

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده عمران و معماری
گروه عمران

بهینه یابی پیکربندی قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه جهت بهبود رفتار لرزه ای

دانشجو: آرمین بدخشان

استاد راهنما:

دکتر وحید رضا کلات جاری

استاد مشاور:

دکتر سیروس غلامپور

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

ماه و سال انتشار: شهریور ۱۳۹۰



دانشگاه صنعتی شاهرود دانشکده: عمران و معماری

گروه: عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای آرمین بدخشان

تحت عنوان: بهینه یابی پیکر بندی قابهای خمشی فولادی خرابایی (STMF) جهت بهبود رفتار لرزه ای آنها در تاریخ ۱۳۹۰/۱۶/۲۸ توسط

کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور:	امضاء	اساتید راهنما:
-	نام و نام خانوادگی دکتر سیروش غلامپور		نام و نام خانوادگی: دکتر وحیدرضا کلات جاری
	نام و نام خانوادگی:		نام و نام خانوادگی:
امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور:
	نام و نام خانوادگی: مهندس سید علی حسینی	 	نام و نام خانوادگی: دکتر علی کیهانی نام و نام خانوادگی: دکتر سید فضل ا... ساغروانی

با سپاس از

آنان که ناتوان شدند تا ما به توانایی برسیم ...

موهایشان سپید شد تا ما روسفید شویم ...

و عاشقانه سوختند تا گرمابخش وجود ما و روشنگر راهمان باشند...

سپاسگذار کسانی هستم که سرآغاز تولد من هستند. از یکی زاده می‌شوم و از دیگری

جاودانه ...

پدر و مادرم

با تشکر از آنانکه...

به پاس قلب های بزرگشان که فریادرس است و سرگردانی و ترس در پناهشان به شجاعت می گراید و به پاس محبت های بی دریغشان که هرگز فروکش نمی کند ...

با تقدیر و تشکر شایسته از اساتید فرهیخته جناب آقای دکترکلات جاری و جناب آقای دکتر غلامپور که با نکته های دلاویز و گفته های بلند همواره راهنما و راه گشای نگارنده در اتمام و اکمال پایان نامه بوده اند.

دانشجو تأیید می نماید که مطالب مندرج در این پایان نامه، نتیجه تحقیقات خودش می باشد و در صورت استفاده از نتایج دیگران، مرجع آن ذکر نموده است.

کلیه حقوق مادی مترتب از نتایج مطالعات، آزمایشات و نوآوری ناشی از تحقیق موضوع این پایان نامه متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد.

شهریور ۱۳۹۰

چکیده

در این پایان نامه ضریب رفتار قابهای خمشی خرپایی ویژه با دو الگوی اعضای خرپا بصورت ویرندیل و ضربدری با استفاده از روش یانگ و بر اساس روش همگرایی تعیین شده است. تعیین ضریب رفتار این سیستم بدلیل کارآمد بودن در دهانه های بزرگ و عدم شناخت دقیق آن در آیین نامه ها از اهمیت ویژه ای برخوردار است.

بر اساس نتایج حاصل در این پایان نامه قابهای خمشی خرپایی با آرایش ویرندیل از شکل پذیری بهتری نسبت به آرایش ضربدری برخوردار هستند. بعلاوه با افزایش تعداد دهانه قاب و تعداد طبقات شکل پذیری افزایش می یابد.

بر اساس نتایج حاصل از ۳ تا ۵ طبقه $R < 6.35$ در محدوده $3.94 < R$ و از ۶ تا ۸ طبقه در محدوده $7.77 < R < 12.53$ حاصل شده است. در ادامه به بررسی فرم مناسب خرپای ویرندیل بر اساس نسبت های مختلف دهانه ناحیه ویژه به ارتفاع خرپا جهت کسب ضریب رفتار مناسب پرداخته شده است. بر اساس نتایج حاصل با افزایش نسبت مذکور، ضریب رفتار افزایش می یابد.

کلمات کلیدی :

قاب خمشی خمشی خرپایی ویژه ، ضریب رفتار، آنالیز استاتیکی غیرخطی (push over)، بهینه یابی

فهرست مطالب

فصل اول: کلیات

- ۱-۱. مقدمه ۲
- ۲-۱. هدف از این پژوهش ۴
- ۳-۱. ساختار پایان نامه ۵

فصل دوم: موضوعات و تئوری‌های مرتبط با موضوع تحقیق و مروری بر کارهای انجام شده

قبلی

- ۱-۲. معرفی قابهای خمشی با تیرهای خرپایی ۷
- ۱-۱-۲. مقدمه ۷
- ۲-۱-۲. قابهای خمشی با تیرهای خرپایی معمولی ۸
- ۳-۱-۲. قابهای خمشی با تیرهای خرپایی ویژه ۹
- ۴-۱-۲. مکانیزم تسلیم ۱۲
- ۵-۱-۲. روش طراحی قاب ممان گیر با تیرهای خرپایی ویژه ۱۳
- ۲-۲. تعیین ضریب رفتار و مطالعه پارامترهای مؤثر بر روی آن ۲۲
- ۱-۲-۲. مقدمه ۱۴
- ۲-۲-۲. تعریف اصطلاحات مورد استفاده ۱۴
- ۳-۲-۲. تعیین ضریب رفتار و ضریب افزایش تغییر مکان R_w ، C_d و R ۱۶
- ۳-۲. پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار ۱۷
- ۱-۳-۲. ضریب کاهش نیرو R_u و مروری بر تحقیقات انجام شده ۱۷
- ۱-۱-۳-۲. نیومارک و هال ۱۹
- ۲-۱-۳-۲. لایی و بیگس ۲۰

۲۱ ریدل و نیومارک ۳-۱-۳-۲
۲۲ القا دامسی و محرز ۴-۱-۳-۲
۲۳ ریدل، هیدالگو و کروز ۵-۱-۳-۲
۲۴ آرایز و هیدالگو ۶-۱-۳-۲
۲۵ ناسار و کراوینکلر ۷-۱-۳-۲
۲۶ ویدیک، فجفر و فیشینگر ۸-۱-۳-۲
۲۸ میراندا ۹-۱-۳-۲
۳۱ پارامترهای اصلی تأثیرگذار بر ضریب کاهش نیرو R_{μ} ۲-۳-۲
۳۳ نتیجه‌گیری مطالعات انجام شده بر روی ضریب کاهش شکل‌پذیری R_{μ} ۳-۳-۲
۳۳ ضریب اضافه مقاومت R_s ۴-۳-۲
۳۹ ۴-سایر روش‌های تعیین ضریب رفتار ۴-۳-۲
۳۹ روش فری‌من ۱-۴-۲
۴۲ روش تکرار ۲-۴-۲
۴۳ جمع‌بندی ۵-۲

فصل سوم: توضیح روش‌های انجام کار مورد استفاده در این تحقیق

۴۵ مقدمه ۱-۳
۴۵ کلیات روش تحقیق ۲-۳
۴۸ معرفی نمونه‌ها ۳-۳
۴۸ ۱-۳-۳ سیستم سازه‌ای ۱-۳-۳
۴۸ ۲-۳-۳ فرضیات ساخت نمونه‌ها ۲-۳-۳
۴۹ ۳-۳-۳ هندسه و بارگذاری نمونه‌ها ۳-۳-۳

۴-۳. مبانی طراحی.....	۵۰
۱-۴-۳. بارهای جانبی.....	۵۱
۵-۳. تحلیل غیرخطی مدل‌ها.....	۵۲
۶-۳. تعیین ضریب رفتار.....	۵۵
۷-۳. روش بررسی قاب‌ها.....	۵۷

فصل چهارم: محاسبه و استخراج نتایج

۱-۴. مقدمه.....	۵۹
۲-۴. مثال نمونه.....	۵۹
۳-۴. برآورد ضریب رفتار سازه با معیار کنترل تغییر مکان نسبی طبقه.....	۶۳
۱-۳-۴. خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی در حالت استفاده از قاب خمشی فولادی	
خرپایی ویژه ویرندیل.....	۶۳
۱-۱-۳-۴. منحنی ظرفیت.....	۶۴
۲-۱-۳-۴. تحلیل نتایج.....	۶۶
۲-۳-۴. خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی در حالت استفاده از قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه	
با قطریه‌های ضربدری.....	۷۲
۱-۲-۳-۴. منحنی ظرفیت (نیرو- تغییر مکان سازه).....	۷۳
۲-۲-۳-۴. تحلیل نتایج.....	۷۵
۳-۳-۴. مقایسه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی برای قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه	
ویرندیل و قطریه‌های ضربدری.....	۸۱

فصل پنجم: بهینه یابی

- ۱-۵. مقدمه ۸۹
- ۲-۵. نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی در حالت استفاده از قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل با نسبت طول دهانه به ارتفاع قطعه ویژه مختلف ۸۹
- ۱-۲-۵. منحنی ظرفیت ۸۹
- ۳-۵. نتایج تحلیل ۹۳

فصل ششم: نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات

- ۱-۶. نتیجه گیری ۹۶
- ۲-۶. پیشنهاد برای تحقیقات آینده ۹۷
- مراجع ۹۹

فهرست اشکال

- شکل (۲-۱): نمونه ای از قاب با تیر خرپایی معمولی (وارن)..... ۹
- شکل (۲-۲): قاب خمشی خرپایی ویژه با دو پانل ویرندیل در نواحی ویژه..... ۱۰
- شکل (۲-۳): داکت عبوری از پانل ویرندیل..... ۱۱
- شکل (۲-۴): قاب با تیر خرپایی ویژه (با قطریهای ضربدری) ۱۲
- شکل (۲-۵): قاب با تیر خرپایی ویژه (ویرندیل)..... ۱۲
- شکل (۲-۶): چرخه های هیستریزس قابهای خمشی با تیرهای خرپایی ویژه..... ۱۲
- شکل (۲-۷): مکانیزم تسلیم قاب خمشی با تیرهای خرپایی ویژه به فرم ناحیه وسط ضربدری ۱۳
- شکل (۲-۸): شکل کلی رفتار سازه ۱۵
- شکل (۲-۹): طیف خطی و غیرخطی با شکل پذیری ثابت ۱۹
- شکل (۲-۱۰): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق نیومارک و هال ۲۰
- شکل (۲-۱۱): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق لابی و بیگس ۲۱
- شکل (۲-۱۲): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق ریدل و نیومارک برای میرایی ۵٪ ۲۲
- شکل (۲-۱۳): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق القا دامسی و محرز..... ۲۳
- شکل (۲-۱۴): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق ریدل و هیدالگو و کرووز..... ۲۵
- شکل (۲-۱۵): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق آرایزو هیدالگو برای $T_{.}=0,2sec$ ۲۵
- شکل (۲-۱۶): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق ناسار و کراوینکلر..... ۲۷
- شکل (۲-۱۷): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق ویدک، فجفر و فیشینگر..... ۲۸
- شکل (۲-۱۸): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق میراندا برای خاکهای مختلف..... ۳۰
- شکل (۲-۱۹): اثر بزرگی زلزله در ضریب کاهش مقاومت، بدست آمده توسط میراندا..... ۳۱
- شکل (۲-۲۰): اثر فاصله کانونی زلزله در ضریب کاهش مقاومت، بدست آمده توسط میراندا..... ۳۱

شکل (۲-۲۱): ضریب اضافه مقاومت سازه بر حسب تعداد طبقات، برای قاب مهار بندی شده همگرای

ویژه ۳۷

شکل (۲-۲۲): ضریب اضافه مقاومت سازه بر حسب تعداد طبقات، برای قاب مهار بندی شده همگرای

معمولی ۳۷

شکل (۲-۲۳): ضریب اضافه مقاومت سازه بر حسب پیرو، برای قابهای فولادی ۳۸

شکل (۲-۲۴): ضریب اضافه مقاومت سازه بر حسب تعداد طبقات، برای قاب خمشی فولادی ۳۸

شکل (۲-۲۵): منحنی ظرفیت سازه ۴۱

شکل (۲-۲۶): منحنی احتیاجات لرزه‌ای ۴۲

شکل (۳-۱): مکانیسم سازه در مد ناپایداری کلی ۴۶

شکل (۳-۲): مکانیسم سازه در مد طبقه نرم ۴۶

شکل (۳-۳): نمای کلی از پلان سازه و قابهای انتخابی تحت بارگذاری جانبی مثلثی ۵۰

شکل (۳-۴): نمای اختصاص یافته مفاصل پلاستیک به نمونه ای از قاب خمشی خرپایی ویژه ویریندل

سه طبقه با سه دهانه ۵۳

شکل (۳-۵): نمودار منحنی ظرفیت سازه سه طبقه با سه دهانه تحت الگو بارگذاری جانبی مثلثی

..... ۵۵

شکل (۳-۶): $R-T-\mu$ ارایه شده توسط کراوینکلر ۵۷

شکل (۴-۱): نمودار دو منحنی بار- تغییر مکان سازه STM3-3--Vierendeel تحت الگوی بارگذاری

جانبی مثلثی و $R=6$ ۶۰

شکل (۴-۲): تغییر شکل و مفصل تشکیل شده در نمونه STM3-3-- Vierendeel تحت

الگوی بارگذاری مثلثی و $R=6$ ۶۱

شکل (۴-۳): منحنی برش پایه-تغییر مکان برای STM 2- n Vierendeel تحت الگو بارگذاری جانبی

