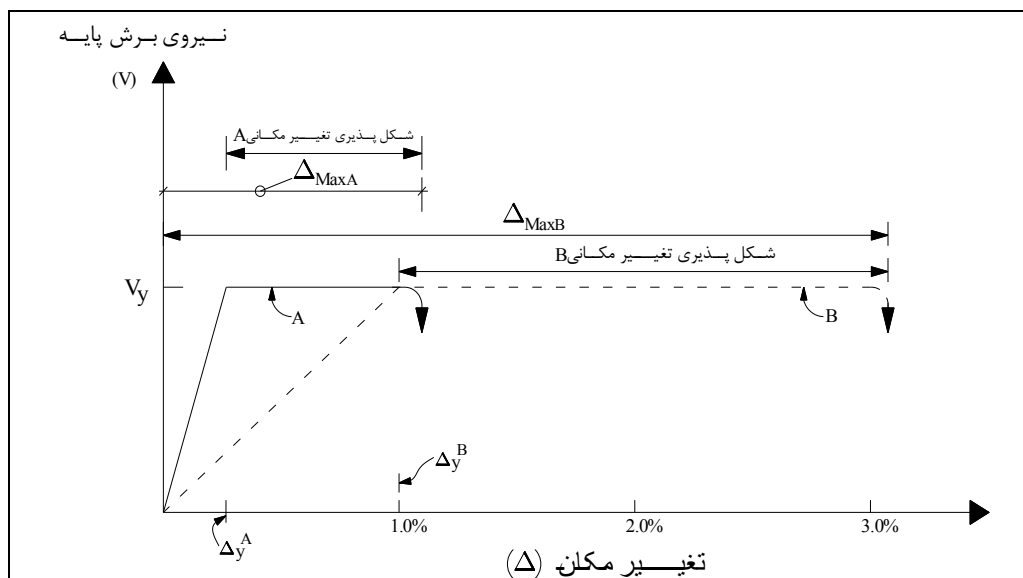
$$R_s = \frac{V_0}{V_d} \quad (Y-1)$$

این روش ارزیابی ضریب مقاومت، توسط برخی از محققین استفاده شده است.

#### ۱-۳-۱-۱-۴-۲- ضریب شکل‌پذیری $R_\mu$

پارامترهای پاسخ لرزه‌ای ظرفیت تغییر مکانی، شکل‌پذیری و نسبت شکل‌پذیری بطور نزدیکی با هم در ارتباط هستند، اما غالباً این پارامترها گنج‌کننده‌اند. به عنوان مثال، یک قاب با ظرفیت تغییر مکانی بزرگ، ممکن است شکل‌پذیری و نسبت شکل‌پذیری کوچکی داشته باشد، و یک قاب با ظرفیت تغییر مکانی کوچک ممکن است شکل‌پذیری کوچک ولی نسبت شکل‌پذیری بزرگی داشته باشد.

روابط نیرو-تغییر مکان برای دو قاب سازه‌ای یک طبقه نشان داده شده در شکل (۴-۱) را ملاحظه کنید. روابط نیرو-تغییر مکان به صورت کشسان-مومسان ایده‌آل سازی می‌شوند. نسبت‌های تغییر مکان تسلیم فرض می‌شوند که برای قاب  $A$ ،  $0.2$  درصد و برای قاب  $B$ ،  $1$  درصد باشند، و حداکثر نسبت‌های تغییر مکان بین طبقه‌ای برای قاب  $A$ ،  $1/2$  درصد و برای قاب  $B$ ،  $3$  درصد فرض می‌شوند.



شکل (۴-۱) تعریف اصطلاحات برای دو قاب یک طبقه [۹]

پارامترهای کلیدی پاسخ لرزه‌ای در جدول (۱-۱) لیست شده‌اند. مقادیر پارامترهای پاسخ توسط جابجایی بین طبقه‌ای حدی ۱/۵ درصد محدود می‌شوند که این مقدار با مقدار حدی جابجایی داده شده در *UBC* سازگار است. مقادیر جابجایی در جدول (۱-۱) بصورت درصدی از ارتفاع طبقه بیان می‌شوند. این اطلاعات اهمیت تعریف پارامترهای پاسخ را با در نظر گرفتن حالت‌های حدی ویژه روشن می‌کنند. با محدود کردن تغییر مکان‌ها به ۱/۵ درصد، قاب سخت‌تر (قاب *A*) شکل‌پذیرتر است و نسبت شکل‌پذیری بزرگتری از قاب انعطاف‌پذیرتر (قاب *B*) دارد. هرچند، اگر حالت حدی جابجایی از بین برود، قاب انعطاف‌پذیرتر اساساً شکل‌پذیری بیشتری (برابر با ۲ درصد) از قاب سخت‌تر دارد. نسبت‌های شکل‌پذیری  $\mu$  می‌توانند در سطوح سیستم، طبقه و عضو محاسبه شوند. در سطوح سیستم و طبقه، نسبت شکل‌پذیری بطور معمول در فرم نسبت شکل‌پذیری تغییر مکانی بیان می‌شود، در سطح عضو، نسبت شکل‌پذیری بازگو کننده نسبت شکل‌پذیری کرنشی، انحنایی و یا چرخشی آن می‌باشد. با توجه به مقوله مورد بحث آنچه از نسبت شکل‌پذیری در نظر داریم شکل‌پذیری تغییر مکانی است که در سازه‌های مورد بحث ارزیابی می‌شود.

این موضوع مشخص می‌کند که ضریب شکل‌پذیری یک اندازه از پاسخ غیرخطی سیستم قابی کامل است نه اجزای سیستم قابی. با مشخص شدن نسبت شکل‌پذیری  $\mu$  طبق رابطه (۴-۱)



هم‌اکنون بدنبال یافتن فرمولی برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری و ایجاد یک رابطه بین شکل‌پذیری تغییرمکانی و ضریب شکل‌پذیری هستیم. ارائه فرمولی مناسب برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری یکی از موضوعاتی بوده است که در سال‌های اخیر محققین مختلفی را بر آن داشته است تا تحقیقات زیادی را در این مقوله انجام دهند. از میان تحقیقات به عمل آمده، توصیه *ATC-19* مبتنی بر روابط گسترش یافته نیومارک‌هال، کراوینکلرنسار و میرانداسبرترو تشریح می‌گردد.

جدول (۱-۱) پارامترهای پاسخ لرزه‌ای برای دو قاب یک طبقه مثال [۹]

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

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: [۹ و ۱۲]

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

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

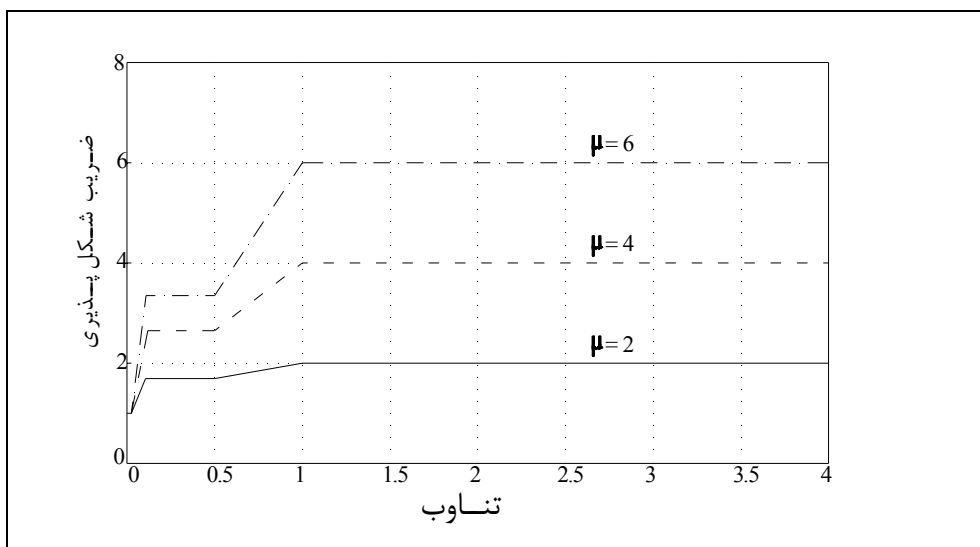
برای فرکانس‌های بین ۲ هرتز و ۸ هرتز (پریودهای بین ۰/۱۲ و ۰/۵ ثانیه):

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

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 تغییرمکانی ۲، ۴ و ۶ به تصویر می‌کشد. برآوردهای مربوط به  $R_{\mu}$  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 [۹]

کراوینکلر و نسا یک رابطه  $R_{\mu} - \mu - T$  را برای سیستم‌های یک درجه آزادی روی زمین‌های سنگی یا خاکی سخت گسترش دادند. [۹ و ۱۳] 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 ۰.۵٪ 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 ( $\alpha$ ) 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 a و b برای نسبت‌های سخت شوندگی کرنشی متفاوت ( $\alpha$ ) به طریق زیر بدست می‌آیند:

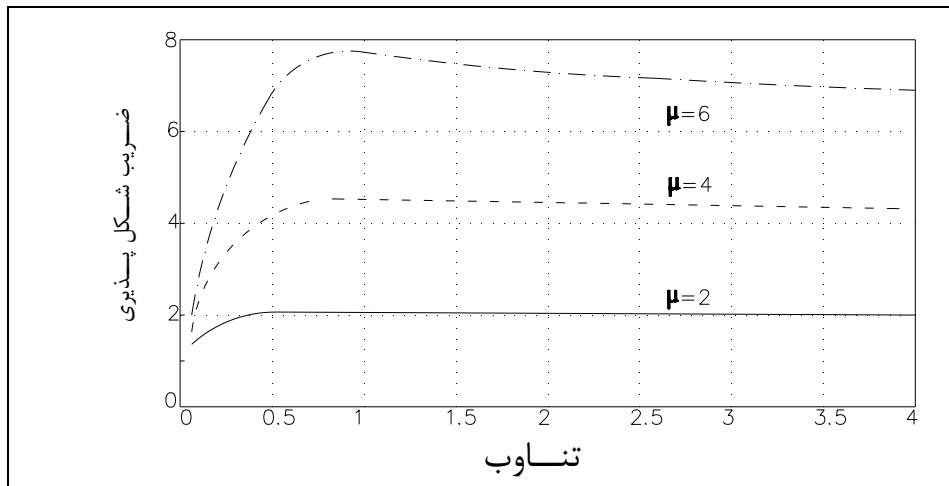
$$\alpha = 0\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.42$$

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

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

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

برای مقادیر مختلف  $\alpha$  از درون یابی خطی استفاده می‌شود. روابط بین  $T, R_\mu$  برای نسبت‌های شکل‌پذیری تغییرمکانی ۲، ۴ و ۶ برای یک نسبت سخت‌شوندگی کرنشی ۱۰ درصد ( $\alpha = 10\%$ ) در شکل (۶-۱) نشان داده شده است.



شکل (۶-۱) روابط  $R_\mu - \mu - T$  کراونیکلر و نثار [۹]

میراندا و برترو در سال ۱۹۹۴ روابط  $R_\mu - \mu - T$  گسترش یافته توسط تعدادی از محققین از جمله: نیومارک و هال (۱۹۸۲) ریدل و نیومارک (۱۹۷۹) و کراونیکلر و نثار (۱۹۹۲) را خلاصه‌سازی کردند. [۱۴ و ۹] به علاوه معادلات عمومی  $R_\mu - \mu - T$  را برای زمین‌های سنگی، رسوبی (آبرفتی) و خاکی نرم گسترش دادند. این روش نسبت به دو روش قبلی جدیدتر می‌باشد و طبق توصیه  $ATC-19$  در بین سه روش پیشنهادی از درجه اعتبار بالاتری برخوردار است.

معادلات میراندا و برترو که در زیر نشان داده شده‌اند، با استفاده از ۱۲۴ زمین لرزه ثبت شده در محدوده وسیعی از شرایط خاک گسترش یافتند. 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:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (۱۳-۱)$$

$$\text{برای زمینهای سنگی: } \Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[ -\frac{2}{3} \left( \ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (14-1)$$

$$\text{برای زمینهای رسوبی: } \Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[ -2 \left( \ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (15-1)$$

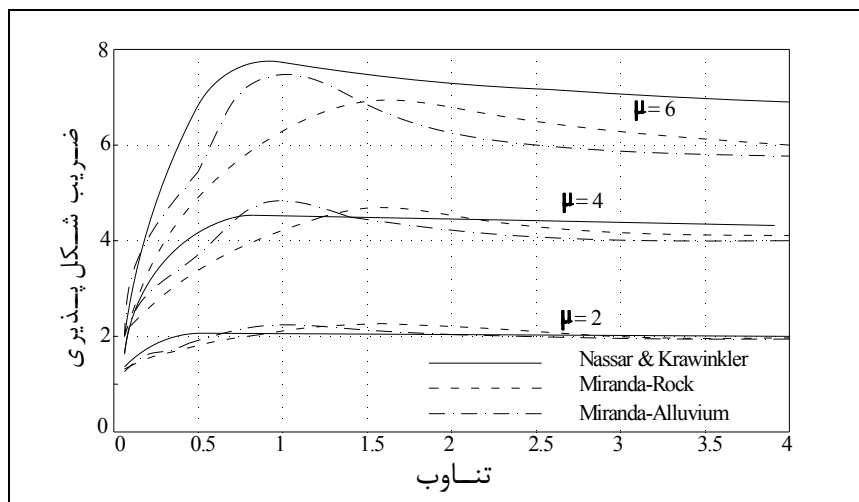
$$\text{برای زمینهای با خاک نرم: } \Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[ -3 \left( \ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (16-1)$$

در رابطه اخیر:  $T_g$  پریود غالب زمین لرزه می باشد.

یک مقایسه بین روابط  $R_\mu - \mu - T$  کراوینکلر و نثار و میراندا و برترو برای زمینهای سنگی

و رسوبی در شکل (۷-۱) نشان داده شده است، با توجه به این که اختلافهای بین این روابط نسبتاً

کوچک می باشند، می توان از این اختلافها در هدفهای مهندسی چشم پوشی نمود.



شکل (۷-۱) مقایسه ضریب شکل پذیری [۹]

### ۱-۳-۱-۱-۳-۴-۳- ضریب قید اضافی $R_R$

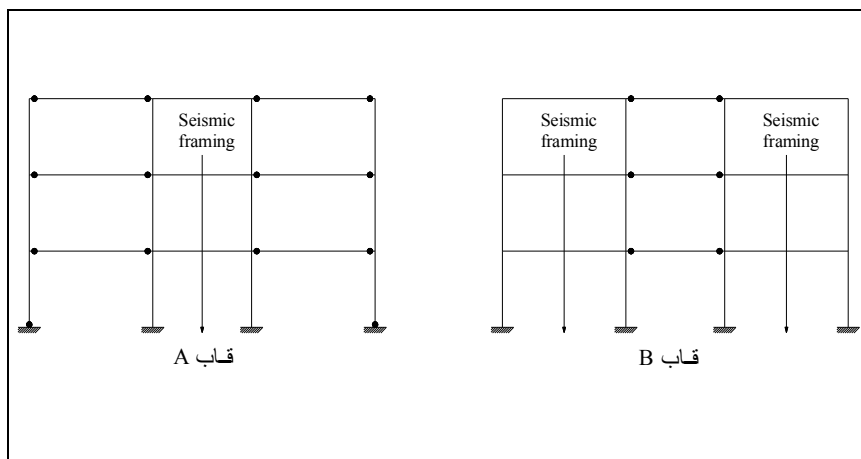
یک سامانه مقاوم در برابر زلزله باید دارای قابهای مقاومی باشد که نقش انتقال بارهای لرزه‌ای و

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 مقاوم برخوردارند منعکس می سازد. جهت

روشن شدن مطلب دو سیستم قاب  $A$  و  $B$  را مطابق شکل (۸-۱) در نظر می گیریم، در قاب  $A$  یک

پانل مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای موجود است در حالیکه در قاب  $B$  دو پانل مقاوم وجود دارد.



شکل (۸-۱) سیستم های قاب خمشی مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای [۹]

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 گشته 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:

$$\frac{M_p^A}{M_p^B} = \frac{1/\sqrt{8}}{1/\sqrt{16}} \cong 1.4 \quad (17-1)$$

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* [۹]

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

### ۱-۳-۱-۱-۵- نتایج روش *ATC-19*

موضوع گزارش *ATC-19* مرور نقش ضرایب اصلاح پاسخ ( $R$ ) در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها در آمریکا بود که نشان داد مقادیر  $R$  و  $R_w$  می‌توانند بطور مستقیم به جای ضریب نیروی افقی ( $K$ ) در نظر گرفته شوند. ضریب  $K$  در ابتدا در آیین‌نامه لرزه‌ای آمریکا در سال ۱۹۵۹ مورد استفاده قرار می‌گرفت.

نتایج بررسی‌های *ATC-19* به قرار زیر است:

- ۱- هیچ پایه و اساس ریاضی برای ضرایب اصلاح پاسخ ( $R$ ) جدول‌بندی شده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جدید آمریکا وجود ندارد.
- ۲- در نظر گرفتن یک مقدار مشخص  $R$  برای تمامی ساختمان‌ها که دارای یک نوع قاب هستند، بدون توجه به پلان و هندسه قائم، قابل توجیه نمی‌باشد.
- ۳- به منظور اطمینان از سطوح سازگار خرابی، مقادیر  $R$  باید به هر دو مقدار پریرود اصلی سازه و نوع خاکی که سازه بر روی آن بنا شده است، وابسته باشند.
- ۴- مقادیر کنونی تخصیص داده شده به  $R$  برای سیستم‌های قابی مختلف احتمالاً به سطوح یکنواخت ریسک برای تمام سازه‌ها منتج نمی‌شوند.
- ۵- مقادیر اختصاص یافته به  $R$  برای سیستم‌های قابی مشخص شده باید بین مناطق لرزه‌ای تغییرکنند زیرا ذخیره مقاومت در یک سیستم قابی احتمالاً تابعی از نسبت بارهای ثقلی به بارهای لرزه‌ای خواهد بود، همچنین، جزئیات مورد نیاز در هر نقطه تغییر می‌کند.

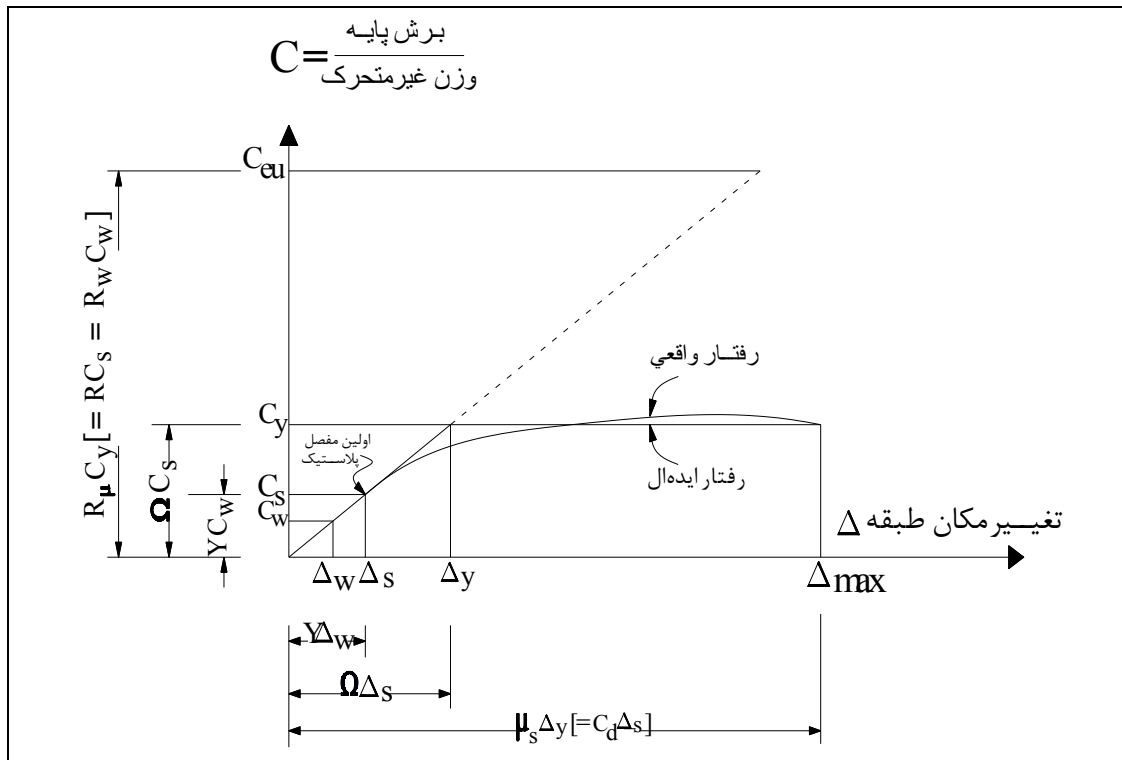
### ۱-۳-۲-۲-۲-۱-۱۰] یانگ [۱۰

رفتار کلی یک سازه متعارف را در نظر بگیرید شکل (۹-۱) مقدار مقاومت الاستیک مورد نیاز

را که برحسب ضریب برش پایه ( $C_{eu}$ ) تعریف شده به شرح زیر بیان می‌نماید:

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (18-1)$$

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 کاهش مصالح، سازه را می‌توان به نحوی طراحی نمود که قادر باشد با رفتار غیرالاستیک مناسب (منحنی رفتار واقعی غیرخطی سازه و منحنی رفتار ایده‌آل شده الاستیک - پلاستیک کامل معادل آن در شکل (۹-۱)) به مقاومت حداکثر  $C_y W$  برسد.



شکل (۹-۱) منحنی پاسخ واقعی و ایده‌آل کلی سازه [۱۰]

که در این صورت یک ساختمان می‌تواند به صورت اقتصادی برای یک حداکثر مقاومت واقعی  $C_y W$  طراحی شود. حداکثر تغییر شکل مطلوب مطابق که در فرم تغییر مکان طبقه  $\Delta$  بیان می‌شود، برابر

$\Delta_{max}$  است. محاسبه  $C_y W$  که مطابق با مکانیزم سازه‌ای یا مقاومت تسلیم است و همچنین محاسبه  $\Delta_{max}$  مستلزم تحلیل‌های غیرخطی هستند، به همین دلیل این مقادیر عموماً در یک روش صریح مشخص نمی‌شوند.

به منظور هدف طراحی، *NEHRP* سطح  $C_y$  را به سطح  $C_s$  که مطابق است با تشکیل اولین مفصل پلاستیک، کاهش می‌دهد. این سطح عموماً اولین تسلیم قابل توجه نامیده می‌شود که در بالای این سطح پاسخ کلی سازه‌ای شروع به انحراف به اندازه قابل توجهی از پاسخ کشسان می‌کند. به منظور سازگاری با آیین‌نامه‌های مصالح که از روش‌های تنش مجاز (یا عملی) استفاده می‌کنند، از قبیل طراحی تنش مجاز  $[15] ASD$  و  $[16] UBC$ ، 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 نماید.

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 بطور 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 (۹-۱) می‌توان تعاریف زیر را بیان نمود.

۱- ضریب شکل پذیری کلی سازه ( $\mu_s$ ) عبارت است از خارج قسمت تغییر شکل جانبی نسبی حداکثر

( $\Delta_{MAX}$ ) به تغییر شکل جانبی نسبی  $\Delta_y$

$$\mu_s = \frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_y} \quad (19-1)$$

۲- ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری ( $R_\mu$ ) 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،  $C_y$

$$R\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (20-1)$$

۳- ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega$ ) 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  $C_s$

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (21-1)$$

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  $C_w$

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (22-1)$$

ضریب فوق در حدود ۱.۴ و ۱.۵ می‌باشد. مثلاً این ضریب بر اساس آئین‌نامه ( $AICS - ASD$ ) به

صورت زیر تخمین زده می‌شود :

$$Y = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_P}{M_W} = \frac{ZF_y}{S \left( 0.6F_y \times \frac{4}{3} \right)} \quad (23-1)$$

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 :

$$Y = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44 \quad (24-1)$$

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 - ۹)، ضریب کاهش نیروی نهایی (یا ضریب اصلاح پاسخ نرپ  $R$ ) مطابق با قالب طراحی مقاومت می‌تواند به صورت زیر نتیجه گرفته شود:

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

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

$$R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \Omega Y \quad (۲۶-۱)$$

همچنین ضریب تشدید تغییرمکان نرپ  $C_d$  که نسبت بین  $\Delta_{max}$  و  $\Delta_s$  است، می‌تواند با توجه به شکل (۹-۱) به طریق زیر نتیجه گرفته شود:

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \cdot \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (۲۷-۱-الف)$$

که  $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$  برابر است با ضریب شکل‌پذیری سازه‌ای ( $\mu_s$ ) و  $\frac{\Delta_y}{\Delta_s}$  با توجه به شکل (۹-۱) برابر است با:

$$\frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \frac{C_y}{C_s} = \Omega \quad (۲۷-۱-ب)$$

بنابراین معادله (۲۷-۱-الف) می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$C_d = \mu_s \Omega \quad (۲۸-۱)$$

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  $R_w$  در نظر گرفته می‌شود).

به علاوه، معادلات (۲۵-۱) و (۲۶-۱) نشان می‌دهند که این مساله گمراه‌کننده 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.

یانگ فرمول پایه‌ای را برای برقرار کردن ضریب اصلاح پاسخ  $R$  و ضریب تشدید تغییرمکان  $C_d$  مورد استفاده در برنامه ملی کاهش خطر زلزله ( $NEHRP$ ) به دست آورد. [۱۷] همچنین ضریب کارایی سیستم  $R_w$  مورد استفاده در  $UBC1988$  را نتیجه گرفت. ضریب کاهش نیرو، که توسط یک ضریب اصلاح پاسخ  $R$  در  $NEHRP$  و یا یک ضریب کارایی سیستم  $R_w$  در  $UBC$  و  $SEAOC$  بیان می‌شود، به منظور کاهش طیف پاسخ طراحی کشسان خطی استفاده می‌شود. و ضریب تشدید تغییرمکان  $C_d$  در  $NEHRP$  برای محاسبه حداکثر تغییرمکان مورد انتظار غیرکشسان از تغییرمکان کشسان به دست آمده از نیروهای لرزه‌ای طراحی استفاده می‌شود.

#### - ضریب شکل‌پذیری کلی سازه ( $\mu_s$ )

اگر چه ضرایب افزایش مقاومت می‌توانند توسط روش‌های تحلیلی برآورد شوند، لیکن منطقی‌تر است که ظرفیت‌های شکل‌پذیری (یا اتلاف انرژی) اعضای سازه‌ای سیستم‌های سازه‌ای با استفاده از ابزار و امکانات آزمایشی بدست آید. پاسخ سازه‌ای نشان داده شده در شکل (۱-۹) فقط مربوط به سیستم‌هایی است که می‌تواند انرژی را با یک رفتار پایدار مستهلک کنند مانند قاب‌های مقاوم خمشی با شکل‌پذیر ویژه و قاب‌های مهاربندی شده خارج از مرکز. برای سیستم‌های دیگر که کاهش شدید و زوال سختی و مقاومت دارند تعریف تغییرمکان تسلیم و تغییرمکان حداکثر در

معادله  $\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$  می‌تواند نادرست باشد.

همچنین در سازه‌های با چند درجه آزادی، تعریف یک شکل‌پذیری مشخص و تعیین این ضریب برای کل سیستم کار پیچیده‌ای می‌باشد و هنوز یک رابطه دقیق و مشخص برای این منظور به دست نیامده است و تحقیقات در این زمینه ادامه دارد. در نتیجه یکی از تعاریف برای محاسبه این ضریب در سازه‌های با چند درجه آزادی می‌تواند تغییرمکان نسبی طبقه (شکل‌پذیری طبقه‌ای) باشد. به این صورت که برای هر طبقه یک درجه آزادی تعریف کرد. [۱۸]

### ۱-۳-۱-۲-۱- ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری ( $R_\mu$ ) و مروری بر تحقیقات انجام شده :

سازه‌ها در اثر وجود شکل‌پذیری مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را به صورت هیستریزیس تلف می‌کنند و مقدار این اتلاف انرژی بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. این شکل‌پذیری کلی باید به گونه‌ای باشد که شکل‌پذیری محلی اعضاء از مقدار مجاز خود بیشتر نشود. بدین منظور در موقع طراحی لازم است که حداقل مقاومت لازم سازه برای کسب شکل‌پذیری مطلوب مشخص شود.

ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری ( $R_\mu$ ) با نسبت مقاومت الاستیک مورد نیاز به مقاومت غیرالاستیک مورد نیاز تعریف می‌شود.

$$R_\mu = \frac{F_Y(\mu=1)}{F_Y(\mu=\mu_i)} \quad (۲۹-۱)$$

که  $F_Y(\mu=1)$  مقاومت جانبی تسلیم مورد نیاز برای جلوگیری از تسلیم در سیستم در اثر یک زلزله مشخص می‌باشد و  $F_Y(\mu=\mu_i)$  مقاومت جانبی تسلیم مورد نیاز برای محدود کردن ضریب شکل‌پذیری کلی سازه ( $\mu_s$ ) به مقداری کمتر و یا برابر با ضریب شکل‌پذیری کلی از پیش تعیین شده هدف ( $\mu_i$ ) وقتی که سیستم در معرض همان زلزله قرار گیرد، می‌باشد.

به طور کلی، در ساختمان‌هایی که در هنگام زلزله به طور غیرخطی رفتار می‌کنند، تغییرشکل‌های غیرخطی با کاهش مقاومت جانبی تسلیم سازه (یا با افزایش ضریب  $R_\mu$ )، افزایش می‌یابند.

برای یک زلزله مشخص و یک ضریب  $\mu_i$  معین مشکل اساسی محاسبه حداقل ظرفیت مقاومت جانبی  $F_y(\mu = \mu_i)$  است که باید در سازه‌ها به منظور جلوگیری از ضریب شکل‌پذیری بزرگتر از  $\mu_i$  تامین گردد. در نتیجه محاسبه  $F_y(\mu = \mu_i)$  برای هر پیوند و هر شکل‌پذیری هدف، شامل عملیاتی تکراری می‌باشد بدین صورت که یک مقاومت جانبی تسلیم  $F_y$  برای سیستم در نظر گرفته و سیستم را تحلیل می‌کنند، این را تا زمانی ادامه می‌دهند که ضریب شکل‌پذیری کلی محاسبه شده  $\mu$  با یک تلورانس مشخص، برابر ضریب شکل‌پذیری کلی هدف ( $\mu_i$ ) گردد. آنگاه آن مقاومت جانبی در نظر گرفته شده که با آن به این ضریب شکل‌پذیری رسیدیم  $F_y(\mu = \mu_i)$  نامند.

برای تعیین ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری ( $R_\mu$ ) روش کار به این صورت است که مقاومت جانبی الاستیک ( $F_y(\mu = 1)$ ) و غیرالاستیک با ضریب شکل‌پذیری  $\mu_i$ ،  $F_y(\mu = \mu_i)$  برای هر سیستم با پیوند مشخص بدست آورده سپس این نیروها را با وزن سیستم نرمال می‌کنند. این نیروها را برای پیوندهای مختلف سازه به دست می‌آوردند که با کار این طیف خطی  $\mu = 1$  و طیف غیرخطی  $\mu = \mu_i$  با ضریب شکل‌پذیری  $\mu_i$  به دست می‌آیند. از تقسیم طیف خطی به طیف غیرخطی مقدار ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری برای آن زلزله بخصوص و ضریب شکل‌پذیری هدف، به دست می‌آید.

در قسمت‌های بعدی مطالعاتی را که روی ضریب  $R_\mu$  انجام گرفته مرور کرده و روابط ارائه شده توسط محققین برای محاسبه  $R_\mu$  بیان می‌گردد. [۱۹]

## - نیومارک و هال<sup>۱</sup>

در مطالعه آنان بر اساس طیف‌های خطی و غیرخطی حاصل از مولفه شمالی-جنوبی زلزله ال سنترو و رکوردهای دیگر این نتیجه به دست آمد که ۱- در نواحی طیفی با فرکانس پایین و متوسط یک سیستم خطی و یک سیستم غیرخطی تقریباً حداکثر تغییر مکان یکسان دارند ۲- در

---

1- Newmark and Hall

ناحیه طیفی با فرکانس خیلی بالا یک سیستم خطی و یک سیستم غیرخطی نیروی یکسانی دارند. ۳- در ناحیه طیفی با فرکانس بالا، از اصل بقای انرژی استفاده کرد به این صورت که دیاگرام نیرو - تغییر مکان یک سیستم الاستیک تا حداکثر تغییر مکان، مانند دیاگرام نیرو - تغییر مکان یک سیستم الاستیک - کاملاً پلاستیک است که در معرض همان تحریک قرار گرفته باشد. این یافته‌ها به پیشنهاد یک روش برای ساخت طیف غیرخطی از طیف خطی منجر گردید. این روش شامل کاهش طیف خطی به وسیله ضرایب مختلف برای هر ناحیه طیفی می‌باشد. ضرایب کاهش در اثر شکل‌پذیری  $R_\mu$  این دو محقق قبلاً ارائه شده است. [۱۲]

### - لایی و بیگز<sup>۱</sup>

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 پیوند طبیعی با فواصل مساوی از یکدیگر بین ۰/۱ تا ۱۰ ثانیه و در مقیاس لگاریتمی انجام شد. دو مقدار میرایی و چهار نسبت شکل‌پذیری در نظر گرفته شد و مطالعات صورت گرفته برای سیستم الاستو پلاستیک منتهی به ضریب  $R_\mu$  با فرمول زیر گردید.

$$R_\mu = a + \beta(\log T) \quad (۳۰-۱)$$

ضرایب  $\alpha$  و  $\beta$  در جدول (۳-۱) نشان داده شده است. همچنین ضرایب  $R_\mu$  محاسبه شده با این

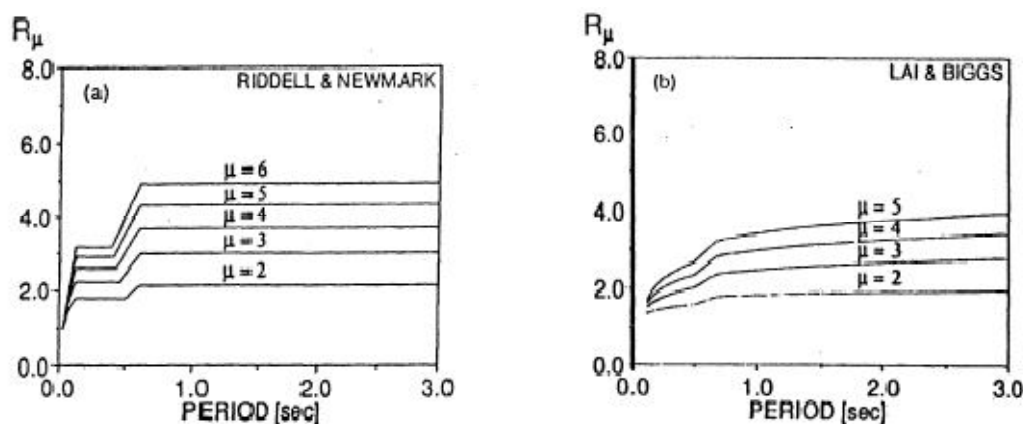
فرمول در شکل (۱۰-۱) ترسیم شده است. [۱۹]

جدول (۳-۱) ضرایب رابطه لای و بیگز [۱۹]

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

## ریدل و نیومارک<sup>۱</sup>

ضرایب  $R_{\mu}$  برای سیستم‌های الاستوپلاستیک با ۲، ۵ و ۱۰ درصد میرایی و برای سیستم‌های افت سختی و دو خطی با ۵ درصد میرایی برای مقادیر شکل‌پذیری از ۱ تا ۱۰ ارائه شده است. از مطالعات چنین نتیجه‌گیری می‌شود که پاسخ ماکزیمم الاستوپلاستیک، دوخطی و افت سختی خیلی مشابه هستند و اینکه استفاده از یک طیف الاستوپلاستیک برای تحلیل غیرخطی عموماً محافظه کارانه است. همچنین این مطالعه اولین مطالعه‌ای بود که از ۱۰ نگاشت مختلف که در سنگ و آبرفت ثبت شده بود استفاده می‌کرد. در مقایسه با ضرایب  $R_{\mu}$  نیومارک - هال، در این تحقیق ضرایب  $R_{\mu}$  ارائه شده به نسبت میرایی  $\beta$  نیز بستگی دارند. در شکل (۱-۱۱) نتایج به دست آمده برای میرایی ۵ درصد و برای شکل‌پذیری‌های مختلف نشان داده شده است. [۱۲]



شکل (۱-۱۰) ضریب  $R_{\mu}$  در تحقیق لای و بیگز [۱۹] شکل (۱-۱۱) ضریب  $R_{\mu}$  در تحقیق ریدل و نیومارک [۱۲]

## اقا دامسی و محرز<sup>۲</sup>

این اولین مطالعه در مورد اثر خاک بر روی ضریب  $R_{\mu}$  توسط آنان انجام شد. در این مطالعه طیف پاسخ غیرخطی برای سیستم‌های یک درجه آزادی با رفتار الاستیک - پلاستیک و تحت اثر ۵۰ حرکت افقی زمین ثبت شده در رسوب و ۲۶ حرکت افقی زمین ثبت شده در سنگ، به دست آمد. نامبردگان بر اساس تحلیل‌های آماری، روشی جدید برای تخمین طیف بازتاب غیرالاستیک پیشنهاد

1- Riddell and Newmark  
2- Elghadamsi and Mohraz

کردند. در این روش طیف غیرالاستیک را به وسیله درون‌یابی از دو محدوده طیفی صاف شده تهیه نمودند که این دو محدوده طیفی منطبق بر طیف‌های الاستیک و غیرالاستیک برای سطح تسلیم  $0.5 \text{in}$  بودند. با استفاده از طیف غیرالاستیک درون‌یابی شده، ضرایب کاهش برای خاک‌های آبرفتی و سخت محاسبه گردیدند. این تحقیق نشان داد که ضرایب  $R_{\mu}$  در زمین‌های رسوبی و سنگی تقریباً مشابه هستند. ضرایب  $R_{\mu}$  پیشنهاد شده توسط این دو محقق در شکل (۱-۱۲) نشان داده شده است. [۱۹]

### - ریدل، هیدالگو و کروز<sup>۱</sup>

طیف غیرخطی در این مطالعه با استفاده از چهارگروه زلزله ثبت شده و برای یک سیستم یک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک هیستریزیس و ۵ درصد میرایی، محاسبه شدند. ضرایب  $R_{\mu}$  بر اساس متوسط ضرایب  $R_{\mu}$  تقریبی ارائه شدند. متوسط ضرایب  $R_{\mu}$  تنها تقریبی از متوسط ضرایب  $R_{\mu}$  دقیق هستند زیرا آن‌ها به صورت نسبت متوسط طیف مقاومت الاستیک مورد نیاز به طیف مقاومت غیرالاستیک مورد نیاز محاسبه شدند و به صورت متوسط نسبت طیف مقاومت الاستیک مورد نیاز به طیف مقاومت غیرالاستیک مورد نیاز تعیین نشدند. ضرایب  $R_{\mu}$  ارائه شده در این تحقیق عبارتند از:

$$\text{For } 0 \leq T \leq T^* \quad R_{\mu} = 1 + \frac{R^*}{T} \quad (31-1)$$

$$\text{For } 0 \geq T^* \quad R_{\mu} = R^* \quad (32-1)$$

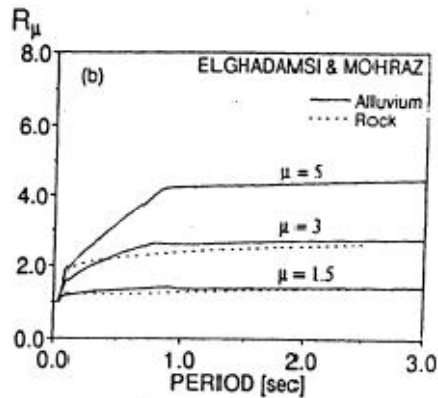
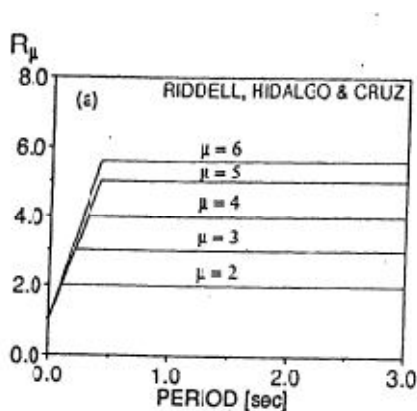
که مقادیر  $T^*$  و  $R^*$  در جدول (۴-۱) نشان داده شده‌اند. همچنین ضرایب  $R_{\mu}$  محاسبه شده با روابط فوق در شکل (۱-۱۳) ترسیم شده‌اند. [۱۹]

جدول (۴-۱) ضرایب رابطه ریدل، هیدالگو و کروز [۱۹]

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

1- Riddell , Hidalgo and Cruz





شکل (۱۲-۱) ضریب  $R_{\mu}$  در تحقیق محرز و القادامسی [۱۹] شکل (۱۳-۱) ضریب  $R_{\mu}$  در تحقیق ریدل و هیدالگو و کروز [۱۹]

### آرایز و هیدالگو<sup>۱</sup>

بر اساس میانگین تقریبی متوسط ضرایب  $R_{\mu}$  محاسبه شده توسط ریدل، هیدالگو و کروز، در این مطالعه یک فرمول برای محاسبه ضرایب  $R_{\mu}$  شامل یک منحنی غیرخطی، ارائه شده که در تمام محدوده‌های پریود قابل استفاده می‌باشد. فرمول ارائه شده عبارتست از:

$$R = 1 + \frac{T}{KT_0 + \frac{T}{\mu - 1}} \quad (۳۳-۱)$$

در رابطه فوق فاکتور  $KT_0$  برای گروه‌های مختلف حرکت‌های زمین (زمین لرزه‌ها) متفاوت است. این رابطه در پیش نویس آیین نامه شیلی با  $K = 0.1$  توصیه گردیده است.