مثلثی ۶۴

شکل (۴-۴): منحنی برش پایه-تغییر مکان برای STM 3- n Vierendeel تحت الگو بارگذاری

جانبی مثلثی ۶۵

شکل (۴-۵): نمودار شکل پذیری سازه های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل ۶۶

شکل (۴-۶): نمودار شکل پذیری سازه های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل ۶۷

شکل (۴-۷): مقایسه شکل پذیری سازه های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه

ویرندیل ۶۸

شکل (۴-۸): نمودار ظرفیت جانبی سازه های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل ۶۸

شکل (۴-۹): نمودار ظرفیت جانبی سازه های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل ۶۹

شکل (۴-۱۰): مقایسه متوسط ظرفیت جانبی سازه های طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل ۶۹

شکل (۴-۱۱): نمودار ضریب کاهش نیرو با افزایش ارتفاع قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل دو دهانه ۷۰

شکل (۴-۱۲): نمودار ضریب کاهش نیرو با افزایش ارتفاع قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل سه دهانه ۷۰

شکل (۴-۱۳): نمودار ضریب رفتار سازه های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل ۷۱

شکل (۴-۱۴): نمودار ضریب رفتار سازه های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل ۷۱

شکل (۴-۱۵): نمودار مقایسه ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل..... ۷۲

شکل (۴-۱۶): منحنی برش پایه- تغییر مکان سازه STM 2-n-X تحت الگوی بارگذاری مثلثی ۷۳

شکل (۴-۱۷): منحنی برش پایه- تغییر مکان سازه STM 3-n-X تحت الگوی بارگذاری مثلثی ۷۴

شکل (۴-۱۸): شکل‌پذیری سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری..... ۷۵

شکل (۴-۱۹): شکل‌پذیری سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری..... ۷۶

شکل (۴-۲۰): مقایسه متوسط مقادیر شکل‌پذیری سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری..... ۷۶

شکل (۴-۲۱): نمودار ظرفیت جانبی سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری..... ۷۷

شکل (۴-۲۲): نمودار ظرفیت جانبی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری..... ۷۸

شکل (۴-۲۳): مقایسه متوسط ظرفیت جانبی سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری..... ۷۸

شکل (۴-۲۴): نمودار ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری..... ۷۹

شکل (۴-۲۵): نمودار ضریب رفتار سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری..... ۸۰

شکل (۴-۲۶): نمودار مقایسه ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی

با قطریه‌های ضربدری دو و سه دهانه..... ۸۱

- شکل (۴-۲۷): مقایسه شکل پذیری سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل با قطریه‌های ضربدری ۸۲
- شکل (۴-۲۸): مقایسه شکل پذیری سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل با قطریه‌های ضربدری ۸۳
- شکل (۴-۲۹): مقایسه متوسط شکل پذیری سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل و قطریه‌های ضربدری ۸۳
- شکل (۴-۳۰): مقایسه متوسط شکل پذیری سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل و قطریه‌های ضربدری ۸۴
- شکل (۴-۳۱): مقایسه ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل با قطریه‌های ضربدری ۸۴
- شکل (۴-۳۲): مقایسه ضریب رفتار سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل با قطریه‌های ضربدری ۸۵
- شکل (۴-۳۳): مقایسه متوسط ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل و قطریه‌های ضربدری ۸۵
- شکل (۴-۳۴): مقایسه متوسط ضریب رفتار سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل و قطریه‌های ضربدری ۸۶
- شکل (۴-۳۵) تشکیل مفاصل پلاستیک بر روی سازه STM 3-5 Virindeel تحت بارگذاری مثلثی ۸۶
- شکل (۴-۳۶): تشکیل مفاصل پلاستیک بر روی سازه STM 3-5X تحت بارگذاری مثلثی ۸۷
- شکل (۵-۱): منحنی برش پایه- تغییر مکان برای STM3-Virendeel با نسبت $a/b=2.5$ تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی ۹۰
- شکل (۵-۲) منحنی برش پایه- تغییر مکان برای STM3-Virendeel با نسبت $a/b=2$ تحت

الگوی بارگذاری جانبی مثلثی ۹۰

شکل (۵-۳) منحنی برش پایه- تغییر مکان برای STM3-Vierendeel با نسبت $a/b=1.5$ تحت

الگوی بارگذاری جانبی مثلثی ۹۱

شکل (۵-۴) : منحنی برش پایه- تغییر مکان برای STM3-Vierendeel با نسبت $a/b=1$ تحت

الگوی بارگذاری جانبی مثلثی ۹۱

شکل (۵-۵) : نمودار ضریب رفتار سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل ۹۴

فهرست جداول

- جدول (۱-۲): مقادیر R^* و T^* برای شکل‌پذیری مختلف ۲۴
- جدول (۲-۲): مقادیر a و b براساس سخت‌شوندگی کرنشی (α) ۲۶
- جدول (۱-۴): نقاط کلیدی سازه سه طبقه با سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی
خرپایی ویژه ویرندیل و $R=6$ ۶۰
- جدول (۲-۴): ضریب رفتار و پارامترهای مربوط به سازه STM 3-3- Vierendeel تحت
الگوی بارگذاری مثلثی $R=6$ ۶۲
- جدول (۳-۴): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی
فولادی خرپایی ویژه ویرندیل تحت بار بارگذاری جانبی مثلثی ۶۵
- جدول (۴-۴): نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی
خرپایی ویژه ویرندیل تحت بار بارگذاری جانبی مثلثی ۶۶
- جدول (۵-۴): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی
فولادی خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری ۷۴
- جدول (۶-۴): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی
فولادی خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری ۷۵
- جدول (۱-۵): نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی
خرپایی ویژه ویرندیل با نسبت دهانه به ارتفاع قطعه ویژه $a/b=2.5$ ۹۲
- جدول (۲-۵): نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی
خرپایی ویژه ویرندیل با نسبت دهانه به ارتفاع قطعه ویژه $a/b=2.0$ ۹۲
- جدول (۳-۵): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی
فولادی خرپایی ویژه ویرندیل با نسبت دهانه به ارتفاع قطعه ویژه $a/b=1.5$ ۹۳

(۴-۵): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی

فولادی خرپایی ویژه ویرندیل با نسبت دهانه به ارتفاع قطعه ویژه $a/b=1$ ۹۳

فصل اول:

کلیات

مقدمه

امروزه به علت افزایش بی رویه جمعیت و محدودیت زمینهای شهری بخصوص در مناطق تجاری و صنعتی، استفاده از ساختمانهای چند طبقه ضروری به نظر می رسد. در ضمن نوع کاربرد این ساختمانها در اغلب مناطق ایجاب می کند که فاصله ستونها بیش از مقدار متعارف باشد. در این موارد گزینه های گوناگونی برای طراحی سیستم باربر ساختمان وجود دارد. یکی از سیستم هایی که اخیرا مورد توجه قرار گرفته است، استفاده از قاب خمشی با تیرهای خرپایی است. در این سیستم از تیرهای خرپایی در علاوه بر حمل بارهای قائم به عنوان عضو خمشی جهت مقاومت در برابر نیروی های جانبی استفاده می شود. این قابها در مقایسه با قابهای ساخته شده با تیرورق اقتصادی تر، مشخصات ساده ای برای اتصال به ستون داشته و سبک تر هستند. همچنین جان باز این خرپاها امکان استفاده بهتر از فضای تاسیسات را فراهم می سازد. به علت سختی و مقاومت بیشتر خرپاها در مقایسه با ستونها در اغلب موارد محل تشکیل مفاصل پلاستیک در ستونها بوده و اینگونه سازه ها شکل پذیری کمتری دارند.

ضریب رفتار ساختمان (R) که در محاسبه ضریب زلزله $c = \frac{ABI}{R}$ در آیین نامه زلزله ایران، استاندارد ۲۸۰۰ [۱] به کار می رود و مقدار آن در جدول شماره ۶ همین آیین نامه برای سیستم های مختلف ساختمانی داده شده است؛ در طرح محاسبه سازه های مختلف در مقابل زلزله از اهمیت ویژه ای برخوردار است. این ضریب منعکس کننده مقاومت، شکل پذیری، پایداری، نحوه شکست، قدرت جذب انرژی، مقاومت اضافی سیستم در تغییر شکل های زیاد، ضریب میرایی و رفتار کلی سازه ساختمان در مقابل زلزله است. در صورتی که این ضریب کوچک فرض شود، ضریب زلزله C بزرگ خواهد شد و لازم است نیروی برش پایه زیادی برای طرح سازه منظور شود که اگر نابجا باشد باعث اتلاف مصالح و هزینه اضافی خواهد شد. به عکس، در صورتی که این ضریب R بزرگ فرض شود ضریب زلزله کوچک شده و سازه ساختمان تحت اثر زلزله های خفیف و یا متوسط ممکن است به مرز جاری شدن و ترک خوردن برسد و در این زلزله ها خسارت ببیند. مضاف بر آن که چنانچه در زلزله های شدید تحت اثر

چرخه‌های پی‌درپی ارتعاش‌های شدید ناشی از زلزله در محدوده «خستگی‌های متناوب با تواتر کم» قرار گیرد، در صورت تردشکنی یا شکل‌پذیری غیرکافی اعضاء و اتصالات سازه ممکن است در آن‌ها گسستگی‌های خطرناک پیدا شود و ایمنی و پایداری سازه به خطر افتد.

سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های متوسط و بالا ممکن است وارد محدوده غیرخطی گردند و برای طراحی آن‌ها نیاز به یک تحلیل غیرخطی می‌باشد. ولی به دلیل پرهزینه بودن این روش و عدم گستردگی برنامه‌های تحلیل غیرخطی و سهولت روش خطی، روش‌های تحلیل و طراحی معمول براساس تحلیل خطی سازه و با نیروهای کوچک شده زلزله منظور می‌گردد. بدین منظور آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی با فلسفه ذکر شده، نیروهای لرزه‌ای طراحی خطی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به پریرود طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است، به دست می‌آورند و برای ملحوظ کردن اثر رفتار غیرخطی و اتلاف انرژی در اثر رفتار هیستریزیس، میرائی و اثر اضافه مقاومت سازه، این نیروی خطی را به وسیله ضریبی بنام اصلاح رفتار و یا «ضریب رفتار» به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند.

تعیین مقدار بهینه R به نوع سیستم سازه، سطح تکنولوژی، روش‌های طرح و اجراء و نظارت ساختمان بستگی داشته که باید با دقت زیاد و اشراف کامل به شرایط مختلف حاکم بر طراحی و ساخت سازه تعیین شود. ضریب R از یک طرف تأثیر قابل توجهی در طراحی بهینه و اقتصاد ساختمان داشته و از طرف دیگر نقش مهمی در قابلیت سرویس‌دهی ساختمان در زلزله‌های خفیف متوسط و ایمنی و پایداری ساختمان بر اثر زلزله‌های شدید دارد و بنابراین، یکی از مهم‌ترین ضرائب تعیین بارگذاری بهینه زلزله در ساختمان‌ها است.

ضریب رفتاری که در دستورالعمل‌هایی مانند آئین‌نامه UBC, NEHRP استفاده می‌شود ضریبی ثابت، برای هر سیستم سازه‌ای است که بیان‌کننده اثر شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه می‌باشد. مقدار این ضریب از نتایج آزمایش‌های انجام شده تعیین شده است. در قسمت تفسیر آئین‌نامه، اعمال قضاوت مهندسی طراح را در استفاده از آن لازم می‌داند.

در این جا این سؤال مطرح می‌شود که اساس قضاوت مهندسی بر چه پایه‌هایی استوار است و طراح با توجه به چه اصولی مقدار این ضریب را می‌بایست در نظر گیرد. در این مورد هیچ‌گونه مطلبی در آئین‌نامه‌ها ذکر نشده است و هیچ مبنای صحیحی ارائه نشده است و این خود بیان‌کننده پیچیدگی این ضریب و غیرقابل اعتماد بودن آن در آیین‌نامه‌های کنونی است.

۲-۱. هدف از این پژوهش

در این تحقیق، ضمن بررسی رفتار قابهای خمشی خرابایی ویژه (STMF) بهینه یابی پیکربندی آنها جهت بهبود رفتار لرزه ای سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این تحقیق همچنین ضریب رفتار قاب های (STMF) به ازای تغییر در طبقات و تعداد دهانه توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی (Push over) تعیین شده است. تأثیر بسیاری از پارامترهای موثر بر روی ضریب رفتار از جمله انواع مختلف نسبت طول دهانه به ارتفاع و انواع قاب با تیر خرابایی ویژه (با قطریهای ضربدری و ویرندیل) مورد ارزیابی قرار گرفته است.

همچنین با توجه به مطالبی که از نظر گذشت ضریب رفتار در طراحی لرزه‌ای، نقش بسیار مهمی دارد و پایه و اساس فلسفه طراحی بر آن استوار است، ولی از دقت کافی برخوردار نمی‌باشد و آیین‌نامه‌ها در تعیین مقادیر آن دقت کافی نداشته‌اند که این در برخی از موارد باعث عدم اطمینان در طراحی لرزه‌ای می‌شود. به عبارت دیگر نمی‌توان اطمینان داشت که استفاده از این ضریب، طرح مناسبی را نتیجه می‌دهد. منظور از طرح مناسب، طرحی است که سازه در زلزله‌های شدید بتواند احتیاجات لرزه‌ای مانند شکل‌پذیری و مقاومت را به خوبی تأمین کند و در نهایت پایدار بماند و تلفات جانی کمینه داشته باشد. امروزه با مطالعه گسترده‌ای که در این مورد انجام گرفته است. مبانی اصلی رفتاری سازه و تعیین ضریب رفتار شناخته شده است. این روش‌ها در تعیین ضریب رفتار آئین‌نامه‌ها به دلیل این که نتایج متنوعی ارائه می‌دهند هنوز مورد استفاده قرار نگرفته‌اند.

۱-۳. ساختار پایان نامه

این پایان نامه در شش فصل تنظیم شده است. فصل اول مطالبی تحت عنوان مقدمه و اهداف پایان نامه اختصاص یافته است.

در فصل دوم، ابتدا به معرفی قابهای خمشی با تیرهای خرپایی ویژه پرداخته و سپس مبانی تعیین ضریب رفتار سازه با توجه به رفتار کلی سازه بیان می‌شود. پارامترهای تأثیرگذار بر این ضریب مورد بررسی قرار گرفته و نتایج تحقیقات انجام شده برای تعیین آنها بیان می‌شود.

در فصل سوم روش تحقیق و معرفی نمونه‌ها، اختصاص مفاصل پلاستیک و انجام تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و تعیین ضریب رفتار سازه به روش شکل‌پذیری یانگ اشاره شده است.

در فصل چهارم با ارائه نمونه‌های متعدد کلیات روش تحقیق و تعیین ضریب رفتار توضیح داده شده و سپس نتایج برای کلیه نمونه‌ها و الگوهای بارگذاری مختلف در جداول و اشکال متعدد آورده شده است.

در فصل پنجم با بررسی تاثیر نسبت‌های مختلف طول دهانه به ارتفاع، سعی در یافتن پیکربندی بهینه خواهیم نمود.

در فصل ششم، نتیجه‌گیری‌های بدست آمده از این مطالعه بطور خلاصه بیان شده و پیشنهاداتی برای انجام تحقیقات آینده ارائه شده است.

فصل دوم:

موضوعات و تئوریه‌های
مرتبط با موضوع تحقیق و
مروری بر کارهای انجام شده
قبلی

۲-۱ معرفی قابهای خمشی با تیرهای خرپایی

۲-۱-۱ مقدمه

امروزه به علت افزایش بی‌رویه جمعیت و محدودیت زمینهای شهری بخصوص در مناطق تجاری و صنعتی، استفاده از ساختمانهای چندطبقه ضروری به نظر می‌رسد. در ضمن نوع کاربرد این ساختمانها در اغلب مناطق ایجاب می‌کند که فاصله ستونها بیش از مقدار متعارف باشد. در این موارد گزینه‌های گوناگونی برای طراحی سیستم باربر ساختمان وجود دارد. یکی از موثرترین این گزینه‌ها استفاده از قاب خمشی با تیرهای خرپایی ویژه است. از تیرهای خرپایی در سازه‌های فولادی به منظور حمل بارهای قائم و به عنوان عضو افقی در سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی استفاده می‌شود. این قابها در مقایسه با قابهای ساخته شده با تیرورق اقتصادی‌تر، مشخصات ساده‌ای برای اتصال به ستونها داشته و سبک‌تر هستند. همچنین جان باز این خرپاها امکان استفاده بهتر از فضای تاسیسات را فراهم می‌سازد. در قابهای خمشی خرپای معمولی به علت سختی و مقاومت بیشتر خرپاها در مقایسه با ستونه، اغلب موارد مفاصل پلاستیک در ستونها تشکیل می‌شود. لذا اینگونه سازه‌ها شکل‌پذیری کمی دارند. مطالعه تجربی و تئوری گوئل و ایتانی [۱ و ۲] نشان می‌دهد که قابهای با تیرهای خرپایی معمولی شکل‌پذیری اندکی به علت کمانش و شکست سریع اعضای جان خرپا تحت بارگذاری رفت و برگشتی دارند. بیش از ۷۰ درصد سختی و مقاومت اولیه در سیکلهای اولیه تغییر شکل به علت رفتار ترد سازه از بین می‌رود. این امر سبب می‌شود که در زلزله‌های شدید رفتار نامطلوبی در اینگونه سازه‌ها مشاهده شود. بررسی رفتار چرخه‌های هیستریزیس بار-جابجایی خرپاهای معمولی نشان دهنده افت‌های ناگهانی شدید در بار و کاهش شدید مقاومت و سختی در اثر بارهای رفت و برگشتی می‌باشد. برش در خرپا، غالباً به وسیله اعضای جان خرپا تحمل می‌شود. به همین دلیل اعضای قطری تحت تاثیر نیروهای رفت و برگشتی دچار کمانش می‌شوند. کاهش مقاومت عضو قطری به مقاومت پس کمانشی، باعث افت

ناگهانی در مقاومت برشی خرپا و ظرفیت مقاومت جانبی می‌شود. پس از کمانش هر عضو قطری فشاری، عضو قطری کششی کناری آن باعث ایجاد یک نیروی نامتوازن در یال افقی خرپا می‌شود. در غیاب اعضای قائم خرپا، این امر باعث از بین رفتن عملکرد خرپایی و در نتیجه کاهش شدید مقاومت و سختی آن می‌گردد [۳]. در ضمن در طراحی قاب خمشی فولادی معمولی، غالباً از مقاطع فشرده استفاده نمی‌شود و امکان بروز کمانش موضعی و ترک در آنها بیشتر است.

اخیراً نوع جدیدی از خرپا پیشنهاد شده که محل تشکیل مفصل پلاستیک در آن در ناحیه میانی خرپا می‌باشد. قابهای با تیرهای خرپایی با ناحیه شکل‌پذیر در قسمت میانی تیر، قابهای ممان‌گیر خرپایی ویژه نامیده می‌شوند. اساس مطالعات انجام شده توسط پژوهشگران در سالهای اخیر انواع قابهای با تیرهای خرپایی ویژه، [۱-۳] و در آیین‌نامه‌های طراحی نیز پذیرفته شده‌اند [۴ و ۵].

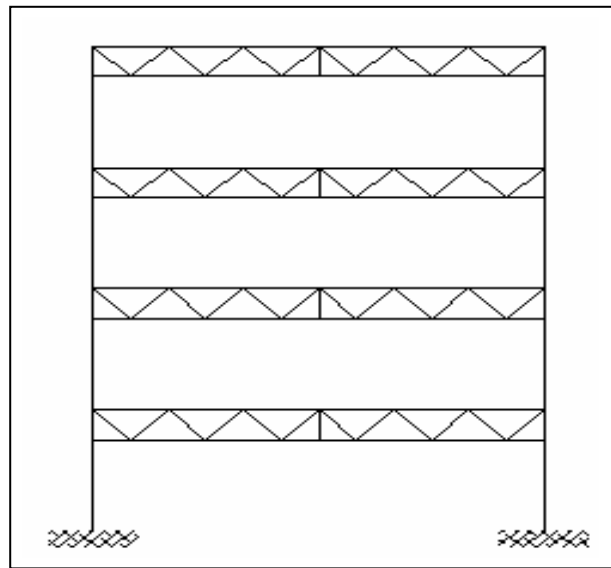
۲-۱-۲. قابهای خمشی با تیرهای خرپایی معمولی

این نوع قاب خمشی معمولاً در سازه‌های فولادی استفاده می‌شود. طراحی این نوع قاب با دو هدف انجام می‌شود:

۱- حمل بارهای مرده

۲- عملکرد عضوی افقی در سیستمهای مقاوم در برابر نیروهای افقی (به ویژه زلزله)

این قابها با توجه به شیوه ساخت خرپا نسبت به تیر ورقها (تیر با جان توپر) اقتصادی‌تر هستند. ضمناً بسیار سبک‌تر هستند که این امر سبب کاهش بار زلزله سیستم نیز می‌شود. در دهانه‌های طولانی یکی از متداول‌ترین راهها، استفاده از این نوع سیستم باربر است. نمونه‌ای از این نوع خرپا در شکل ۲-۱ نشان داده شده است. خرپای نشان داده شده، یک نوع متعارف از خرپاهای معمولی به نام وارن است.



شکل ۲-۱: نمونه‌ای از قاب با تیر خرپایی معمولی (وارن)

آئین نامه UBC برای این نوع از قاب ها، ضریب رفتار $R=6$ را در نظر می‌گیرد. به تجربه مشاهده شده است که استفاده از قاب خمشی با تیر خرپایی معمولی، عموماً سبب ایجاد ترکیب تیر قوی - ستون ضعیف می‌شود که چندان مناسب به نظر نمی‌رسد. فقط در شرایطی خاصی، آئین نامه UBC اجازه می‌دهد تا این سیستم با عنوان قاب خمشی با $R=12$ طرح شود. این در شرایطی است که، به نحوی در محدوده الاستیک ماندن اعضای خرپا تضمین شود.

۲-۱-۳. قابهای خمشی با تیرهای خرپایی ویژه

قاب خمشی خرپایی ویژه (STMF) یک نمونه نسبتاً جدید از سیستم قاب فولادی است که برای استفاده در مناطقی که بسیار زلزله‌خیز هستند توسعه یافته است. قابها انرژی زمین‌لرزه را از طریق بخشهای ویژه شکل‌پذیر واقع شده در نزدیکی وسط دهانه شاه تیر خرپایی مستهلک می‌کنند (شکل ۲-۲).



شکل ۲-۲: قاب خمشی خرپایی ویژه با دو پانل ویرندیل در نواحی ویژه

STMF ها به طور کلی دارای نامعینی سازه‌ای خوبی هستند زیرا چهار مفصل پلاستیکی را می‌توان داخل یالهای یک شاه‌تیر خرپا تشکیل داد. اگر اعضاء قطری جان تیر در قسمت‌های ویژه استفاده شوند درجه نامعینی را می‌توان بیشتر افزایش داد. جزئیات اتصال ساده برای اتصالات تیر به ستون نیاز است. از دیگر مزایای سیستم STMF آن است که به طور اقتصادی می‌توان شاه‌تیرهای خرپا را برای دهانه‌های بلندتر استفاده کرد و با استفاده از خرپاهای با ارتفاع بیشتر به سختی سازه‌ای بیشتری دست یافت.

علاوه بر این همانطور که در شکل ۲-۳ نشان داده شده است شبکه‌ها با کانال‌های الکتریکی و مکانیکی تطابق مناسبی دارند. این سیستم در آمریکا به ویژه برای بیمارستان و ساختمانهای تجاری از محبوبیت ویژه‌ای برخوردار می‌شود. کارهای تحقیقاتی که در طی دهه نود صورت پذیرفت باعث شد تا آیین‌نامه‌های طراحی در این زمینه توسعه یابند [۴ و ۶].

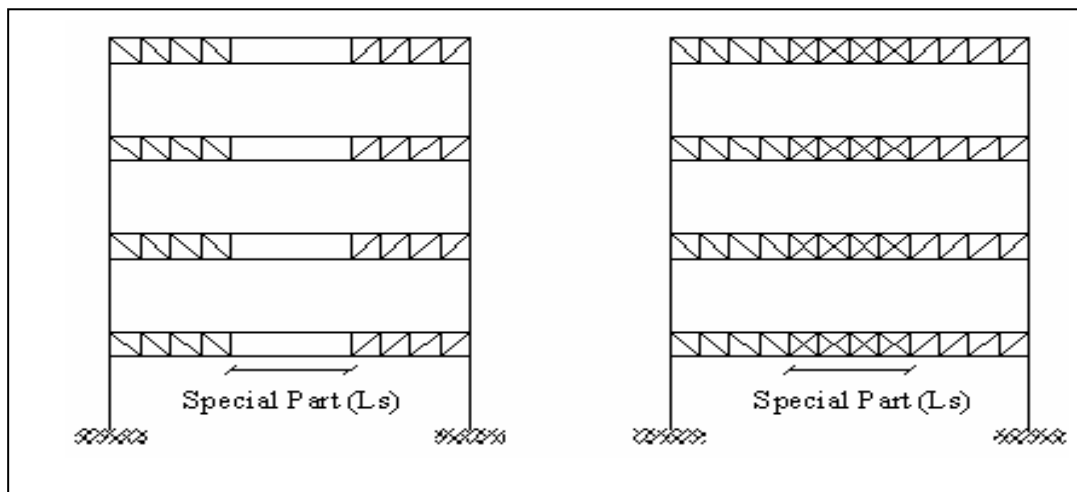


شکل ۲-۳: داکت عبوری از پانل ویرندیل

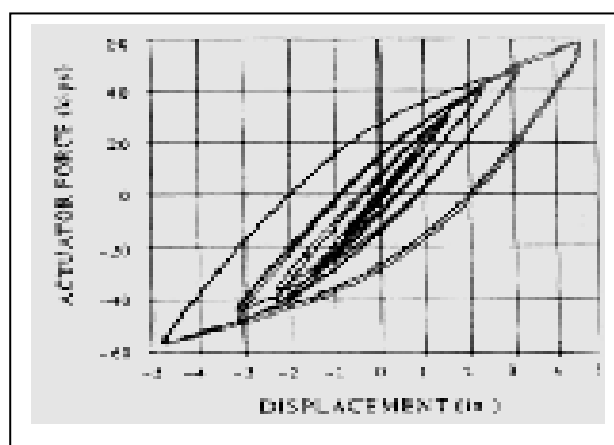
در قابهای خمشی با تیرهای خرابایی ویژه، منطقه ایجاد تغییر شکل پلاستیک و جذب انرژی در ناحیه میانی خرابی می‌باشد. در این ناحیه، برش حاصل از بار قائم اندک بوده و با قرار دادن اعضای مورب ضعیفتر و یا حذف این اعضا می‌توان آن منطقه را مستعد تغییر شکل‌های غیر الاستیک و جذب انرژی زلزله ساخت. برخی بررسی‌ها نشان می‌دهند که خرپاهای ویژه، علاوه بر دارا بودن مکانیزم مناسب خرابی برای مناطق لرزه خیز، مقداری صرفه جویی در فولاد مصرفی را هم به دنبال دارند. خرپاهای ویژه را می‌توان به فرم قطری‌های ضربدری یا بصورت بازشو به شکل مستطیل (ویرندیل) در ناحیه میانی طرح کرد [۱ تا ۳]. نمونه‌ای از این نوع خرپاها در شکل‌های ۲-۴ و ۲-۵ نشان داده شده اند.