ضرایب  $R_{\mu}$  محاسبه شده، با رابطه فوق با فرض  $T_0 = 0.2$  ثانیه در شکل (۱۴-۱) ترسیم شده‌اند. [۱۹]

### ناسار و کراوینکلر<sup>۲</sup>

این مطالعه پاسخ سیستم‌های غیرخطی یک درجه آزادی را تحت اثر ۱۵ زلزله ثبت شده در آمریکای غربی، مورد توجه قرار دارد. زلزله‌هایی که مورد استفاده قرار گرفتند در زمین‌های رسوبی و هم در زمین‌های سنگی بودند. هرچند که تاثیر خاک در این مطالعه به وضوح مورد بررسی قرار

1- Araiz and Hidalgo  
2- Nassar and Krawinkler

نگرفت، اما حساسیت ضریب  $R_\mu$  نسبت به فاصله مرکز سطحی زمین لرزه و پارامترهای سیستم ساختمانی مانند پیروید، تراز تسلیم، نسبت سخت شوندگی کرنشی و نوع رفتار غیرخطی مصالح، مورد بررسی قرار گرفت. از این مطالعه این نتیجه به دست آمده که فاصله مرکز سطحی زلزله و افت سختی بر ضریب  $R_\mu$  اثر ناچیزی دارند. که روابط قبلا ارائه شده است. [۱۳]

### – ویدیک، فایفر و فیشینگر<sup>۱</sup>

بر اساس متوسط ضرایب  $R_\mu$  محاسبه شده برای ۲۰ زلزله ثبت شده در آمریکای غربی و زلزله ۱۹۷۹ مونته‌نگرو<sup>۲</sup> یوگسلاوی فرمول‌های ساده شده‌ای برای محاسبه ضریب  $R_\mu$  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 نامبردگان از دو قسمت خطی تشکیل می‌شود. در قسمت اول که به ناحیه زمان تناوب‌های کوتاه مربوط است  $R_\mu$  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:

$$\text{For } T \leq T_o \quad R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_o} + 1 \quad (34-1)$$

$$\text{For } T \geq T_o \quad R_\mu = \mu \quad (35-1)$$

$$T_o = 0.66 \mu^{0.3} T_1 \quad (36-1)$$

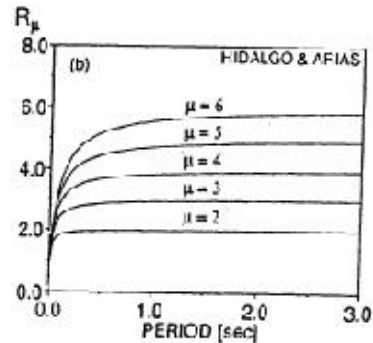
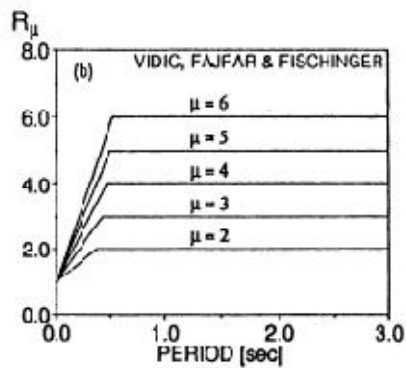
$$T_1 = 2\pi \frac{\Phi_{cv}^V}{\Phi_{ca}^A} \quad (37-1)$$

ضرایب  $R_\mu$  محاسبه شده با

1- Vidic , Fajfar and Fishinger  
2- Montenegro

استفاده از متوسط ضرایب بزرگنمایی  $\Phi_{ea}$  و  $\Phi_{ev}$  برای ۲۰ زلزله در نظر گرفته شد در این مطالعه

(یعنی  $\Phi_{ea} = 2/5$  و  $\Phi_{ev} = 2$ ) در شکل (۱-۱۵) ترسیم شده‌اند. [۱۸]



شکل (۱-۱۴) ضریب  $R_\mu$  در تحقیق آرایز وهیدالگو [۱۹] شکل (۱-۱۵) ضریب  $R_\mu$  در تحقیق ویدیک، فایرفوشینگر [۱۹]

### - میراندا<sup>۱</sup>

در این مطالعه سعی شد تعداد نسبتاً زیادی از زلزله‌های ثبت شده به منظور بررسی اثر شرایط خاک محل بر ضرایب  $R_\mu$  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.

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]

## ۱-۳-۲-۲- نتایج روش پیشنهادی یانگ

نتایج اصلی این روش عبارتند از:

۱- توسط معادلات (۲۰-۱) و (۲۳-۱) فرمول‌های مشخصی برای ضریب اصلاح پاسخ  $R$  و ضریب تشدید تغییرمکان  $C_d$  برای قواعد لرزه‌ای  $NEHRP$  نشان داده شد. همچنین معادله (۲۸-۱)، ضریب کارایی سیستم  $R_W$  مورد استفاده در  $UBC$  (که یک آیین نامه طراحی تنش مجاز است) را نشان داد. این ضرایب توابعی از ضریب افزایش مقاومت سازه‌ای  $\Omega$ ، ضریب شکل‌پذیری سازه‌ای  $\mu_s$  و نسبت میرایی ویسکوز معادل می‌باشند. (اثر میرایی عموماً در ضریب کاهش شکل‌پذیری  $R_\mu$  در نظر گرفته می‌شود).

۲- استفاده از یک مقدار ثابت  $R$  یا  $C_d$ ، سطح یکنواختی از اطمینان در برابر خرابی را برای تمام ساختمان‌ها به وجود نمی‌آورد. برای سازه‌های با قیود اضافی کم، افزایش مقاومت سازه‌ای که توسط شرایط طراحی لرزه‌ای کنونی مشخص می‌شود، ممکن است کافی نباشد. و ضروری است که در ارایه روابط طراحی روشی برای مشخص کردن افزایش مقاومت سازه‌ای مشخص شود. این افزایش مقاومت نباید کمتر از مقداری باشد که در برقراری ضرایب  $R$  و  $C_d$  فرض می‌شوند.

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 [۱۸].

### ۱-۳-۱-۳- روش طیف ظرفیت

اگر در نظر باشد با یک روش تحلیلی مقدار  $R_W$  محاسبه و فرمول‌بندی گردد پارامترهای زیادی در فرمول‌بندی آن دخیل بوه و رابطه آن چیزی شبیه به فرمول زیر خواهد بود .

$$R_W = R_A * R_B * R_C * \dots * R_N \quad (۳۸-۱)$$

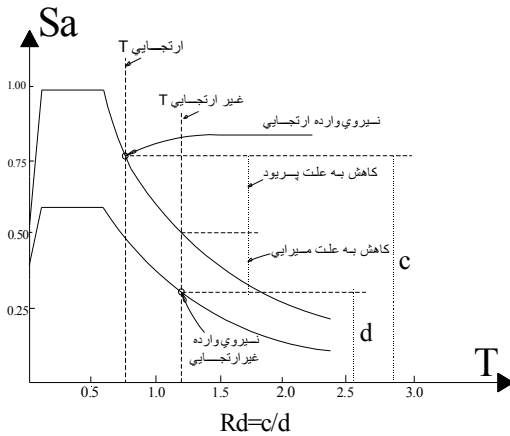
که  $R_X$  ها هر یک پارامترهایی مانند آرایش قاب‌ها، سیستم ساختمانی، ترکیب بارها، درجه نامعینی، مشخصات میرایی، مشخصات رفتار غیرخطی سازه، ویژگی‌های مصالح، نسبت ابعاد ساختمان، مکانیزم فرو ریزش و ... را در فرمول دخیل می‌نماید. وسعت عوامل موثر در تعیین مقدار  $R_W$  چنان زیاد است که به سختی می‌توان دو ساختمان یافت که ضریب رفتار یکسانی داشته باشند . به عبارت دیگر هر ساختمان مشخصات و ویژگی‌های منحصر به فرد و مخصوص به خود را دارد . لذا به جای آن که تمامی عوامل موثر فوق در رابطه با محاسبه ضریب رفتار وارد گردند مفیدتر به نظر می‌رسد تنها جملاتی که نقش اساسی‌ترین دارند در نظر گرفته شوند .

منحنی ظرفیت شکل (۱-۱۶) را در نظر بگیرید . اگر نسبت ظرفیت نهایی سازه ( نقطه  $b$  در شکل ) را به ظرفیت طراحی ( نقطه  $a$  ) محاسبه کنیم . می‌توان به یک نسبت ظرفیت افزایش یافته ( اضافه مقاومت ) یافت که آن را  $R_W$  می‌نمایم .

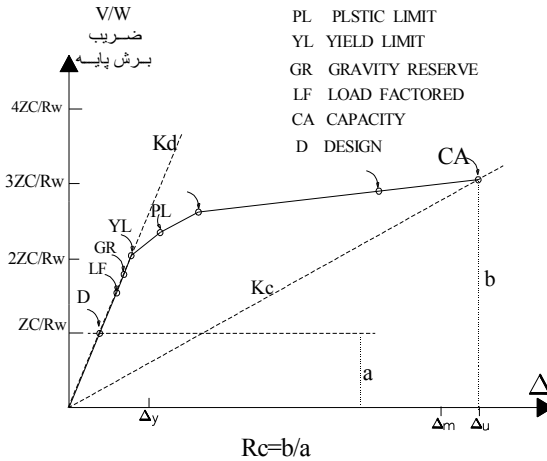
$Z_C$  طیف نیروهای وارد بر سازه را مشخص می‌کند که با میرایی 5% به هنگام زلزله در محدوده ارتجاعی باقی می‌ماند اما همان‌گونه که گفته شد انتظار نمی‌رود سازه به هنگام وقوع زلزله‌های متوسط و شدید الاستیک باقی بماند. به هنگام وقوع زمین لرزه، هر چه سازه از حد ارتجاعی‌اش فراتر می‌رود سختی آن کاهش می‌یابد ( نرم می‌شود )، و رابطه نیرو - جابجایی در آن غیرخطی و به شکل حلقه‌های هیستریزس خواهد بود . این عملکرد را می‌توان با ارتعاشات سازه‌ای با پریود طولانی‌تر ( ناشی از کاهش سختی ) و میرایی بزرگتر ( ناشی از جذب و دفع انرژی به شکل هیستریک ) مشابه دانست . بنابراین برای آنکه این عملکرد غیرخطی سازه تخمین زده شود می‌توان فرض کرد که به

هنگام وقوع زمین لرزه و ورود سازه به ناحیه غیر ارتجاعی پریود آن طولانی تر شده و میرایی آن افزایش می یابد. با طولانی تر شدن پریود و افزایش میرایی ناشی از زلزله نیاز لرزه ای کاهش می یابد.

( همان گونه که در شکل (۱۷-۱) نشان داده شده است.)



شکل (۱۷-۱) طیف نیروهای وارده. [۱۹]



شکل (۱۶-۱) منحنی ظرفیت. [۱۹]

برای مثال اگر  $Z_C$  پریود موثر (پایه) به اندازه ۵۰٪ افزایش یابد نیروی وارده به اندازه  $\frac{1}{3}$  کاهش خواهد یافت و اگر میرایی موثر از ۵٪ به ۲۰٪ افزایش یابد نیروی وارده به اندازه  $\frac{2}{5}$  کاهش خواهد یافت. در نتیجه نیروی وارده غیرخطی معادل مساوی  $\left(\frac{2}{3} * \frac{3}{5}\right)$ ، ۰.۴ نیروی وارده خطی خواهد بود معکوس ۰.۴ یا نسبت  $\frac{c}{d}$  در شکل (۱۷-۱)  $R_D$  نامیده می شود که در این مثال خاص ۲۵ خواهد بود.

اکنون با در دست داشتن دو مقدار  $R_D, R_C$  ضریب رفتار  $R_W$  از رابطه زیر به دست خواهد آمد.

$$R_W = R_C * R_D \quad (۳۹-۱)$$

از آنجا که  $R_D, R_C$  برای هر ساختمان دارای مقادیر منحصر به فردی هستند لذا ضریب رفتار هر

ساختمانی نیز مقداری یکتا و منحصر به فرد خواهد بود. [۱۹]

### ۱-۳-۲- روش‌های تحلیلی:

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)

### ۱-۳-۲-۱- روش تئوری ضریب شکل‌پذیری [۱۹]

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 (۱-۱۸) و از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$q = \frac{S_u}{S_y} = a_c \left[ \frac{\alpha_u}{\alpha_y} - \beta \right] + \beta \quad (۴۰-۱)$$

همانطور که در شکل (۱-۱۸) مشاهده می‌شود:  $\frac{\alpha_u}{\alpha_y}$ : نسبت ظرفیت نهایی به ظرفیت تسلیم

می‌باشد و در این رابطه  $\alpha_c$  ضریب الاستیک بحرانی بارهای قائم و  $\beta$  متغیری وابسته به پریود ارتعاشات سازه است که از رابطه زیر بدست می‌آورد.

$$\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_y} \quad (۴۱-۱)$$

یعنی می‌توان نوشت:

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_y} [(1 - \beta')\alpha_c + \beta'] \quad (42-1)$$

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

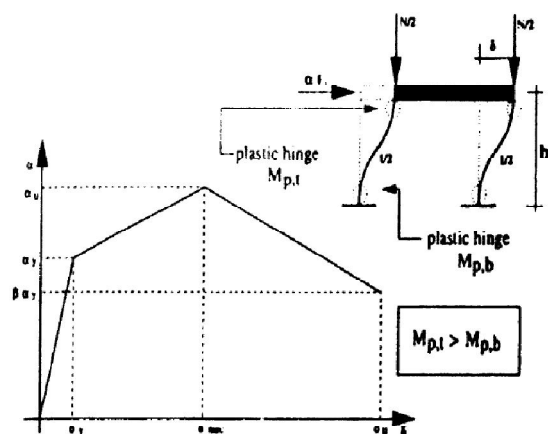
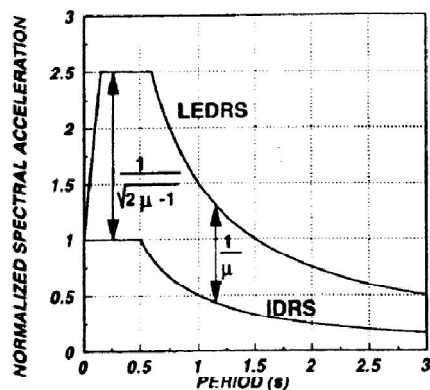
$$\beta' = 1 - T, \quad \beta' > 0.5 \quad (43-1)$$

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

### ۱-۳-۲-۲- روش پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزادی [۱۹]

این روش اولین بار توسط نیومارک و هال ارائه و بطور کامل فرمول بندی شد آنها نشان دادند که چگونه می‌توان طیف پاسخ غیرخطی (غیرالاستیک) را از طیف پاسخ خطی الاستیک یک سیستم یک درجه آزادی بدست آورد (شکل ۱-۱۹). ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری ( $R\mu$ ) با نسبت نیروی برشی مورد نیاز الاستیک به نیروی برشی مورد نیاز غیرالاستیک تعریف می‌شود.

$$R\mu = \frac{v_{eu}}{v_y} \quad (44-1)$$



شکل (۱-۱۸) مدل ساده شده با ظرفیت باز توزیع پلاستیک [۱۹] شکل (۱-۱۹) روش نیومارک معادل [۱۹]

جیانیینی با استفاده از نتایج سختی کاهش یافته سیستم‌های یک درجه آزادی که تحت زمین لرزه‌های مختلف قرار گرفته‌اند روابط کامل‌تر زیر را برای ضریب رفتار این سیستم‌ها پیشنهاد نموده‌اند:



$$q = 1 + (\mu - 1)^{0.87 - 0.05T} \quad T \geq T_0 \text{ اگر (۴۵-۱)}$$

$$q = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T}{T_0} \left[ 1 - \frac{T}{2T_0} \right] \quad T < T_0 \text{ اگر (۴۶-۱)}$$

که در روابط فوق  $T_0$  پریود سیستم است در لحظه‌ای که منحنی طیف پاسخ الاستیک شروع به نرم شدن ( کاهش سختی ) می‌کند و  $q_0$  مقدار  $q$  از معادله ( ۴۵ - ۱ ) به ازای  $T = T_0$  می‌باشد .

### ۱-۳-۲-۳- روش انرژی [۱۹]

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. ( شکل ۱-۲۰ )  
معادله تعادل انرژی در یک سازه به شکل زیر نوشته می‌شود .

$$E_{ku} = W_0 + D_u - E_{2u} \quad (۴۷-۱)$$

که در آن :

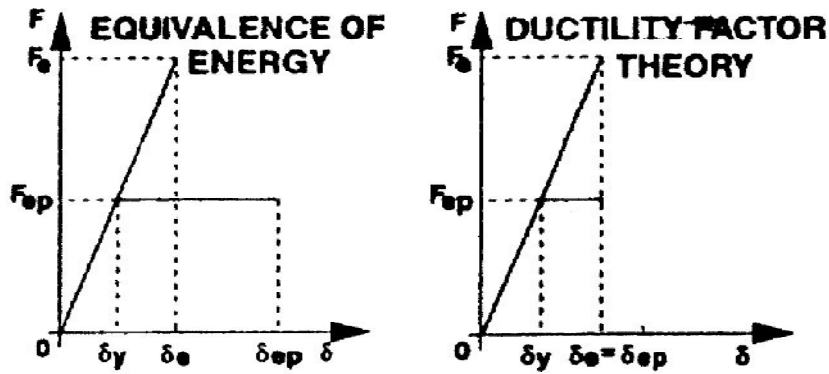
$W_0$  : انرژی الاستیک که در محدوده ارتجاعی ( بخش اول تغییرشکل ) ذخیره می‌شود .

$D_u$  : 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 (۲۰-۱) روش انرژی

$$E_{km} = m^2 E_k \quad (۴۸-۱)$$

در نتیجه بنابر قانون تعادل انرژی خواهیم داشت :

$$E_{km} = E_{ku} \quad (۴۹-۱)$$

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 صرف‌نظر 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 صرف‌نظر 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:

$$E_{km} = m^2 E_k \quad (50-1)$$

معادله تعادل انرژی می‌دهد:

$$E_{ku} W_0 + D_u - E_{2u} \quad (51-1)$$

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:

$$E_{k,m_{lim}} = E_{ku} \quad (52-1)$$

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:

$$E_k = W \quad (53-1)$$

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

$$W_0 = a_0, W \quad (54-1)$$

$$m_{lim} = \left[ a_0 \left( 1 + \frac{D_u}{W_0} \right) - \frac{E_{2u}}{W_0} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (55-1)$$

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

$$D_s = \frac{D_u}{W_0} \quad (56-1)$$

$$A_s = \frac{E_{2u}}{W_0} \quad (57-1)$$

و شکل‌پذیری لرزه‌ای کاهش یافته برابر است با:

$$D_{sr} = D_s - A_s \quad (58-1)$$

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

$$\tau_s = \sqrt{a_0(1 + D_{sr})} \quad (59-1)$$

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.

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

$$q = \left( \frac{W_u}{W_y} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (60-1)$$

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.

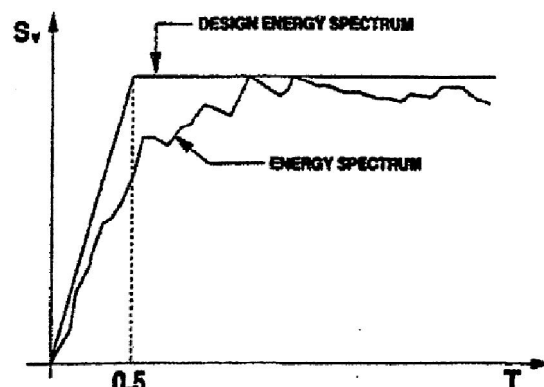
اگر چه قاب‌های با سیستم ستون قوی و تیر ضعیف عمدتاً برای مناطق لرزه‌ای مفید هستند و بکار می‌روند زیرا در این گونه قاب‌ها از تمرکز آسیب در یک طبقه جلوگیری می‌شود، این مهم است که توجه داشته باشیم که اغلب سازه‌ها به عنوان سازه‌های ستون ضعیف تیر قوی طبقه بندی می‌شوند. دلایل این طبقه بندی به قرار زیر است:

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<sup>۱</sup> 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 .

$$E = \frac{1}{2}MS_v^2 \quad (۶۱-۱)$$

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- ۲۱) نشان داده شود .



شکل (۱- ۲۱) طیف انرژی طراحی برای روش کاتو و آکایاما. [۱۹]

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 :

$$\frac{1}{2}MS_v^2 = W_e + W_p \quad (۶۲-۱)$$

که  $W_e$  انرژی کرنشی الاستیک و  $W_p$  انرژی کرنشی پلاستیک تجمعی است . برای بقاء یک قاب در

1-Housner

برابر نیازهای زلزله طراحی می‌بایست ظرفیت اتلاف انرژی پلاستیک تجمعی سازه  $W_{ps}$  کمتر از پاسخ انرژی پلاستیک تجمعی  $W_p$  نباشد .

$$W_{ps} > W_p = \frac{1}{2}MS_v^2 - W_e \quad (۶۳-۱)$$

انرژی کرنشی الاستیک  $W_e$  با رابطه تقریبی زیر ارائه می‌شود :

$$W_e = \frac{1}{2}M\left(\frac{T}{2\pi}.a_1g\right)^2 \quad (۶۴-۱)$$

که  $a_1$  ضریب برش پایه تسلیم است و با رابطه زیر بیان می‌شود :

$$a_1 = \frac{Q_y}{M.g} \quad (۶۵-۱)$$

و  $Q_y$  نیروی برش پایه تسلیم است .

ابتدا می‌بایست معادله (۶۳-۱) برای طبقه اول اقلان شود، سپس کنترل ایمنی می‌تواند با استفاده از قانون توزیع کار پلاستیک ( بدست آمده توسط همین مولفان ) برای هر طبقه توسعه یابد . نهایتاً می‌توان شکل‌پذیری قابل را به صورت زیر که مستقل از شدت زلزله است نشان داد .

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1+4c_1a_1\eta_1}} \quad (۶۶-۱)$$

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  $\eta_1$  نسبت شکل‌پذیری پلاستیک تجمعی است .

ضریب  $q$  در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای اروپا به  $D_s$  وابسته بوده و با رابطه زیر بیان می‌شود :

$$q = \frac{1}{D_s} = \sqrt{1+4c_1a_1\eta_1} \quad (۶۷-۱)$$

مقدار  $q$  در رابطه فوق می‌تواند به عنوان یک معیار اندازه‌گیری 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:

$$W_{pi} \leq W_{pis} \quad (68-1)$$

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

$$q_i = \sqrt{1 + 4a_i c_i \eta_i \left(\frac{a_i}{a_1}\right)^2} \quad (69-1)$$

نتیجتاً مقدار ضریب  $q$  که هر طبقه را اقناع کند با رابطه زیر بیان می شود:

$$q = \min(q_1, q_2, \dots, q_n) \quad (70-1)$$

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

## فصل ۲

### تحليل استاتيكي غير خطي



## ۲-۱- مقدمه

در این فصل ابتدا نکاتی در ارتباط با آنالیز استاتیکی غیر خطی بیان می‌شود و با توجه به اینکه در این پایان‌نامه جهت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزارهای *SAP2000* [۲۰] و *ETABS Nonlinear* [۲۱] استفاده شده است، در انتهای این فصل به شرح نکاتی راجع به توانایی‌های این نرم‌افزارها پرداخته شده است.

## ۲-۲- نکات مهم در ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها

### ۲-۲-۱- هدف بهسازی لرزه‌ای

در این تحقیق ساختمان‌ها در سطح عملکردی ایمنی جانی در سطح خطر یک، مورد ارزیابی قرار می‌گیرند که متناظر با هدف بهسازی مبنا است. [۲۲]

### ۲-۲-۲- طیف طرح

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 ۰/۳۵ در نظر گرفته شده است. همچنین از نقشه پهنه‌بندی شتاب با دوره بازگشت ۴۷۵ سال استفاده شده است [۲۳].

### ۲-۲-۳- روش تحلیل سازه

در این تحقیق جهت تحلیل کلیه ساختمان‌ها از روش استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. در واقع وجه تمایز اصلی دستورالعمل بهسازی با آیین‌نامه‌های طراحی همچون استاندارد ۲۸۰۰ در استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی است.

### ۲-۲-۴- رفتار اجزای سازه

رفتار اجزاء به دو صورت محدودیت تغییرشکل یا محدودیت نیرو کنترل می‌شوند.

عناصری که با تغییر مکان کنترل می‌گردند عبارت اند از: [۲ و ۴ و ۲۲]

• لنگر خمشی در تیرها

- لنگر خمشی در ستونها به شرطی که نیروی محوری فشاری از نصف ظرفیت محوری فشاری کمتر باشد.

- کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار کنترلشونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شود.

عناصری که با نیرو کنترل می‌شوند عبارتند از:

- برش در تیرها و ستونها
- نیروی محوری در ستونها
- لنگر خمشی در ستون‌هایی که نیروی محوری فشاری از نصف ظرفیت فشاری بیشتر شود.

## ۲-۲-۵- مقاومت مصالح

مقاومت مورد انتظار مصالح به صورت حاصلضرب مقادیر کرانه پایین مقاومت مصالح در

ضریب ۱/۱ (  $F_{ye} = 2640 \text{ kg/cm}^2$  ) در نظر گرفته می‌شود. در مدل‌های این پایان‌نامه مشخصات

تعیین شده برای مصالح فولادی برابر  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  فرض و به عنوان کرانه پایین مقاومت مصالح در نظر گرفته شده است.

## ۲-۲-۶- اثر P-Δ

اثر P-Δ در آنالیز استاتیکی غیرخطی در حالات بارگذاری جانبی لحاظ شده است.

## ۲-۲-۷- دیافراگم

نوع سقف‌ها تیرچه - بلوک است که دیافراگم صلب در نظر گرفته می‌شوند. ( نوع دیافراگم در

تعیین تغییرمکان هدف موثر است).

## ۲-۲-۸- اثرات پیچش

سازه‌های تحلیل شده در این پایان‌نامه به صورت سه‌بعدی مدل شده‌اند، لذا اثرات پیچش واقعی خود به خود لحاظ شده است.

## ۲-۲-۹- اعضای سازه‌ای اصلی و سازه‌ای غیر اصلی

در تحلیل‌های غیرخطی، سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیراصلی و همچنین تغییرات مقاومت و سختی این اعضا در اثر کاهش سختی باید در مدل‌سازی وارد گردد. مثلاً دیوارهای جانبی و پارتیشن‌بندی داخلی می‌توانند اثر قابل ملاحظه‌ای در سختی جانبی داشته باشند و باید در مدل‌سازی وارد شوند، اما در این پایان‌نامه اثر آنها نادیده گرفته شده است و سختی آنها لحاظ نشده است. همچنین با توجه به اینکه در ابتدای اعمال بارهای رفت و برگشتی ناشی از زلزله ممکن است خراب شوند و خرابی یک دیوار می‌تواند سختی یک طبقه را نسبت به طبقات بالا و پایین بسیار تغییر داده و منجر به تمرکز تغییرشکل‌ها در آن طبقه شود، لذا در نظر گرفتن تأثیر دیوارها در مدل به راحتی امکان‌پذیر نیست. نکته دیگری که لازم است به آن اشاره شود این است که در استاندارد ۲۸۰۰ اثر دیوارهای داخلی فقط در محدود کردن پریود سازه آمده است، یعنی بخاطر وجود دیوارها و میان‌قاب‌های آجری، پریود اصلی سازه را به اندازه ۲۰٪ کاهش می‌دهیم. (وقتی با روش تحلیل دینامیکی با استاندارد ۲۸۰۰ پریود سازه را بدست می‌آوریم، چون معمولاً این پریود از پریود فرمول تجربی بیشتر است، ۱/۲۵ برابر پریود فرمول تجربی را به عنوان پریود اصلی سازه در نظر می‌گیریم و با توجه اینکه میان‌قاب داریم باید این پریود را در ۰/۸ ضرب کنیم و در نتیجه اثر افزایش ۱/۲۵ را که به خاطر بدست آوردن پریود از روش تحلیل دینامیکی است با اثر ۰/۸ به خاطر اثر میان‌قاب‌ها، با هم خنثی می‌شوند.) [۲۳]

## ۲-۱۰- توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی

مطابق دستورالعمل، دو توزیع بار جانبی می‌توان به مدل سازه‌ای اعمال نمود. که دو الگوی بارگذاری توصیه شده بر اساس دستور العمل بهسازی لرزه‌ای به قرار زیر هستند:

### 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 سازه‌هایی که دارای زمان تناوب بزرگتر از یک ثانیه هستند فقط می‌توان از روش سوم استفاده کرد.

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 :

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (1-2)$$

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 :

$$k = 0.5T + 0.75 \quad (2-2)$$

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 می‌شود. و نیز  $T$  پریود اصلی سازه است.

از این توزیع زمانی استفاده می‌شود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود اول در جهت مورد نظر مشارکت کند، در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

توزیع متناسب با شکل مود اول در جهت مورد نظر: از این توزیع زمانی می‌توان استفاده نمود

که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند.

توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی: برای این منظور

تعداد مودهای ارتعاشی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

## توزیع نوع دوم :

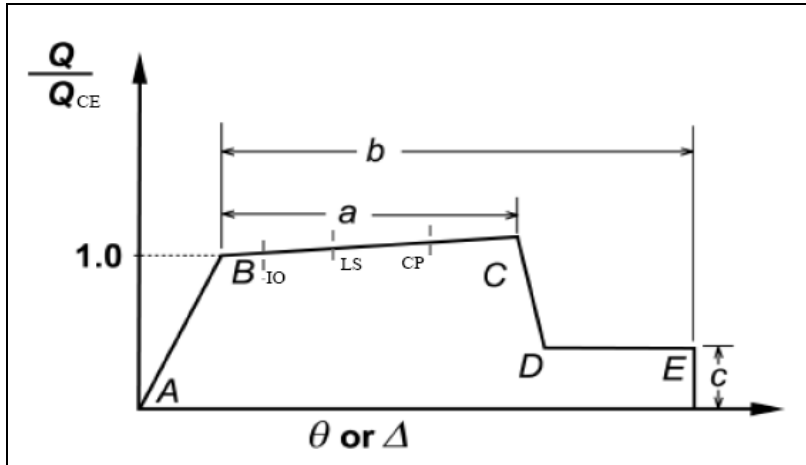
توزیع یکنواخت: در این حالت بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود چنانچه وزن تمام طبقات یکسان باشد توزیع در کل سازه به صورت مستطیل خواهد بود.

توزیع متغیر: در این حالت توزیع بار جانبی بر حسب وضعیت رفتار غیر خطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود.

بار جانبی که به ترتیب فوق انتخاب می‌شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه‌ی بین برش پایه و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییر مکانی حداقل  $1/5$  برابر تغییر مکان هدف ثبت شود. در تحلیل غیر خطی، بارهای ثقلی اعضا مطابق بند (۳-۲-۸) دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای در ترکیب با بار جانبی باید منظور شود. [۲۲] در این پایان‌نامه از توزیع یکنواخت (توزیع نوع دوم) که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه است، استفاده شده است.

## ۲-۲-۱۱- معیارهای پذیرش مفصل‌ها در آنالیز استاتیکی غیرخطی

اگر پاسخ سازه به کمک روش‌های تحلیل غیرخطی تعیین شود، رابطه نیرو- تغییرشکل اجزاء به صورت روابط غیرخطی لازم می‌شود. چنانچه تحت بارهای وارده پاسخ غیرخطی در جزء اتفاق نیافتد می‌توان از روابط خطی استفاده کرد. منحنی نیرو - تغییرشکل غیرخطی اجزاء باید بر پایه مدارک آزمایشگاهی یا تحلیل‌های انجام یافته تعیین شوند و در صورت در دسترس نبودن این مدارک می‌توان از منحنی‌های نیرو - تغییرشکل (۲-۱) 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.  $\Delta$  کل تغییر مکان ارتجاعی و خمیری و  $\theta$  کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون می‌باشد. همچنین شیب منحنی در قسمت BC، ۳٪ در نظر گرفته می‌شود. [۲۲]



شکل (۱-۲): منحنی نیرو-تغییر شکل غیرخطی اجزا [۲۲]

با توجه به نسبت‌های  $\frac{h}{t}$  و  $\frac{b}{2t}$  در تیرها مقادیر پارامترهای مدل‌سازی (زاویه چرخش خمیری  $a$  و  $b$  و نسبت تنش پسماند  $c$ ) و همچنین معیارهای پذیرش به دست می‌آید. با توجه به اطلاعات داده شده در شکل (۲-۲) مختصات  $E, D, C, B, A$  تعیین می‌شوند. برای مثال برای تیر با مقطع IPE270 داریم:

$$\frac{h}{t_w} = 40.9 \leq 3185 / (f_{ye})^{0.5} = 62$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.61 \leq 420 / (f_{ye})^{0.5} = 8.17$$

بنابراین بر اساس شکل (۲-۲) قسمت الف تیرها-خمشی، مقادیر پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در خمش به صورت جدول (۱-۲) به دست می‌آید.

جدول (۱-۲): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در خمش برای تیر با مقطع IPE270 [۲۲]

معیارهای پذیرش (زاویه چرخش خمیری، رادبان)			پارامترهای مدل‌سازی		
CP	LS	IO	c	b	a
$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	0.6	$11\theta_y$	$9\theta_y$

بنابراین مختصات نقاط  $E, D, C, B, A$  در شکل (۱-۲) به صورت جدول (۲-۲) به دست می‌آید.

جدول (۲-۲): تعیین مختصات منحنی نیرو-تغییر مکان در مدل سازی مفصل خمشی تیر IPE270 [۲۲]

	M/M <sub>CE</sub>	$\theta_{total}/\theta_y$
<b>A</b>	0	0
<b>B</b>	1	0
<b>C</b>	1.27	9
<b>D</b>	0.6	9
<b>E</b>	0.6	11

البته در وارد کردن این مختصات در برنامه SAP بسته به اینکه نرم افزار از نسخه FEMA273 یا FEMA356 استفاده کرده باشد تفاوت‌هایی وجود دارد که بعداً شرح داده می‌شود.