شکل ۲-۶ چرخه هیستریزیس مورد انتظار خرپاهای ویژه را نشان می‌دهد. این چرخه‌ها به دلیل تشکیل اعضای پلاستیک میانی، رفتار بسیار نرمی را نشان می‌دهند. در صورتی که استفاده از خرپای ویژه مانع از کمانش اعضای قطری شود، کاهش ناگهانی و شدید سختی جانبی رخ نمی‌دهد و منحنی هیستریزیس شکل پایداری به خود خواهد گرفت. گوئل و ایتانی، پیشنهاد کردند که اعضای قطری خرپای وارن با قطریهای ضربدری جایگزین گردد. به این ترتیب بار جانبی عمدتاً به وسیله این اعضا تحمل می‌شود.

این همان اتفاقی است که در قابهای با بادبندی بدون برون محوری رخ می‌دهد. به این ترتیب مشکل نیروی نامتوازن یال افقی و کاهش سختی ناشی از کماتش اعضای قطری حل می‌شود.



شکل ۲-۴: قاب با تیر خرپایی ویژه (با قطریهای ضربدری) شکل ۲-۵: قاب با تیر خرپایی ویژه (ویرندیل)

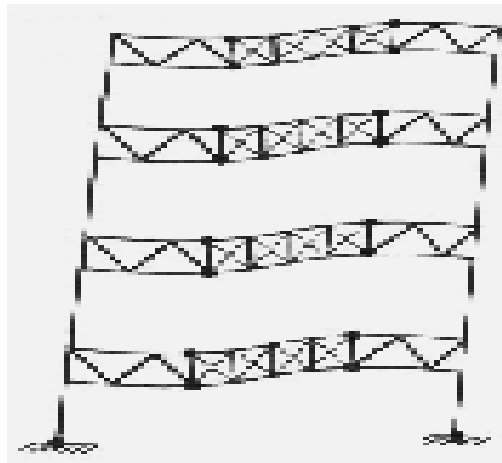


شکل ۲-۶: چرخه‌های هیستریزس قابهای خمشی با تیرهای خرپایی ویژه

۲-۱-۴. مکانیزم تسلیم

در قابهای خرپایی مقاوم در برابر زلزله، می‌توان تعدادی از دهانه‌های ویژه (قطریهای ضربدری با اعضای ظریفتر) در طول دهانه خرپا قرار داد. با توجه به اینکه قرار است این اعضاء تحت برش ناشی از نیروهای جانبی قرار گیرند و پلاستیک شوند، نه تحت تاثیر برش ناشی از بارهای ثقیل، لذا بهترین

مکان برای این دهانه‌ها در قسمت میانی دهانه خرپا قرار دارد بنحوی که برش حاصل از بارهای ثقلی معمولاً کوچک است. با افزایش بارهای جانبی، پس از کمانش قطریهای ضربدری، مفصلهای پلاستیک در یالهای افقی خرپا در انتهای قسمت میانی خرپا تشکیل می‌شود. شکل ۲-۸ این مسأله را به خوبی نشان می‌دهد.



شکل ۲-۷: مکانیزم تسلیم قاب خمشی با تیرهای خرپایی ویژه به فرم ناحیه وسط ضربدری

۲-۱-۵. روش طراحی قاب خمشی با تیرهای خرپایی ویژه

گوئل و ایتانی روش حدی را برای طراحی این نوع از قابها پیشنهاد می‌کنند. به این ترتیب که ابتدا بار جانبی محاسبه میشود و سپس برای طراحی از ضرایب بار مناسب UBC و یکی از آئین نامه‌های متناظر استفاده می‌شود.

گوئل و ایتانی روند ساده شده و گام به گام زیر را برای طراحی این نوع از قابهای خمشی پیشنهاد می‌کنند:

- محاسبه بار زلزله وارد بر هر طبقه با استفاده از یک آئین نامه معتبر
- محاسبه ظرفیت برشی موردنیاز ناحیه ویژه V_u از استاتیک مساله
- طراحی اعضای افقی خرپا براساس مقاومت محوری آنها در انتها

- طراحی قطریهای ضربدری با توجه به ظرفیت برشی مورد نیاز (به صورت سعی و خطا)
- طراحی اعضای قائم قسمت ویژه (داخلی) و قسمت بیرونی با توجه به مقاومت کششی مورد نیاز قطریهای ضربدری

- طراحی اعضای قطری خارجی با استفاده از تعادل اعضای کناری
- طراحی ستونها برای بار محوری و ممان موجود

در اینجا طراحی گام به گام یک قاب خمشی ویژه با قطریهای ضربدری به پایان رسیده است. ولی بررسی‌های بیشتر به ویژه بررسی رفتار اعضای غیرخطی در ناحیه ویژه، ضروری به نظر می‌رسد.

۲-۲. تعیین ضریب رفتار و مطالعه پارامترهای مؤثر بر روی آن

۲-۲-۱. مقدمه

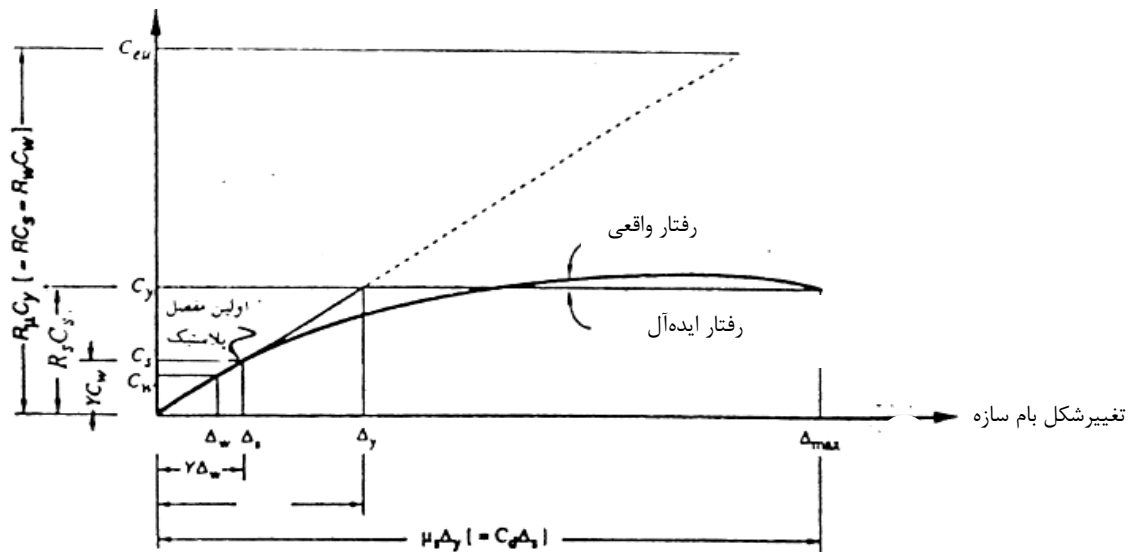
برای ارائه فرمول جهت محاسبه ضریب رفتار در بیشتر روش‌ها چند عبارت بصورت کلی تعریف شده و تأثیر پارامترهای مختلف بر این عبارت‌ها بررسی می‌شود. به طور کلی اساس تمامی روش‌های محاسبه ضریب رفتار یکسان و آن عبارت است از محاسبه میزان نیرو یا انرژی که یک سازه از زمانی که اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود تا زمانی که به مکانیزم خرابی کامل می‌رسد، جذب و یا تحمل می‌نماید. با توجه به یکسان بودن اساس تمامی روش‌ها، در این پژوهش از روش شکل‌پذیری یانگ [۸] در تعیین ضریب رفتار و پارامترهای مؤثر بر روی آن استفاده شده است.

۲-۲-۲. تعریف اصطلاحات مورد استفاده

شکل کلی رفتار سازه و شکل ایده‌آل آن بصورت شکل (۲-۸) است.

وزن مؤثر/ برش پایه $C =$

$$C = \frac{\text{Base Shear}}{\text{Re active } W_t}$$



شکل (۸-۲): شکل کلی رفتار سازه

بر این اساس مقاومت الاستیک لازم با ضریب برش پایه C_{eu} به صورت زیر بیان می‌گردد.

$$C_{eu} = \frac{V_{eu}}{W} \quad (۱-۲)$$

که W وزن جرم‌های غیرمتحرک سازه و V_{eu} حداکثر برش پایه بوجود آمده در سازه در حد الاستیک می‌باشد. بدلیل وجود شکل‌پذیری در سازه‌های واقعی یک سازه اقتصادی می‌تواند بصورتی طراحی گردد که مقدار حداکثر مقاومت واقعی $C_y W$ (برش پایه حد تسلیم سازه) را داشته باشد و در این حالت تغییرمکان حداکثر قاب با Δ_{max} بیان می‌گردد. آئین‌نامه‌ها براساس فلسفه طراحی ذکر شده به طراح اجازه می‌دهند که برای مقاصد طراحی نیروی حد C_y را به مقدار C_s که بیان‌کننده مقاومت سازه در موقع تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است کاهش دهند. این حد شامل نیرویی می‌شود که در آئین‌نامه‌های طراحی نهایی مانند ACI استفاده می‌شود. در آئین‌نامه‌هایی که روش طراحی براساس تنش مجاز است مثل AISC-ASD و آئین‌نامه UBC مقدار C_s مجدداً کاهش داده می‌شود تا به حد بارهای سرویس C_w برسد. مزیت استفاده از مقادیر حدی C_w و C_s در این است که طراح فقط احتیاج به یک تحلیل خطی دارد. ضریب شکل‌پذیری در سازه به صورت زیر تعریف می‌گردد.

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

بدلیل وجود شکل پذیری، سازه قابلیت اتلاف انرژی هیستریزیس را دارا می‌باشد. بنابراین نیروی الاستیک سازه می‌تواند بوسیله ضریبی بنام ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری^۱ و یا ضریب شکل‌پذیری R_μ تا حد مقاومت جاری شدن C_y کاهش داده شود.

$$R_\mu = \frac{c_{eu}}{c_y} \quad (3-2)$$

مقاومت ذخیره شده در سازه بین محدوده حد جاری شدن واقعی سازه C_y و حد اولین جاری شدن محسوس تعریف شده در قبل C_s ضریب اضافه مقاومت سازه^۲ نامیده می‌شود.

$$R_s = \frac{v_y}{v_s} \quad (4-2)$$

بین نیروی آئین‌نامه‌ای طراحی برای حالت تنش مجاز و طراحی در حد نهایی اختلاف وجود دارد، که با ضریب تنش مجاز γ بیان می‌شود. در واقع با اعمال این ضریب، نیروی طراحی مجاز از نیروی حد اولین جاری شدن بدست می‌آید.

$$c_w = \frac{c_s}{\gamma} \quad (5-2)$$

که مقدار γ تقریباً بین ۱/۴ تا ۱/۵ می‌باشد.

۳-۲-۲. تعیین ضریب رفتار و ضریب افزایش تغییر مکان R و R_w ، C_d

با توجه به شکل (۸-۲) مقدار کلی ضریب رفتار مربوط به طراحی حالت حدی به صورت زیر بدست می‌آید [۸].

$$R = \frac{c_{eu}}{c_s} = \frac{c_{eu}}{c_y} \cdot \frac{c_y}{c_s} = R_\mu \cdot R_s \quad (6-2)$$

مقدار ضریب رفتار مربوط به طراحی تنش مجاز عبارتست از:

$$R_w = \frac{c_{eu}}{c_y} \cdot \frac{c_y}{c_s} \cdot \frac{c_s}{c_w} = R_\mu \cdot R_s \cdot \gamma \quad (7-2)$$

^۱ - Ductility Reduction Factor

^۲ - Overstrength Factor

مقدار ضریب افزایش تغییرمکان C_d که نسبت Δ_{max} به Δ_s است طبق شکل به صورت زیر بدست می‌آید.

$$c_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \cdot \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (8-2)$$

از شکل (۸-۲) داریم.

$$R_s = \frac{c_y}{c_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (9-2)$$

با توجه به رابطه (۲-۲) و (۹-۲) داریم.

$$c_d = R_s \cdot \mu \quad (10-2)$$

۳-۲. پارامترهای موثر بر ضریب رفتار

همانطوری که بیان شد پارامترهای اصلی تأثیرگذار بر ضریب رفتار، ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری R_μ و R_s ضریب اضافه مقاومت می‌باشد. در این بخش در مورد این دو ضریب بحث خواهد شد و نتایج مطالعات انجام شده برای تعیین آنها آورده خواهد شد.