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, Radians			
	a	b			Primary		Secondary	
			LS		CP	LS	CP	
<b>Beams—flexure</b>								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	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 $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	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							
Component/Action	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	IO	Plastic Deformation			
	a	b			Primary		Secondary	
			LS		CP	LS	CP	
<b>Braces in Compression (except EBF braces)<sup>1</sup></b>								
a. Double angles buckling in-plane	0.5 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$	0.2	0.25 $\Delta_c$	5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$
b. Double angles buckling out-of-plane	0.5 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$	0.2	0.25 $\Delta_c$	4 $\Delta_c$	6 $\Delta_c$	6 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$
<b>Braces in Tension (except EBF braces)<sup>2</sup></b>								
	11 $\Delta_T$	14 $\Delta_T$	0.8	0.25 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$	9 $\Delta_T$	11 $\Delta_T$	13 $\Delta_T$
<b>Beams, Columns in Tension (except EBF beams, columns)<sup>2</sup></b>								
	5 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$	1.0	0.25 $\Delta_T$	3 $\Delta_T$	5 $\Delta_T$	6 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$
1. $\Delta_c$ is the axial deformation at expected buckling load. 2. $\Delta_T$ is the axial deformation at expected tensile yielding load.								

شکل (۲-۲): روابط نیرو-تغییر شکل غیر خطی اجزا طبق FEMA 356 [۲۲]

## ۲-۲-۱۲- مدل سازی مفصل های محوری در ستون های کششی و معیارهای پذیرش آنها

بر اساس دستورالعمل بهسازی، کشش محوری در ستون ها باید با رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شود و پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در جدول (۳-۲) آمده است. در جدول (۳-۲)،  $\Delta_t$  تغییرشکل محوری در بار نظیر تنش کششی حد تسلیم می باشد که توسط برنامه به طور خودکار محاسبه می شوند. و تعریف دو مفصل محوری در هر ستون کفایت می کند که محل آن در نقاط ابتدایی و انتهایی طول ستون در نظر گرفته شده است.

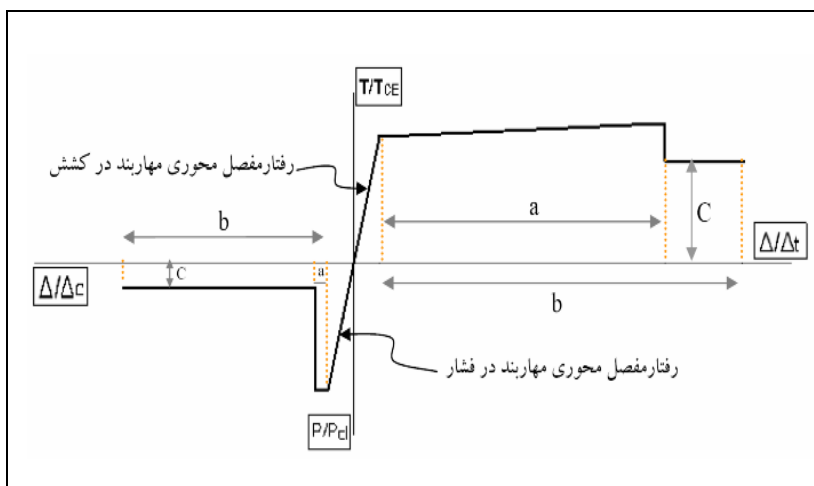
جدول (۳-۲): پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش در ستون های کششی [۲۲]

معیارهای پذیرش (تغییر طول خمیری)			پارامترهای مدلسازی		
CP	LS	IO	c	b	a
$9\Delta_t$	$7\Delta_t$	$0.25\Delta_t$	0/8	$14\Delta_t$	$11\Delta_t$

## ۲-۲-۱۳- پارامترهای مدل سازی مهاربندها و معیارهای پذیرش آنها

بر اساس دستورالعمل بهسازی، کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شود. در مدل سازی رفتار غیرخطی مهاربندها با توجه به تفاوت در کشش و فشار این المان ها از منحنی شکل (۳-۲) استفاده شود. پارامترهای  $P_{CL}$  و  $T_{CE}$  به ترتیب برابر مقاومت مورد انتظار اعضای تحت کشش و کرانه پایین مقاومت اعضاء تحت فشار می باشد.  $\Delta_t$  تغییرشکل محوری در بار نظیر تنش کششی حد تسلیم و  $\Delta_c$  تغییرشکل محوری در بار کمانشی مورد نظر می باشد.  $F_{as}$  تنش مجاز فشاری مهاربند بر اساس بند (۲-۸) پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران می باشد.  $F_a$  مطابق بند ۱۰-۱-۵-۲-مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران تنش مجاز فشاری اعضای محوری است.





شکل (۲-۳): منحنی نیرو-تغییر شکل مهاربندها

برای مدل‌سازی رفتاری مهاربندها در کشش و فشار مقادیر  $a, b, c$  و همچنین

معیارهای پذیرش از جدول (۲-۴) و جدول (۲-۵) بدست می‌آید.

جدول (۲-۴): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای کلیه مهاربندهای کششی [۲۲]

معیارهای پذیرش (تغییر طول خمیری)			پارامترهای مدل‌سازی		
CP	LS	IO	c	b	a
$9\Delta_t$	$7\Delta_t$	$0.25\Delta_t$	$0.8$	$14\Delta_t$	$11\Delta_t$

جدول (۲-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای مهاربندهای فشاری [۲۲]

مقطع مهاربند	کمانش محتمل	معیارهای پذیرش (تغییر طول خمیری)			پارامترهای مدل‌سازی		
		CP	LS	IO	c	b	a
زوج ناودانی	داخل صفحه	$7\Delta_c$	$5\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	$0.2$	$9\Delta_c$	$0.5\Delta_c$
زوج ناودانی	خارج صفحه	$6\Delta_c$	$4\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	$0.2$	$8\Delta_c$	$0.5\Delta_c$

## ۲-۲-۱۴- کنترل معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی

در اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل نباید تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی

بیش از ظرفیت آنها باشد. در این حالت برش پایه نظیر تغییرمکان هدف ( $V_t$ ) نباید کمتر از ۸۰٪ برش

تسلیم موثر سازه ( $V_y$ ) باشد. در اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچکتر از

کرانه پایین مقاومت اعضاء با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند باشد. اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با استفاده از نرم افزار ۲۰۰۰ ETABS قابل کنترل هستند و که تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی نبایستی بیش از ظرفیت آنها باشد و با توجه به معیارهای پذیرش داده شده در نرم‌افزار، محدوده رفتار سازه با تغییر رنگ مفصل‌های تیر و ستون، نشان داده می‌شود، با ملاحظه شکل (۲-۲۱)، رنگ بنفش بیانگر عبور از نقطه B، رنگ آبی بیانگر عبور از عملکرد IO، رنگ فیروزه‌ای بیانگر عبور از عملکرد LS، رنگ سبز بیانگر عبور از عملکرد CP رنگ زرد بیانگر عبور از نقطه C، رنگ نارنجی بیانگر عبور از نقطه D و رنگ قرمز بیانگر عبور از نقطه E و نشان‌دهنده گسیختگی کامل مفصل است. به شکل (۲-۲۱) توجه کنید.

## ۳-۲- تعریف خصوصیات مفاصل پلاستیک در نرم‌افزارهای SAP و ETABS

### ۳-۲-۱- مفاصل‌هایی که باید تعریف شوند:

برای سازه‌های مورد بررسی سه سری مفصل باید تعریف کنیم:

الف - در تیرهای لینک EBF باید دو نوع مفصل برشی V2 و خمشی M3 تعریف نمود.

ب - در وسط طول هر بادبند باید مفصل فشاری P تعریف کرد.

ج - در وسط طول هر ستون باید مفصل فشاری P تعریف کرد.

### ۳-۲-۲- نکات مهم در تعریف مفاصل در تیرها و مهاربندها:

۱- اگر از نسخه‌ای از نرم افزار SAP2000 استفاده شود که براساس FEMA273 طراحی شده

باشد، با توجه به اینکه در FEMA273 اعداد معیارهای پذیرش یکی بیشتر از اعداد داده شده در

دستورالعمل بهسازی و دستورالعمل FEMA356 است (یعنی در FEMA273 عدد معیارهای پذیرش

جمع مقدار چرخش الاستیک و پلاستیک می‌باشد در صورتیکه در دستورالعمل بهسازی و

FEMA356 عدد معیارهای پذیرش را به صورت ضربی از  $\theta_y$  داده است و فقط شامل چرخش

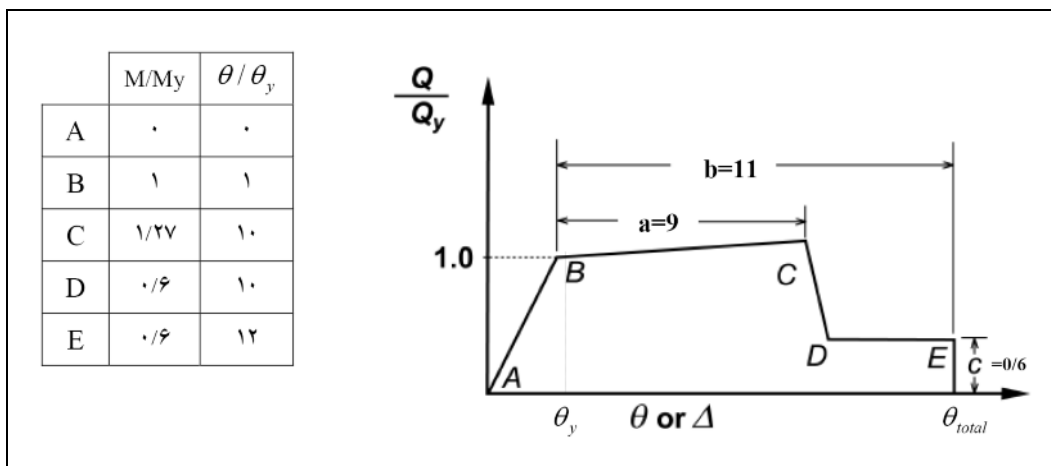
پلاستیک می‌باشد.) پس برای استفاده از چنین نسخه‌هایی از SAP2000 می‌بایست به اعداد معیارهای

پذیرش دستورالعمل بهسازی عدد ۱ را اضافه نمود. اما اگر از نسخه‌های جدیدتر SAP2000 که براساس FEMA356 طراحی شده‌اند استفاده شود، فقط مقادیر چرخش پلاستیک و معیارهای پذیرش آنها را در مدلسازی وارد می‌کنیم.

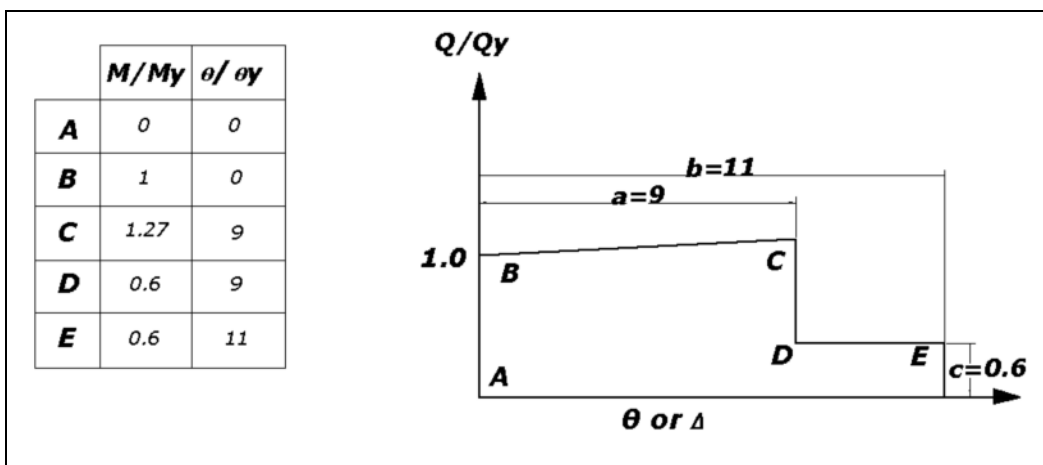
۲- روش بدست آوردن منحنی  $M-\theta$  برای مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تیرها و ستون‌ها با استفاده از پارامترهای مدلسازی در دستورالعمل بهسازی به این صورت است که با توجه به نسبت  $\frac{h}{t}$  و  $\frac{b}{2t}$  در تیرها و ستون‌ها مقادیر پارامترهای مدلسازی که عبارتند از زاویه چرخش خمیری  $a$ ،  $b$  و نسبت تنش‌های پسماند  $c$  بدست می‌آید و در نتیجه مختصات نقاط  $A$  و  $B$  و  $C$  و  $D$  و  $E$  بدست می‌آید. در بدست آوردن مختصات  $C$  باید دقت کرد که شیب خط  $B-C$  ۳٪ باشد. مثلاً در شکل (۱-۲) برای تیر IPE200 پارامترهای مدلسازی با توجه به شکل (۲-۴) برابر با مقادیر  $a=9$  و  $b=11$  و  $c=0/6$  است و بر اساس این مقادیر مختصات نقاط  $A$  و  $B$  و  $C$  و  $D$  و  $E$  در منحنی نیرو-تغییرمکان سازه را بدست می‌آوریم. در شکل (۲-۵) محل وارد کردن مختصات نقاط در SAP2000 نشان داده شده است.

الف- در قسمت Scaling for moment and rotation در تیرها باید Used yield moment

و Used yield rotation را فعال کرد تا خود برنامه مقدار  $\theta_y$  و مقدار  $M_y$  را با رابطه  $M_y = ZF_{ye}$  حساب کند (شکل (۲-۶) را ببینید).



شکل (۲-۴): تعیین پارامترهای مدلسازی مفاصل پلاستیک M3 تیر IPE200 (FEMA 273) [۲]



شکل (۲-۵): تعیین پارامترهای مدل‌سازی مفاصل پلاستیک M3 IPE200 (FEMA 356) [۴]

Frame Hinge Property Data for M3 - Moment M3

Fit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.6	-11
D	-0.6	-0.45
C	-1.27	9
E	-	0
A	0	0
B	1	0
C	1.27	9
D	0.6	9.45
E	0.6	11

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Finger Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment    Moment SF:  Positive     Negative

Use Yield Rotation    Rotation SF:  Positive     Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy    Positive:  Negative:

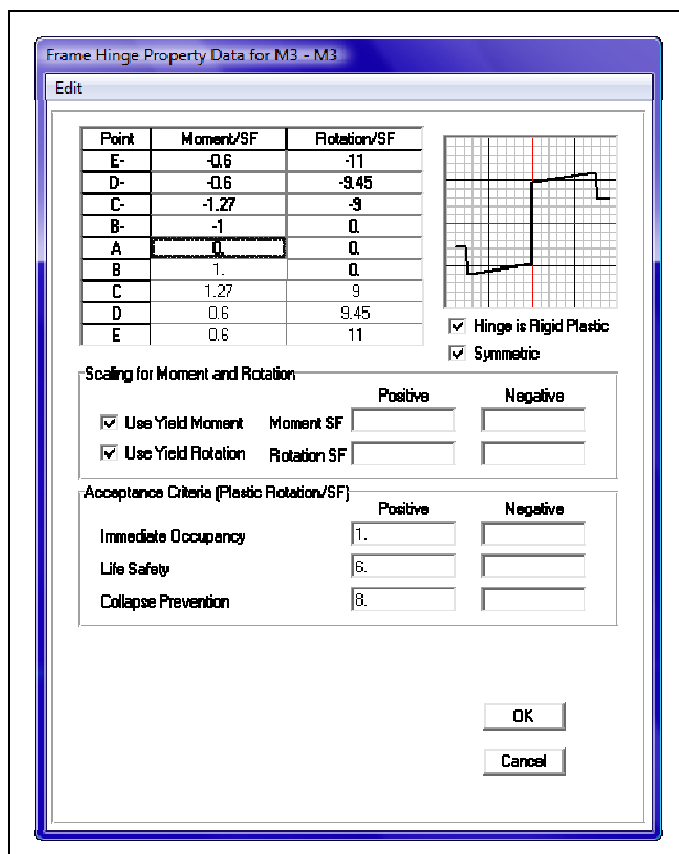
Life Safety    Positive:  Negative:

Collapse Prevention    Positive:  Negative:

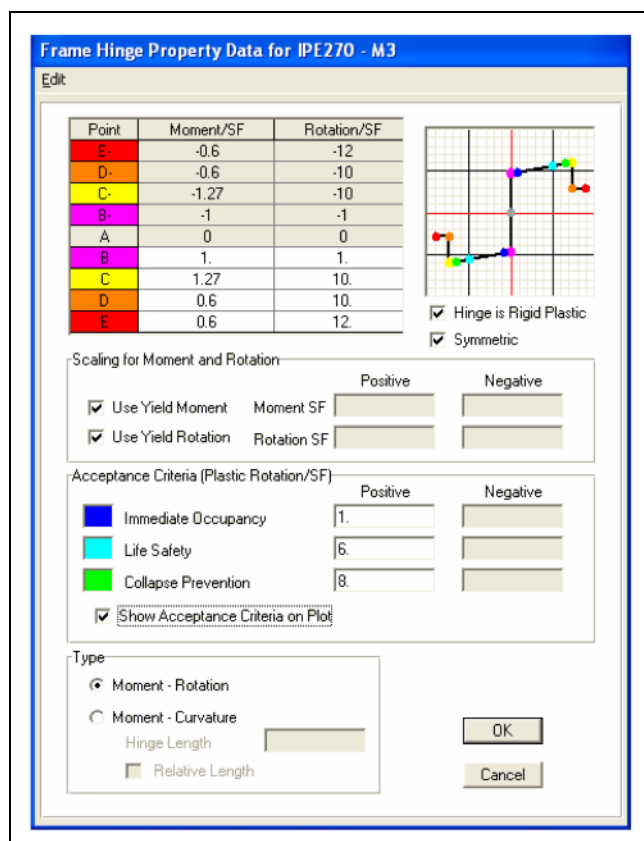
Show Acceptance Criteria on Plot

OK    Cancel

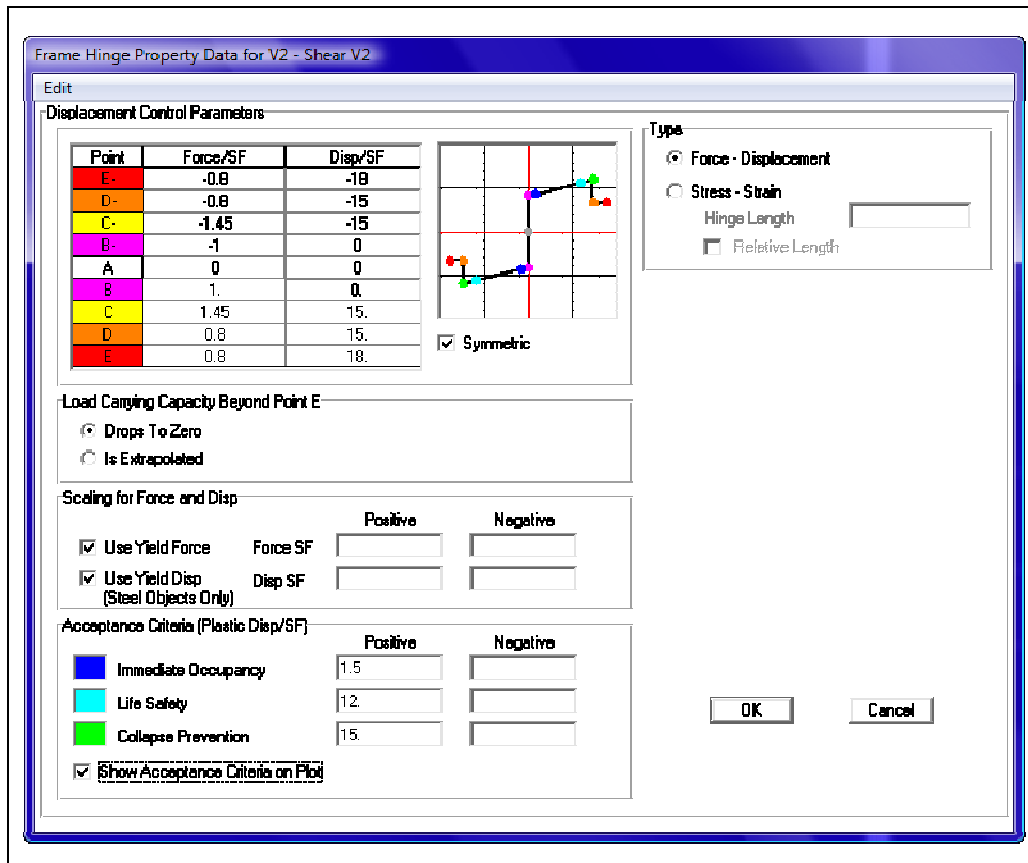
شکل (۲-۶): محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک M3 در SAP2000 ver 12.50.0 بر اساس شکل (۲-۵). [۲۰]



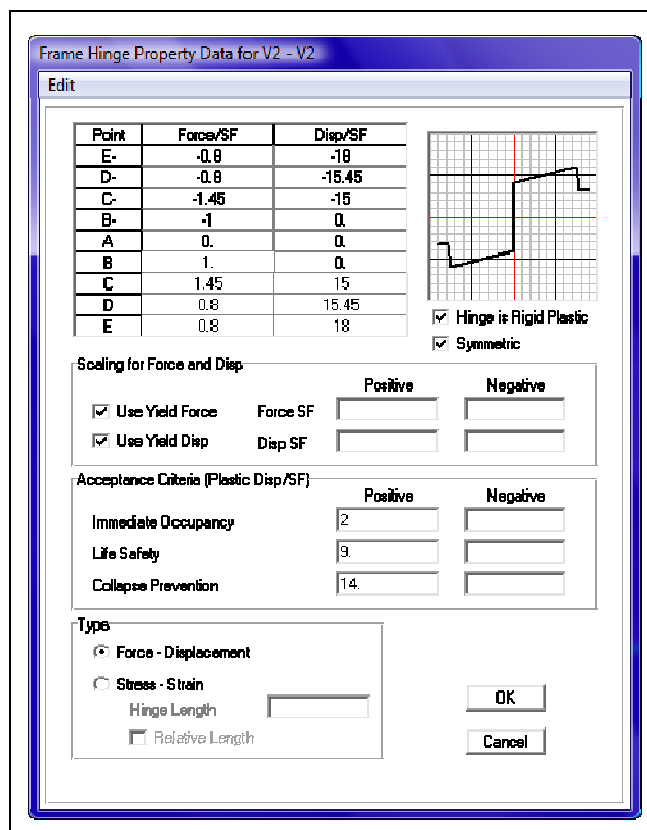
شکل (۷-۲): محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک M3 در ETABS Nonlinear براساس شکل (۲-۵). [۲۱]



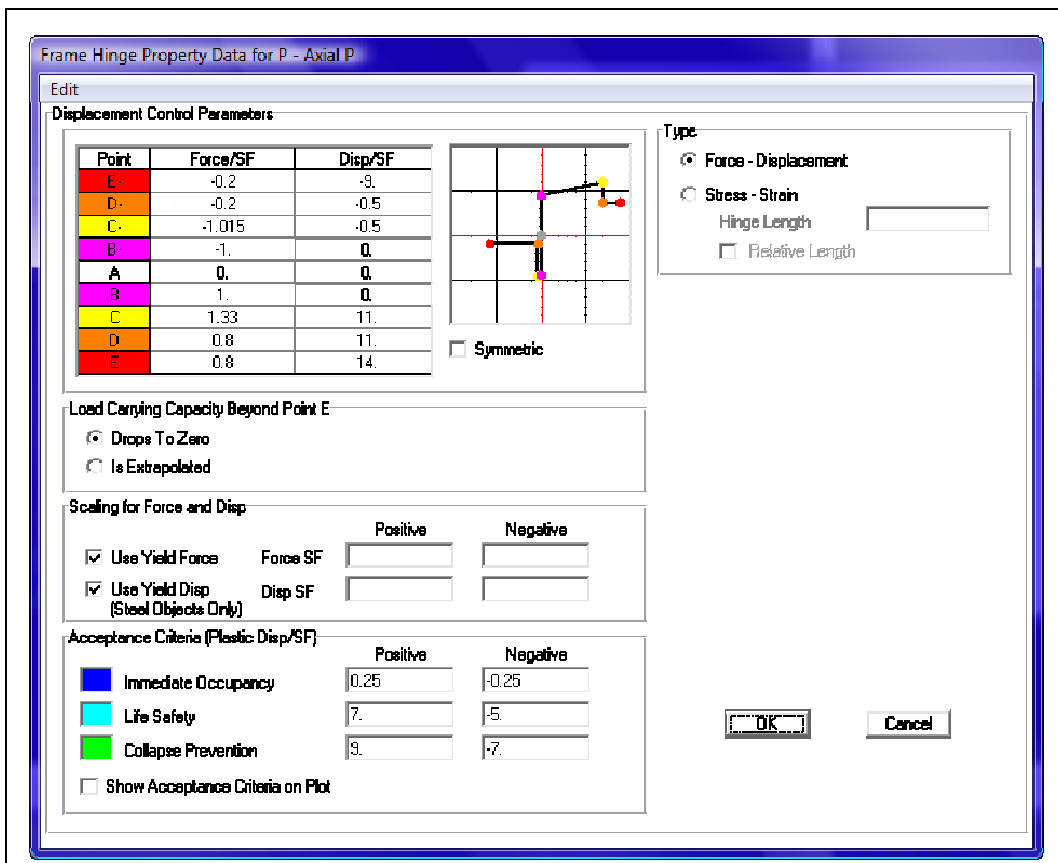
شکل (۸-۲): محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک M3 در SAP2000 ver 7.50.0 بر اساس شکل (۲-۴). [۲۰]



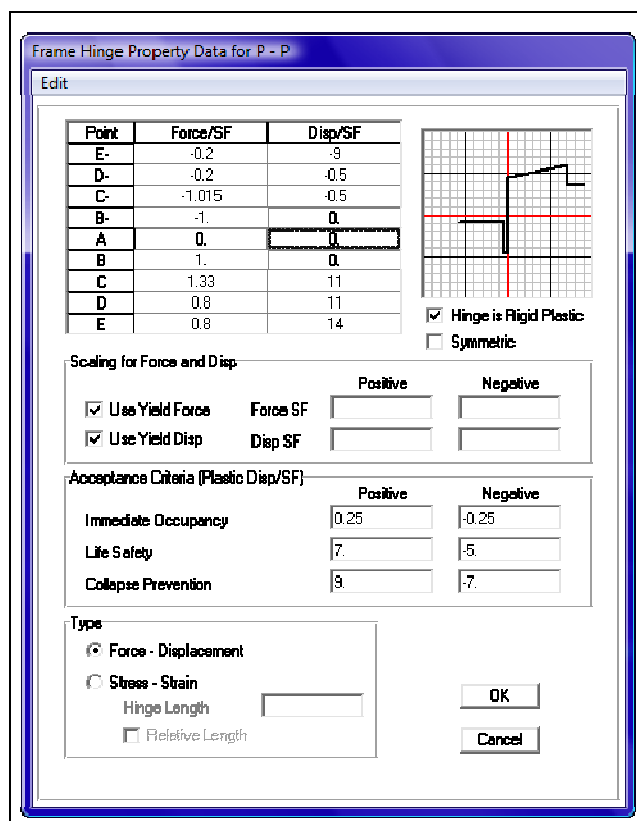
شکل (۲-۹): محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک V2 در SAP2000 ver 12.50.0 [۲۰]



شکل (۲-۱۰): محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک V2 در ETABS Nonlinear [۲۱]



شکل (۲-۱۱): محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک P در SAP2000 ver12.50.0 [۲۰]



شکل (۲-۱۲): محل وارد کردن مختصات مفصل پلاستیک P در ETABS Nonlinear [۲۱]

## ۲-۴- جایگزینی خصوصیات مفصل پلاستیک

در دو انتهای ستون‌های قاب خمشی باید مفصل ستون‌ها را جایگزین کرد و در دو انتهای هر یک از تیرهای لینک EBF باید مفصل تیر مربوطه را جایگزین کرد. برای این منظور باید تیر یا ستون مورد نظر را انتخاب کرده و در منوی Frame Hinges نوع مفصل آن عضو را انتخاب کرده و برای ستون‌ها با Relative Distance، ۰ و ۱ مفصل را در دو انتهای ستون جایگزین می‌کنیم و برای تیرها می‌توان Relative Distance را ۰، ۰/۵ و ۱ داد تا در وسط تیر هم مفصل خمشی داشته باشیم. فاصله نسبی (Relative Distance) از ابتدای تیر اندازه‌گیری می‌شود و براساس طول آزاد حد فاصل برون محوری‌های انتهایی صلب (Rigid End Offsets) است. فاصله نسبی صفر نشان دهنده آن است که مفصل در انتهای i تیر قرار دارد. فاصله نسبی ۱ نشان دهنده آن است که مفصل در انتهای j تیر قرار دارد. مفصل‌ها را می‌توان در هر مکانی که احتمال شکل‌گیری مفصل خمیری وجود دارد قرار داد و وجود مفصل اضافی تنها زمان بیشتری برای تحلیل نیاز دارد.

## ۲-۵- مشاهده خصوصیات تولید شده مفصل

اگر از منوی Display menu > Show Misc Assigns>Frame/Cable/Tendon قسمت Hinges را انتخاب کنیم، بدین ترتیب مفصل‌ها بر روی مدل نشان داده می‌شوند. باید توجه داشت که نامگذاری مفصل تولید شده بدین شکل است که مثلاً در مفصل 1H2، عدد ۱ نشانگر آن است که مفصل در عضو ۱ جایگزین شده، H نشانگر مفصل رانشی و ۲ نشانگر این است که این دومین مفصل است که در این عضو قاب جایگزین شده است، این قرارداد نامگذاری خودکار مفصل‌های تولید شده مورد استفاده برنامه است.

حال اگر به منوی Display menu > Hinges Properties برویم و گزینه generated hinge properties را کلیک کنیم، مفصل‌های تولید شده اعضاء نشان داده می‌شود. اگر مشخصات یکی از



مفصل‌های تیرها را ببینیم دیده می‌شود که مقدار Rotation SF و Moment SF که همان  $\theta_y$  و  $M_y$  می‌باشند توسط برنامه و براساس خصوصیات مقطع عضو قاب مربوطه محاسبه شده است این مفاصل تولید شده قابلیت ویرایش را ندارند و فقط می‌توان آنها را مشاهده کرد.

## ۲-۶- حالت‌های تحلیل استاتیکی

در این بخش به بررسی حالت‌های مختلف رانش استاتیکی می‌پردازیم. برای هر سازه باید دو نوع توزیع بار وارد کنیم.

**توزیع نوع اول:** که می‌تواند به یکی از سه روش زیر محاسبه و اعمال شود.

الف) توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی

از این توزیع زمانی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند.

ب) توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر

از این توزیع زمانی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در این مود مشارکت کند.

ج) توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل خطی دینامیکی

برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگتر از یک ثانیه هستند فقط می‌توان از این روش استفاده کرد. با توجه به زمان تناوب سازه می‌توانیم یکی از توزیع‌های الف، ب و ج را انتخاب کنیم و بر سازه اعمال کنیم.

مثلاً فرض کنید از توزیع نوع ب (متناسب با شکل مود اول) استفاده شود. در شکل (۲-۱۳)

حالت بار رانشی با توزیع مدی نشان داده شده است. در شکل (۲-۱۵) حالت بار رانشی با توزیع مودی

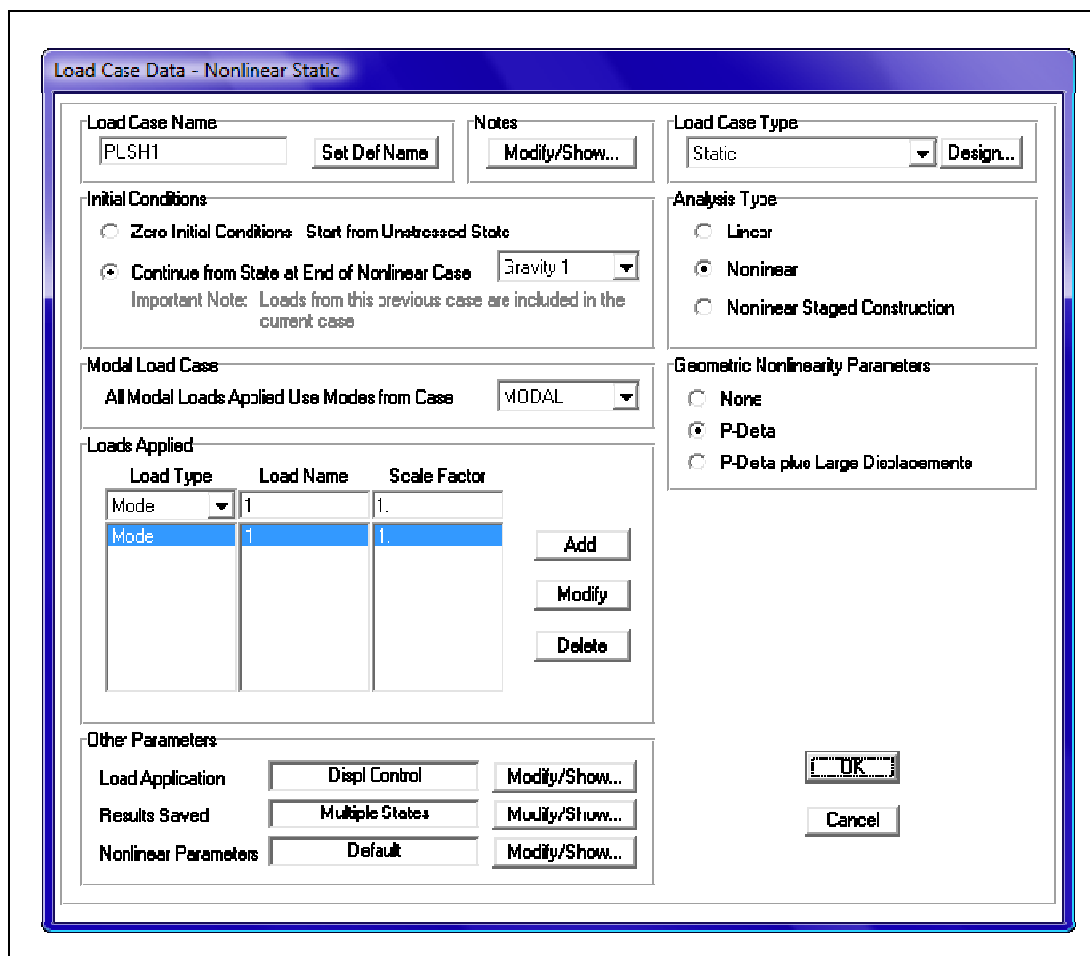
که اثر همزمان مولفه‌های زلزله را اعمال می‌کند نشان داده شده است. همچنین در قسمت Load

Application، حالت‌های کنترل شونده توسط تغییرمکان، میزان تغییرمکان در نقطه هدف، نقطه

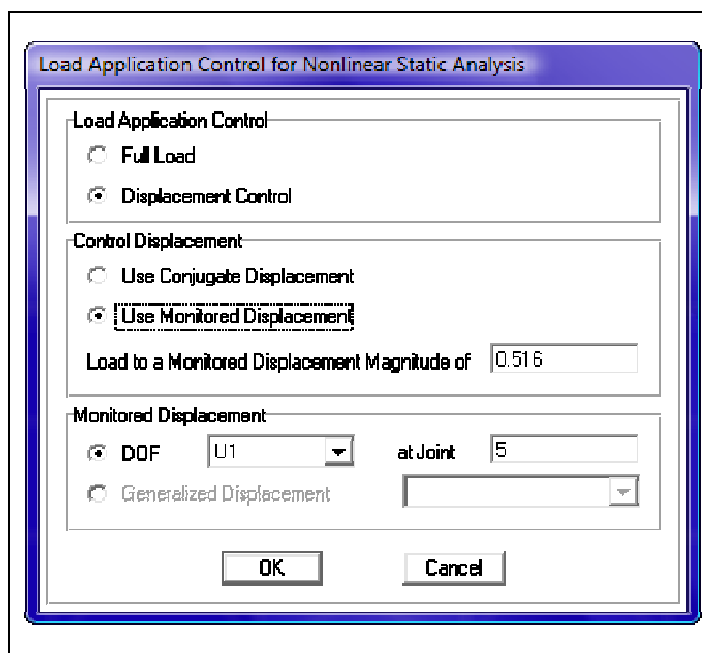
کنترل سازه (مرکز جرم بام) و جهت موردنظر برای رسم منحنی پوش را انتخاب می‌کنیم شکل (۲-۱۴) گزینه Conjugate Displacement متوسط وزنی همه تغییر مکان‌ها در سازه یا به عبارت دیگر یک سنجش از کار انجام شده بوسیله بار اعمالی می‌باشد که در تحلیل‌هایی که همگرایی سازه در رسیدن به نقطه عملکردی دارای آشفتگی است می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

**توزیع نوع دوم:** توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود. در نرم‌افزار توسط SAP2000 در قسمت Load Pattern چند حالت بار وجود دارد که DL، LL، Mode، acc می‌باشند که از DL و LL برای حالت اعمال بار وزنی استفاده می‌شود و از Mode می‌توان برای توزیع نوع اول که متناسب با شکل مودها است استفاده کرد و برای توزیع نوع دوم از acc x و acc y برای جهت x و y استفاده می‌شود و با توجه به اینکه اثر همزمان مولفه‌های زلزله را باید در نظر گرفت لذا تعداد push نوع دوم نیز ۴ عدد می‌باشند و جمعاً ۸ عدد حالت رانش (push) خواهیم داشت و یک حالت هم برای بار وزنی خواهیم داشت که اعمال بار وزنی نیز خود به دو حالت می‌باشد:

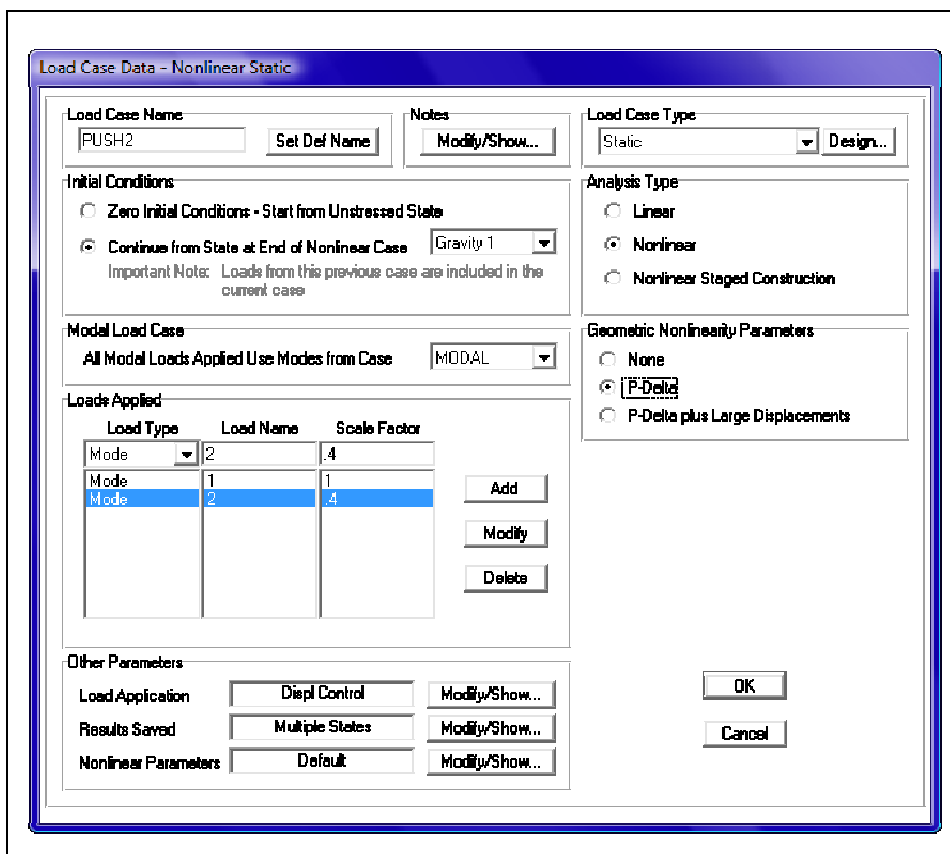
(۱)  $1.1DL+1.1LL$  (۲)  $0.9DL$  که با نام‌های Gravity1 و Gravity2 نامگذاری شده‌اند و به عنوان مرحله اولیه قبل از تحلیل غیرخطی اعمال شده‌اند در صورتیکه سازه متقارن و منظم باشد می‌توان فهمید کدام یک از حالت‌های بار وزنی در ترکیب یا بارهای جانبی مقدار نیروی بیشتری ایجاد می‌کند و تعداد حالت‌های رانش را دو برابر نکرد. شکل (۲-۱۶) حالت بار رانشی با توزیع یکنواخت و شکل (۲-۱۷) حالت بار رانشی توزیع یکنواخت که اثر همزمان مولفه‌های زلزله را اعمال می‌کند نشان داده است.