۳-۲-۱. ضریب کاهش نیرو R_μ و مروری بر تحقیقات انجام شده

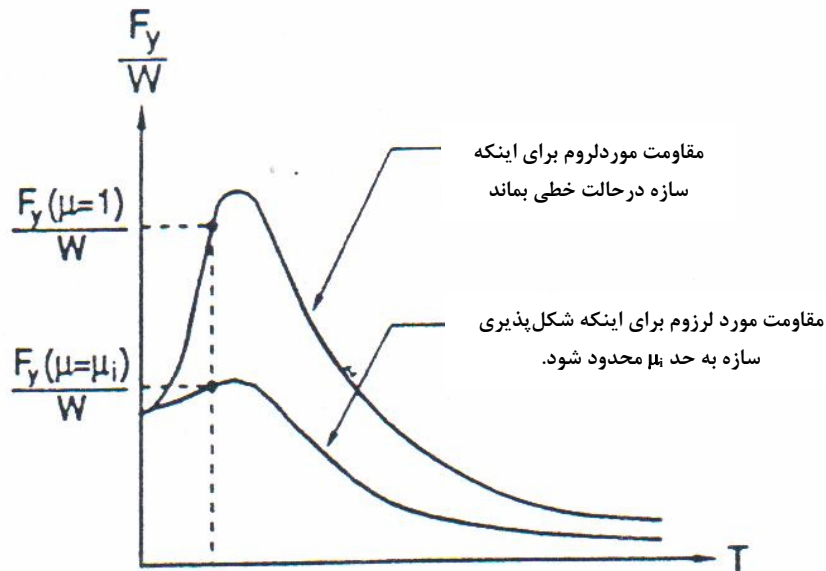
سازه‌ها در اثر وجود شکل‌پذیری مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را به صورت هیستریزیس تلف می‌کنند و مقدار این اتلاف انرژی بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. این شکل‌پذیری کلی باید به گونه‌ای باشد که شکل‌پذیری محلی اعضاء از مقدار مجاز خود بیشتر نشود. بدین منظور در موقع طراحی لازم است که حداقل مقاومت لازم سازه که شکل‌پذیری کلی آن را به حد شکل‌پذیری مشخص شده از قبل محدود می‌کند، مشخص شود. همانطور که قبلاً بیان شد ضریب کاهش مقاومت سیستم R_μ ، (یعنی کاهش در نیرو اعمالی در اثر رفتار هیستریزیس) به نسبت حداکثر مقاومت خطی مورد لزوم به حداکثر مقاومت غیرخطی مورد لزوم تعریف می‌شود.

$$R_{\mu i} = \frac{f_y(\mu = 1)}{f_y(\mu = \mu_i)} \quad (11-2)$$

که $f_y(\mu = 1)$ حداکثر مقاومت جانبی مورد لزوم سیستم در حالت خطی و $f_y(\mu = \mu_1)$ حداکثر مقدار مقاومت جانبی سیستم غیرخطی است که شکل‌پذیری آن را به حد شکل‌پذیری تعیین شده μ_1 محدود می‌کند.

تعیین مقاومت غیرخطی مورد لزوم یک سیستم، با شکل‌پذیری مشخص کار بسیار مشکلی است چرا که شکل‌پذیری یک سیستم یک درجه آزادی، با داشتن مقاومت جاری شدن آن و در یک زلزله مشخص بدست می‌آید.

برای دستیابی به شکل‌پذیری مورد نظر در یک سیستم یک درجه آزادی و با یک رکورد زلزله مشخص باید روندی تکراری که در آن با تغییر f_y ، شکل‌پذیری سیستم تعیین شود، انجام پذیرد و با تغییر مقدار f_y سیستم، به شکل‌پذیری مورد نظر سیستم در یک رکورد مشخص رسید [۹]. برای تعیین ضریب کاهش نیرو روش کار بدین صورت است که نیروی الاستیک و نیروی غیرالاستیک با شکل‌پذیری μ_1 ، برای یک سیستم با پیوند مشخص بدست می‌آید. سپس این نیروها به وزن سیستم مقیاس می‌شود. این نیروها برای پیوندهای مختلف سازه بدست می‌آید و طیف خطی و غیرخطی با شکل‌پذیری مشخص را برای زلزله مورد نظر بوجود می‌آورد. نمونه‌ای از این طیف‌ها در شکل (۲-۹) به نمایش درآمده است. از تقسیم طیف الاستیک به طیف غیرالاستیک مقدار ضریب کاهش مقاومت R_{μ} برای آن زلزله خاص بدست می‌آید. مقدار ضریب کاهش نیروی بدست آمده از روش فوق برای رکوردهای مختلف، که با شرایط مختلفی بدست آمده‌اند متغیر است. (یعنی اینکه با تغییر محتوی فرکانسی رکورد و شرایط خاک محل ثبت رکورد و مشخصات سیستم یک درجه آزادی مانند میرایی، درصد سخت‌شوندگی و مدل مورد بررسی، مقدار ضریب کاهش نیرو تغییر می‌کند.) برای مشخص شدن اثرات هرکدام از عوامل فوق بر این ضریب، محققین مختلف، تحقیقاتی را انجام داده‌اند که در ذیل به آنها اشاره می‌شود [۹].

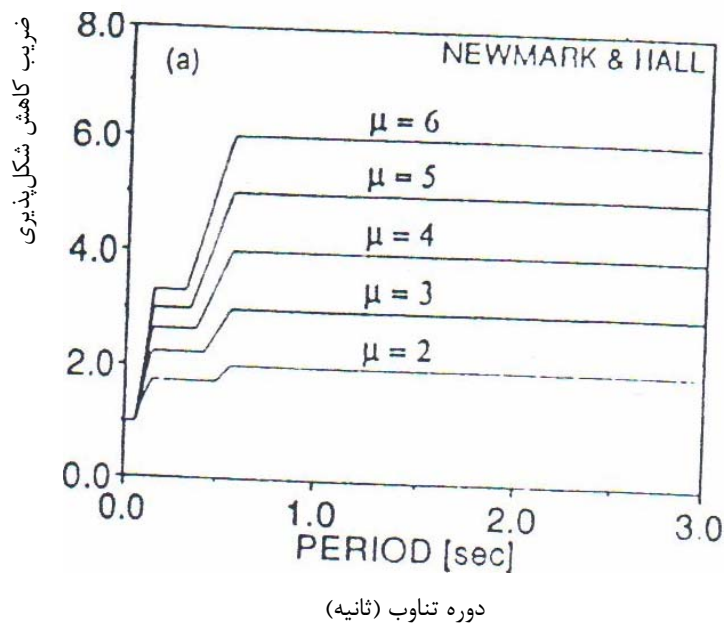


شکل (۹-۲): طیف خطی و غیرخطی با شکل پذیری ثابت

۲-۳-۱-۱. نیومارک و هال^۳

در این مطالعه براساس طیف‌های خطی حاصل از مولفه شمالی- جنوبی زلزله ال سنتر و رکوردهای دیگر، روش تخمین طیف غیرخطی از طیف خطی زلزله ارائه شده است و همچنین ضریب کاهش نیرو ارائه شده است. این ضریب به صورت یک تابع وابسته به متغیرهای مستقل شکل پذیری و پرورد سازه ارائه شده است [۱۰]. نمودار این ضریب کاهش نیرو در شکل (۲-۱۰) به نمایش گذارده شده است.

³- Nwemark and Hall



شکل (۲-۱۰): ضرب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق نیومارک و هال [۱۰]

۲-۱-۳-۲. لایی و بیگس^۴

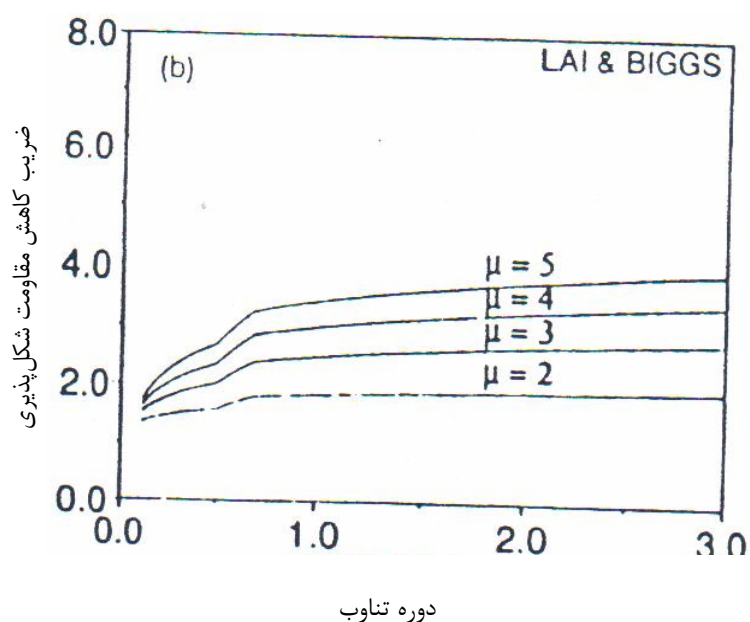
براساس متوسط طیف غیرخطی که برای ۲۰ زلزله مصنوعی و ساخته شده که طیف خطی آنها با طیف خطی طراحی نیومارک و هال مطابقت دارد، طیف غیرخطی طراحی پیشنهادی ارائه شده است. تحلیل برای ۵۰ پرپود طبیعی سیستم که فاصله مساوی بین ۰/۱ ثانیه تا ۱۰ ثانیه در مقیاس لگاریتمی داشته‌اند و برای درصد میرایی مختلف و ۴ نسبت شکل پذیری مختلف انجام شده است. مدل تحلیل الاستوپلاستیک بوده است

ضرب کاهش مقاومت بدست آمده بصورت فرمول ذیل خلاصه می‌شود [۱۱].

$$R_{\mu} = \alpha + \beta(\log T) \quad (۱۲-۲)$$

مقادیر α و β به شکل پذیری و محدوده پرپودی مختلف بستگی دارد و مقادیر آن در جدول ارائه شده در مرجع [۱۱] قابل مشاهده است. در شکل (۲-۱۱) نمودار این ضرب قابل مشاهده است.

⁴- Lai and Biggs

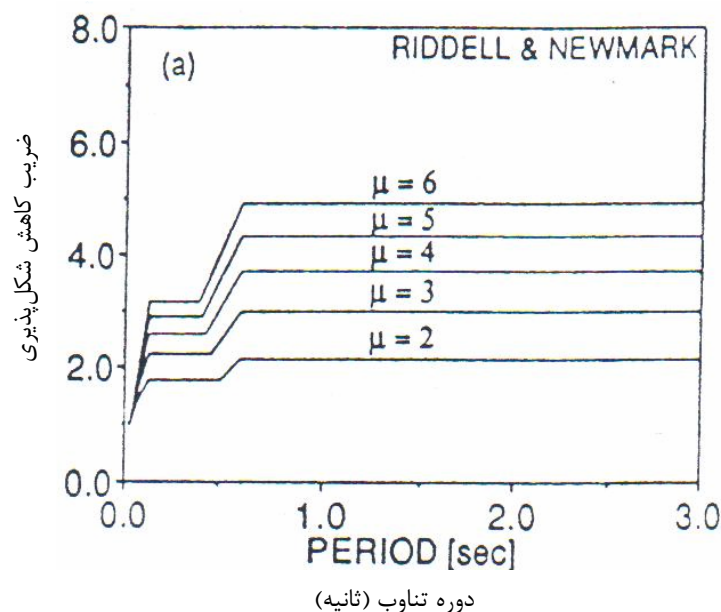


شکل (۲-۱۱): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق لایی و بیگس [۱۱]

۲-۳-۱-۳. ریدل و نیومارک^۵

براساس تحلیل آماری طیف‌های غیرخطی که برای سیستم الاستوپلاستیک با مقادیر میرایی ۲٪، ۵٪، ۱۰٪، و برای سیستم دوخطی با سختی کاهش یافته و با میرایی ۵٪ و شکل‌پذیری‌هایی بین ۱ تا ۱۰، یک دسته ضرایب کاهش نیروی گسترش یافته (نسبت به مطالعه قبل این محقق) بدست آمده است [۱۲]. این مطالعه اولین مطالعه‌ای است که مربوط به ۱۰ نگاهت مختلف در سنگ و آبرفت و تابعی از متغیرهای مستقل میرایی، شکل‌پذیری و پرپود می باشد. در شکل (۲-۱۲) نمودارهای بدست آمده برای میرایی ۵٪ و برای شکل‌پذیری‌های مختلف نشان داده شده است.