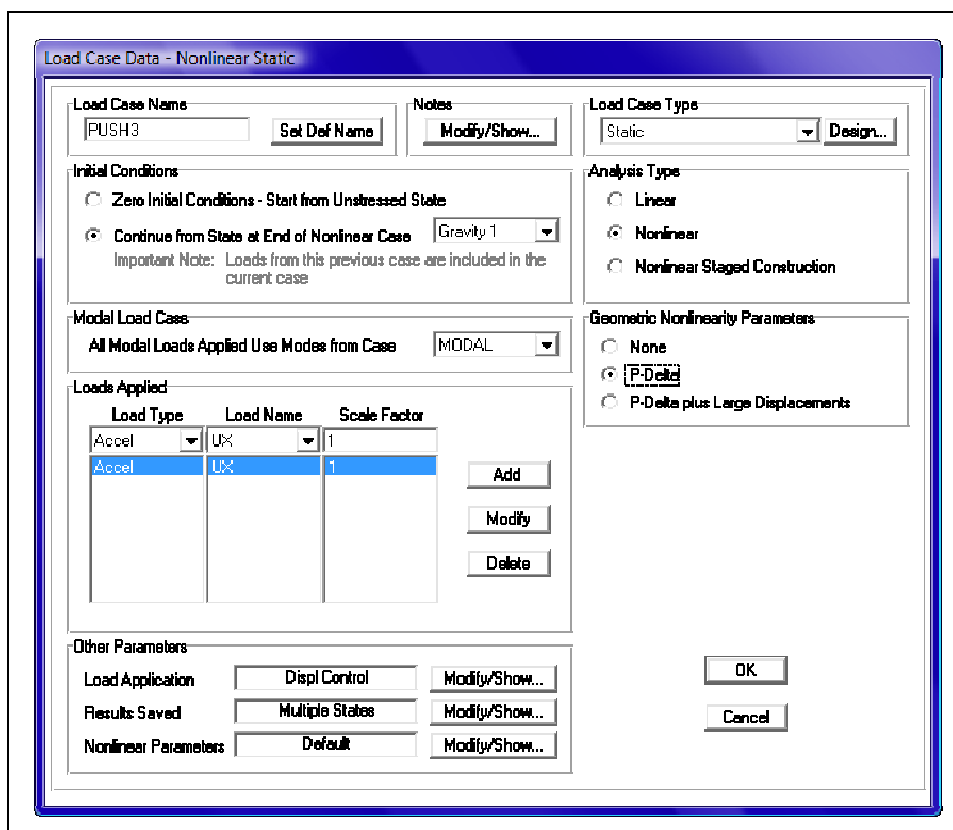
شکل (۲-۱۳): تعریف حالت بار رانشی با توزیع مدی در نرم‌افزار [۲۰]



شکل (۲-۱۴): تعیین حالت کنترل‌شونده توسط تغییر مکان در تعریف رانش‌های استاتیکی [۲۰]



شکل (۲-۱۵): حالت بار رانشی با توزیع مودی با اعمال اثر همزمان مولفه‌های زلزله [۲۰]



شکل (۲-۱۶): تعریف حالت بار رانشی با توزیع یکنواخت [۲۰]

## ۲-۶-۱- نکات مهم در تعریف حالت‌های پوش آور

در تحلیل استاتیکی غیرخطی اثر همزمان مولفه‌های زلزله از جمع آثار ناشی از تغییرشکل سازه به اندازه تغییر مکان هدف در یک امتداد با آثار از تغییرشکل سازه به اندازه ۳۰ درصد تغییر مکان هدف در امتداد عمود بر آن حاصل می‌شود. برای اینکه این اثر را در نرم‌افزار ایجاد کنیم در قسمت Load pattern به صورت زیر عمل کنیم:

با فرض اینکه در توزیع نوع دوم (که توزیع یکنواخت با  $acc_x$  در جهت x و  $acc_y$  در جهت y می‌باشند) بخواهیم اثر  $acc_x$  را با ۳۰ درصد اثر  $acc_y$  اعمال کنیم باید در قسمت Load pattern توزیع  $acc_x$  را با ضریب یک و توزیع  $acc_y$  را با ضریبی که با سعی و خطا با مقدار اولیه ۰/۳ شروع می‌شود وارد کنیم و سپس برنامه را اجرا کرده و تغییرمکان سازه را در مستر جوینت بام تحت این حالت رانش بینیم و اگر تغییرمکان سازه در جهت y به ۰/۳ تغییرمکان هدف رسیده بود آنگاه سعی و خطا پایان می‌پذیرد. در شکل‌های (۲-۱۵) و (۲-۱۷) نحوه اعمال اثر همزمان در برنامه SAP برای توزیع نوع اول و توزیع نوع دوم مشخص می‌باشد.

(۱) از گزینه Zero Initial condition-start from unstressed state برای اعمال بار وزنی و گزینه Full Load را در قسمت Other Parameters انتخاب می‌کنیم. به شکل‌های (۲-۱۸) و (۲-۱۴) توجه کنید.

(۲) در حالت بار وزنی باید Load pattern بار DL را با ضریب ۱/۱ و بار LL با ضریب ۱/۱ وارد کرد و یک بار دیگر هم کلیه آنالیزها را با ضریب DL برابر ۰/۹ و بدون بار زنده اعمال می‌کنیم. شکل (۲-۱۸).

(۳) در حالت بار رانشی باید برنامه را در حالت Control displacement قرار داد و مقدار تغییرمکان هدف را وارد کرد. (شکل ۲-۱۴).

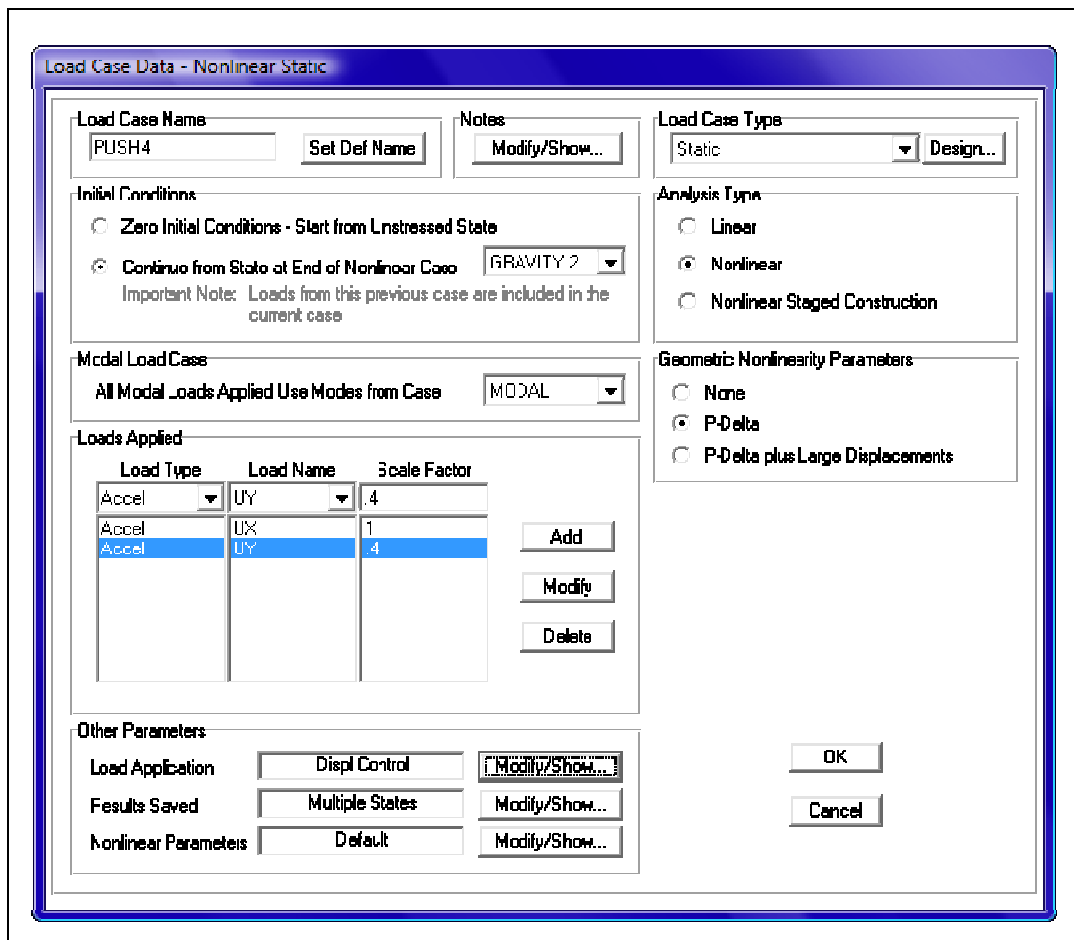
(۴) در حالت بار رانشی باید حالت اعمال بار وزنی (Gravity) را به عنوان continue from state end of nonlinear case قرار داد. به شکل (۲-۱۶) توجه کنید.

۵) در قسمت Results saved گزینه‌های Multiple states و Save Positive Increments را فعال کنیم. (شکل ۲-۱۹).

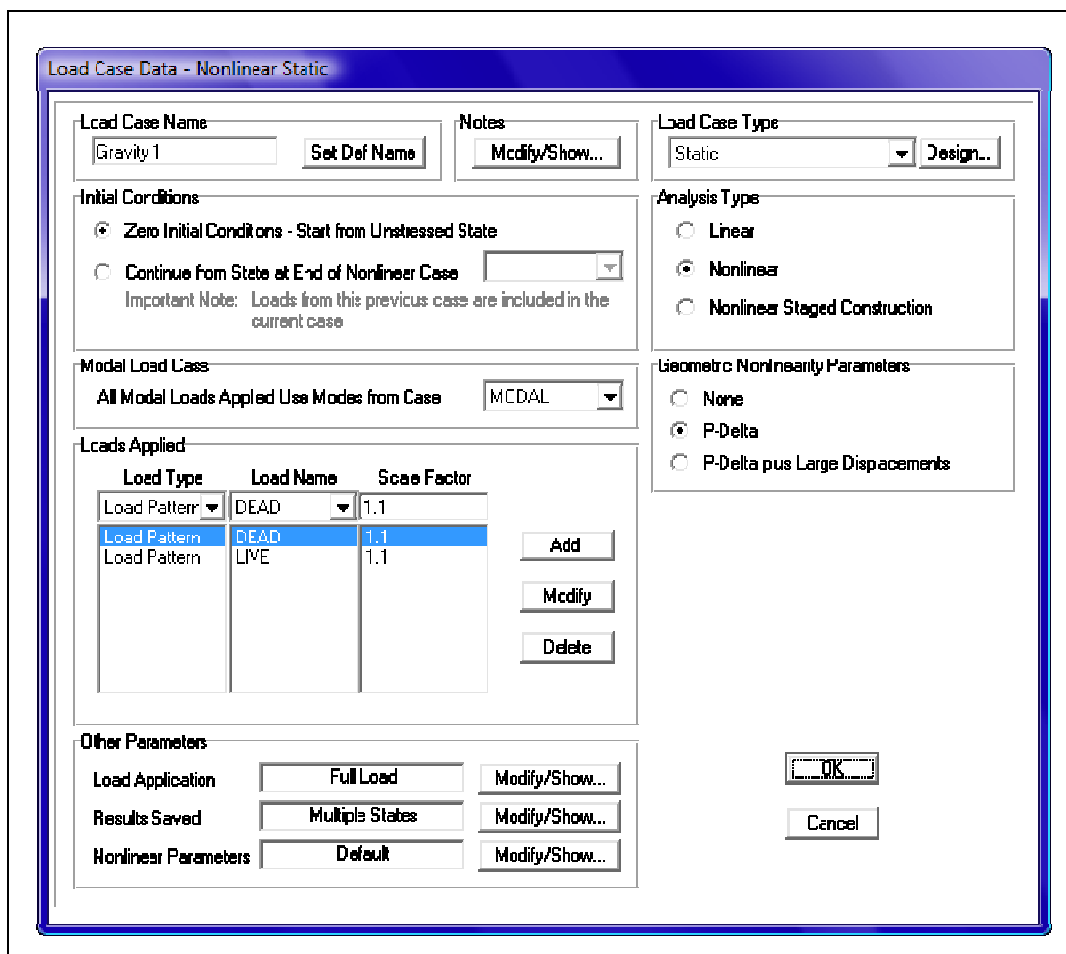
۶) در تمامی حالات رانشی و وزنی باید اثر  $P-\Delta$  را فعال گذاشت. (شکل ۲-۲۰).

۷) در صورتی که پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی، سازه همگرا نشد باید عدد Maximum Tital Steps و Maximum Null Steps را زیاد کرد تا برنامه تا تغییرمکان هدف مطلوب همگرا شود.

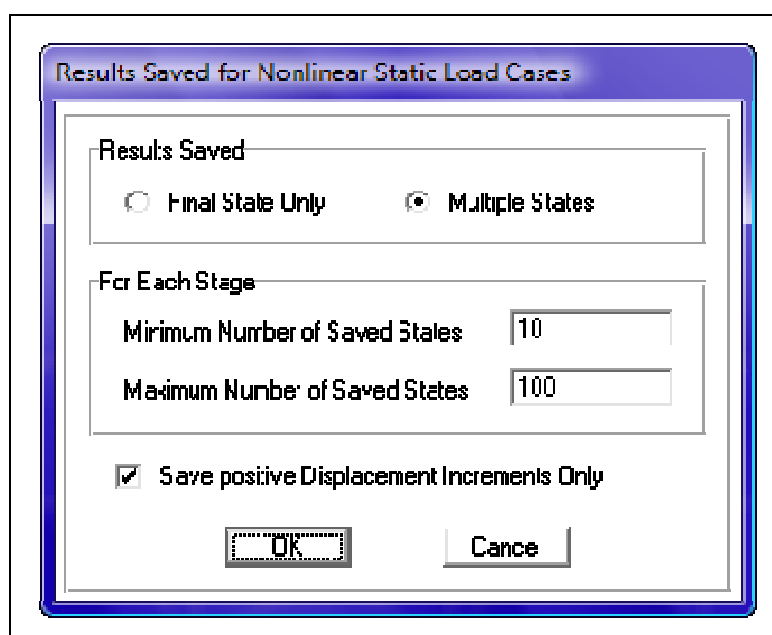
۸) برای سازه‌های بلند بهتر است Member Unloading Method را در حالت Restart Using Secant Stiffness قرار دهیم تا در سعی و خطاهایی که در اثر همزمان مولفه‌های زلزله باید انجام دهیم تغییرمکان‌ها از هر Step به Step بعدی واقعی‌تر باشد. (شکل ۲-۲۰).



شکل (۲-۱۷): حالت بار رانشی توزیع یکنواخت با اعمال اثر همزمان مولفه‌های زلزله [۲۰]



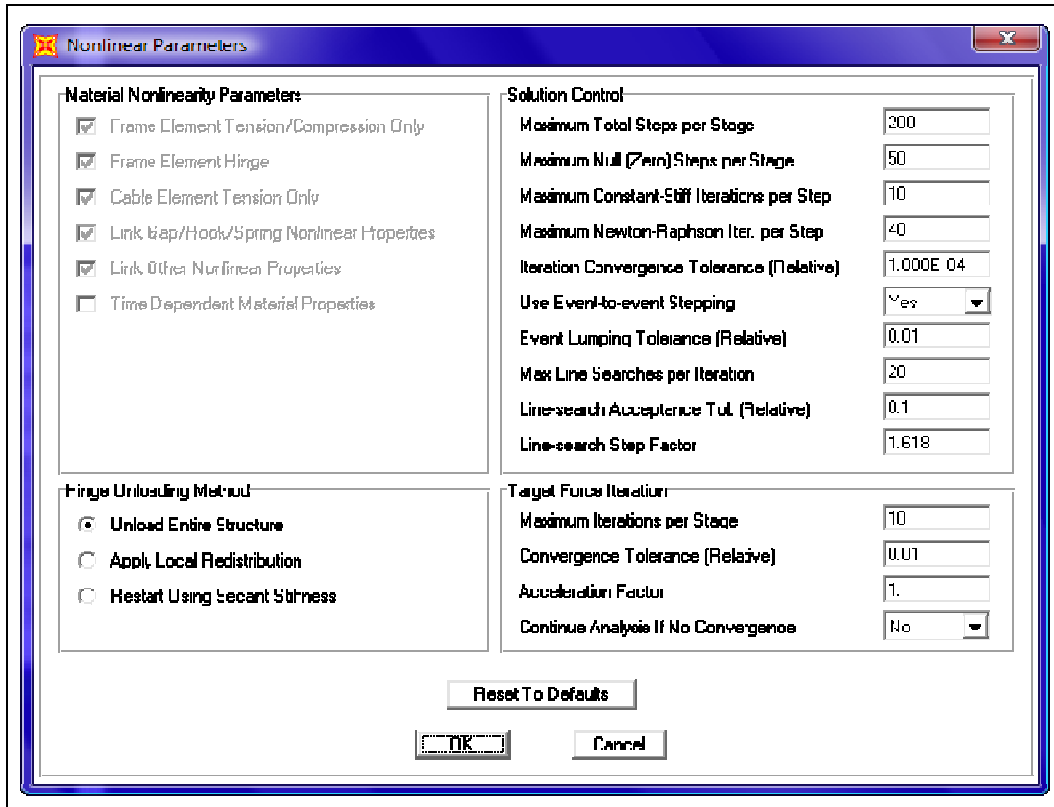
شکل (۲-۱۸): تعریف بارگذاری ثقلی اولیه [۲۰]



شکل (۲-۱۹): تنظیم گزینه‌های نتایج تحلیل [۲۰]

## ۷-۲- اجرای تحلیل پوش آور

قبل از اجرای تحلیل رانشی باید مفصل‌های رانشی و حالت‌های بار رانشی، تعریف شده باشد و حداقل یک تحلیل استاتیکی خطی یا دینامیکی خطی انجام شود و سپس تحلیل Pushover را انجام داد.



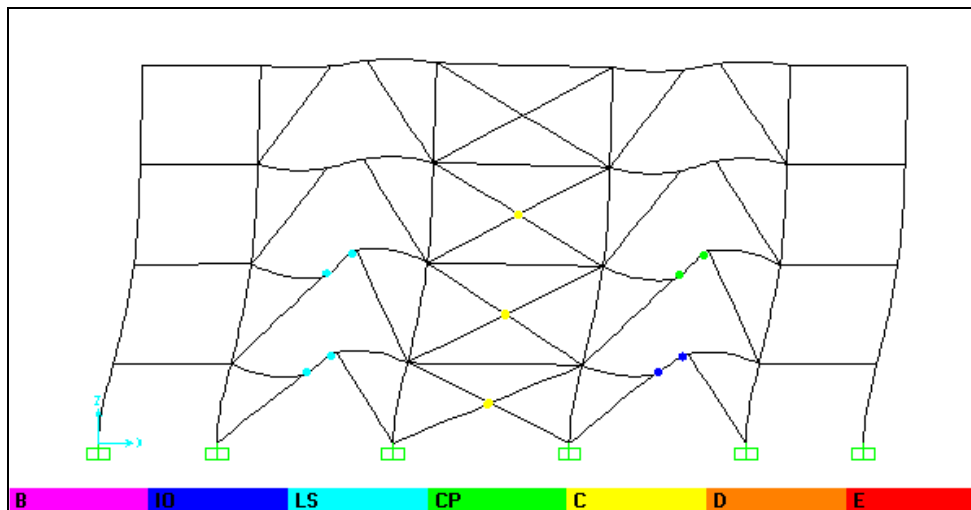
شکل (۲-۲۰): اعمال اثرات P- $\Delta$  ناشی از رفتار غیرخطی مصالح در تحلیل غیرخطی [۲۰]

## ۸-۲- نتایج تحلیل پوش آور

پس از اجرای تحلیل رانشی می‌توان شکل تغییریافته رانشی و ترتیب تشکیل مفصل‌های رانشی را در تیرها و ستون‌ها ملاحظه کرد و با توجه به رنگ مفصل، وضعیت پذیرش اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل معلوم خواهد شد مثلاً، تیرها در خمش کنترل‌شونده توسط شکل می‌باشند و در صورتی که بخواهیم سازه با سطح خطر وارد شده (مثلاً سطح خطر ۱) در حالت خدمت‌رسانی بی‌وقفه (IO) باقی بماند، از روی رنگ ایجاد شده در مفصل (در تغییرمکان هدف و در



بدترین حالت بار جانبی)، اگر رنگ ایجاد شده در حالت IO باشد یعنی تیر مورد پذیرش است ولی اگر از IO فراتر باشد، مورد پذیرش نمی‌باشد شکل (۲-۲۱).



شکل (۲-۲۱): بررسی رفتار اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در تحلیل غیرخطی [۲۱]

## ۲-۹- نمایش منحنی پوش آور

برای بدست آوردن تغییرمکان هدف نیاز به  $T_e$  داریم. برای بدست آوردن  $T_e$  از روشی که در دستورالعمل به آن پرداخته شده است استفاده می‌شود و باید منحنی (برش پایه-تغییرشکل) را بدست آورد.

در SAP2000 در قسمت Display در شاخه Show Static Pushover Curve دو نوع

منحنی نمایش داده می‌شود:

(۱) منحنی (برش پایه-تغییرشکل) که با چاپ آن میتوان مقدار  $T_e$  را به صورت دستی

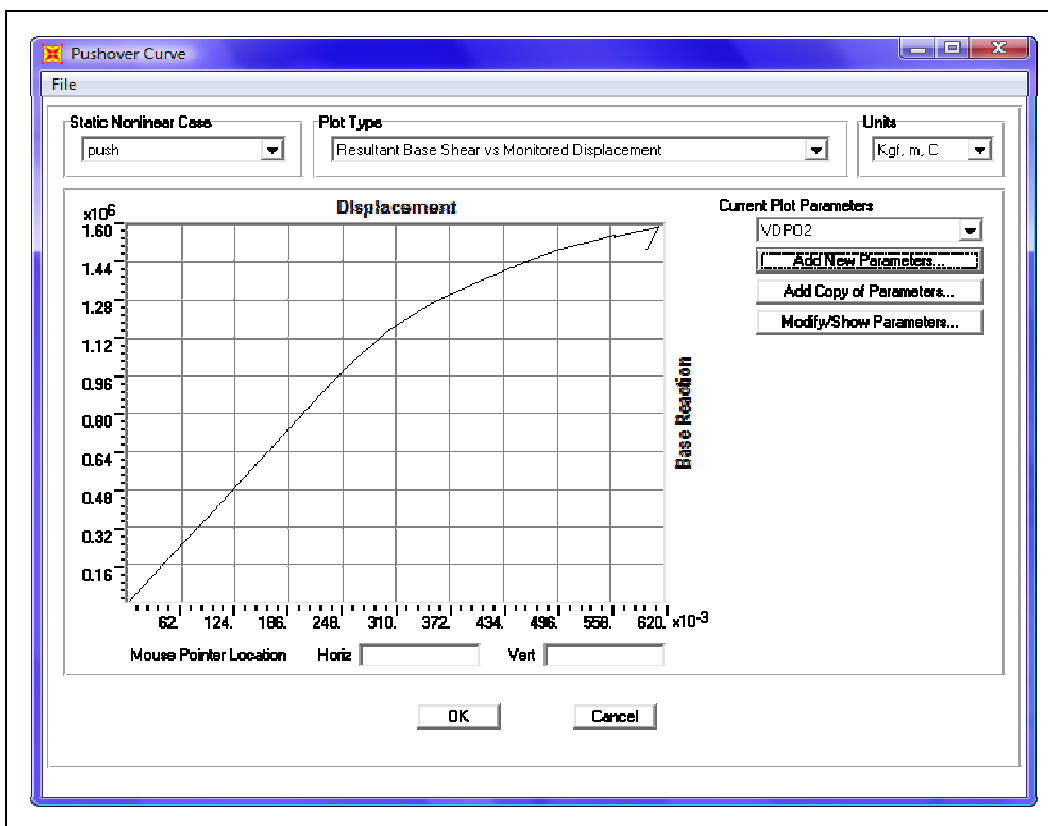
محاسبه کرد. شکل (۲-۱۹).

(۲) منحنی طیف ظرفیت

روش طیف یکی از روش‌های به دست آوردن تغییرمکان هدف می‌باشد. در این روش

تغییرمکان هدف از تلاقی منحنی ظرفیت (منحنی نیرو - تغییرمکان جانبی) با طیف پاسخ تعیین

می‌شود. اما در SAP2000 از مرجع ATC40 برای این موضوع استفاده شده است و منحنی طیف پاسخ از روش تحلیل خطری که برای آمریکا انجام شده است و در ATC40 آمده است (با بدست آوردن دو مقدار CA و CV)، رسم می‌شود که این طیف پاسخ با آیین‌نامه ایران همخوانی ندارد لذا نمی‌توان از روش طیف ظرفیت که در SAP2000 انجام می‌شود، مقدار تغییرمکان هدف را به دست آورد.



شکل (۲-۲۲): منحنی برش پایه - تغییرشکل برای محاسبه  $T_e$  [۲۰]

## فصل ۳

تعیین ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده

همگرا توأم با واگرا به کمک روش

استاتیکی غیرخطی

### ۳-۱- مقدمه

در این فصل مدل‌های سه بعدی اسکلت فلزی با سیستم مقاوم مهاربندی همگرا توأم با واگرا مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور جهت تحلیل و طراحی از ضوابط "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ ایران - ویرایش سوم" [۲۳]، "مبحث دهم مقررات ملی ساختمان" [۲۴] و "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌های فولادی AISC" [۲۵] استفاده شده است. برای بارگذاری ثقلی نیز از "مبحث ششم مقررات ملی ساختمان" [۲۶] استفاده شده است. بر اساس آنچه در فصول قبل اشاره شد جهت تعیین ضریب رفتار (R) از روش یانگ و برای منحنی ظرفیت اعضا از ضوابط FEMA 356 استفاده شد.

### ۳-۲- مدل‌های تحت بررسی

از آنجایی که به دلیل محدودیت‌های معماری معمولاً از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی مهاربندی همگرا توأم با واگرا استفاده می‌شود و به دلیل مسکوت بودن آیین‌نامه زلزله ایران و سایر کشورها در مواجهه با این حالت و انتخاب ضریب رفتار R مناسب قدام به تهیه ۶ مدل ساختمانی با مشخصات زیر گردید. لازم به یادآوری است که در مدل‌سازی، تحلیل، طراحی و ارزیابی کلیه ساختمان‌های مورد مطالعه از مدل‌های سه بعدی استفاده شده است.

ساختمان‌ها در جهت X و Y دارای سیستم دوگانه (مهاربندی هم‌محور + مهاربندی برون

محور می‌باشند). سیستم بندی مدل‌های ساختمانی بصورت زیر می‌باشد :

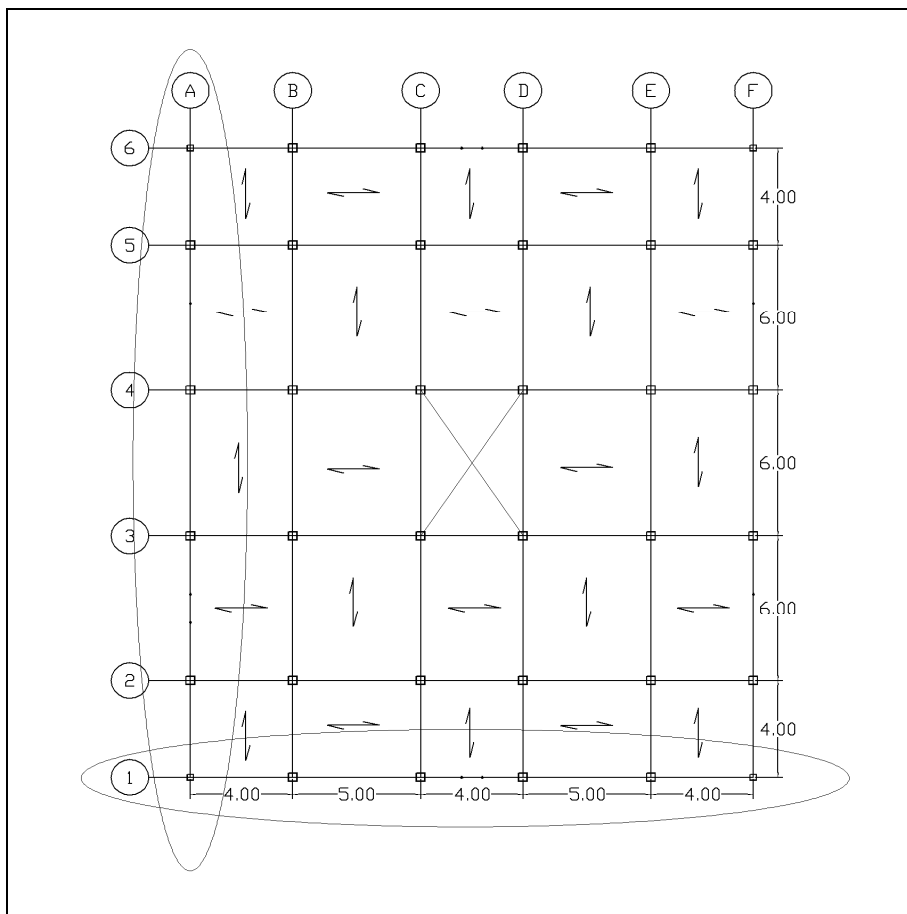
• ساختمان ۲ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (مهاربندی هم‌محور + مهاربندی برون محور) با

در نظر گرفتن :  $e = 0.2L$  ،  $e = 0.3L$  ،  $e = 0.45L$  و  $e = 0.65L$  (مثل  $2s-0.2L$  ، ...)

• ساختمان ۴ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (مهاربندی هم‌محور + مهاربندی برون محور) با

در نظر گرفتن :  $e = 0.2L$  ،  $e = 0.3L$  ،  $e = 0.45L$  و  $e = 0.65L$  (مثل  $4s-0.2L$  ، ...)

- ساختمان ۶ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (مهاربندی هم‌محور + مهاربندی برون‌محور) با در نظر گرفتن :  $e = 0.2L$  ،  $e = 0.3L$  ،  $e = 0.45L$  و  $e = 0.65L$  (مثل  $6s-0.2L$  , ... )
  - ساختمان ۸ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (مهاربندی هم‌محور + مهاربندی برون‌محور) با در نظر گرفتن :  $e = 0.2L$  ،  $e = 0.3L$  ،  $e = 0.45L$  و  $e = 0.65L$  (مثل  $8s-0.2L$  , ... )
  - ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (مهاربندی هم‌محور + مهاربندی برون‌محور) با در نظر گرفتن :  $e = 0.2L$  ،  $e = 0.3L$  ،  $e = 0.45L$  و  $e = 0.65L$  (مثل  $10s-0.2L$  , ... )
  - ساختمان ۱۲ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (مهاربندی هم‌محور + مهاربندی برون‌محور) با در نظر گرفتن :  $e = 0.2L$  ،  $e = 0.3L$  ،  $e = 0.45L$  و  $e = 0.65L$  (مثل  $12s-0.2L$  , ... )
- پلان مدل‌ها در شکل (۱-۳) نشان داده شده است. ارتفاع طبقه اول ۲/۷ متر و سایر طبقات ۳/۴ متر در نظر گرفته شده است. (مفهوم  $e$  در شکل (۳-۴) بیان شده است.)



شکل (۱-۳): پلان مدل‌های تحت بررسی

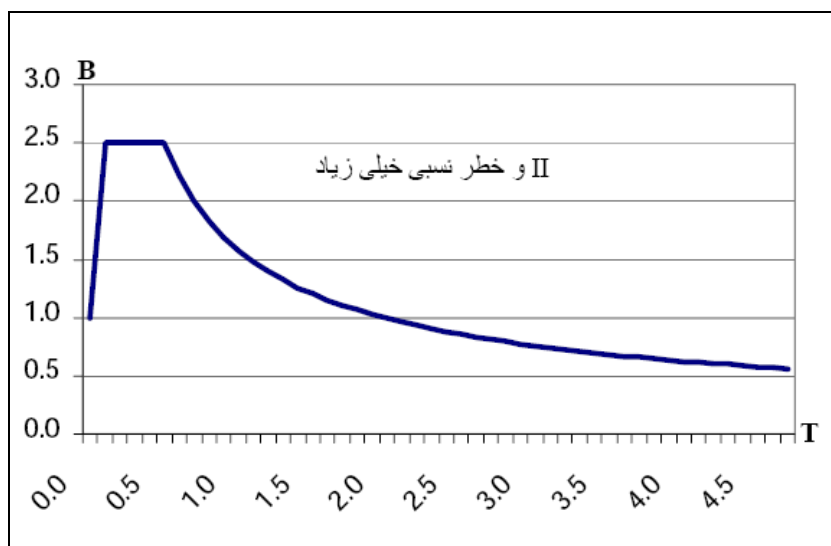
### ۳-۳- بارگذاری ثقلی

سیستم کف سازه‌ای ساختمان‌ها تیرچه - بلوک و با توجه به جزئیات معماری و بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار مرده طبقات و بام  $700 \text{ Kg/m}^2$ ، و بار زنده طبقات،  $200 \text{ Kg/m}^2$  و بار زنده بام  $150 \text{ Kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است.

### ۳-۴- بارگذاری لرزه‌ای

برای لحاظ نمودن اثرات بارگذاری زلزله، مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، از روش بارگذاری استاتیکی معادل استفاده شده است و مقادیر پارامترهای لرزه‌ای به شرح زیر انتخاب شده است:

- شتاب مبنای طرح: منطقه ۱ با خطر نسبی خیلی زیاد،  $A=0.35$ .
- نوع زمین: TYPE II ( $T_s=0.5, T_0=0.1, S=1.5$ ).
- ضریب اهمیت: گروه ۳،  $I=1.0$ .
- طیف بازتاب: برای مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و برای زمین‌های نوع ۲ در شکل (۲-۳) نشان داده شده است.



شکل (۲-۳): طیف بازتاب بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران

به عنوان نمونه، محاسبات مربوط به تعیین مقدار برش پایه برای سازه ۴ طبقه در ادامه ارائه شده است.

$$C = \frac{ABI}{R}$$

$$A = 0.35$$

$$I = 1$$

$$T = 0.05H^{3/4} = 0.05(12.9)^{3/4} = 0.34 \rightarrow 0.34 \times 1.25 = 0.425$$

$$T_0 = 0.1, \quad T_s = 0.5, \quad S = 1.5 \rightarrow T_0 < T < T_s : B = S + 1 = 2.5$$

$$R = 7 \rightarrow C = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{7} = 0.125$$

$$T < 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$$

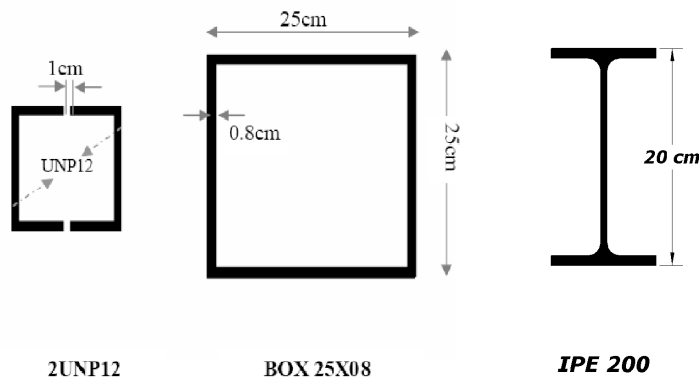
### ۳-۵- مدل سازی

در تحلیل و طراحی مدل‌های مفروض از برنامه کامپیوتری SAP2000® ver12.0.0 و

ETABS Nonlinear ver9.50.0 استفاده شده است. برای ستون‌ها از مقاطع قوطی و در تیرها از

مقاطع IPE و برای بادبندها از مقاطع دابل ناودانی استفاده شده است اشکال، نحوه نام‌گذاری و

خصوصیات هندسی آنها در شکل (۳-۳) و جدول (۳-۱) نشان داده شده است.



شکل (۳-۳): نحوه نام‌گذاری مقاطع

جدول (۳-۱): مقاطع مورد استفاده در مدل‌های ساختمانی

Section Name	Area	I33	I22	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Units	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
<b>BRACE</b>											
2UNP120	34.1	735.0	579.0	16.8	19.8	122.51	105.27	146.30	127.99	4.64	4.12
2UNP140	40.8	1217.6	825.0	19.6	24.0	173.94	137.50	206.40	166.92	5.46	4.50
2UNP160	48.2	1863.6	1167.7	24.0	27.3	232.95	179.64	276.52	216.43	6.22	4.92
2UNP180	56.1	2728.2	1605.6	28.8	30.8	303.13	229.37	360.12	274.65	6.97	5.35
2UNP200	64.6	3854.0	2154.9	34.0	34.5	385.40	287.31	458.31	342.26	7.72	5.78
2UNP220	75.1	5423.1	2856.5	39.6	40.0	493.01	357.06	586.11	425.01	8.50	6.17
<b>COLUMN</b>											
BOX25X.8	77.4	7566.9	7566.9	40.0	40.0	605.35	605.35	703.02	703.02	9.89	9.89
BOX30X1	116.0	16278.7	16278.7	60.0	60.0	1085.24	1085.24	1262.00	1262.00	11.85	11.85
BOX35X1	136.0	26225.3	26225.3	70.0	70.0	1498.59	1498.59	1734.50	1734.50	13.89	13.89
BOX35X2.0	264.0	48092.0	48092.0	140.0	140.0	2748.11	2748.11	3271.00	3271.00	13.50	13.50
BOX45X2.5	425.0	128385.4	128385.4	225.0	225.0	5706.02	5706.02	6781.25	6781.25	17.38	17.38
BOX40X2	304.0	73365.3	73365.3	160.0	160.0	3668.27	3668.27	4336.00	4336.00	15.53	15.53
BOX50X2.5	475.0	179114.6	179114.6	250.0	250.0	7164.58	7164.58	8468.75	8468.75	19.42	19.42
<b>BEAM</b>											
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



### ۳-۶- تحلیل سازه

پس از تعیین مقادیر نیروهای ثقلی، بارهای لرزه‌ای و همچنین تهیه مدل‌های سازه‌ای، مدل‌ها مورد تحلیل قرار می‌گیرند. برای مدل‌های تحت بررسی پس از طراحی و انجام کنترل‌های لازم، معیار تغییرمکان نسبی مجاز طبقات نیز مورد کنترل قرار گرفت. برای طراحی از نتایج روش استاتیکی معادل و روش تحلیل دینامیکی طیفی استفاده به عمل آمد. برای کلیه قاب‌های مورد بررسی، مقدار زمان تناوب بدست آمده از آنالیز مودال از  $1/25$  برابر پیوند بدست آمده از فرمول‌های تجربی بیشتر می‌باشد. بنابراین از  $1/25$  برابر پیوند بدست آمده از فرمول‌های تجربی برای تحلیل استاتیکی معادل استفاده گردیده است.

### ۳-۷- طراحی سازه

برای طراحی اعضاء از ضوابط مندرج در "مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران - طرح و اجرای ساختمان‌های فلزی" استفاده شد. ضمناً در روند طراحی کنترل‌های لازم به شرح زیر نیز صورت گرفت.

#### ۳-۷-۱- کنترل جابجایی نسبی طبقات

بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از  $0/7$  ثانیه مقدار تغییرمکان جانبی نسبی واقعی در هر طبقه به  $0.025$  برابر ارتفاع آن طبقه و برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر یا مساوی  $0/7$  ثانیه به  $0.02$  برابر ارتفاع طبقه محدود می‌شود. مقادیر تغییرمکان جانبی برای مدل‌های ۴ و ۸ و ۱۲ در جدول (۳-۲) الی (۳-۴) ارائه شده است.

جدول (۲-۳): تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی ۴S-0.2l-2c1e بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران

شماره طبقه	تغییرمکان کلی مرکز جرم	تغییرمکان نسبی مرکز جرم	تغییرمکان نسبی مجاز ویرایش سوم
4	1.38 (cm)	0.39 (cm)	1.73 (cm)
3	0.99 (cm)	0.43 (cm)	1.73 (cm)
2	0.56 (cm)	0.35 (cm)	1.73 (cm)
1	0.21 (cm)	0.21 (cm)	1.38 (cm)

جدول (۳-۳): تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی ۸S-0.2l-2c1e بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران

شماره طبقه	تغییرمکان کلی مرکز جرم	تغییرمکان نسبی مرکز جرم	تغییرمکان نسبی مجاز ویرایش سوم
8	4.15 (cm)	0.59 (cm)	1.39 (cm)
7	3.56 (cm)	0.52 (cm)	1.39 (cm)
6	3.04 (cm)	0.58 (cm)	1.39 (cm)
5	2.46 (cm)	0.58 (cm)	1.39 (cm)
4	1.88 (cm)	0.58 (cm)	1.39 (cm)
3	1.30 (cm)	0.54 (cm)	1.39 (cm)
2	0.76 (cm)	0.51 (cm)	1.39 (cm)
1	0.25 (cm)	0.25 (cm)	1.10 (cm)

جدول (۴-۳): تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی ۱۲S-0.2l-1c2e بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران

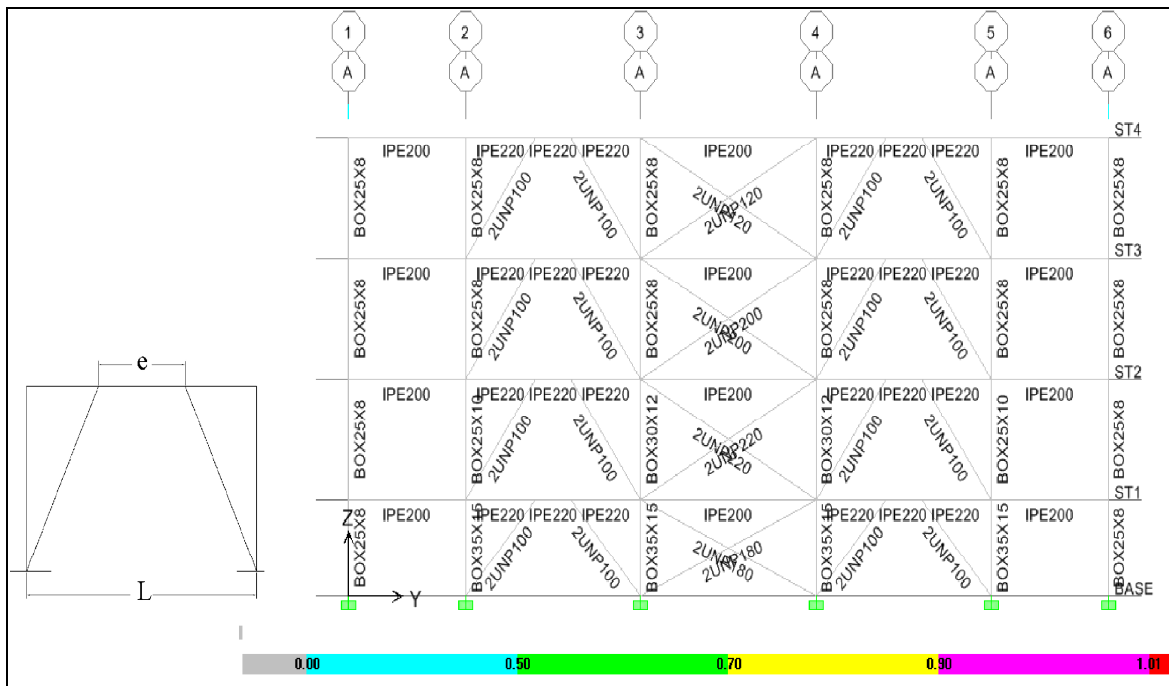
شماره طبقه	تغییرمکان کلی مرکز جرم	تغییرمکان نسبی مرکز جرم	تغییرمکان نسبی مجاز ویرایش سوم
12	7.10 (cm)	0.60 (cm)	1.39 (cm)
11	6.50 (cm)	0.65 (cm)	1.39 (cm)
10	5.85 (cm)	0.73 (cm)	1.39 (cm)
9	5.12 (cm)	0.67 (cm)	1.39 (cm)
8	4.45 (cm)	0.69 (cm)	1.39 (cm)
7	3.76 (cm)	0.66 (cm)	1.39 (cm)
6	3.10 (cm)	0.69 (cm)	1.39 (cm)
5	2.41 (cm)	0.63 (cm)	1.39 (cm)
4	1.78 (cm)	0.60 (cm)	1.39 (cm)
3	1.18 (cm)	0.55 (cm)	1.39 (cm)
2	0.63 (cm)	0.45 (cm)	1.39 (cm)
1	0.18 (cm)	0.18 (cm)	1.10 (cm)

### ۳-۷-۲- اعضای مهاربندی‌ها

در تعیین لاغری مهاربندهای ضربدری بر اساس پیشنهاد دستورالعمل بهسازی برای ضریب طول موثر به ترتیب از مقادیر  $0/5$  و  $0/67$  در کمانش درون صفحه‌ای و کمانش خارج از صفحه استفاده شده است.

### ۳-۸- نتایج طراحی

در این تحقیق، ۱۲۰ مدل مورد مطالعه قرار گرفت. قاب‌های ۲، ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه با روش استاتیکی معادل تحلیل و نیروهای داخلی اعضاء به دست آمدند. با توجه به نیروهای اعضا و با بکارگیری ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، همانطور که قبلاً نیز گفته شد، پروفیل‌های IPE برای تیرها و BOX برای ستون‌ها، طراحی گردیدند. مقاطع طوری انتخاب شدند که مقدار نسبت تنش در آنها کمتر از یک شود. به عنوان نمونه مقاطع یک قاب در شکل (۳-۴) نشان داده شده است.



شکل (۳-۴): شماره پروفیل‌های طراحی قاب کناری سازه: (مدل ۴S-0.2L)

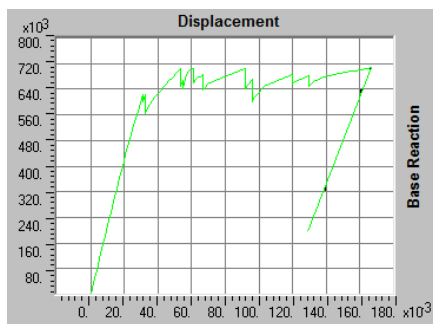
### ۳-۹- خروجی نرم افزار در مدل‌ها

در این قسمت نتایج حاصل از آنالیز استاتیکی غیرخطی برای سازه‌های مختلف در برابر الگوهای بارهای جانبی از توزیع یکنواخت (توزیع نوع دوم) که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه است، استفاده شده است. همانطور که در بخش‌های قبل گفته شد آنالیز استاتیکی غیرخطی منحنی برش پایه در برابر تغییر مکان مرکز جرم بام را نتیجه می‌دهد.

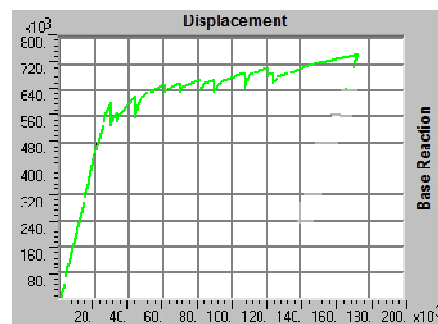
#### ۳-۹-۱- منحنی‌های تغییر مکان به برش پایه

در ابتدا منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه با نسبت‌های  $\frac{e}{L}$  مختلف که از نرم افزار بدست آمده

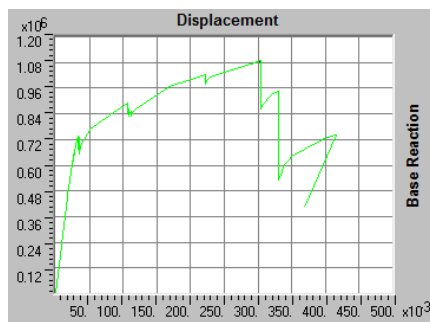
جهت مقایسه نشان داده شده است. (واحدها کیلوگرم - متر است).



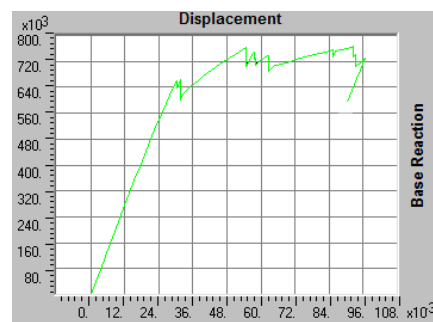
شکل (۳-۶) (1CBF , 2EBF) 4st, e=0.2L



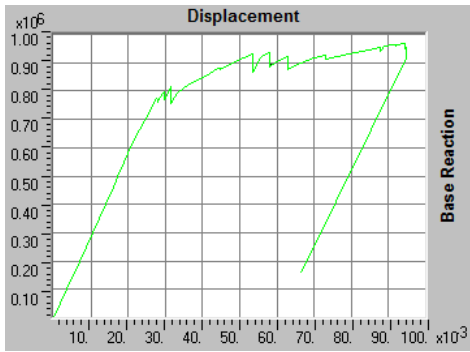
شکل (۳-۵) (1CBF , 1EBF) 4st, e=0.2L



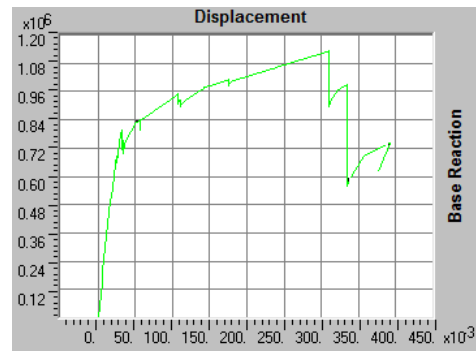
شکل (۳-۸) (2CBF , 1EBF) 4st, e=0.2L



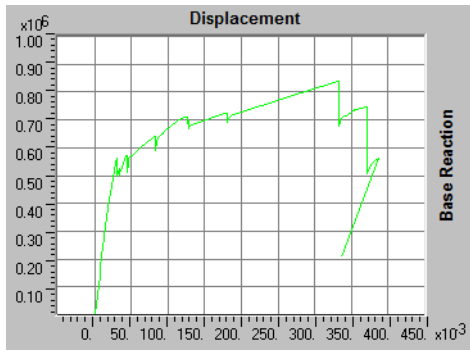
شکل (۳-۷) (1CBF , 3EBF) 4st, e=0.2L



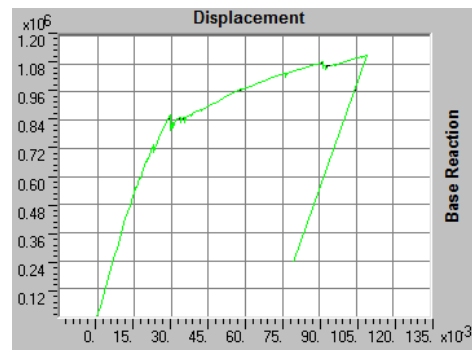
شکل (۱۰-۳) (2CBF , 3EBF) 4st, e=0.2L



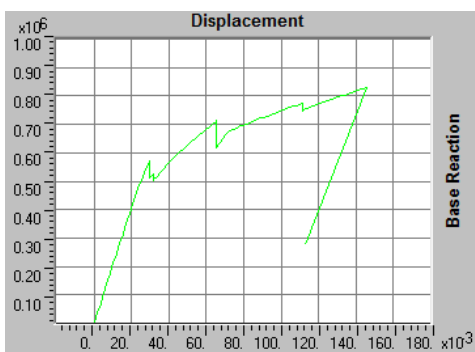
شکل (۹-۳) (2CBF , 2EBF) 4st, e=0.2L



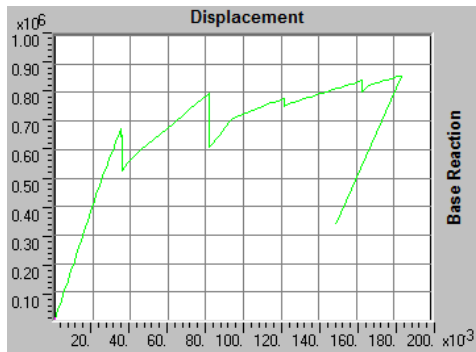
شکل (۱۲-۳) (1CBF , 1EBF) 4st, e=0.65L



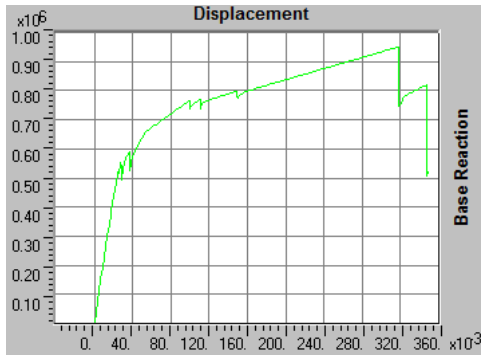
شکل (۱۱-۳) (3CBF , 1EBF) 4st, e=0.2L



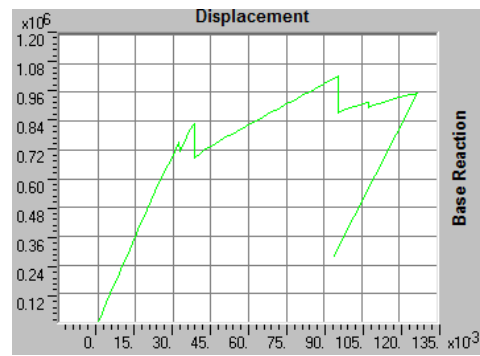
شکل (۱۴-۳) (1CBF , 3EBF) 4st, e=0.65L



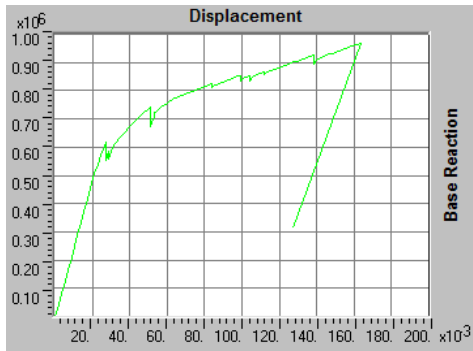
شکل (۱۳-۳) (1CBF , 2EBF) 4st, e=0.65L



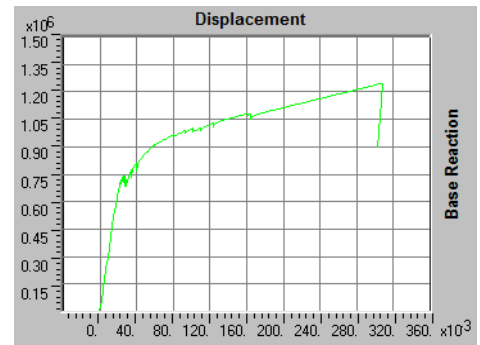
شکل (۳-۱۶) (2CBF , 2EBF) 4st, e=0.65L



شکل (۳-۱۵) (2CBF , 1EBF) 4st, e=0.65L

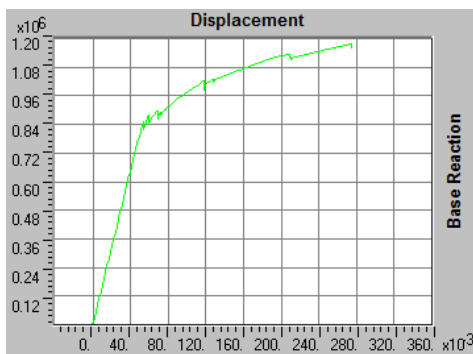


شکل (۳-۱۸) (2CBF , 3EBF) 4st, e=0.65L

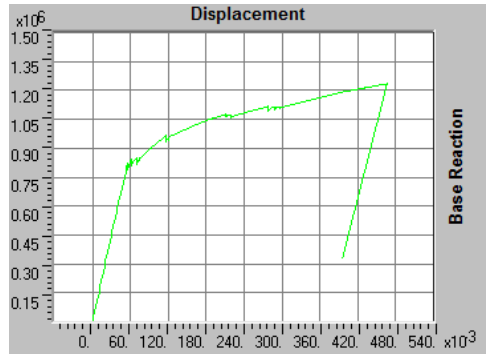


شکل (۳-۱۷) (3CBF , 1EBF) 4st, e=0.65L

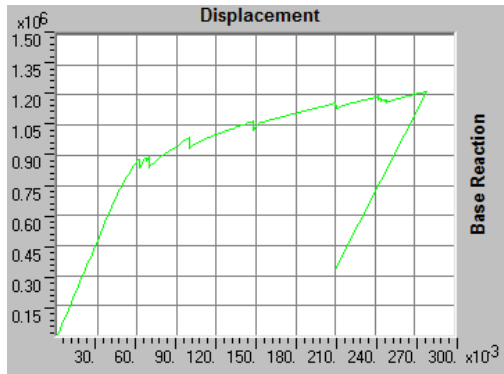
در ادامه منحنی ظرفیت قابهای ۸ طبقه و مهاربندی با نسبتهای  $\frac{e}{L}$  برابر ۰/۲ و ۰/۶۵ نشان داده شده است.



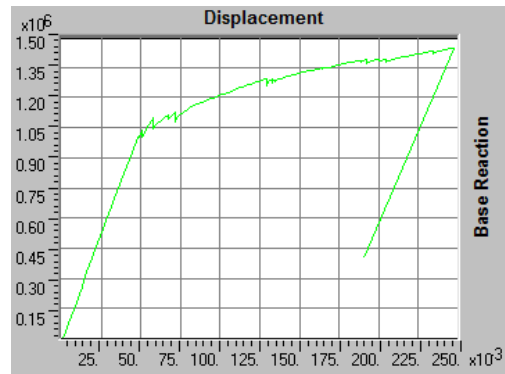
شکل (۳-۲۰) (1CBF , 3EBF) 8st, e=0.2L



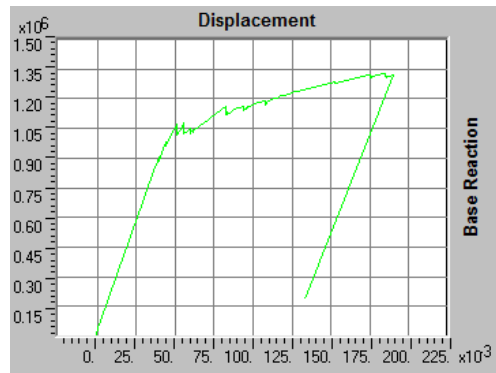
شکل (۳-۱۹) (1CBF , 2EBF) 8st, e=0.2L



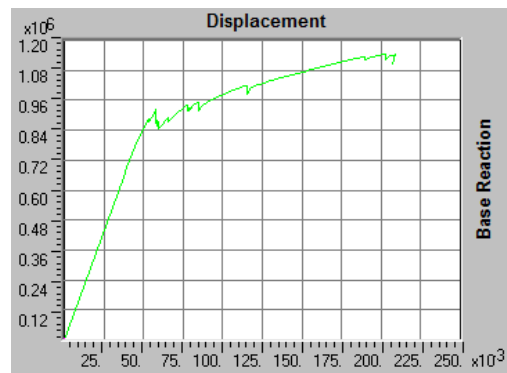
شکل (۳-۲۲)  $(2CBF, 1EBF) 8st, e=0.2L$



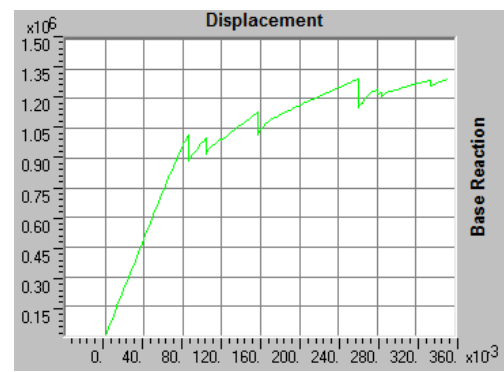
شکل (۳-۲۱)  $(2CBF, 3EBF) 8st, e=0.2L$



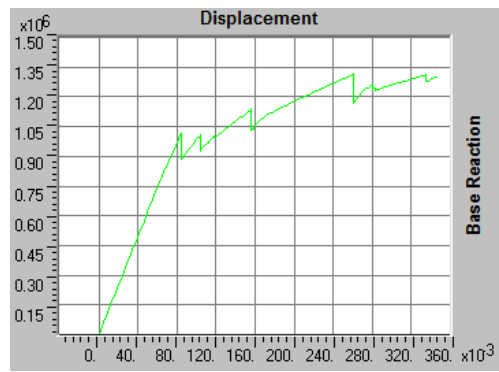
شکل (۳-۲۴)  $(3CBF, 1EBF) 8st, e=0.2L$



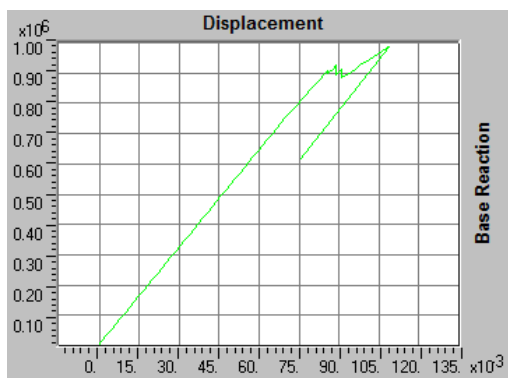
شکل (۳-۲۳)  $(2CBF, 2EBF) 8st, e=0.2L$



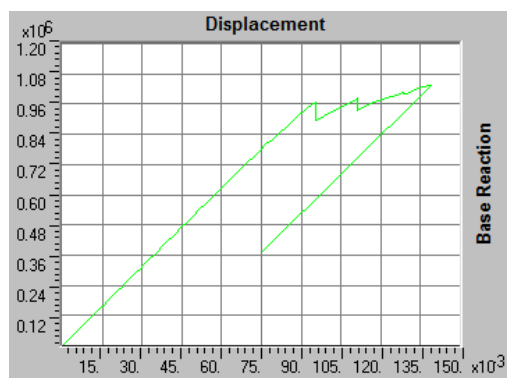
شکل (۳-۲۶)  $(1CBF, 2EBF) 8st, e=0.65L$



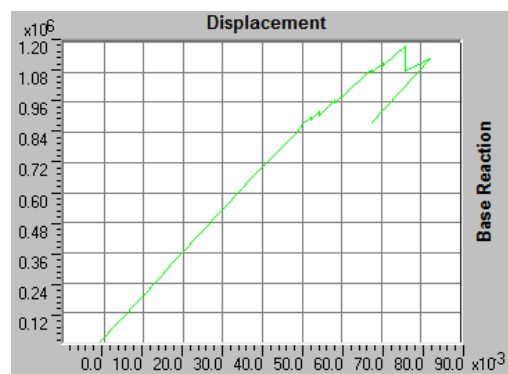
شکل (۳-۲۵)  $(1CBF, 3EBF) 8st, e=0.65L$



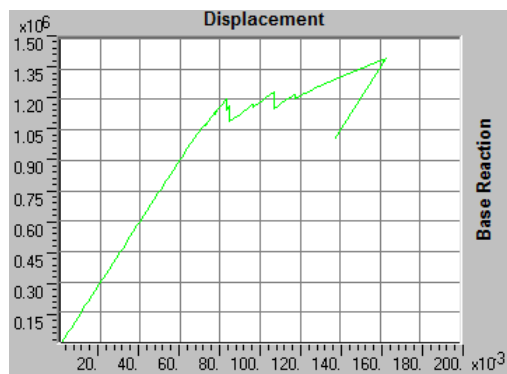
شکل (۳- ۲۸)  $(2CBF, 2EBF) 8st, e=0.65L$



شکل (۳- ۲۷)  $(2CBF, 1EBF) 8st, e=0.65L$



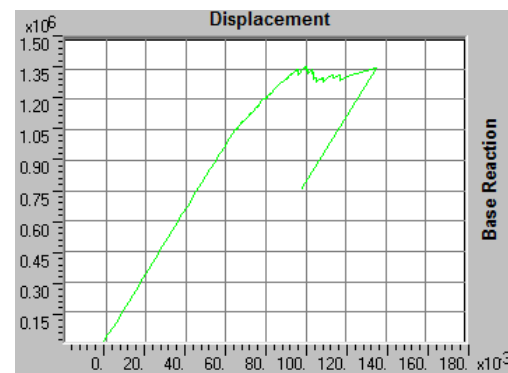
شکل (۳- ۳۰)  $(3CBF, 1EBF) 8st, e=0.65L$



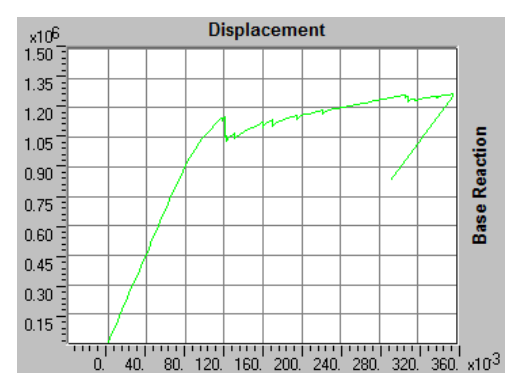
شکل (۳- ۲۹)  $(2CBF, 3EBF) 8st, e=0.65L$

منحنی ظرفیت قاب‌های ۱۲ طبقه به عنوان قاب‌های بلند در این تحقیق نیز با مهاربندهای واگرا و

همگرا با نسبت‌های مختلف  $\frac{e}{L}$  در شکل‌های زیر نشان داده شده است.

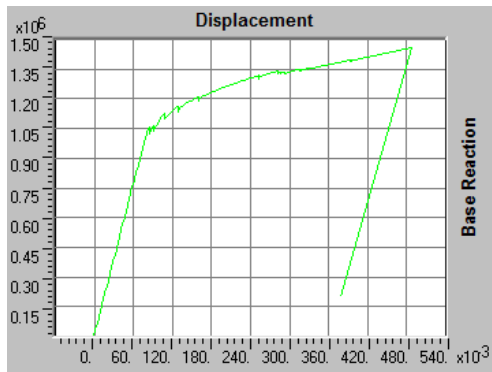


شکل (۳- ۳۲)  $(3CBF, 1EBF) 12st, e=0.2L$

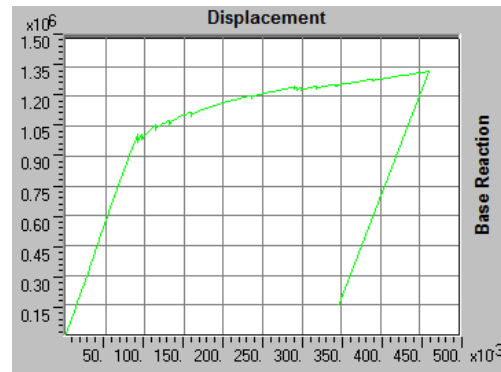


شکل (۳- ۳۱)  $(2CBF, 1EBF) 12st, e=0.2L$

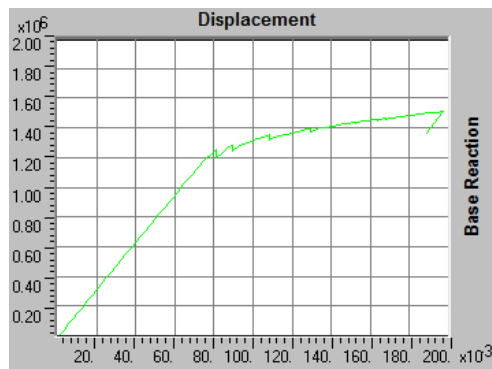




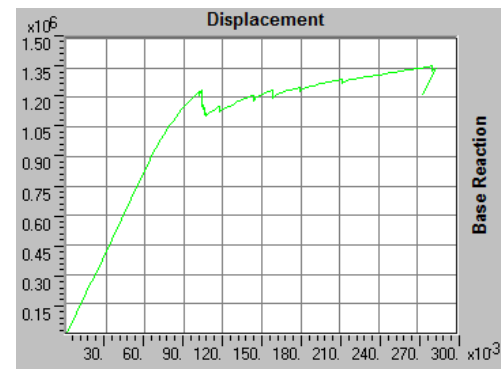
شکل (۳-۳۴) (1CBF , 3EBF) 12st,e=0.2L



شکل (۳-۳۳) (1CBF , 2EBF) 12st,e=0.2L



شکل (۳-۳۶) (2CBF , 3EBF) 12st,e=0.2L



شکل (۳-۳۵) (2CBF , 2EBF) 12st,e=0.2 L

در کلیه نمونه ها روند افزایش تغییر مکان با افزایش برش پایه مشاهده می گردد. و در برش پایه‌ی مشخصی روند افزایش تغییر مکان گره کنترل متوقف و سیر نزولی گرفته است.

### ۳-۹-۲- منحنی‌های ضریب رفتار روی نسبت تعداد $\frac{EBF}{CBF}$

تحقیق حاضر با توجه به اصول مهندسی زلزله ساختمان‌های فولادی متقارن بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ تحت سطح خطر یک طراحی شد و ساختمان‌ها از نوع سازه‌های با درجه اهمیت متوسط انتخاب شده‌اند. مدل‌ها با تعداد طبقات ۲، ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ با پلان یکسان در نظر گرفته شده است. در مرحله اول مدل‌های مورد بحث با رعایت ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ برای زلزله طرح با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر یک) طراحی شده و با استفاده از ضوابط دستورالعمل بهسازی ساختمان‌ها منحنی ظرفیت این سازه‌ها تعیین شد. حالا جهت بررسی تاثیر

نسبت بادبندهای EBF به بادبندهای CBF بر روی R، قابهای ۲، ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه مورد مطالعه قرار گرفتند. بدین منظور منحنی ظرفیت هر یک و نتایج عددی حاصل از این منحنی‌ها به نرم افزار اکسل برده، مقادیر R توسط روش یانگ محاسبه و نتایج با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در ادامه به بررسی این نتایج می‌پردازیم. در ابتدا طریقه محاسبه ضریب رفتار یک سازه ۴ طبقه با نسبت برون محوری ۰.۳ و نسبت EBF به CBF برابر ۳ را بیان می‌کنیم.