⁵- Riddell and Newmark

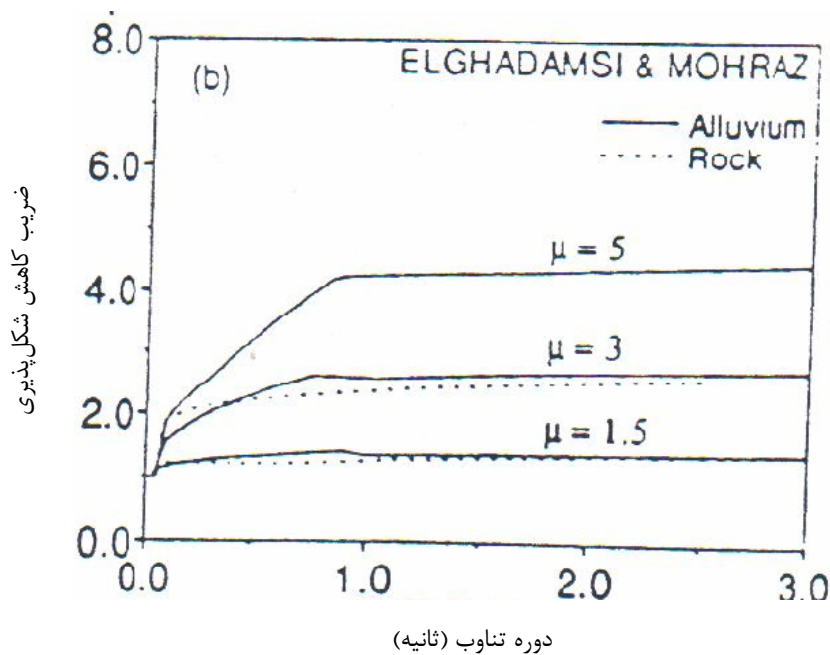


شکل (۲-۱۲): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق ریدل و نیومارک برای میرایی ۵٪ [۱۲]

۲-۳-۱-۴. القا دامسی و محرز^۶

اولین مطالعه‌ای که اثر خاک را روی ضریب کاهش نیرو در نظر گرفته است توسط القا دامسی و محرز انجام شده است. در این مطالعه طیف غیرخطی، برای سیستم‌های یک درجه آزاد با رفتار الاستوپلاستیک و تحت اثر ۵۰ مولفه افقی شتاب نگاشت ثبت شده در آبرفت و ۲۶ مولفه افقی زلزله ثبت شده در سنگ محاسبه شده است [۱۲]. نتیجه این تحقیق نشان داده است که ضریب کاهش نیرو به شرایط خاک محل بستگی چندانی ندارد. نمودار ضریب کاهش نیروی بدست آمده در این تحقیق در شکل (۲-۱۳) قابل مشاهده است.

⁶ - Elghadamsi and Mohraz



شکل (۲-۱۳): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق القا دامسی و محرز [۱۲]

۲-۳-۱-۵. ریدل، هیدالگو و کروز^۷

طیف غیرخطی در این مطالعه، از نگاهت ۴ گروه زلزله و برای یک سیستم یک درجه آزاد با رفتار الاستوپلاستیک هیستریزیس و ۵ درصد میرایی بدست آمده است. یک رابطه ساده برای ضریب کاهش نیرو، براساس متوسط ضرائب کاهش مقاومت، بدست آمده است. ضریب کاهش بدست آمده یک تقریب از ضریب کاهش متوسط است. چرا که این ضریب، نسبت طیف متوسط خطی به طیف متوسط غیرخطی می باشد و نه متوسط نسبت های طیف خطی به غیرخطی.

بر این اساس رابطه ای دوخطی برای ضریب کاهش نیرو به صورت زیر ارائه شده است [۸].

$$R_{\mu} = 1 + \left(\frac{R^* - 1}{T^*} \right) \cdot T \quad \text{برای } 0 \leq T \leq T^* \quad (2-13 \text{ الف})$$

$$R_{\mu} = R^* \quad \text{برای } T^* \geq T \quad (2-13 \text{ ب})$$

⁷ - Riddell, Hidalgo and Cruz

در این رابطه مقدار T° بسته به شکل پذیری، که مقداری بین ۲ تا ۱۰ دارد، بین ۰/۱ تا ۰/۴ می باشد. مقدار R° برای شکل پذیری بین ۲ تا ۵ مساوی ضریب شکل پذیری است و برای شکل پذیری بین ۵ تا ۱۰ قدری کمتر از آن می باشد. مقادیر دقیق آنها در جدول (۱-۲) قابل مشاهده است. شکل ضریب کاهش نیرو که توسط این محققین ارائه شده است در شکل (۲-۱۴) ارائه شده است.

جدول (۱-۲): مقادیر R^* و T^* برای شکل پذیری های مختلف

پارامتر	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$	$\mu=6$	$\mu=7$	$\mu=8$
R^*	2.0	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	6.8
T^*	0.1	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4

۲-۳-۱-۶. آرایز و هیدالگو^۸

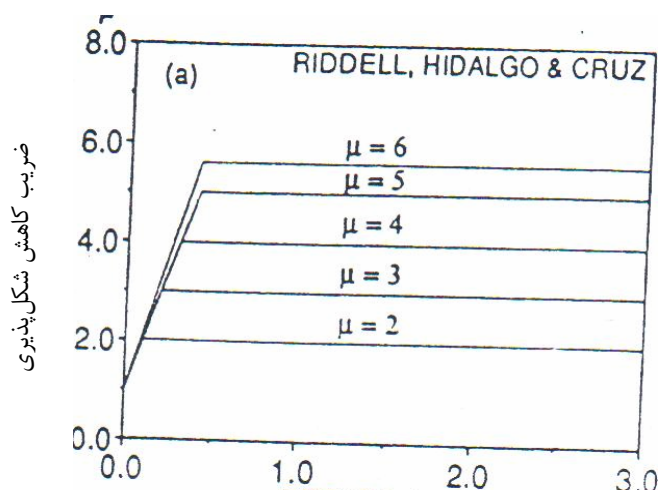
در این تحقیق براساس ضریب کاهش نیروی متوسط تقریبی بدست آمده توسط ریدل، هیدالگو و کروز، یک رابطه برای محاسبه ضریب کاهش نیرو ارائه شده است که در محدوده پریودی مورد نظر قابل استفاده است. این رابطه پیشنهادی بصورت زیر است [۱۳].

$$R_\mu = 1 + \frac{T}{kT_0 + \frac{T}{\mu - 1}} \quad (۱۴-۲)$$

ضریب kT_0 برای گروه های مختلف رکورد ارائه شده است. برای پیش نویس آئین نامه شیلی از مقدار ضریب $K = 1$ استفاده شده است.

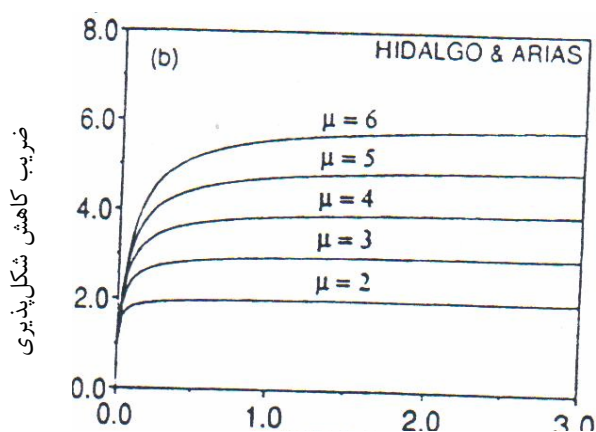
ضریب کاهش نیرویی که از فرمول فوق بدست می آید با مقدار $T_0 = 0,2 \text{ sec}$ در شکل (۲-۱۵) رسم شده است.

⁸ - Arais and Hidalgo



دوره تناوب (ثانیه)

شکل (۲-۱۴): ضرب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق ریدل و هیدالگو و کروز



دوره تناوب (ثانیه)

شکل (۲-۱۵): ضرب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق آرایزو هیدالگو برای $T_s = 0.2 \text{ sec}$

۲-۳-۱-۷. ناسار و کراوینکلر^۹

این مطالعه براساس رفتار سیستم یک درجه آزادی تحت اثر ۱۵ نگاشت ثبت شده در سنگ و آبرفت غرب آمریکا می باشد. اثر شرایط خاک محل به صورت مشخصی در ضرب کاهش نیرو در نظر گرفته شده است. در این مطالعه تأثیر عوامل مختلف، بر متوسط ضرب کاهش نیرو بررسی شده است. تأثیر

^۹- Nassar and Krawinkler

عواملی مانند فاصله کانونی زلزله و پارامترهای سیستم مثل پریود سازه، حد جاری شدن، نسبت سخت‌شوندگی و نوع رفتار غیرخطی مصالح در این ضریب بررسی شده است. مطالعه نشان داده است که تأثیر عامل فاصله کانونی و زوال سختی^{۱۰} در ضریب کاهش نیرو بسیار ناچیز است. براساس ضریب کاهش نیروی متوسط، رابطه زیر برای تخمین ضریب کاهش نیرو بدست آمده است [۱۴].

$$R_{\mu} = (c(\mu - 1) + 1)^{\frac{1}{c}} \quad (15-2)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 - T^a} + \frac{b}{T} \quad (16-2)$$

که در آن سختی سیستم بعد از جاری شدن و بصورت درصدی از سختی اولیه سیستم است و پارامتر a و b بر حسب α در جدول (۲-۲) ارائه شده است.

جدول (۲-۲): مقادیر a و b براساس سخت‌شوندگی کرنشی (α)

α	a	B
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

ضریب کاهش نیروی بدست آمده از فرمول فوق در شکل (۱۶-۲) ترسیم شده است.

۲-۳-۱-۸. ویدک، فجفر و فیشینگر^{۱۱}

براساس ضریب کاهش مقاومت متوسط بدست آمده برای ۲۰ نگاشت در غرب آمریکا و زلزله ۱۹۷۹ مونتو نگو یوگسلاوی، یک رابطه ساده برای تقریب ضریب کاهش نیرو، بدست آمده است. در این مطالعه سیستم یک درجه آزاد، با رفتار هیستریزیس دوخطی و زوال در سختی (مدل Q) با میرایی ویسکوز متناسب با جرم و سختی اولیه سیستم، در نظر گرفته شده است [۱۵].

¹⁰- Stiffness degradation

¹¹- Vidic, Fajfar and Fishinger

ضریب کاهش نیرو بصورت یک رابطه ساده ارائه شده است که شامل یک رابطه دوخطی است. در قسمت اول که مربوط به محدوده پیرو کم می‌باشد. مقدار R_μ بصورت خطی از مقدار $R_\mu = 1$ به محدوده‌ای تقریباً نزدیک به ضریب شکل‌پذیری، با پیرو بصورت خطی افزایش می‌یابد و در قسمت بعد، ضریب کاهش نیرو بصورت یک مقدار ثابت باقی می‌ماند.

جزئیات رابطه ارائه شده بستگی به رفتار هیستریزیس و میرایی سیستم دارد. برای سیستم با رفتار هیستریزیس مدل Q و ۵٪ میرایی متناسب با جرم رابطه ذیل در نظر گرفته شده است.

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \quad T \leq T_0 \text{ (الف) برای (۲-۱۷)}$$

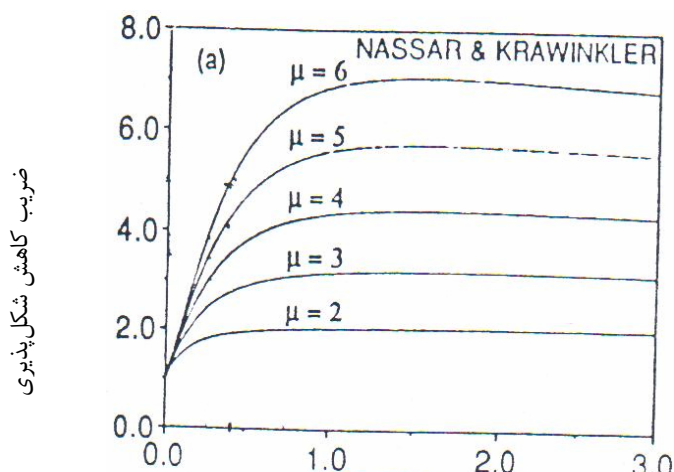
$$R_\mu = \mu \quad T > T_0 \text{ (ب) برای (۲-۱۷)}$$

که در آن

$$T_0 = 0,65 \mu^{0,3} \cdot T_1 \quad (۲-۱۸)$$

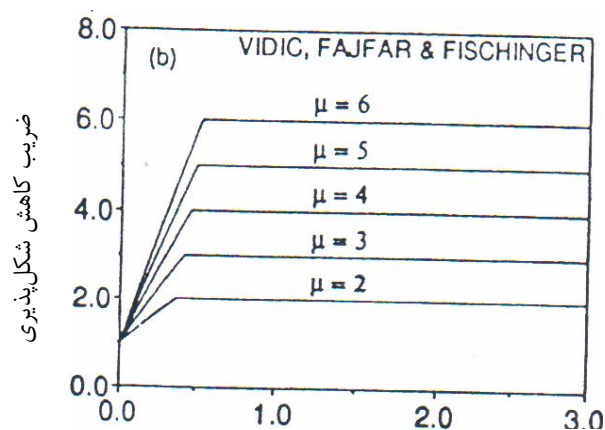
$$T_1 = 2\pi \frac{Q_{ev}}{Q_{es}} \cdot \frac{V}{A} \quad (۲-۱۹)$$

ضریب کاهش شکل‌پذیری محاسبه شده با استفاده از ضرائب تشدید $Q_{es} = 2,5$ و $Q_{ev} = 2$ مربوط به ۲۰ رکورد زمین که در مطالعه در نظر گرفته شده است. در شکل (۲-۱۷) نشان داده شده است.



دوره تناوب (ثانیه)

شکل (۲-۱۶): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق ناسار و کراوینکلر [۱۴]



دوره تناوب (ثانیه)

شکل (۲-۱۷): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق ویدک، فجفر و فیشینگر [۱۵]

۲-۳-۱-۹. میراندا^{۱۲}

در این مطالعه، بصورت گسترده از رکوردهای زمین لرزه در ارتباط با یکدیگر، برای مطالعه تأثیر پارامترهای مختلف رکوردهای زمین لرزه در تعیین ضریب کاهش نیرو استفاده شده است. برای مطالعه اثر شرایط خاک محل در ضریب کاهش نیرو، گروهی از ۱۲۴ رکورد زمین لرزه در محدوده وسیعی از خاکهای مختلف در طی زلزله‌های مختلف استفاده شده است. براساس شرایط خاک محل در محل ثبت زلزله، رکورد به سه گروه تقسیم‌بندی شده است. حرکات ثبت شده در سنگ، حرکات ثبت شده در آبرفت، و حرکات ثبت شده در خاکهای خیلی نرم حاصل از رسوب‌گذاری رودخانه‌ای که با سرعت پائین موج برشی در آنها مشخص می‌شوند.