شکل (۳-۳۷) نمودار پوش  $4st, e=0.3L$

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-4.922E-06	0.0000	336	0	0	0	0	0	0	0	336
1	0.0017	32350.2109	336	0	0	0	0	0	0	0	336
2	0.0034	64700.4180	336	0	0	0	0	0	0	0	336
3	0.0052	97050.6172	336	0	0	0	0	0	0	0	336
4	0.0069	129400.8203	336	0	0	0	0	0	0	0	336
5	0.0086	161751.0156	336	0	0	0	0	0	0	0	336
6	0.0103	194101.2188	336	0	0	0	0	0	0	0	336
7	0.0120	226451.4063	336	0	0	0	0	0	0	0	336
8	0.0138	258801.6094	336	0	0	0	0	0	0	0	336
9	0.0155	291151.7813	336	0	0	0	0	0	0	0	336
10	0.0172	323501.9688	334	2	0	0	0	0	0	0	336
11	0.0189	355852.1563	332	4	0	0	0	0	0	0	336
12	0.0206	385616.7188	332	4	0	0	0	0	0	0	336
13	0.0223	413725.0000	332	2	2	0	0	0	0	0	336

شکل (۳-۳۸) مختصات پوش  $4st, e=0.3L$

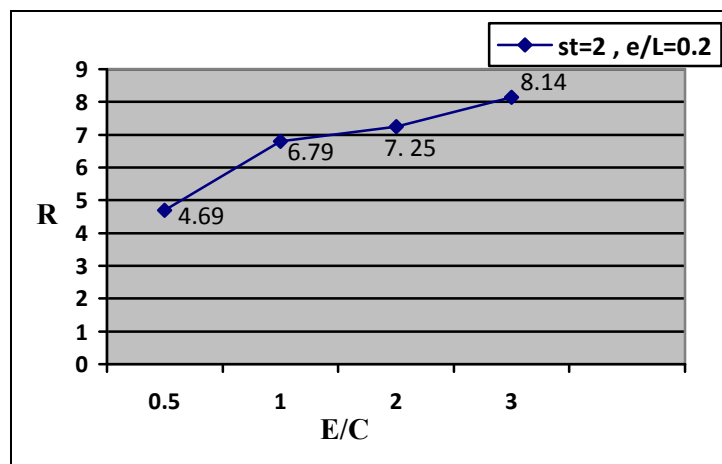
$$C_{eu} = ABIW = 1902166.14 \text{ kg} \quad \text{و} \quad C_s = 323501.97 \text{ kg}$$

$$\Delta_{max} = 0.1222 \text{ m} \quad \text{و} \quad \Delta_s \text{ یا } \Delta_y = 0.0172 \text{ m}$$

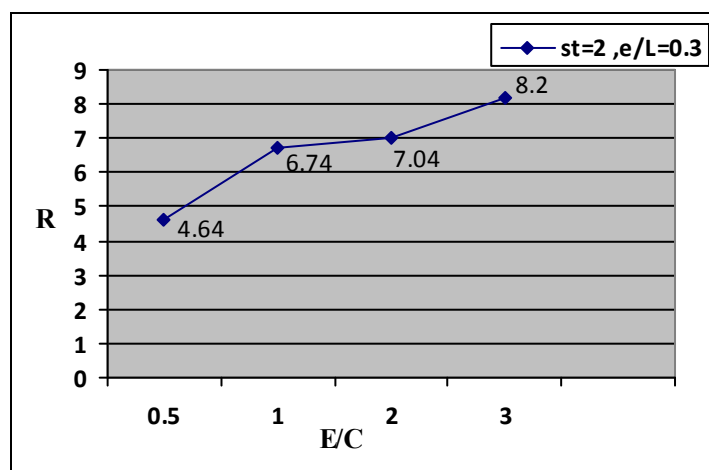
$$\mu_s = \frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_y} \quad R\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad \Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad Y = \frac{C_s}{C_w}$$

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \Omega \quad R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \Omega Y$$

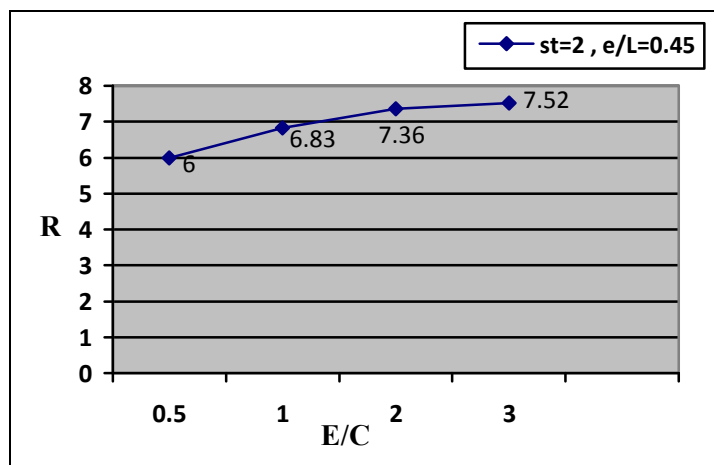
$$\rightarrow R = 1902166.14/323501.97 = 5.879 \quad \Rightarrow R_w = 5.8799 * 1.40 = 8.23 \quad (4st-0.3e-1C3E)$$



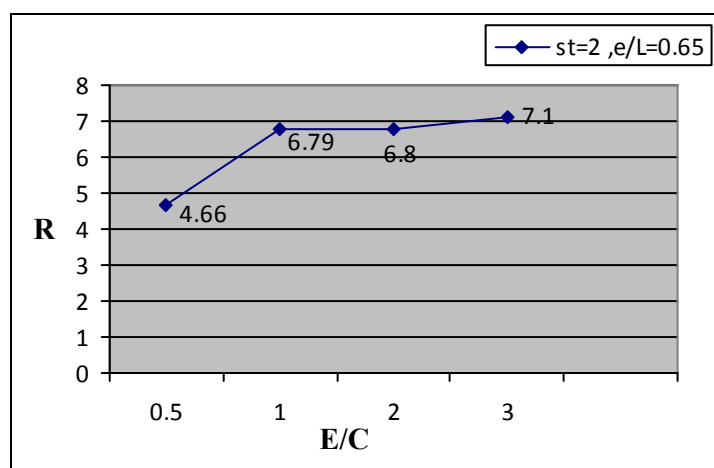
شکل (۳-۳۹) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۲ طبقه با  $e=0.2L$



شکل (۳-۴۰) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۲ طبقه با  $e=0.3L$



شکل (۳-۴۱) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۲ طبقه با  $e=0.45L$



شکل (۳-۴۲) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۲ طبقه با  $e=0.65L$

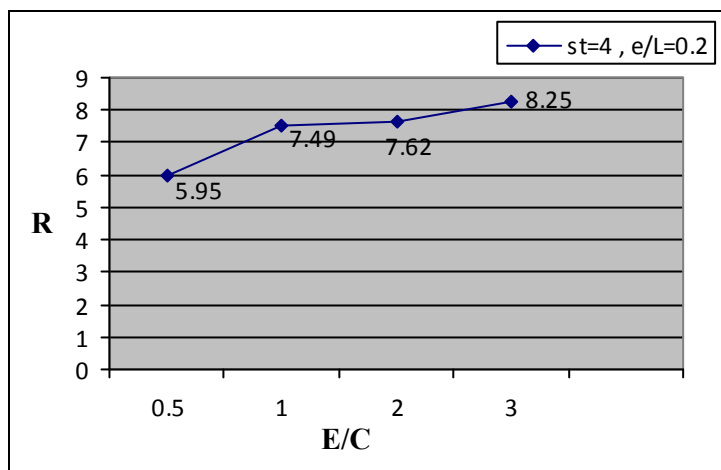
با ملاحظه نمودارها مشاهده می‌شود که محدوده تغییرات R حدوداً بین ۴ و ۸ است

همچنین نتایج برای قاب‌های ۲ طبقه نشان می‌دهد که با افزایش نسبت  $\frac{EBF}{CBF}$ ، ضریب

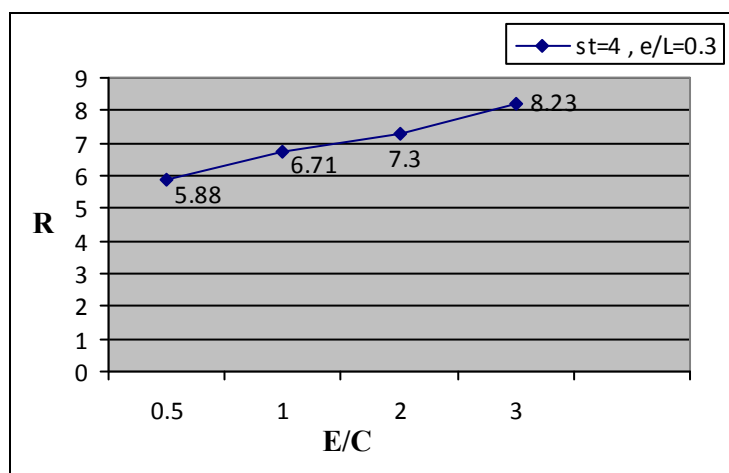
رفتار افزایش می‌یابد. در ضمن ملاحظه می‌شود که با تقلیل نسبت  $\frac{e}{L}$  به ازای نسبت ثابت

$\frac{E}{C}$ ، مقدار R افزایش نامحسوس می‌یابد. و در ادامه نتایج حاصل برای سازه‌های ۴ طبقه به

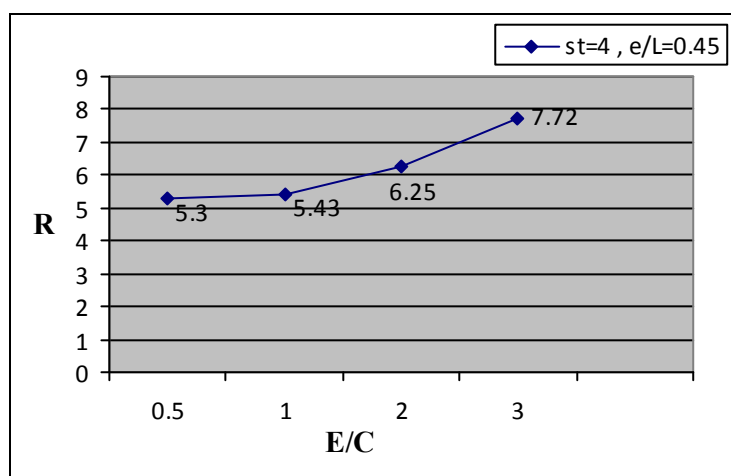
ازای مقادیر متفاوت  $\frac{E}{C}$  و  $\frac{e}{L}$  نشان داده شده است :



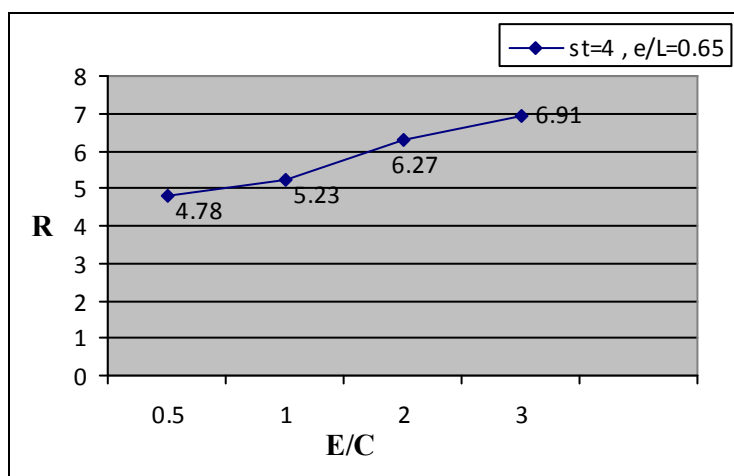
شکل (۳-۴۳) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۴ طبقه با  $e=0.2L$



شکل (۳-۴۴) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۴ طبقه با  $e=0.3L$



شکل (۳-۴۵) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۴ طبقه با  $e=0.45L$



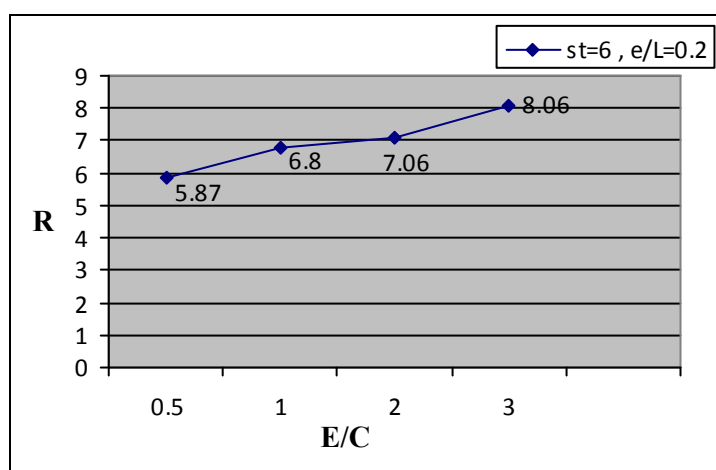
شکل (۳-۴۶) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۴ طبقه با  $e=0.65L$

با ملاحظه نمودارها برای سازه‌های ۴ طبقه مشاهده می‌شود که محدوده تغییرات R حدوداً

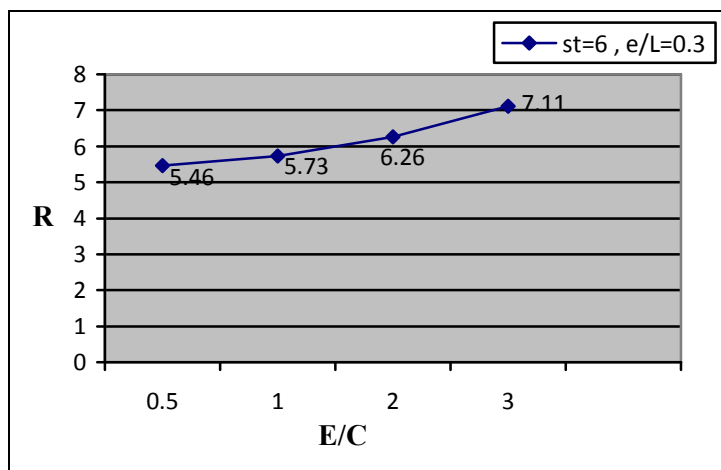
بین ۵ و ۸ است و همانند قاب‌های ۲ طبقه با افزایش نسبت  $\frac{EBF}{CBF}$ ، ضریب رفتار افزایش

می‌یابد و با تقلیل نسبت  $\frac{e}{L}$  به ازای نسبت ثابت  $\frac{E}{C}$ ، مقدار R افزایش می‌یابد. با بررسی

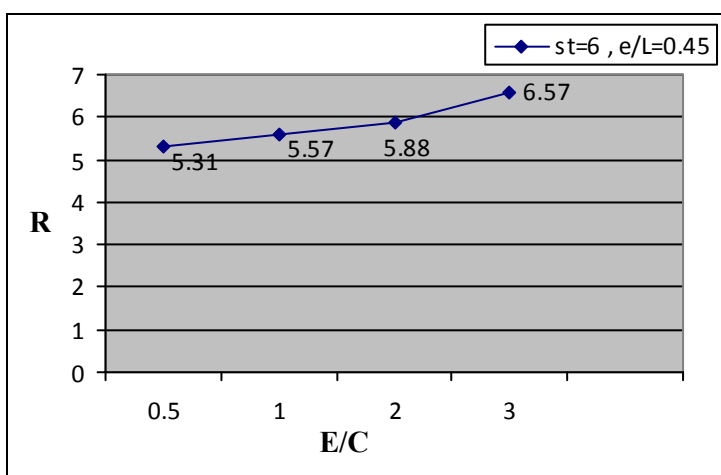
این روند در سازه‌های ۶ طبقه داریم:



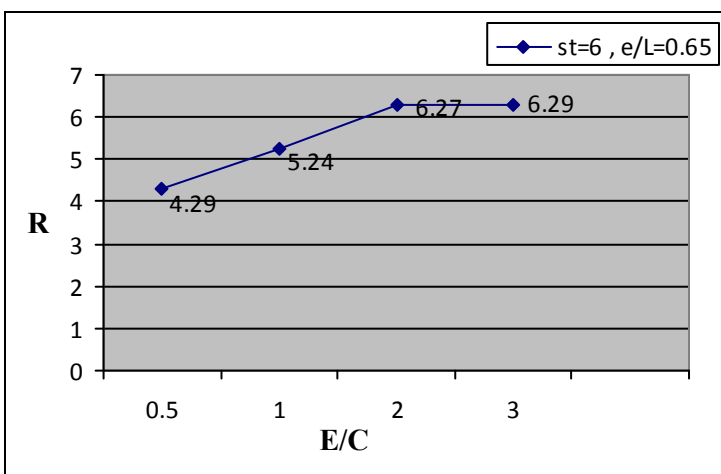
شکل (۳-۴۷) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۶ طبقه با  $e=0.2L$



شکل (۳-۴۸) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۶ طبقه با  $e=0.3L$



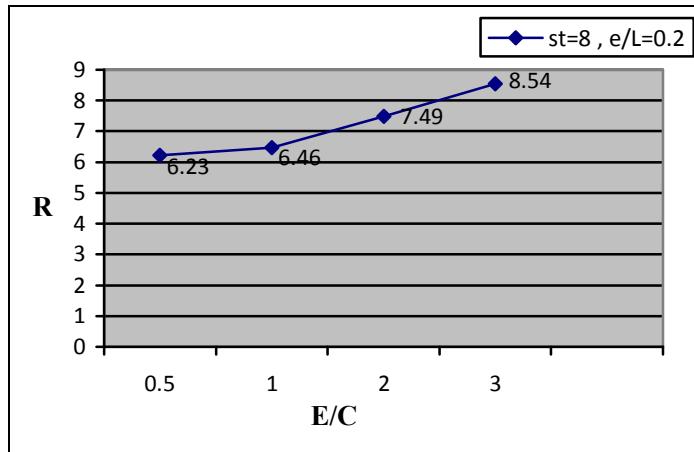
شکل (۳-۴۹) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۶ طبقه با  $e=0.45L$



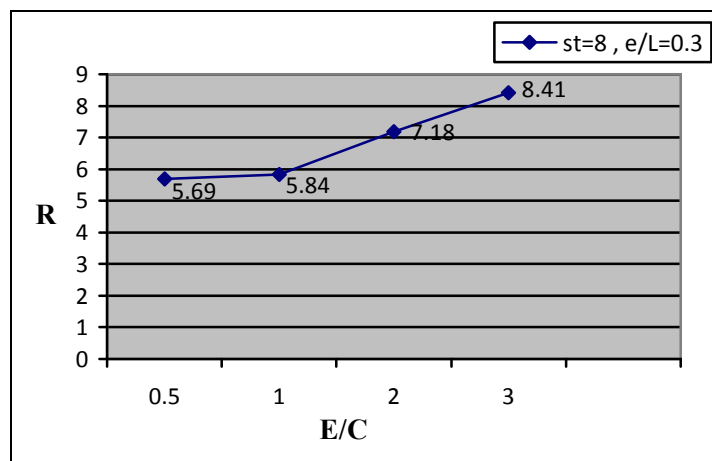
شکل (۳-۵۰) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۶ طبقه با  $e=0.65L$

با ملاحظه نمودارها مشاهده می‌شود نتایجی مشابه سازه‌های ۴ طبقه حاصل شده است. با بررسی

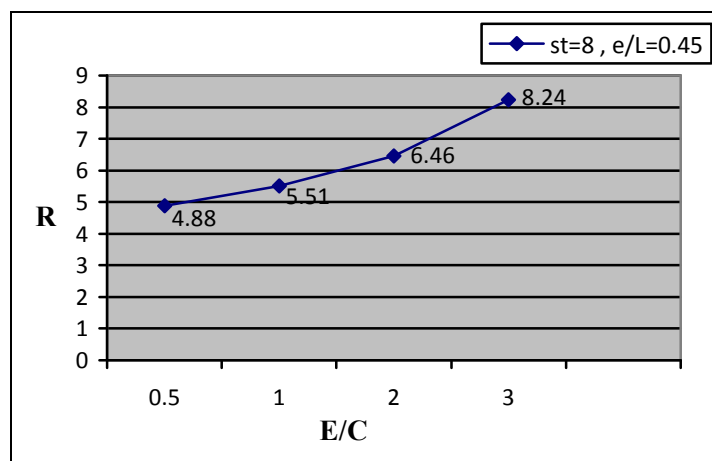
سازه‌های ۸ طبقه داریم:



شکل (۳-۵۱) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۸ طبقه با  $e=0.2L$

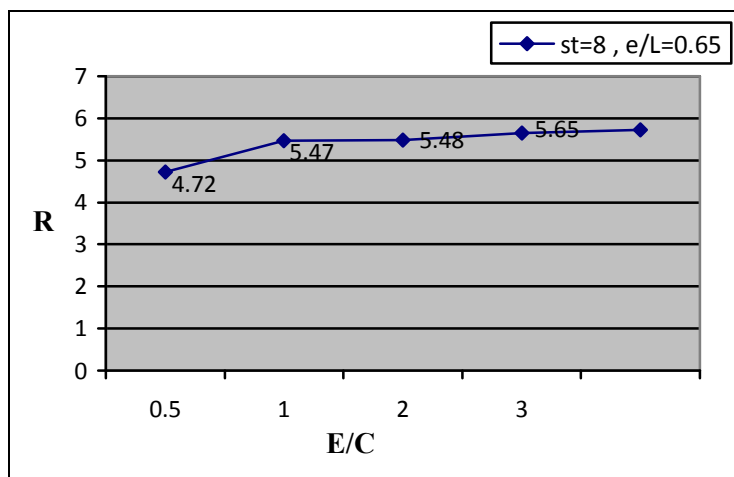


شکل (۳-۵۲) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۸ طبقه با  $e=0.3L$



شکل (۳-۵۳) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۸ طبقه با  $e=0.45L$

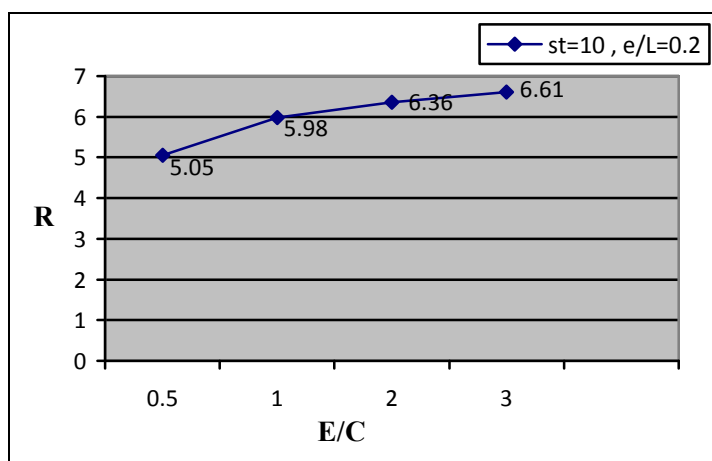




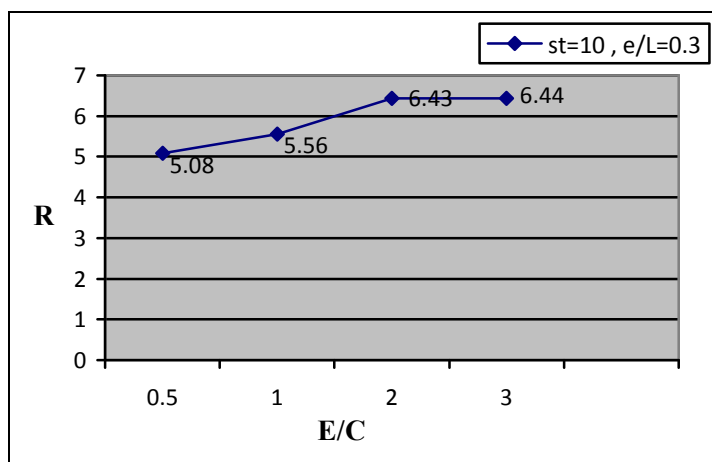
شکل (۳-۵۴) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۸ طبقه با  $e=0.65L$

با ملاحظه نمودارها برای سازه‌های ۸ طبقه مشاهده می‌شود که افزایش نسبت  $\frac{EBF}{CBF}$  و

تقلیل نسبت  $\frac{e}{L}$  سبب افزایش ضریب رفتار می‌شود. با بررسی سازه‌های ۱۰ طبقه داریم:



شکل (۳-۵۵) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۱۰ طبقه با  $e=0.2L$

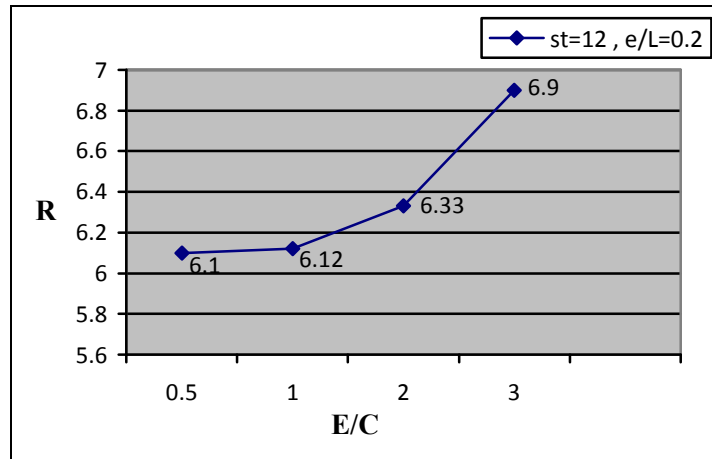


شکل (۳-۵۶) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۱۰ طبقه با  $e=0.3L$

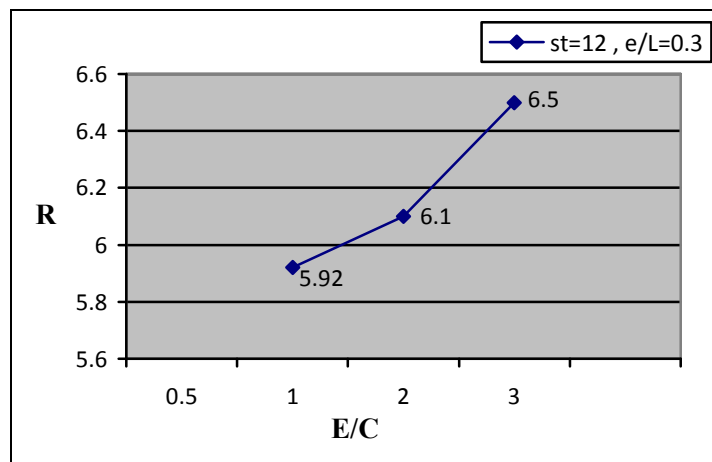
همان‌طور که در نتایج گراف‌ها و از مقایسه قاب‌ها دیده می‌شود روند افزایش ضریب رفتار با

افزایش نسبت تعداد  $\frac{EBF}{CBF}$  در قاب‌های ۱۰ طبقه دیده می‌شود. نهایتاً برای سازه‌های ۱۲

طبقه داریم:



شکل (۳-۵۷) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۱۲ طبقه با  $e=0.2L$



شکل (۳-۵۸) بررسی نسبت  $\frac{E}{C}$  بر روی R در قاب‌های ۱۲ طبقه با  $e=0.3L$

همان‌طور که از نتایج گراف‌ها دیده می‌شود روند افزایش ضریب رفتار با افزایش نسبت تعداد  $\frac{EBF}{CBF}$

در قاب‌های ۱۲ طبقه دیده می‌شود. پس از مقایسه گراف‌ها در تاثیر تعداد  $\frac{EBF}{CBF}$  بر ضریب رفتار به

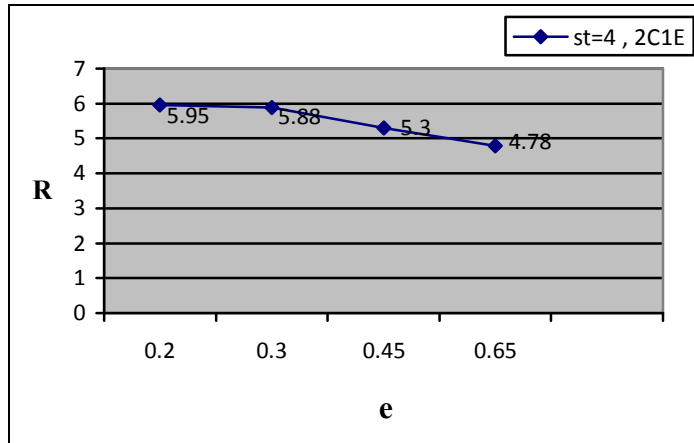
این نتیجه می‌رسیم که در تمامی ارتفاع‌ها با افزایش نسبت تعداد  $\frac{EBF}{CBF}$  ضریب رفتار سازه افزایش

می‌یابد.

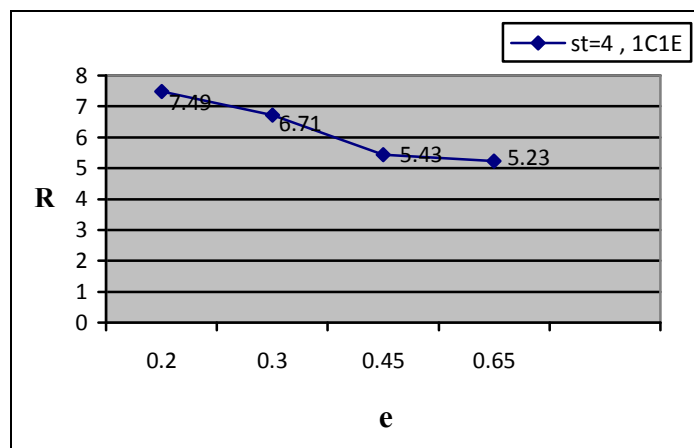
### ۳-۹-۳- منحنی‌های ضریب رفتار نسبت به طول تیر پیوند

حال به بررسی تاثیر نسبت  $\frac{e}{L}$  بر ضریب رفتار سازه‌ها می‌پردازیم. با بررسی سازه‌های ۴

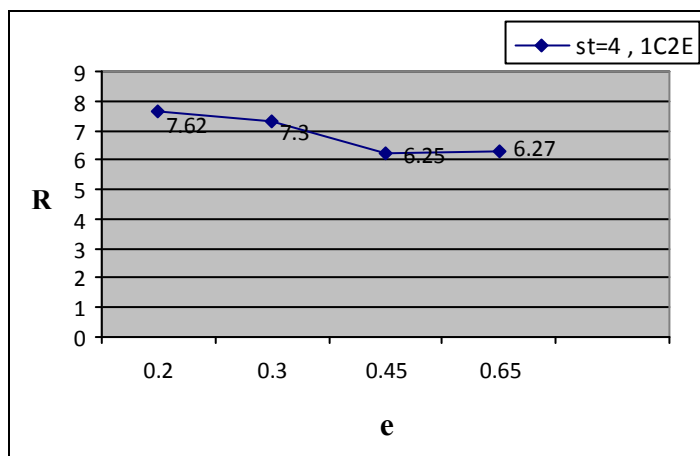
طبقه داریم :



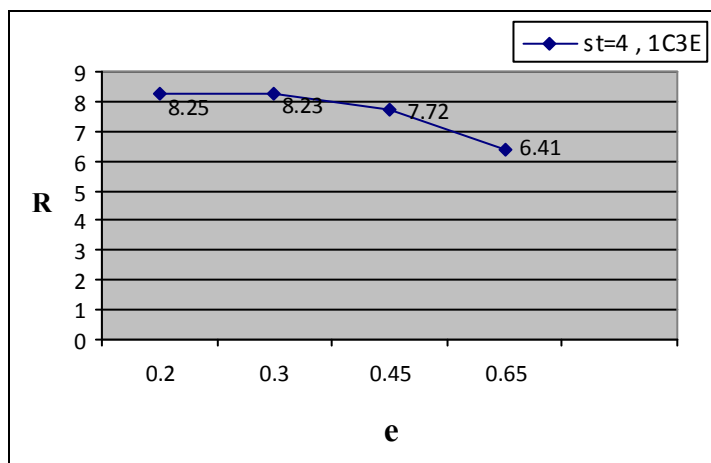
شکل (۳-۵۹) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۴ طبقه



شکل (۳-۶۰) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۴ طبقه



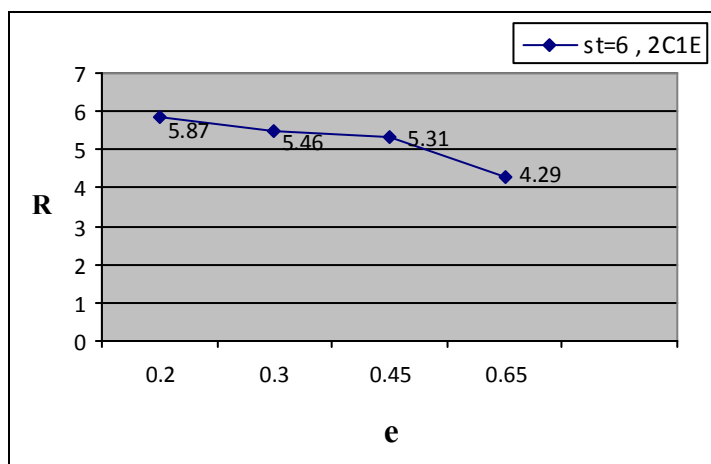
شکل (۳-۶۱) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۴ طبقه



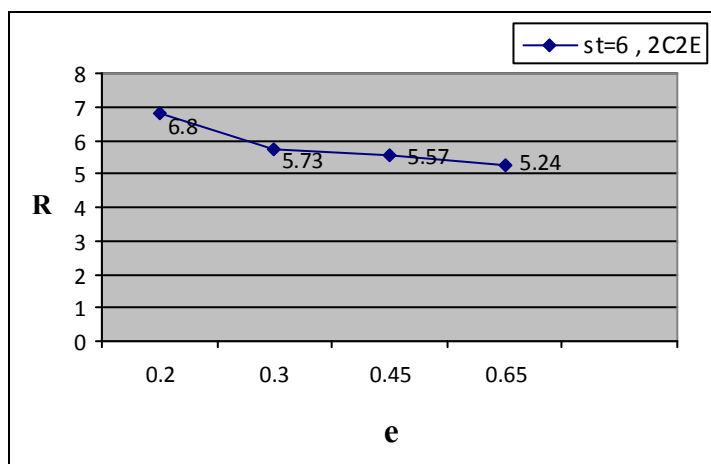
شکل (۳-۶۲) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۴ طبقه

همان‌طور که در نمودارها دیده می‌شود مستقل از نسبت  $\frac{E}{C}$ ، ضریب رفتار با افزایش نسبت  $\frac{e}{L}$

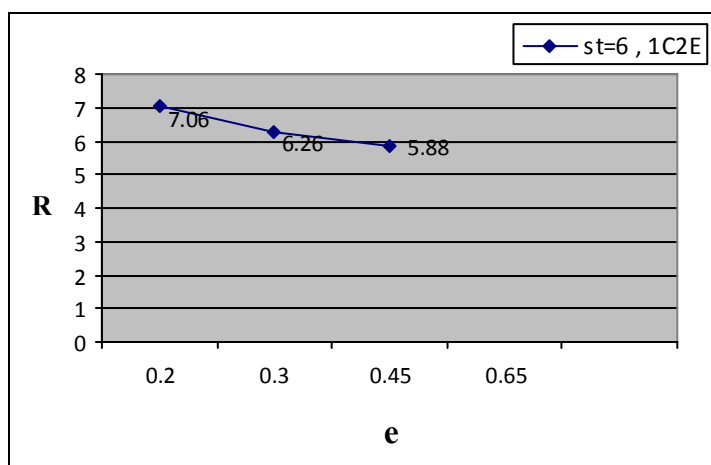
کاهش می‌یابد. با بررسی سازه‌های ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه داریم:



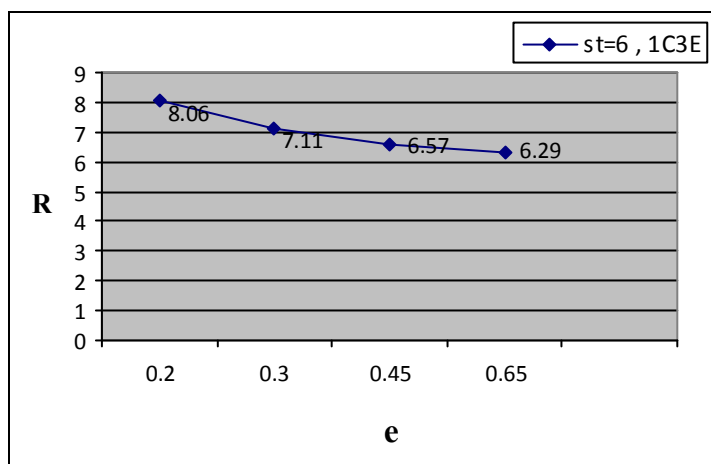
شکل (۳-۶۳) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۶ طبقه



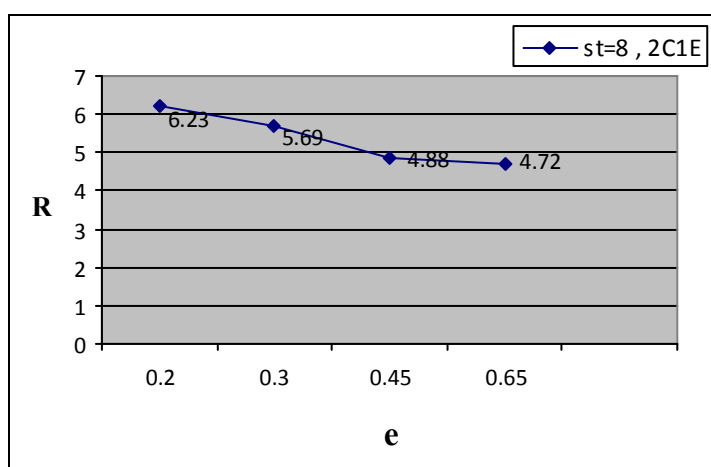
شکل (۳-۶۴) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۶ طبقه



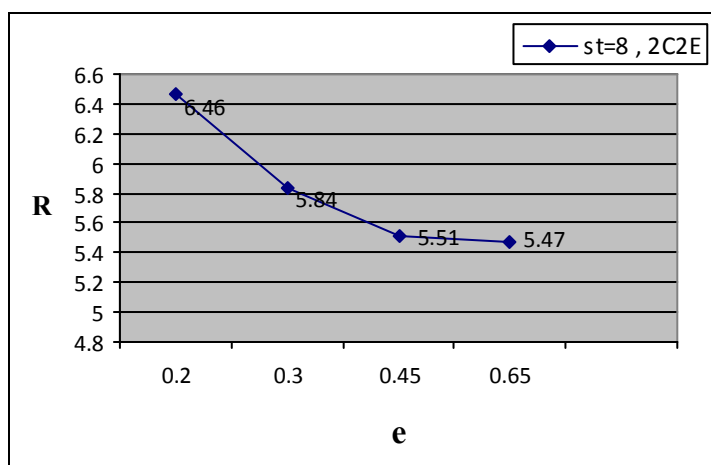
شکل (۳-۶۵) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۶ طبقه



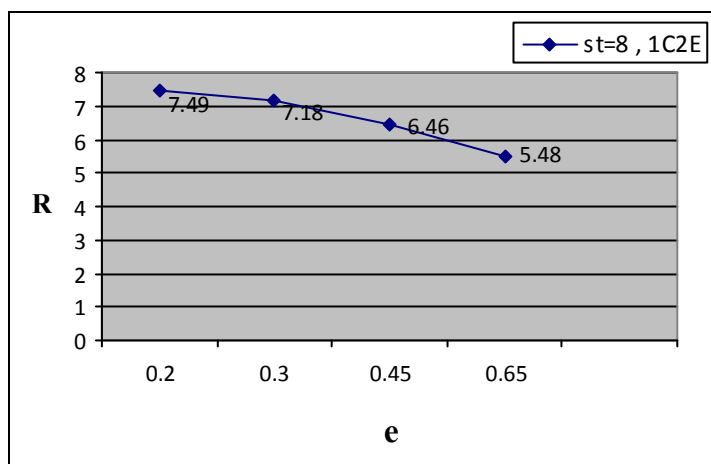
شکل (۳-۶۶) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۶ طبقه



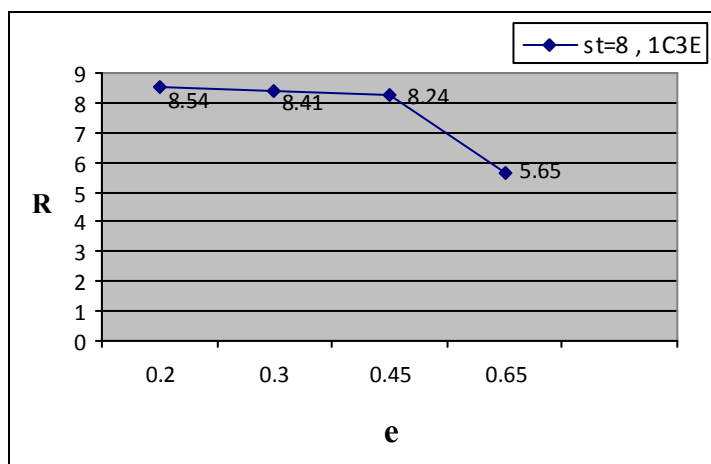
شکل (۳-۶۷) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۸ طبقه