ضریب کاهش مقاومت، برای سیستم یک درجه آزاد با میرایی ۵٪ و با شکل‌پذیری ۲ تا ۶ محاسبه شده است. سپس متوسط ضریب کاهش مقاومت برای هر گروه از خاک‌ها رسم شده است. علاوه بر در نظر گرفتن شرایط خاک محل، اثر پارامترهای دیگری مثل بزرگی زلزله، فاصله کانونی نیز در تعیین

¹²- Miranda

ضریب کاهش نیرو در نظر گرفته شده است. مطالعه نشان داده است که شرایط خاک تأثیرگذار بر ضریب کاهش نیرو است (مخصوصاً برای خاک خیلی نرم) ولی بزرگی و فاصله کنونی تأثیر چندانی در متوسط ضریب کاهش مقاومت ندارند.

براساس متوسط ضریب کاهش نیرو، فرمول ساده شده زیر برای تقریب ضریب کاهش نیرو ارائه شده است [۶].

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (2-20)$$

که تابعی از شرایط خاک است و برای محیط‌های خاکی مختلف بصورت زیر است.

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{\left[\frac{-3}{2} \left(\ln t - \frac{3}{5} \right)^2 \right]} \quad (2-21) \text{ الف) برای سنگ}$$

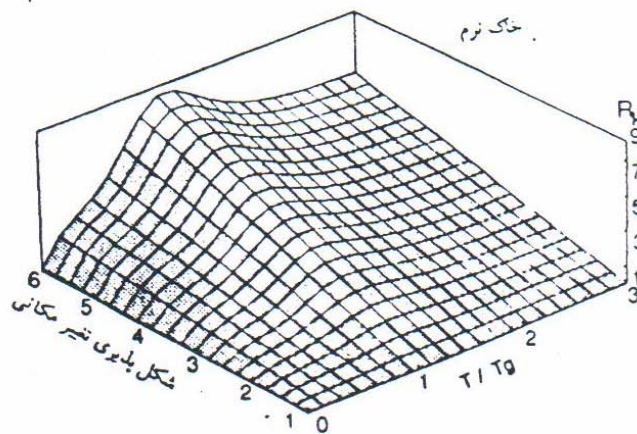
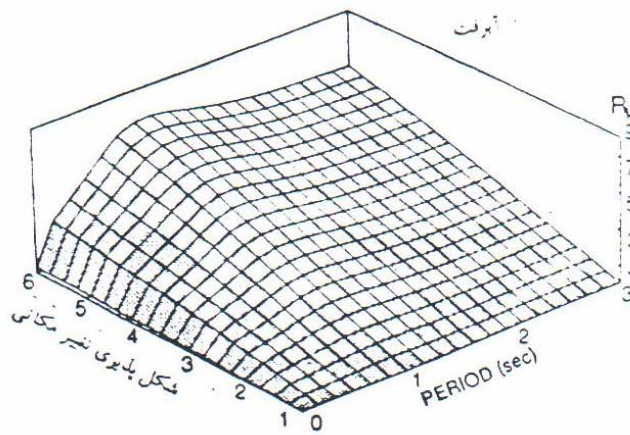
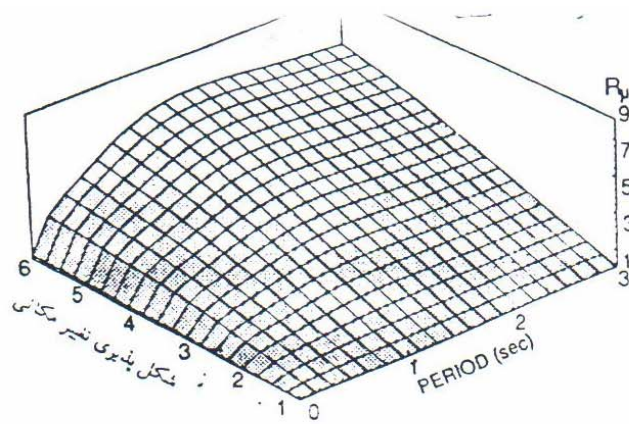
$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{\left[2 \left(\ln t - \frac{1}{5} \right)^2 \right]} \quad (2-21) \text{ ب) برای آبرفت}$$

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{\left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right]} \quad (2-21) \text{ ج) برای خاک نرم}$$

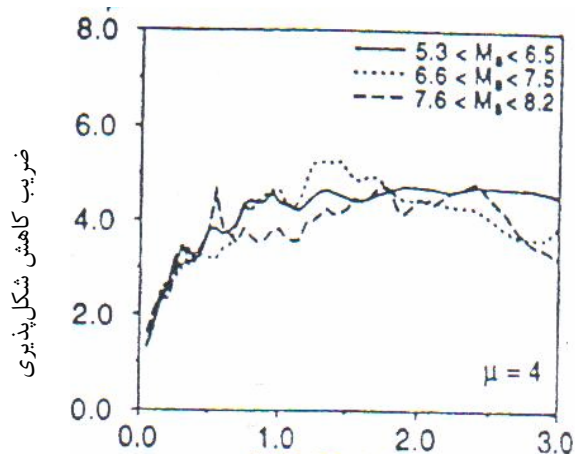
T_g مقدار پیوند در نظر گرفته شده برای نوع زمین است و برای هر خاک قابل تعیین می‌باشد.

در شکل (۲-۱۸) نمودار ضریب کاهش نیروی بدست آمده برای شرایط خاک‌های مختلف نشان داده شده است.

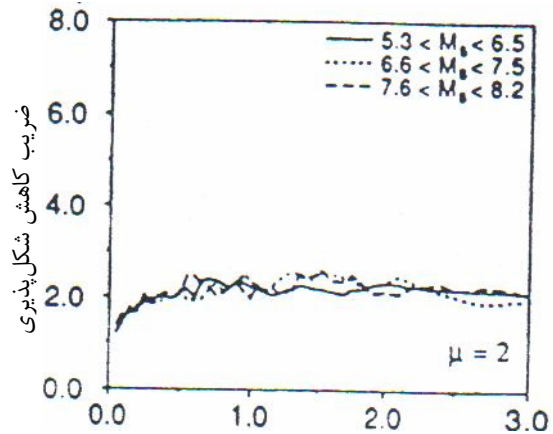
در شکل (۲-۱۹) و (۲-۲۰)، اثر بزرگی زلزله و فاصله کانونی زلزله بر ضریب کاهش نیرو، که توسط این محقق بررسی شده است نشان داده شده است.



شکل (۲-۱۸): ضریب کاهش مقاومت بدست آمده در تحقیق میراندا برای خاک‌های مختلف [۹]

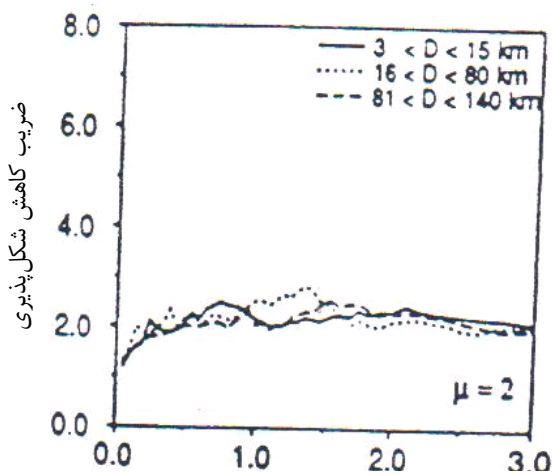


دوره تناوب (ثانیه)

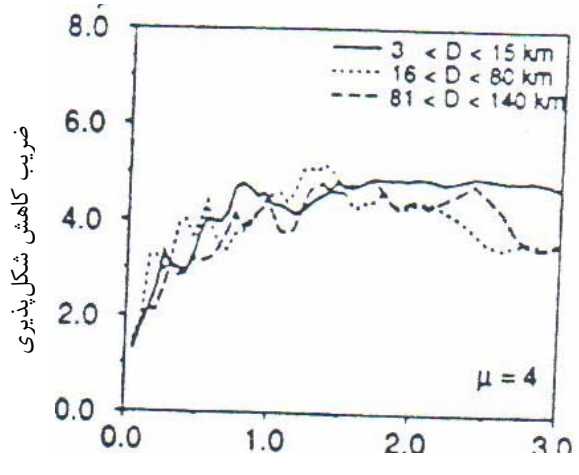


دوره تناوب (ثانیه)

شکل (۲-۱۹): اثر بزرگی زلزله در ضریب کاهش مقاومت، بدست آمده توسط میراندا [۹]



دوره تناوب (ثانیه)



دوره تناوب (ثانیه)

شکل (۲-۲۰): اثر فاصله کانونی زلزله در ضریب کاهش مقاومت، بدست آمده توسط میراندا [۹]

۲-۳-۲. پارامترهای اصلی تأثیرگذار بر ضریب کاهش نیرو R_μ

براساس مطالعات فوق معلوم می‌شود که ضریب کاهش نیرو نه تنها به مشخصات سیستم بلکه به مشخصات حرکات زمین بستگی دارد. برای یک حرکت زمین، R_μ تابعی از پریود نوسان سازه، میرایی، نوع رفتار هیستریزس و حد تغییر شکل غیرخطی سازه (ضریب شکل پذیری μ) می‌باشد.

نتیجه مطالعات ذکر شده در بخش پیش بیان‌کننده این است که این ضریب در درجه اول به پریود نوسان و حد تغییرشکل غیرخطی و در مرحله دوم و کم‌اهمیت‌تری به میرایی و نوع رفتار غیرخطی سیستم بستگی دارد. بنابراین رابطه ضریب کاهش مقاومت به شکل زیر بیان می‌گردد.

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T, \mu_i) \quad (22-2)$$

از تعریف ضریب R_{μ} در رابطه شماره (2-11) کاملاً مشخص است که برای هر حرکت زمین و پریود ارتعاشی، برای سیستمی که در حالت خطی است $\mu_i = 1$ ضریب کاهش نیرو رابطه زیر را ارضاء می‌کند.

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T, \mu_i = 1) = 1 \quad (23-2)$$

برای سیستم‌های بسیار سخت و صلب که شکل‌پذیری غیرخطی به سمت صفر میل می‌کند ($U_y \rightarrow 0, T \rightarrow 0$) چرا که سیستم در بیشتر حالات در حالت الاستیک است و به دشواری وارد محدوده غیرخطی می‌شود.

بنابراین برای هر تحریک زمین، مقاومت لازم در این نوع سیستم‌ها مانند مقاومت لازم برای سیستم‌های خطی است در نتیجه ضریب کاهش نیرو رابطه زیر را باید ارضاء کند.

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T \rightarrow \infty, \mu_i) = 1 \quad (24-2)$$

در تمامی مطالعات بررسی شده رابطه R_{μ} شرط فوق را ارضاء می‌کند.

برای سیستم‌های خیلی نرم ($T \rightarrow \infty$) بدون توجه به مقاومت سیستم، حداکثر تغییر مکان نسبی، به تغییر مکان حداکثر زمین نزدیک است بنابراین برای هر تحریک زمین، مقدار مقاومت غیرخطی لازم مساوی مقدار مقاومت خطی لازم، تقسیم بر ضریب شکل‌پذیری سازه می‌باشد و ضریب کاهش نیروی سازه برای این‌گونه سیستم‌ها رابطه زیر را ارضاء می‌کند.

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T \rightarrow \infty, \mu_i) = \mu \quad (25-2)$$

این رابطه توسط تحقیقاتی که توسط لائی و بیکز، ریدل و تاکادا برای شکل‌پذیری بیشتر از ۵ انجام شده است ارضاء شده است.

۲-۳-۳. نتیجه‌گیری مطالعات انجام شده بر روی ضریب کاهش شکل‌پذیری R_{μ}

با توجه به مطالعات انجام شده در مورد ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل‌پذیری R_{μ} مشاهده می‌شود که این ضریب تابعی از دو متغیر اصلی شکل‌پذیری مورد نظر μ و پرپود سازه است. به طوری که در محدوده‌های زیاد پرپود، این ضریب تقریباً مستقل از پرپود است و تقریباً مساوی شکل‌پذیری مورد نظر است و در محدوده پرپودی کم این ضریب بصورت خیلی زیاد با پرپود وابسته است و برای سازه‌های خیلی صلب $T \cong 0$ که کاهش نیرو در اثر شکل‌گیری غیر ممکن است این ضریب مساوی ۱ است.

۲-۳-۴. ضریب اضافه مقاومت R_s

با توجه به نمودار رفتار کلی سازه شکل (۲-۸)، مقدار مقاومت ذخیره شده در سازه از مقاومت حد اولین جاری شدن محسوس سازه C_s تا حد مقاومت نهایی سازه (فروریزش سازه) C_y اضافه مقاومت سازه نامیده می‌شود. در واقع مقدار مقاومتی است که در اثر عوامل مختلف در سازه ذخیره شده است و انهدام سازه را به تاخیر می‌اندازد. این عامل یک عامل بسیار مهم در طراحی لرزه‌ای می‌باشد. تحقیقات نشان داده است که پایداری ساختمان‌ها (مخصوصاً ساختمان‌های کوتاه) در زلزله‌هایی مانند زلزله شهر مکزیک [۱۶، ۱۵ و ۸] به این عامل بستگی داشته است. محققین این عامل را به ناجی ساختمان‌ها نام‌گذاری کرده‌اند.