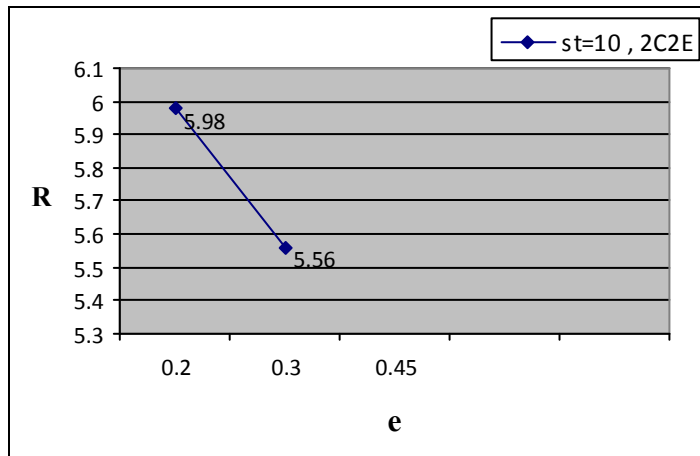
شکل (۳-۶۸) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۸ طبقه



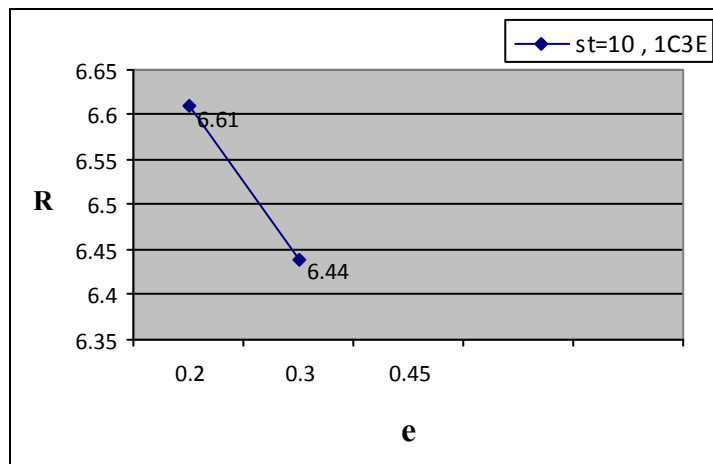
شکل (۳-۶۹) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۸ طبقه



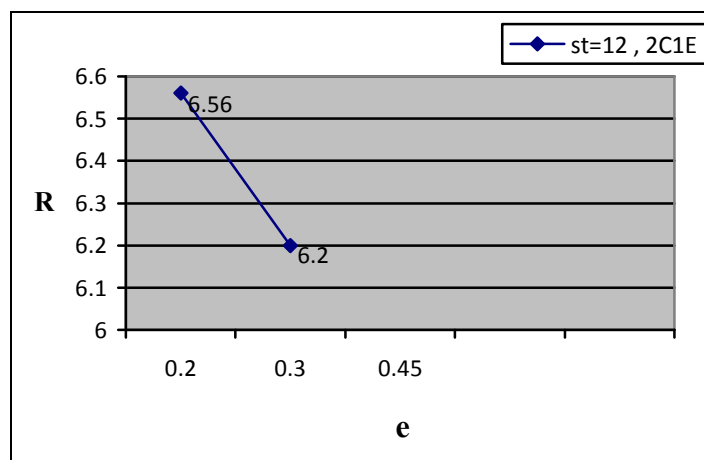
شکل (۳-۷۰) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۸ طبقه



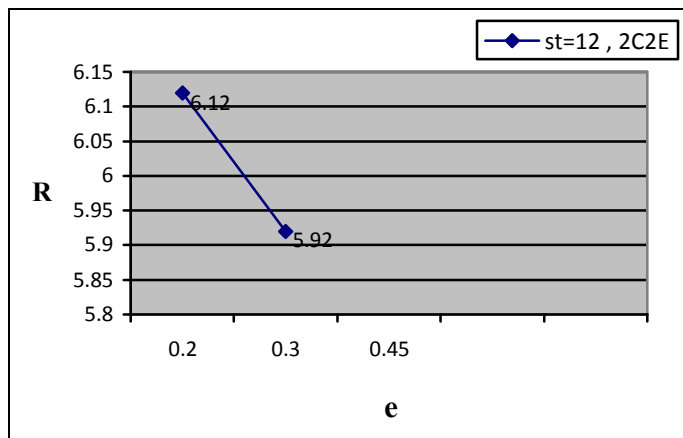
شکل (۳-۷۱) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۰ طبقه



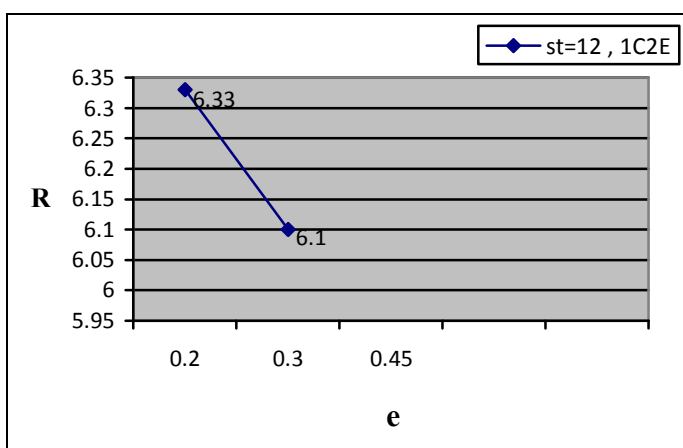
شکل (۳-۷۲) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۰ طبقه



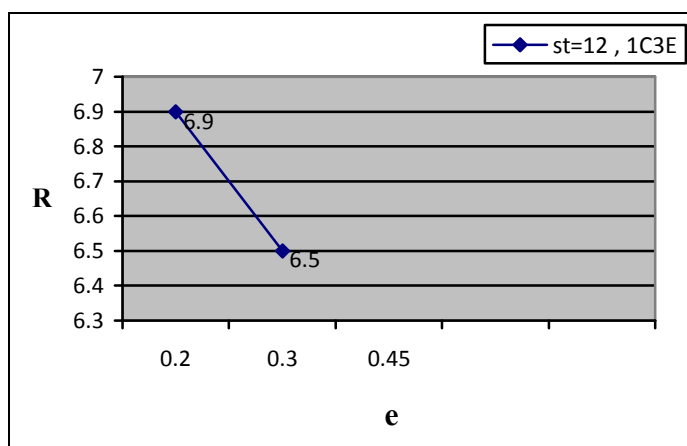
شکل (۳-۷۳) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۲ طبقه



شکل (۳-۷۴) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۲ طبقه



شکل (۳-۷۵) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۲ طبقه



شکل (۳-۷۶) نمودار مقایسه ضریب رفتار قاب‌های ۱۲ طبقه



همان‌طور که در نتایج گراف‌ها و از مقایسه قاب‌ها دیده می‌شود روند افزایش ضریب رفتار با افزایش نسبت  $\frac{e}{L}$  هم در قاب‌های ۱۲ طبقه دیده می‌شود. با بررسی سازه‌ها که در تمامی ارتفاع‌ها با افزایش نسبت برون‌محوری ضریب رفتار سازه افزایش می‌یابد.

برای اعتبار سنجی مدل‌های تحلیل شده سیستم‌های EBF و CBF هر کدام بطور جداگانه در ارتفاع‌های متفاوت مدل‌سازی شدند و ضریب رفتار محاسبه شده توسط نرم‌افزار مورد استفاده برای سیستم EBF بین ۶.۹ تا ۱۰.۱ و برای CBF بین ۴.۱ تا ۶.۵ حاصل شد.

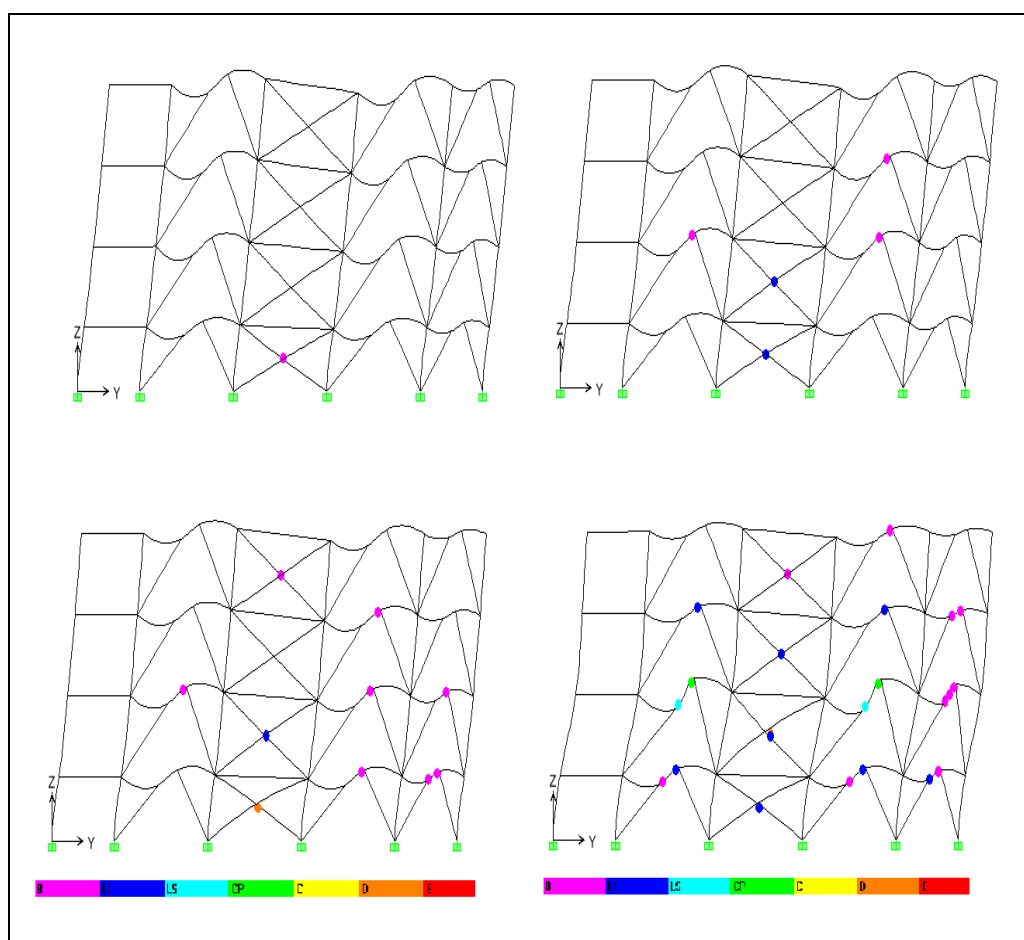
پس از مقایسه گراف‌ها در تاثیر تعداد  $\frac{EBF}{CBF}$  بر ضریب رفتار به این نتیجه می‌رسیم که در

تمامی ارتفاع‌ها با افزایش نسبت تعداد  $\frac{EBF}{CBF}$  ضریب رفتار سازه افزایش می‌یابد.

### ۱۰-۳- روندها شکل‌گیری مفاصل پلاستیک

در ادامه این بخش به روندها شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در مدل‌های در نظر گرفته شده در این تحقیق پرداخته و این روند مورد بررسی قرار می‌گیرد.

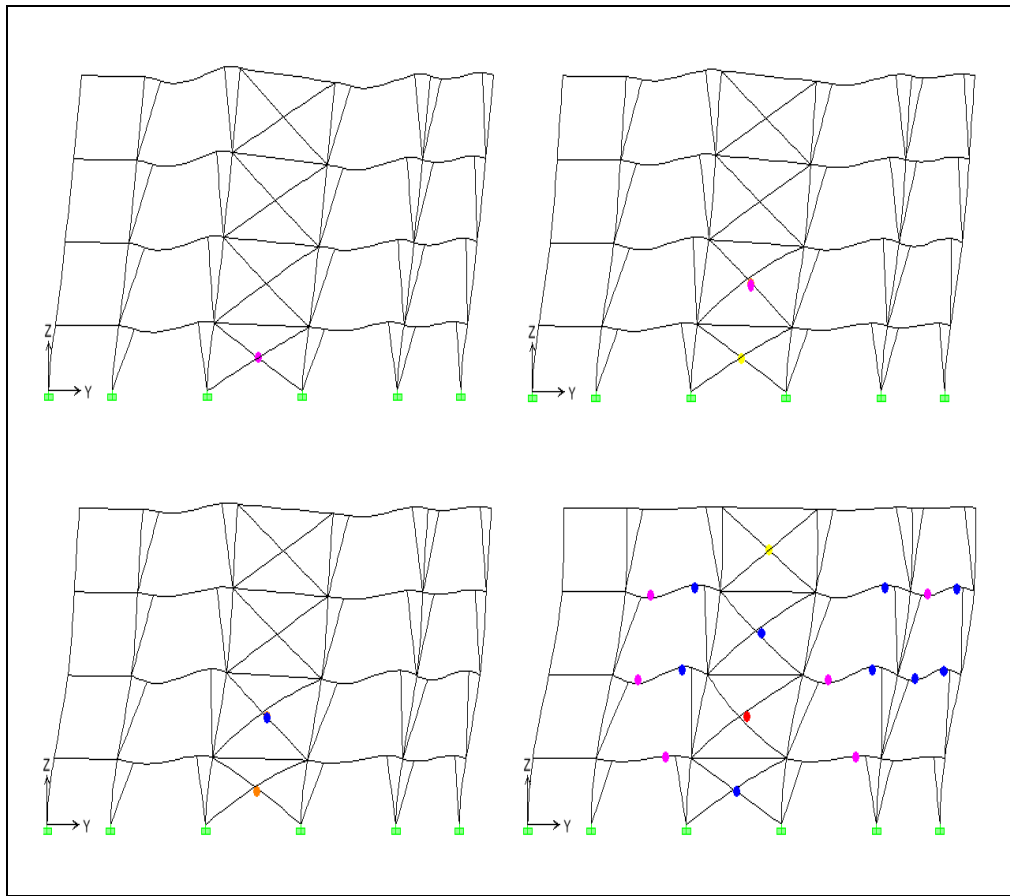
#### ۱۰-۳-۱- قابهای ۴ طبقه مهاربندی شده



شکل (۳-۷۷) اولین و آخرین گام شکل‌گیری مفاصل در قاب 0.2-1C3E

همانطور که در شکل (۳-۷۷) دیده می‌شود در قاب‌های ۴ طبقه با نسبت  $\frac{e}{L} = 0.2$ ، بیشتر مفاصل پلاستیک در تیر پیوند تشکیل شده و بادبندهای EBF نقش خود را خوب ایفا کرده‌اند. با تغییر

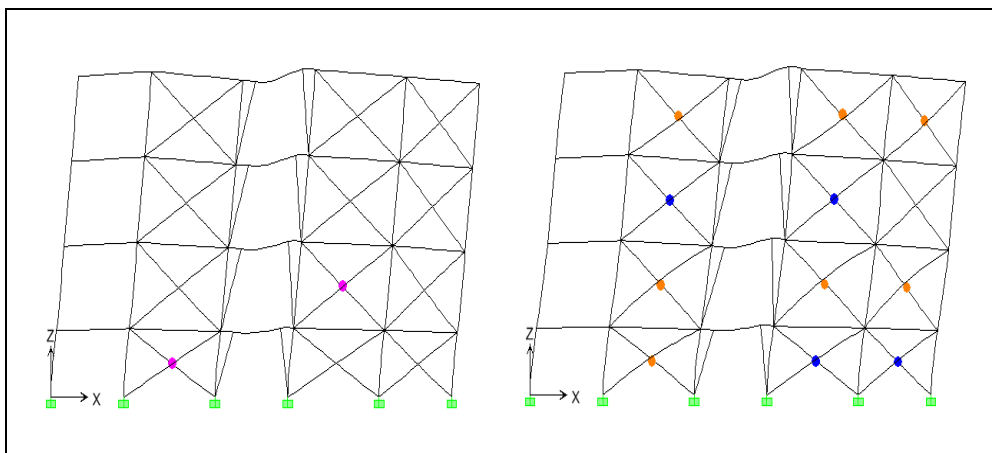
نسبت  $\frac{e}{L}$  به عدد 0.65 داریم:



شکل (۳-۷۸) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب 0.65-1C3E

همانطور که در شکل (۳-۷۸) دیده می‌شود در قاب‌های ۴ طبقه با نسبت  $\frac{e}{L} = 0.65$ ، مفاصل پلاستیک در تیر پیوند دیرتر شکل گرفته و بادبندهای EBF دیرتر وارد عمل و کم تاثیرتر

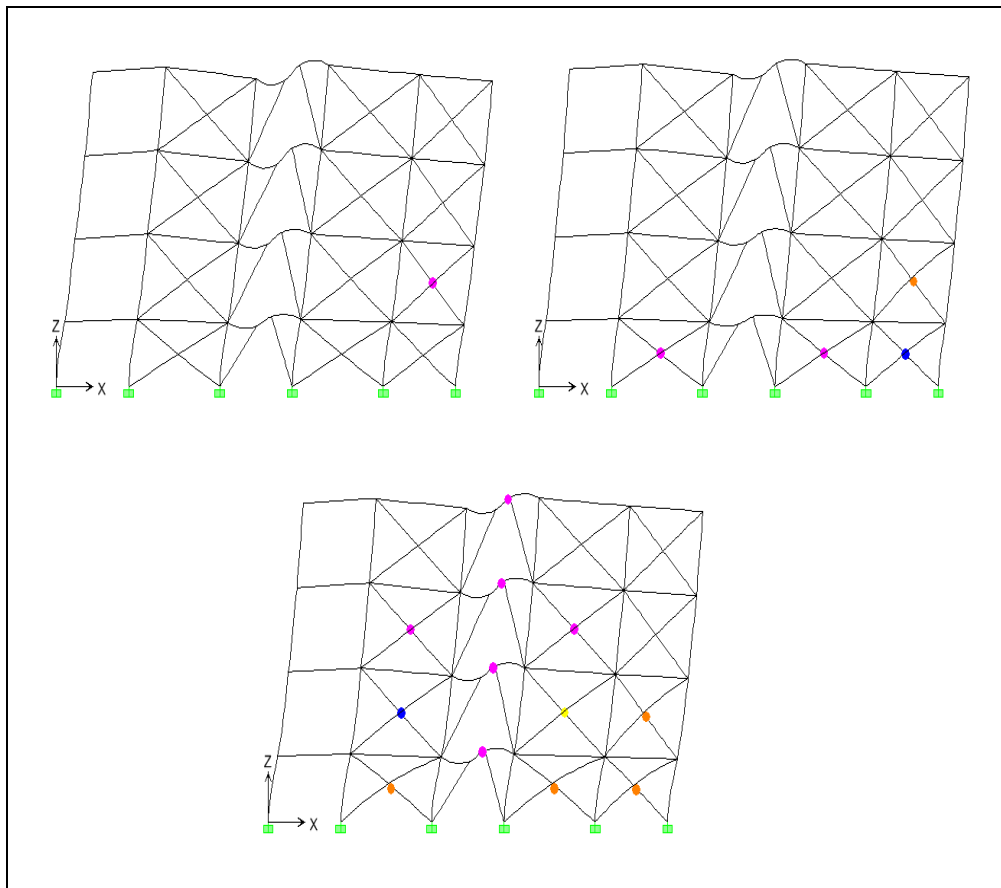
می‌باشد. حال چنانچه قاب ۴ طبقه با نسبت  $\frac{e}{L} = 0.65$  و  $\frac{E}{C} = \frac{1}{3}$  بررسی شود داریم:



شکل (۳-۷۹) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب 0.65-3C1E

همانطور که در شکل (۳-۷۹) دیده می‌شود مفاصل در تیر پیوند شکل نگرفته و نقش بادبند EBF

خوب نبوده است. برای سازه ۴ طبقه با نسبت  $\frac{e}{L} = 0.2$  و  $\frac{E}{C} = \frac{1}{3}$  بررسی شود داریم:



شکل (۳-۸۰) اولین و آخرین گام شکل‌گیری مفصل در قاب 0.2-3C1E

همانطور که در شکل (۳-۸۰) دیده می‌شود مفاصل پلاستیک در تیر پیوند دیر شکل گرفته

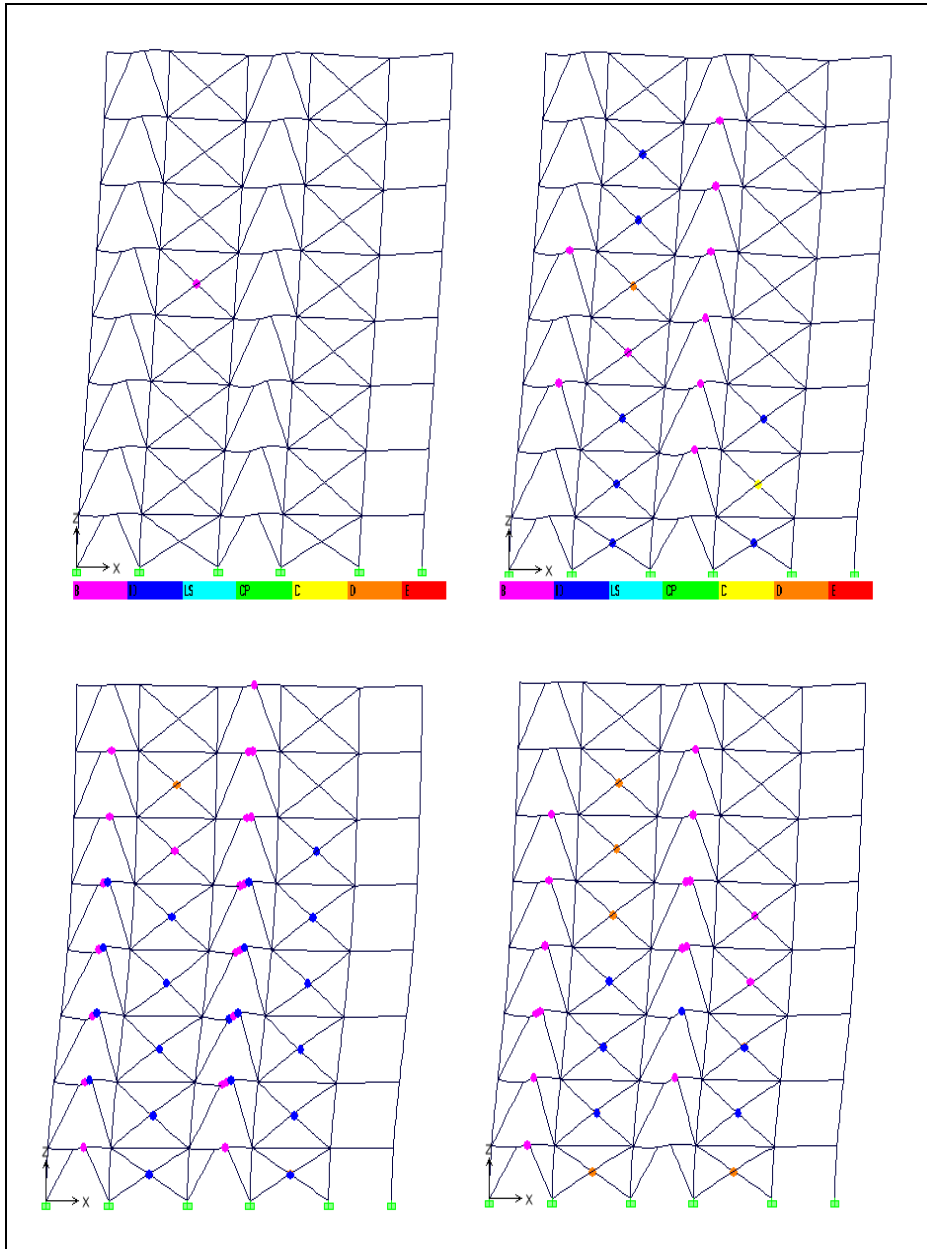
که نقش بادبند EBF مناسب نمی‌باشد. ولی در مقایسه با نسبت  $\frac{e}{L} = 0.65$  عملکردش بهتر

است. خلاصه در نسبت‌های بالای تعداد CBF به EBF بکار بردن بادبند EBF با نسبت

$\frac{e}{L}$  بزرگ کاری بی‌هوده است.

۳-۱۰-۲- قابهای ۸ طبقه مهاربندی شده

برای نسبت  $\frac{e}{L} = 0.2$  و  $\frac{E}{C} = 1$  داریم:

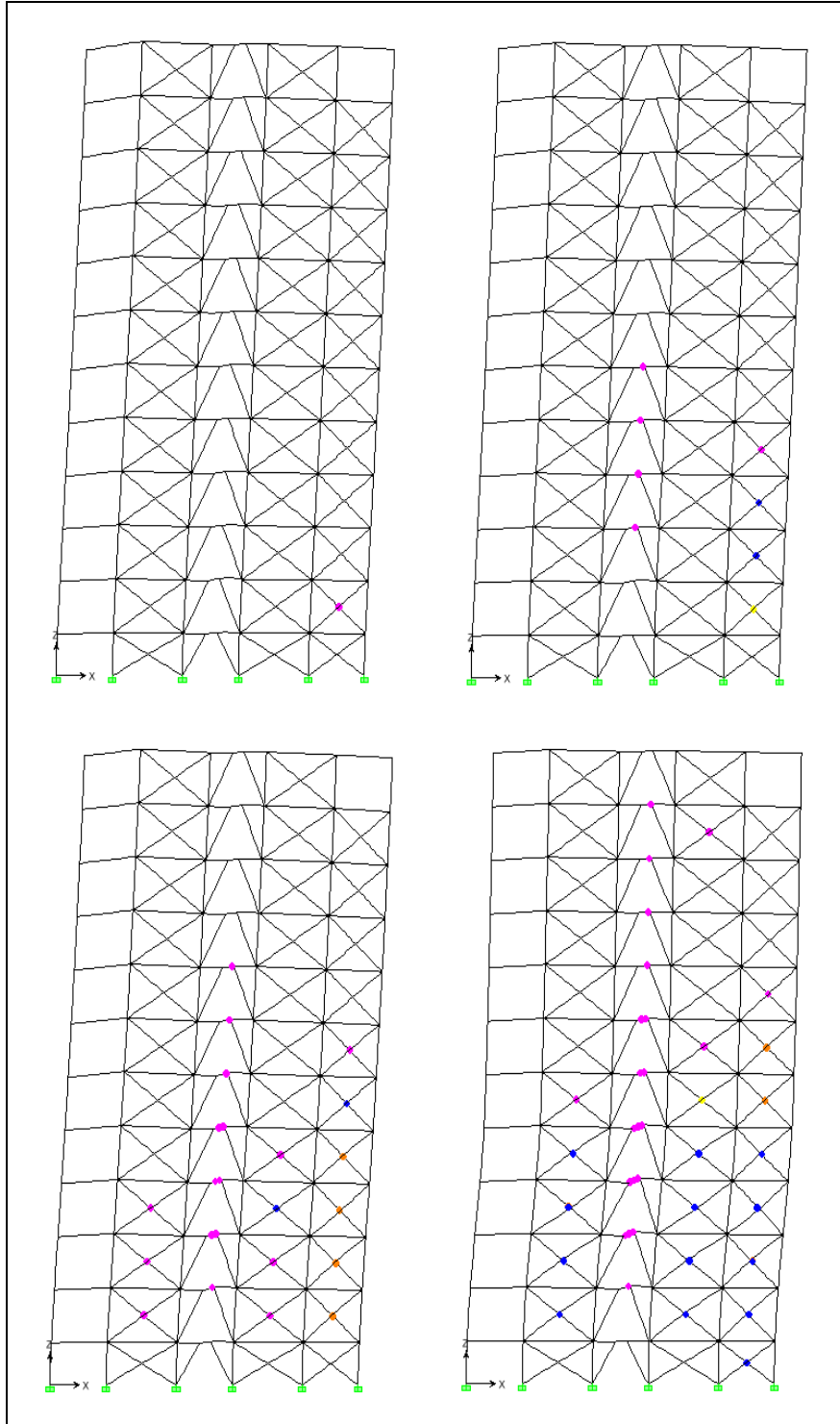


شکل (۳-۸۱) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب 0.2-2C2E

همانطور که در شکل (۳-۸۱) دیده می‌شود مفاصل در تیر پیوند شکل گرفته و نقش مهاربند EBF مناسب می‌باشد.

۳-۱۰-۳- قابهای ۱۲ طبقه مهاربندی شده

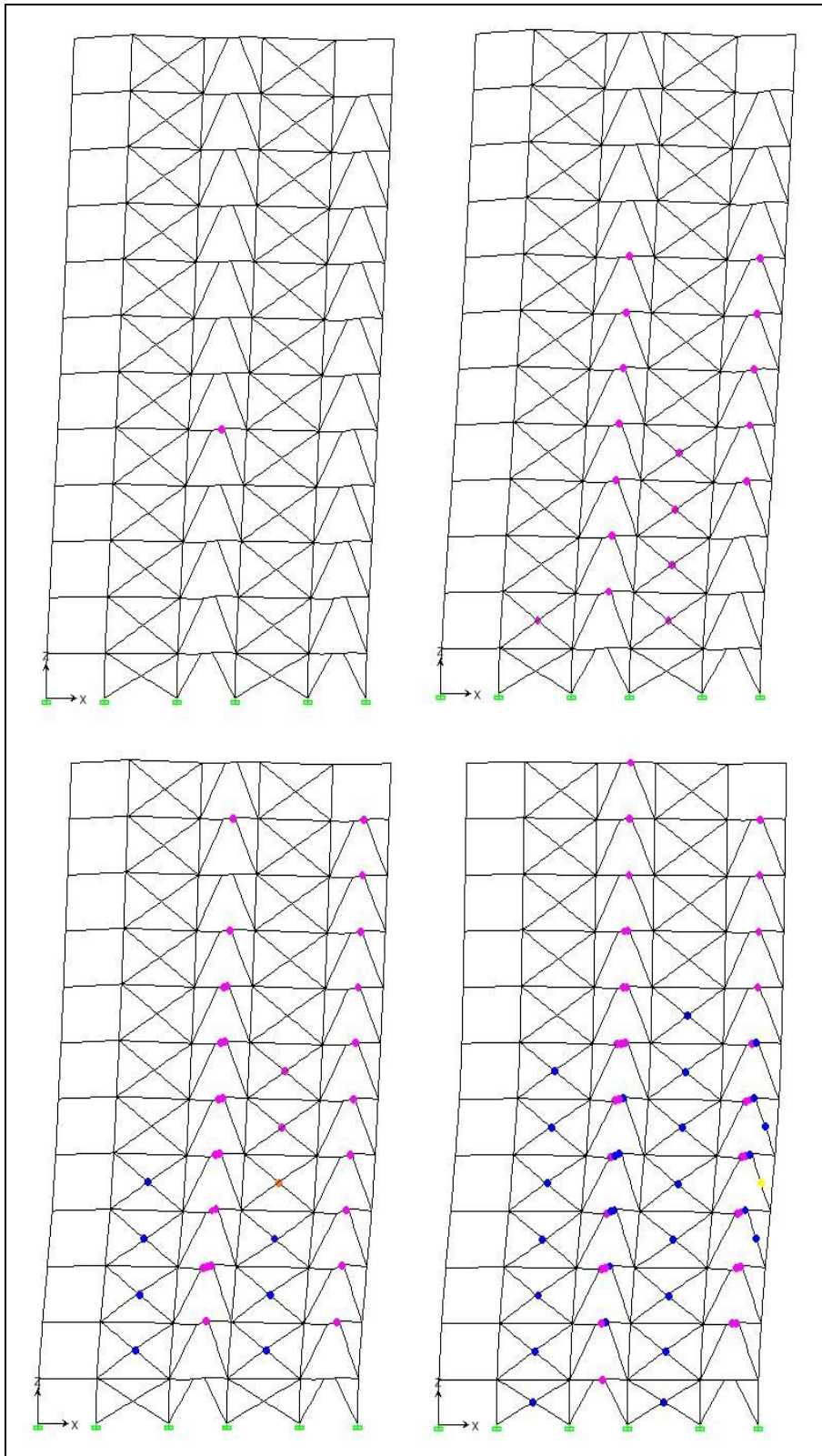
برای نسبت  $\frac{e}{L} = 0.2$  و  $\frac{E}{C} = \frac{1}{3}$  داریم:



شکل (۳-۸۲) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب 0.2-3C1E

ملاحظه میشود که بیشتر مفاصل در بادبندهای CBF تشکیل شده و نقش بادبند EBF مناسب نیست.

برای نسبت  $\frac{e}{L} = 0.2$  و  $\frac{E}{C} = 1$  داریم:



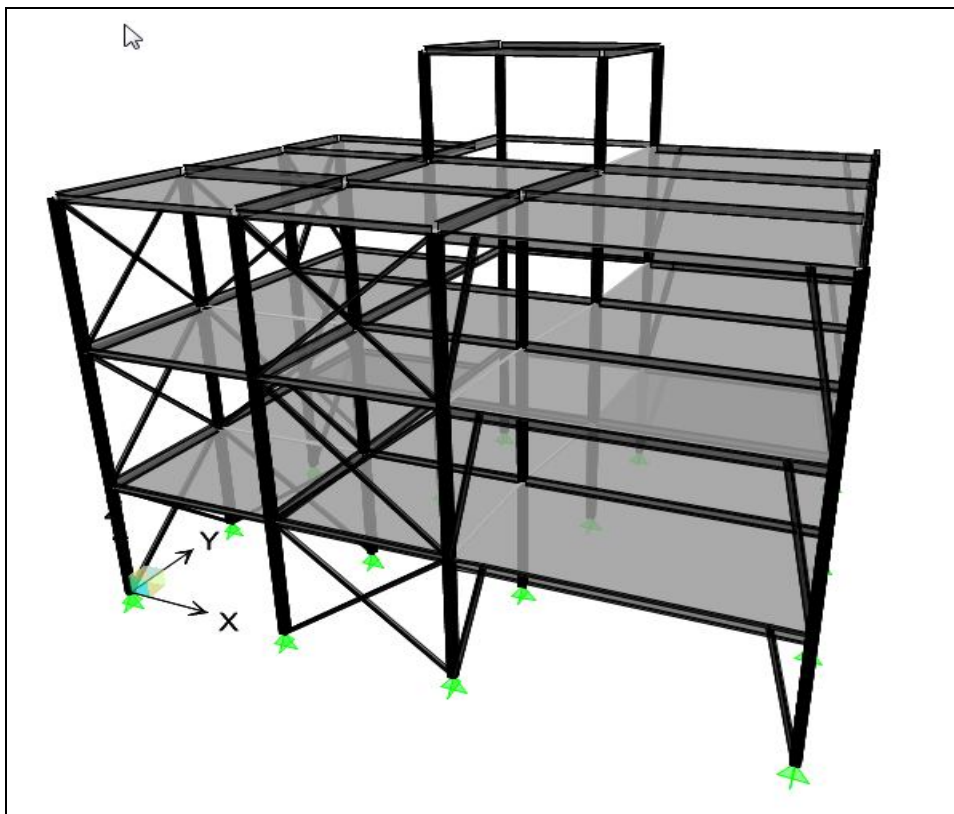
شکل (۳-۸۳) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب 0.2-2C2E

ملاحظه می‌شود که با افزایش تعداد مهاربندهای EBF سازه نقش بهتری ایفا می‌کند. خلاصه در قاب‌های بلند با افزایش نسبت  $\frac{e}{L}$  مفاصل پلاستیک در تیر پیوند دیرتر شکل می‌گیرد و باعث می‌شود که بادبند EBF نقش موثری در جذب انرژی نداشته باشد. به عبارتی به کار بردن EBF با برون محوری بالا در سازه‌های بلند کاری بیهوده است و بهتر است اجرا نشود. افزایش تعداد بادبندهای EBF و کاهش نسبت  $\frac{e}{L}$  سبب شکل‌پذیری بهتر سازه می‌شود و بادبندهای EBF به طور موثرتری در جذب انرژی مشارکت می‌کنند.



### ۳-۱۱- بررسی مدل‌های اجرا شده در شهرستان شاهرود

جهت نقد و بررسی سازه‌های اجرا شده در شهرستان شاهرود و سبزوار که از سیستم مهاربندی همگرا و واگرا بطور توأم استفاده کرده‌اند، ۲۰ نمونه مورد مطالعه قرار گرفت. که بطور مثال سازه زیر که در شهرستان شاهرود اجرا شده است را مورد بررسی قرار می‌دهیم.



شکل (۳-۸۴) قاب 3st-0.651-shahrood

مشخصات لرزه‌ای سازه بصورت زیر است:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

$$A = 0.30$$

$$I = 1$$

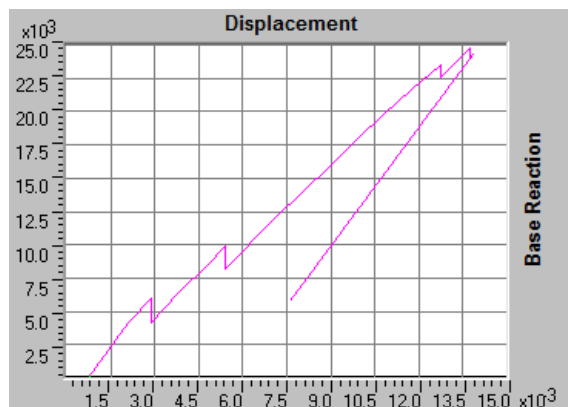
$$T = 0.05H^{3/4} = 0.05(11.7)^{3/4} = 0.32 \rightarrow 0.34 \times 1.25 = 0.40$$

$$T_0 = 0.1, \quad T_s = 0.5, \quad S = 1.5 \rightarrow T_0 < T < T_s : B = S + 1 = 2.5$$

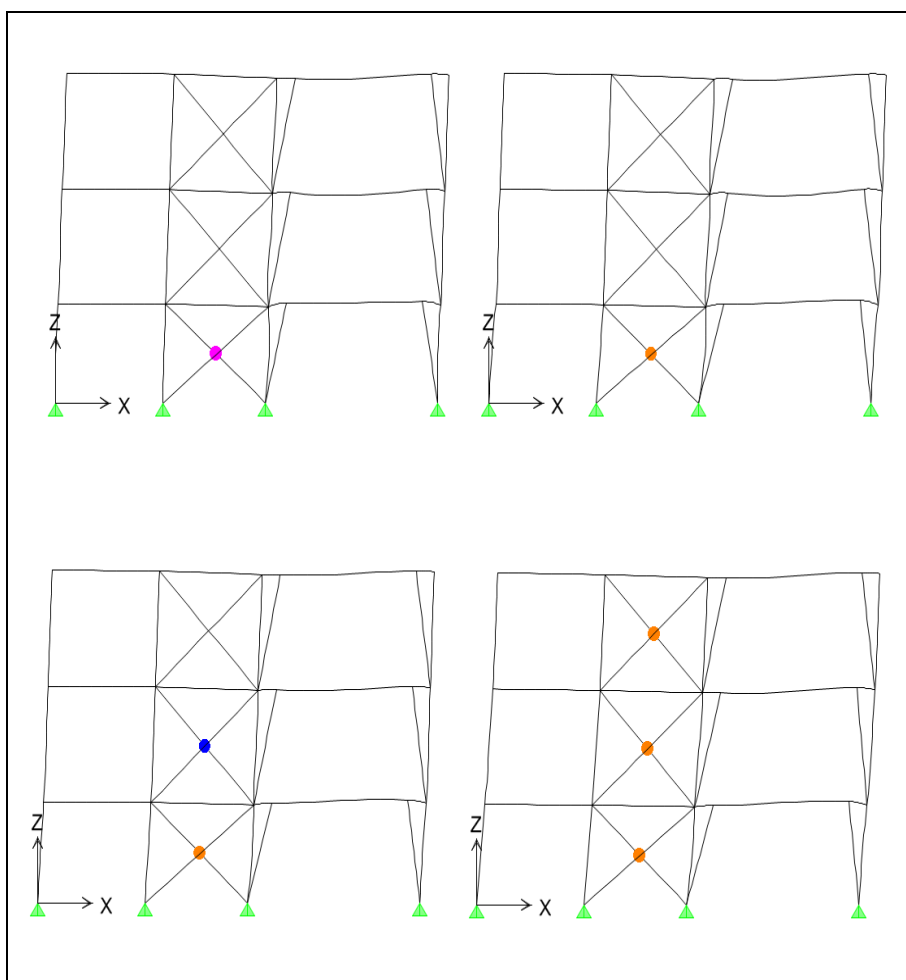
$$R = 7 \rightarrow C = \frac{0.30 \times 2.5 \times 1}{6} = 0.125$$

$$T < 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$$

با تحلیل غیر خطی سازه داریم:



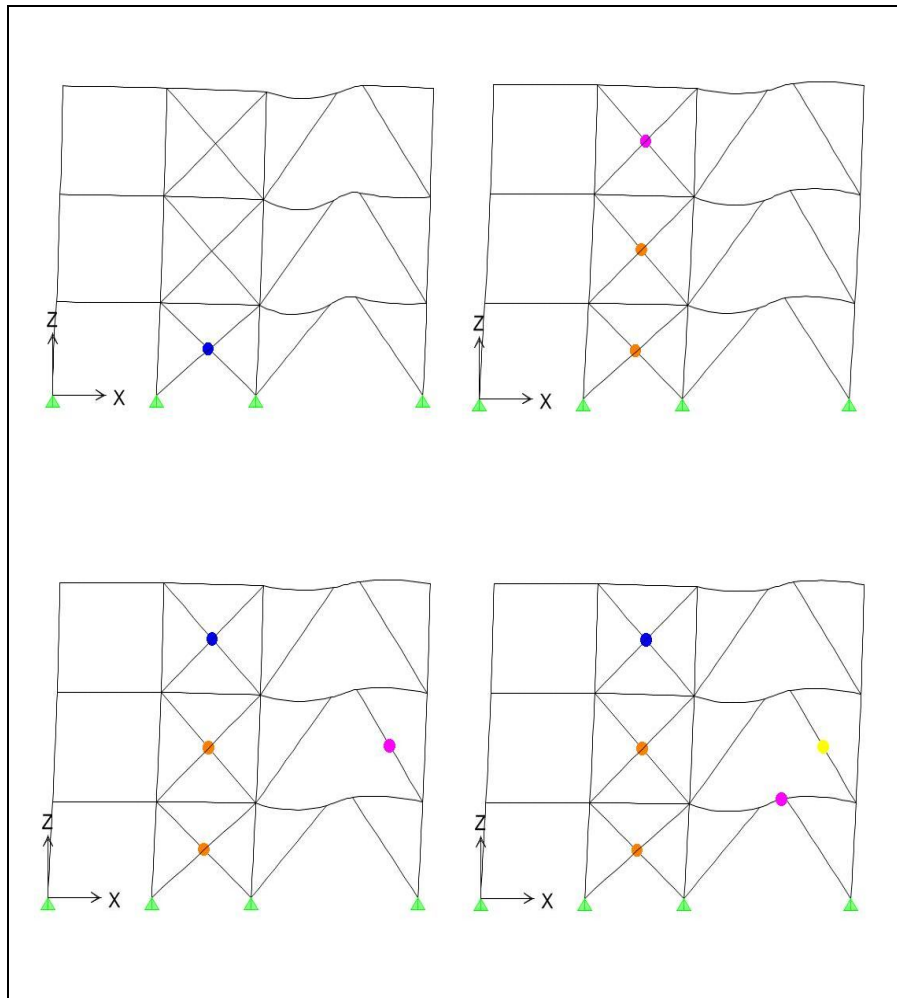
شکل (۳-۸۵) پوش قاب 3st-0.65l-shahrood



شکل (۳-۸۶) اولین و آخرین گام شکل گیری مفصل در قاب 3st-0.65l-shahrood

با توجه به شکل (۳-۸۶) ملاحظه می‌شود با توجه به سختی کم EBF مورد استفاده و برون محوری زیاد آن، تا مرحله‌ی آخر تحلیل غیرخطی، مفصلی در تیر پیوند باندند EBF ایجاد نشده و به عبارتی

می‌توان این مشاهده را این‌طور تفسیر کرد که ضریب رفتار این سازه همان ضریب رفتار سیستم مهاربندی CBF است. و نقش بادبندهای EBF در جذب انرژی ناچیز است.



شکل (۳-۸۷) اولین و آخرین گام شکل‌گیری مفصل در قاب 3st-0.2l-shahrood

در مدل اصلاحی این پروژه در شکل (۳-۸۷) نسبت  $\frac{e}{L} = 0.2$  و سختی بادبندهای CBF کاهش داده شد. ملاحظه می‌شود که فقط بادبند EBF در تیر طبقه اول وارد مرحله‌ی پلاستیک شده است و هنوز سایر طبقات مطابق قبل هستند. پس می‌توان نتیجه گرفت که برای نسبت‌های کوچک  $\frac{E}{C}$  در سازه‌های کوتاه بهتر است از ضریب رفتار CBF استفاده شود و برای افزایش شکل‌پذیری سازه، بایستی نسبت  $\frac{E}{C}$  افزایش و نسبت  $\frac{e}{L}$  کاهش یابد تا جهت مقابله با نیروی زلزله حداکثر استفاده و عملکرد حاصل شود.

## فصل ۴

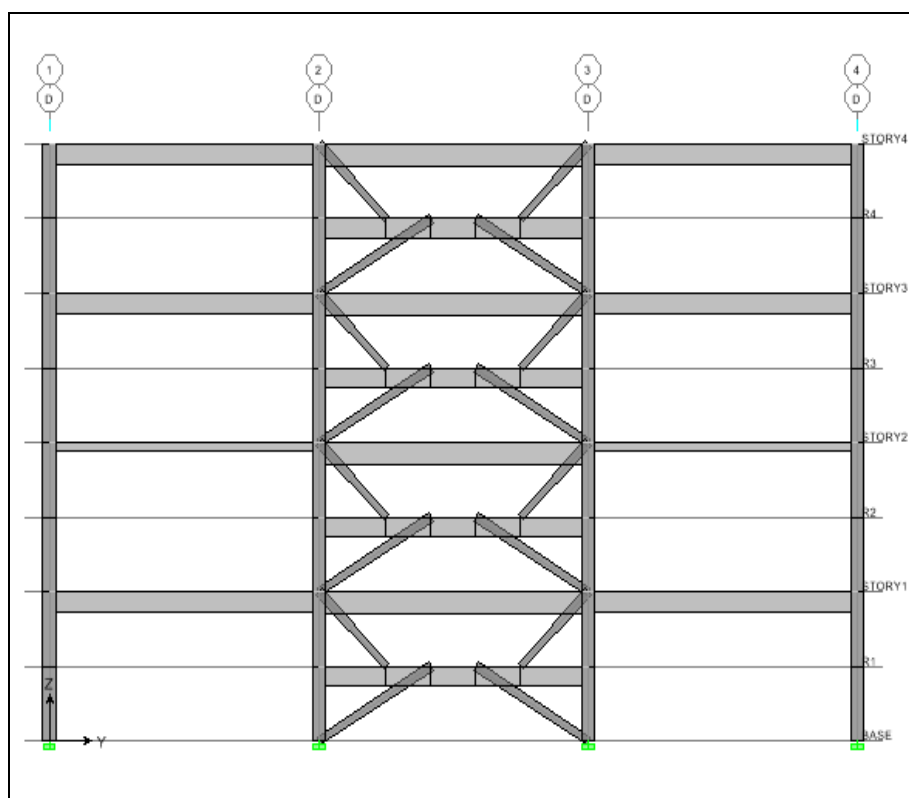
### بررسی ضریب رفتار سیستم پیشنهادی

#### ۴-۱- مقدمه

با توجه به مطالعات انجام شده در فصول قبل و ضرورت ارائه سیستم پیشنهادی جهت انطباق بهتر با نقشه‌های معماری و رسیدن به شکل‌پذیری مطلوب، در این فصل سیستم مهاربندی پیشنهادی مورد بررسی قرار گرفته است. چنانچه دیده خواهد شد، در این سیستم امکان استقرار بازشو از قبیل پنجره‌ها میسر خواهد بود.

#### ۴-۲- بررسی ضریب رفتار سازه پیشنهادی (MBF)

جهت انطباق بهتر سیستم مهاربندی با نقشه‌های معماری و امکان تعبیه بازشو در دهانه‌های بادبندی، سیستم پیشنهادی MBF همانند شکل (۴-۱) بررسی شده است. با بررسی تعیین ضریب رفتار مدل‌های ۴ و ۶ و ۸ طبقه از این سیستم نتایج زیر حاصل می‌شود: (اشکال ۴-۱ تا ۴-۸).



شکل (۴-۱) قاب با بادبند MBF

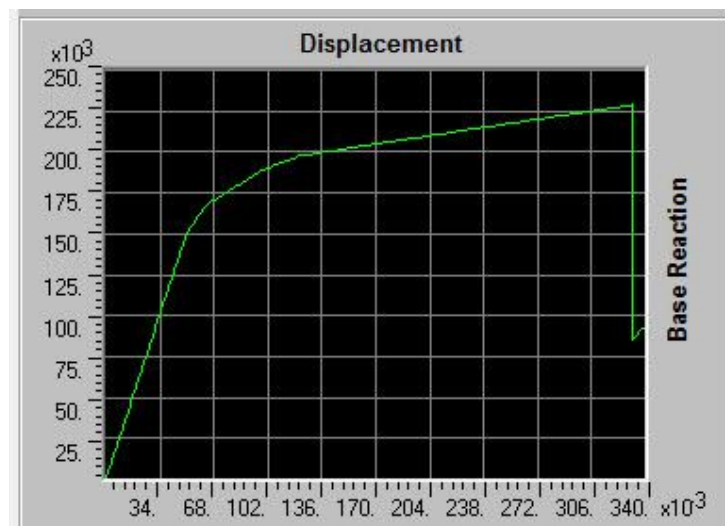
برای سازه‌های مورد بررسی سه سری مفصل باید تعریف کنیم:

الف - در تیرهای لینک MBF باید دو نوع مفصل برشی V2 و خمشی M3 تعریف نمود.

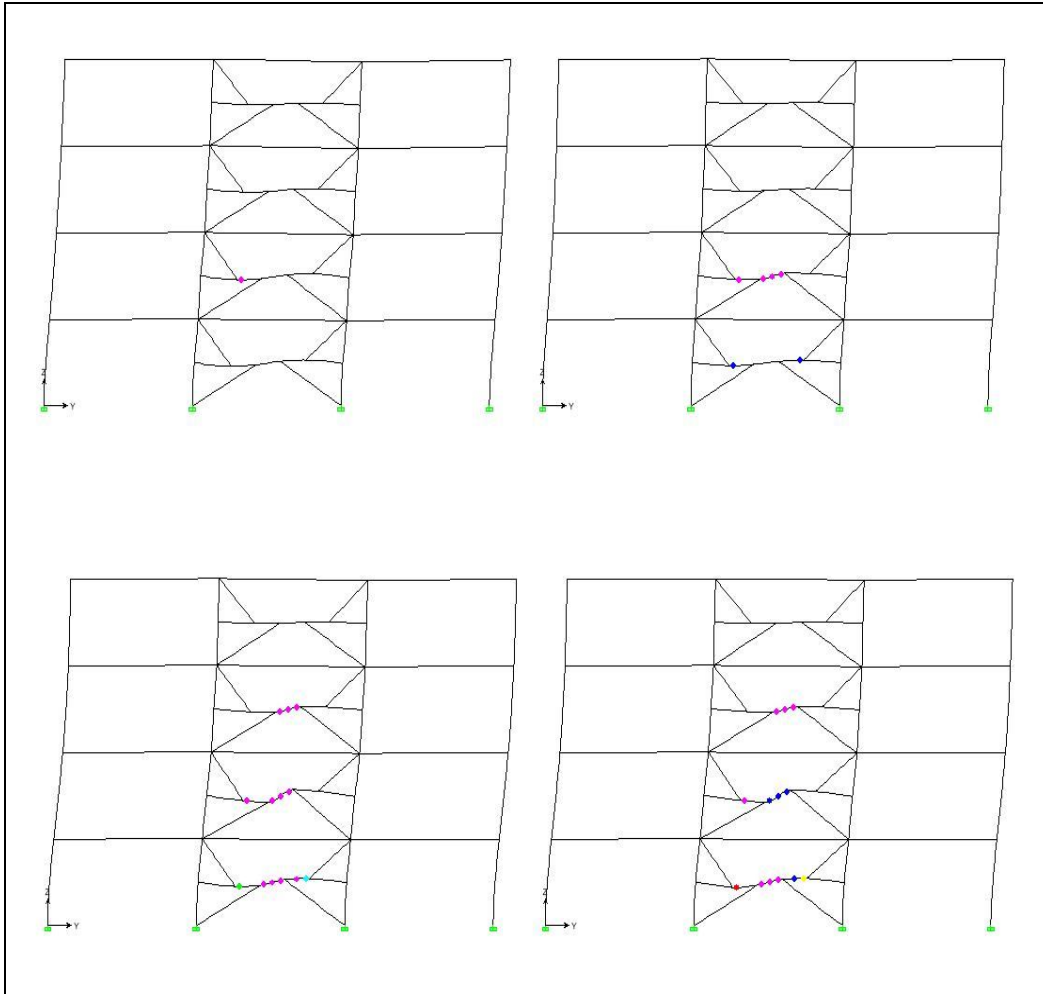
ب - در وسط طول هر بادبند و ستون باید مفصل فشاری P تعریف کرد.

ج - در محل نصب تیر افقی بادبند ( وسط طول هر ستون ) باید مفصل برشی V2 و خمشی M3 تعریف نمود.

با توجه به تحلیل غیرخطی انجام شده بر روی مدل ۴ طبقه این نتیجه حاصل می‌شود که ضریب رفتار این سازه به سمت ضریب رفتار مهاربندی CBF با شکل پذیری متوسط یعنی ۶ میل می‌کند. از مزایای قابل توجه سیستم پیشنهادی MBF این است که پس از عبور از زلزله بحرانی و تخریب احتمالی تیر نیم طبقه ، می‌توان آن را تعویض نمود بدون آنکه تیر سقف لطمه جدی ببیند. با توجه به شکل (۳-۴) و اینکه در ستون‌ها و تیرهای سقف مفصل پلاستیک تشکیل نشده است بنابراین پس از تعویض بادبندهای MBF سازه به حالت اول خود بر می‌گردد و آماده‌ی مقابله با زلزله‌ی بعدی خواهد بود.

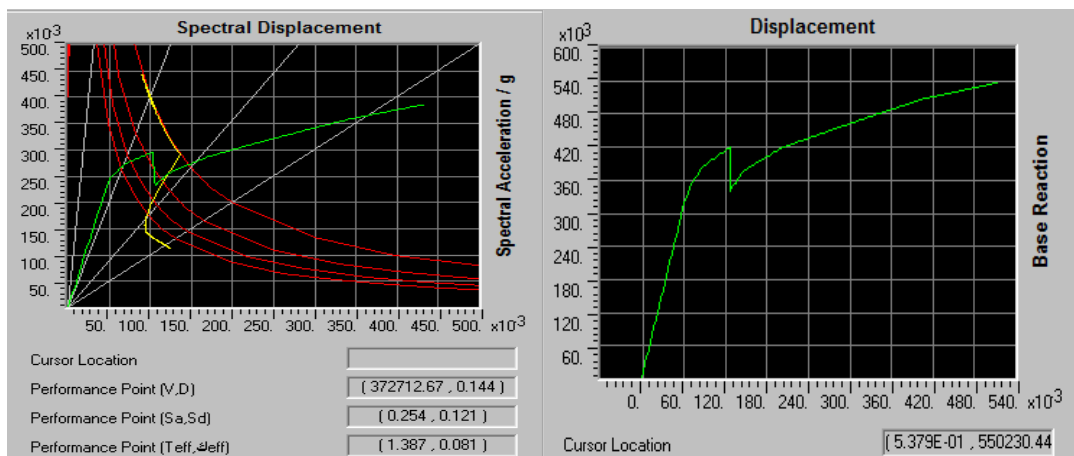


شکل (۳-۴) (4STORY MBF)

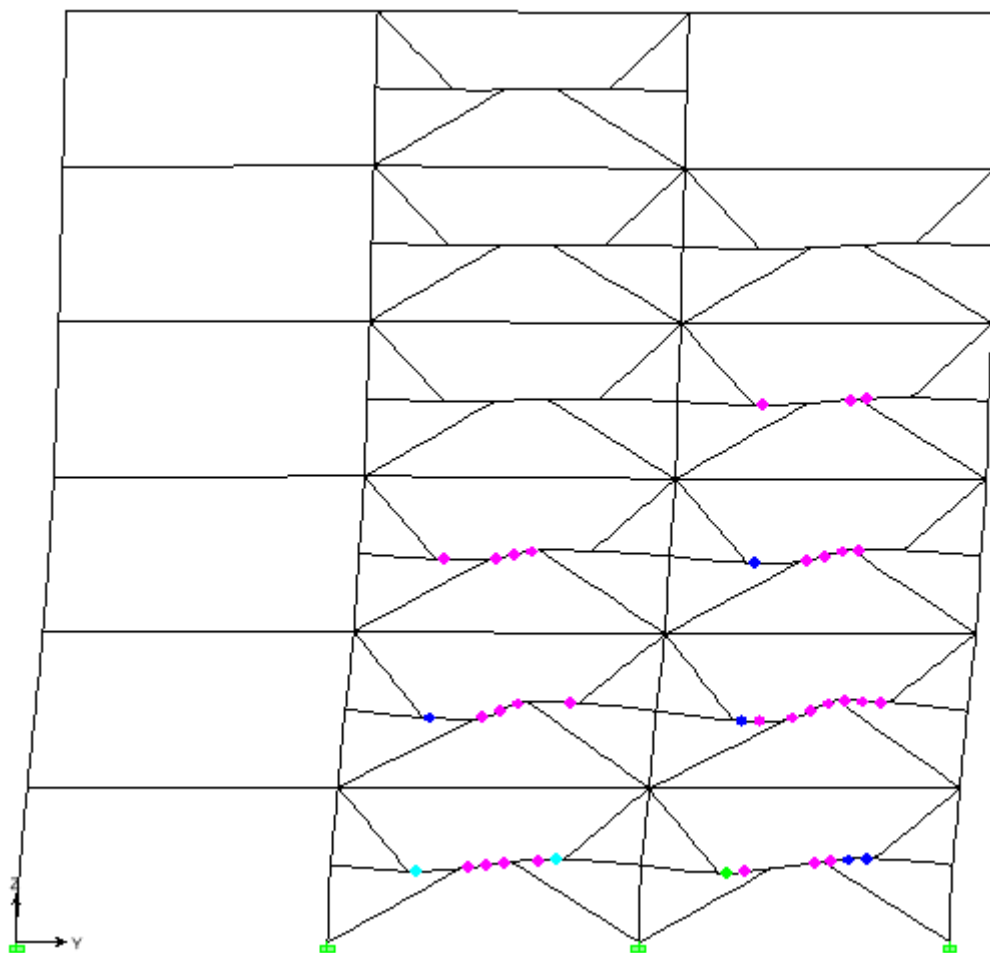


شکل (۴-۳) قاب با بادبند MBF مدل ۴ طبقه

با بررسی مدل ۶ طبقه این سیستم پیشنهادی داریم:



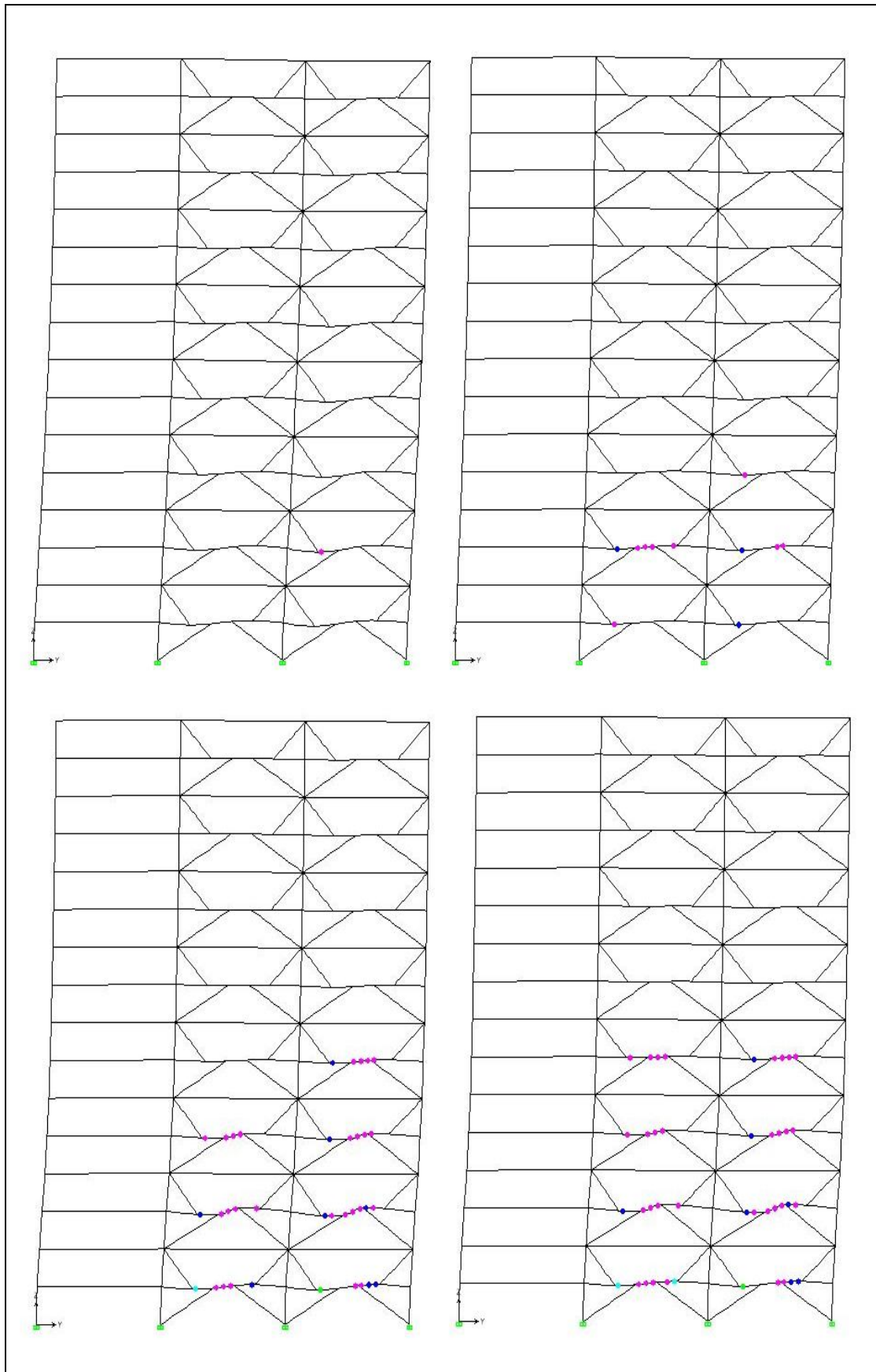
شکل (۴-۴) پوش بادبند MBF مدل ۶ طبقه



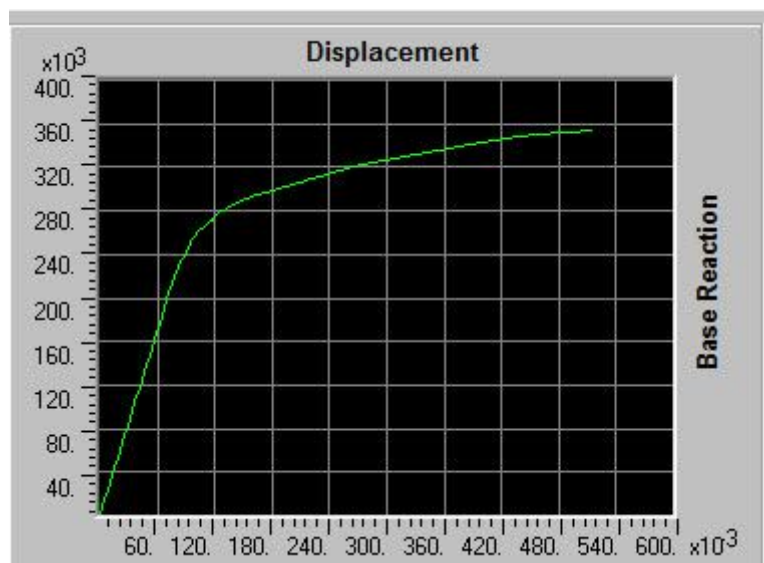
شکل (۴-۵) قاب با بادبند MBF مدل ۶ طبقه

در بررسی مدل ۶ طبقه برای این سیستم پیشنهادی ، مشاهده می شود ضریب رفتار سیستم مجدداً به سمت ضریب رفتار مهاربندی CBF با شکل پذیری متوسط یعنی ۶ میل می کند.





شکل (۴-۶) قاب با بادبند MBF مدل ۸ طبقه

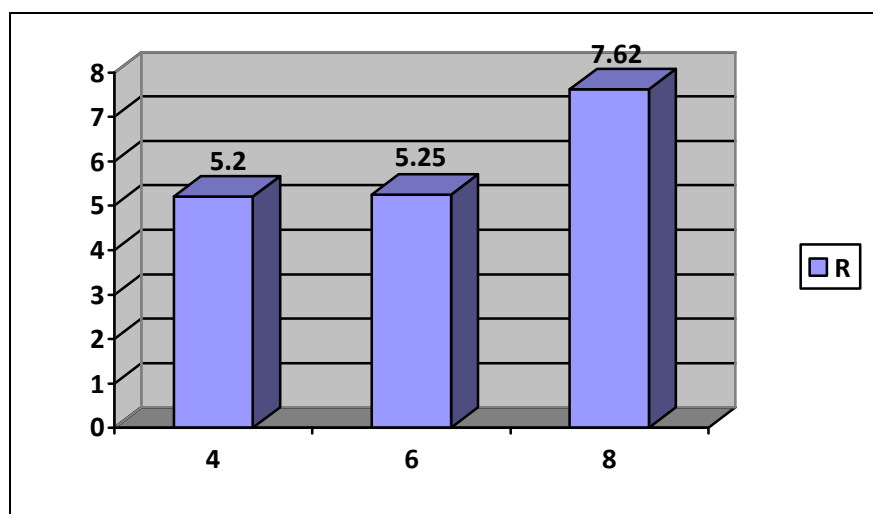


شکل (۴-۷) (8STORY MBF)

در بررسی مدل ۸ طبقه برای این سیستم پیشنهادی، ضریب رفتار سیستم به سمت ضریب رفتار بادبند EBF میل می‌کند.

با توجه به منحنی ظرفیت سیستم پیشنهادی ملاحظه می‌شود سیستم پیشنهادی در مقایسه با سیستم EBF و سیستم CBF و سیستم ترکیبی EBF و CBF دارای جذب انرژی بالاتری بوده است. به خاطر اینکه سطح زیر منحنی ظرفیت این سیستم از سیستم‌های بیان شده بیشتر است.

همان‌طور که از مقایسه گراف زیر دیده می‌شود با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار سیستم MBF افزایش می‌یابد.



شکل (۴-۸) مقایسه ضریب رفتار بادبندهای MBF در مدل‌های ۴ و ۶ و ۸ طبقه

## فصل ۵

### نتایج و پیشنهادات

## نتیجه گیری

با بررسی مطالعات انجام شده بر روی سیستم مهاربندی توأم EBF و CBF، نتایج زیر حاصل شده است:

۱- هر چه تعداد پانل‌های EBF به CBF بیشتر شود، ضریب رفتار سازه به سمت ضریب رفتار

سیستم EBF میل می‌کند یا به عبارتی نمودار نسبت تعداد  $\frac{EBF}{CBF}$  به ضریب رفتار (R)، نموداری صعودی است.

۲- هر چه طول تیر پیوند بادبندهای EBF کمتر باشد، ضریب رفتار سازه به سمت ضریب رفتار

سیستم EBF تنها میل می‌کند یا به عبارتی نمودار طول تیر پیوند به ضریب رفتار (R)، نموداری نزولی است.

۳- به طور کلی برای سازه‌های ۸ طبقه به پایین با سیستم مهاربندی توأم CBF و EBF در

صورتی که نسبت تعداد پانل‌های EBF به CBF مقاوم در برابر زلزله بزرگتر یا مساوی سه باشد و نیز  $\frac{e}{L} \leq 0.3$  باشد می‌توان از ضریب رفتار EBF در طراحی سازه‌ها استفاده کرد و

در غیر این صورت باید از ضریب رفتار CBF در طراحی سازه‌ها استفاده نمود.

۴- به ازای نسبت EBF به CBF ثابت، با افزایش ارتفاع ساختمان مقدار ضریب رفتار کاهش

می‌یابد بطوریکه برای ساختمان‌های کوتاه (ساختمان ۲ و ۴ و ۶ و ۸ طبقه و نیز با  $\frac{e}{L} \leq 0.3$ )

، ضریب رفتار محاسبه شده خیلی بزرگتر از عدد ۷ بوده و با افزایش ارتفاع ساختمان

(ساختمان ۱۰ و ۱۲ طبقه و نیز با  $\frac{e}{L} \leq 0.3$ ) این ضریب به عدد ۷ نزدیک می‌شود.

۵- توصیه می‌شود در طراحی سازه‌ها همواره نسبت تنش در ستون‌ها کمتر از بادبندها باشد تا در

هنگام زلزله مفصل پلاستیک فشاری در ستون‌ها ایجاد نشود.

۶- به ازای  $\frac{e}{L} \geq 0.4$  ، نخست مفاصل پلاستیک در بادبند CBF تشکیل می‌شوند و زمانی که ما

از تغییر مکان هدف تحلیل پوش‌آور عبور می‌کنیم مفاصل پلاستیک در تیرهای بادبند EBF

ایجاد می‌شوند. در این صورت مفاصل پلاستیک در تیر پیوند دیرتر شکل گرفته و

بادبندهای EBF دیرتر وارد عمل شده و کم‌تاثیر می‌باشد

۷- توصیه می‌شود چنانچه  $\frac{e}{L} \geq 0.4$  باشد از سیستم مهاربندی توأم CBF و EBF استفاده نشود

زیرا قسمت عمده نیروی زلزله توسط مهاربندی‌های CBF تحمل می‌شود.

۸- در نسبت‌های بالای تعداد CBF به EBF به‌کار بردن بادبند EBF بخصوص با نسبت  $\frac{e}{L}$

بزرگ، کاری بیهوده است.

۹- جهت انطباق بهتر سیستم مهاربندی با نقشه‌های معماری و امکان تعبیه بازشو در دهانه‌های

بادبندی، سیستم MBF پیشنهاد شد. از مزایای قابل توجه این سیستم عبور از زلزله‌ی بحرانی

به ازای تخریب احتمالی تیر نیم‌طبقه و عدم تخریب تیرهای سقف طبقات است. به دلیل اینکه

در ستون‌ها و تیرهای سقف مفصل پلاستیک تشکیل نشده است بنابراین پس از تعویض

بادبندهای MBF، سازه به حالت اول خود بازگشته و آماده‌ی مقابله با زلزله‌ی بعدی خواهد

بود. همچنین این سیستم در مقایسه با سیستم EBF و سیستم CBF و سیستم ترکیبی EBF و

CBF دارای جذب انرژی بهتری می‌باشد و نیز ضریب رفتار این سازه‌ها با افزایش ارتفاع به

سمت ضریب رفتار سیستم مهاربندی EBF با شکل‌پذیری متوسط یعنی عدد ۷ میل می‌کند.

## پیشنهادات

- ۱- در این تحقیق به بررسی ضریب رفتار سازه‌های فولادی توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی با توزیع یکنواخت پرداخته شد. پیشنهاد می‌شود در ادامه این تحقیق مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی با تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شود. همچنین مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی با توزیع یکنواخت با سایر تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در تعیین ضریب رفتار سازه‌ها صورت گیرد.
- ۲- بررسی اندرکنش سازه‌ها با پی و تاثیر آن در تعیین ضریب رفتار سازه در حالات متقارن و نامتقارن مفید به نظر می‌رسد.
- ۳- تمامی مدل‌هایی که در این تحقیق بررسی شدند متقارن بودند. پیشنهاد می‌شود مدل‌های نامنظم در پلان و یا مدل‌هایی با چیدمان نامنظم مهاربندها نیز مورد بررسی قرار گیرد.
- ۴- در ارزیابی‌های انجام گرفته در این پایان‌نامه، اثر دیوارها و تیغه‌ها دیده نشد. ممکن است اثر دیوارهای پیرامونی و میان‌قاب‌ها موثر واقع شده و نتایج را دستخوش تغییر قرار دهند. لذا پیشنهاد می‌شود به طریق مناسبی نقش این میان‌قاب‌ها در ضریب رفتار سازه‌ها بررسی شود.
- ۵- در این تحقیق به بررسی ضریب رفتار سازه‌های فولادی مورد نظر توسط روش یانگ پرداخته شد. پیشنهاد می‌شود در ادامه این تحقیق از سایر روش‌ها در تعیین ضریب رفتار این سازه‌ها استفاده و نتایج مقایسه شوند.

## منابع و مراجع

1. Federal Emergency Management Agency (FEMA). " NEHRP Guidelines For the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 273(Guidelines)", Washington D.C., (1997).
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA). " NEHRP Guidelines For the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 274(Commentary)", Washington D.C., (1997).
3. Sac joint venture, " Recommended seismic Evaluation and Upgrade criteria For Existing welded steel moment Frame Buildings". Report FEMA 351, Washington D.C., (2000)
4. Federal Emergency Management Agency (FEMA). " NEHRP Guidelines For the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 356(Guidelines)", Washington D.C., (2000).
5. Federal Emergency Management Agency (FEMA). " NEHRP Guidelines For the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 357(Guidelines)", Washington D.C., (2000).
6. Applied Technology Council (ATC). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building. ATC-40", Redwood City, California,(1996.
7. Farzad Naeim, "The Seismic Design Handbook",(2001)
8. International Handbook of Earthquake Engineering . edited by Mario Paz
9. 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.
10. Chia-Ming Uang , Associate Member , ASCE . Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  Factors For Building Seismic Provisions.
11. Paulay T, Priestley MJN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings . John Wiley and Sons , Inc, 1992.
12. Newmark , N.M.and Hall, W.J.1982,Earthquake Spectra and Design, EERI Monograph Series , EERI , Oakland.
13. Krawinkler, H.and Nassar ,A.A.1992,"Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities,"Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, Fagfar , Krawinkler , Edd , Elsevier, Applied Science , New York.

14. Miranda E, Bertero VV. Evaluation of strength reduction factor for earthquake-resistance design. Earthquake Spectra 1994;10:357–79.
15. Allowable stress design (ASD) manual of steel construction . (1989).Amer. Inst. of steel constr., Chicago,Ill.
16. 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."
17. NEHRP recommende provisions for the development of seismic regulations for new buildings . (1989) .Building Seismic Safety Council , Washington , D.C.
۱۸. غزنوی زاده ، حامد « بررسی ضریب رفتار ساختمانهای بتنی مسلح در تحلیل لرزه ای » پایان نامه کارشناسی ارشد سازه ، ۱۳۸۶
۱۹. موسوی ، مسعود « تعیین ضریب رفتار قابهای فولادی با دیوار برشی فولادی نازک» پایان نامه کارشناسی ارشد سازه ، ۱۳۸۶
20. SAP 2000 Manual, "SAP 2000 Nonlinear 12.0.0" Computer and Structure Inc.Berkeley California,USA.
21. ETABS 2000 Manual, "ETABS 2000 Nonlinear 9.50.0" Computer and Structure Inc.Berkeley California,USA.
۲۲. پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله ، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود .۱۳۸۱
۲۳. آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد شماره ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ، ویرایش سوم، ۱۳۸۴
۲۴. مقررات ملی ساختمان - مبحث دهم - طرح و اجرای ساختمانهای فولادی ، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان ، (۱۳۸۸).
25. AISC, " Seismic provisions for structural steel buildings " , (2002).
۲۶. مقررات ملی ساختمان - مبحث ششم - بارهای وارد بر ساختمان ، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۵).



نامنامه (فارسی به انگلیسی)

Paulay	پائولی
Pristley	پرستلی
Newmark	نیومارک
Hall	هال
Krawinkler	کراوینکلر
Nassar	نسار
Miranda	میراندا
Bertero	برترو
Uang	یانگ
Osteraas	استراس
Ellingwood	الینگ وود
Gupta	گوپتا
Bracci	براسی
Kunnath	کونات
Chopra	چوپرا
Razavi	رضوی
Saatcioglu	ساجغلو
Stafford-smith	استافور- اسمیت
Mainstone	مین استون
Moghaddam	مقدم
Polykov	پولیاکف
Klingner	کلینگر
Holmes	هلمز