مقدار اضافه مقاومت موجود در سازه‌های واقعی خیلی متغیر است و به نوع مصالح، نوع سیستم سازه‌ای، شکل کلی سازه، تعداد طبقات، جزئیات اجرائی، و به نوع و تاریخ آئین‌نامه طراحی سازه بستگی دارد.

عوامل مختلفی در اضافه مقاومت سازه نقش دارند که برخی از آنها در ذیل بیان شده است.

- توزیع مجدد نیروها در سازه در محدوده غیرخطی در اثر نامعینی و شکل پذیری سازه
- تغییرات بین حد طراحی و مقاومت لازم برای المانها (یعنی نسبت تنش مجاز به تنش جاری شدن و ضریب بار)

- تأثیر بقیه بارها (بارهای ثقلی) و ضریب بار آنها در طراحی

- اثر اختلاف در اندازه المانهای بکار رفته در سازه با مقدار مورد لزوم آن

- اثر حداقلهای مورد نیاز آئین نامه‌ای

- مقاومت و سختی لازم برای ملاحظات مربوط به تغییر شکل در المانها

- تیپ بندی المانها و یکسان کردن المانها برای اجرای آسان تر

- نقطه نظرات معماری

- اطمینان موجود در مدل های ریاضی

- اثر المانهای سازه‌ای که در سیستم مقاوم جانبی حضور ندارند

- اثر المانهای غیرسازه‌ای

- سخت شوندگی کرنشی

راه عملی تعیین ضریب اضافه مقاومت یک قاب استفاده از یک تحلیل غیرخطی است. یک تحلیل

حدی و یا یک تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش رونده می تواند برای تعیین این ضریب استفاده شود

[۸، ۱۵، ۱۶].

برای تعیین اضافه مقاومت سازه به این صورت عمل می شود که نیروهای طراحی جانبی سازه به همراه

نیروهای ثقلی بر سازه اعمال می شوند و مقدار تغییر مکان طبقه فوقانی قاب به همراه برش پایه ثبت

می شوند سپس بطور مداوم مقدار نیروی جانبی افزایش داده می شود و مقادیر برش پایه و تغییر مکان

طبقه آخر بطور مداوم ثبت می‌شوند. این عمل تا آنجا که اولین المان سازه جاری شود و بصورت مفصل پلاستیک درآید، ادامه می‌یابد. افزایش نیرو بعد از این مرحله باعث باز توزیع نیروها در بقیه اعضا شده و قاب قادر به تحمل نیروی جانبی بیشتر می‌شود. نیروی جانبی مجدداً افزایش داده می‌شود تا در بقیه اعضا مفصل پلاستیک تشکیل شود. و در صورتی تحلیل متوقف می‌شود که یا سازه مکانیزم شده و یا شکل‌پذیری محلی یکی از المان‌ها از حد مجاز بیشتر شود (المان گسیخته شود). در این حالت از حاصل تقسیم حداکثر نیروی جانبی تحمل شده توسط قاب به نیروی حد اولین جاری شدن قاب ضریب اضافه مقاومت قاب بدست می‌آید با توجه به شکل (۲-۸) داریم.

$$R_s = \frac{c_y}{c_s} \quad \text{مکرر (۲-۴)}$$

از حاصل تقسیم حداکثر تغییر مکان قاب به حد جاری شدن آن شکل‌پذیری قاب تعیین می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad \text{مکرر (۲-۲)}$$

مقدار اضافه مقاومتی که از این روش بدست می‌آید اثر عواملی نظیر:

- توزیع مجدد نیروها در سازه در محدوده غیرخطی
 - تأثیر بقیه بارهای وارده بر سازه
 - اختلاف در اندازه لازم برای المان‌ها و المان استفاده شده
 - حداقل‌های مورد نیاز آئین‌نامه‌ای
 - مقاومت و سختی لازم برای احتیاجات مربوط به تغییرشکل در المان‌ها
 - تیپ‌بندی المان‌ها
 - نقطه نظرات معماری
 - سخت‌شوندگی کرنشی
- را در مدل در نظر می‌گیرد.

ولی عواملی نظیر:

- اختلاف بین تنش اسمی جاری شدن و تنش واقعی جاری شدن

- اطمینان موجود در مدل‌های ریاضی

- اثر المان‌های غیرسازه‌ای

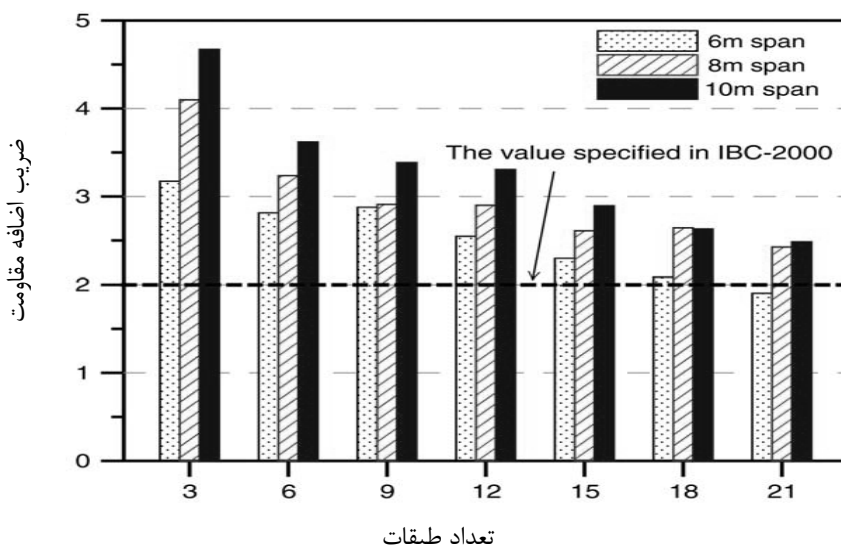
را در نظر نمی‌گیرد [۱۵]. به منظور در نظر گرفتن عوامل فوق، مقدار ضریب اضافه مقاومت بدست آمده از این روش را می‌توان بوسیله چند ضریب اصلاحی به ضریب اضافه مقاومت واقعی سازه تبدیل کرد [۸].

$$R_s = R_{so} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \dots \quad (2-26)$$

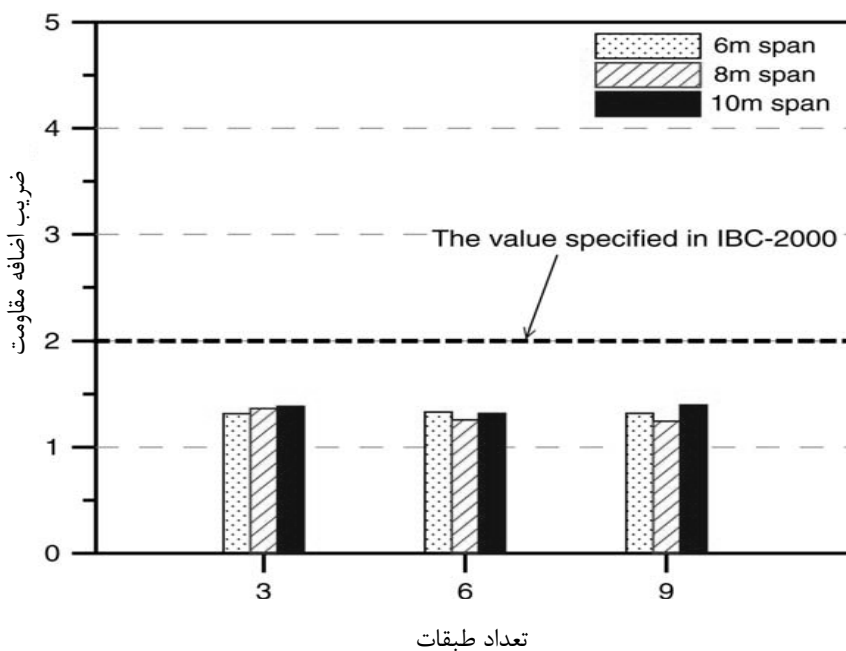
که این ضرائب می‌توانند مربوط به اثر عوامل مختلف باشند. مثلاً f_1 می‌تواند برای در نظر گرفتن اختلاف بین حد جاری شدن اسمی و حد جاری شدن واقعی سازه باشد. برای سازه‌های فولادی مطالعات آماری، مقدار این ضریب را ۱/۰۵ تعیین کرده است [۸، ۱۸]. ضریب f_2 می‌تواند برای در نظر گرفتن اثر افزایش تنش جاری شدن در اثر افزایش نرخ تغییر کرنش در موقع زلزله باشد. مطالعات آماری نشان داده است که عدد ۱/۱ برای این ضریب قابل استفاده است [۸]. بقیه پارامترها می‌توانند شامل المان‌های غیرسازه‌ای و تغییرات در نحوه توزیع نیروی جانبی در طبقات و غیره باشند که مقدار ضرائب زمانی قابل استفاده هستند که اعداد قابل اعتمادی برای آنها وجود داشته باشد. شکل (۲-۲۱) تا (۲-۲۲) مقدار تغییرات ضریب اضافه مقاومت را برای یک قاب مهاربندی شده همگرای ویژه (SCBF) و معمولی (OCBF) نشان داده و آن را با مقادیر آیین نامه IBC-2000 مقایسه کرده است [۲۱].

در شکل (۲-۲۳) مقدار ضریب اضافه مقاومت برای سه سیستم سازه‌ای و با پیوندهای مختلف نشان داده شده است. در شکل (۲-۲۴) مقدار ضریب اضافه مقاومت را برای یک قاب داخلی یک ساختمانی اداری در محدوده زلزله خیزی بالا نشان می‌دهد [۸]. همان طوری که در اشکال (۲-۲۱) تا (۲-۲۴) مشخص است مقدار ضریب اضافه مقاومت برای سازه‌ها با پیوند کم، زیاد است و با افزایش پیوند سازه،

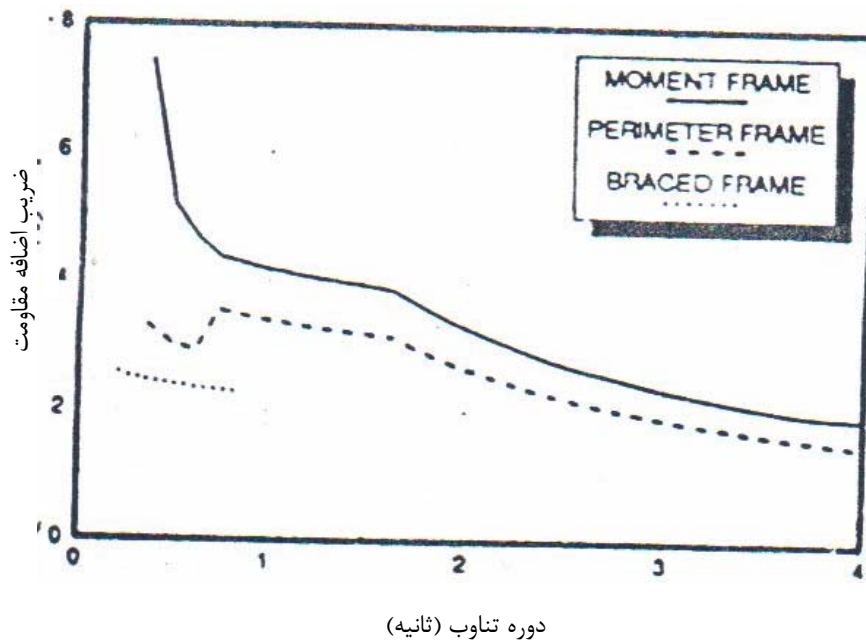
مقدار این ضریب کم می‌شود. این بدین معنی است که برای سازه‌های کوتاه (با پریود کم) با توجه به اینکه، بیشتر نیروهای ثقلی در طراحی حاکم هستند مقدار اضافه مقاومت سازه بیشتر است و برای سازه‌های بلند (با پریود زیاد) که نیروهای جانبی حاکم بر طراحی هستند، مقدار اضافه مقاومت قاب کمتر می‌شود.



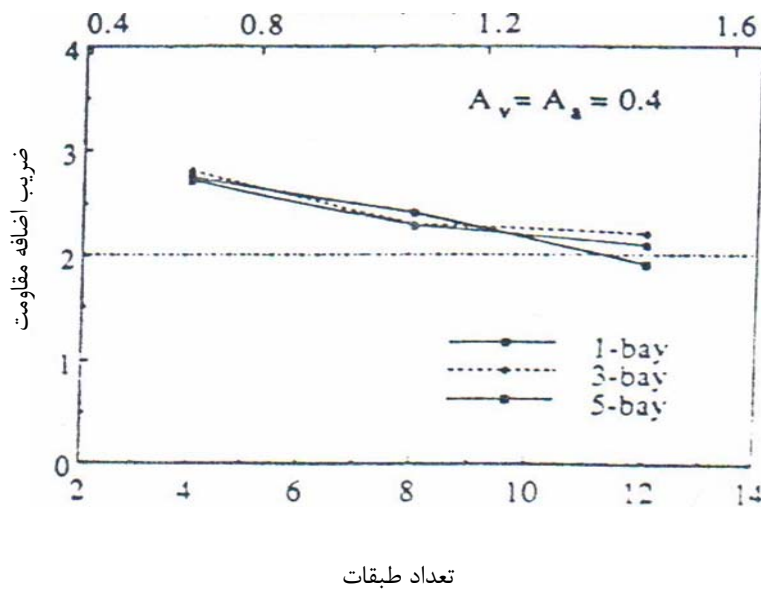
شکل (۲-۲۱): ضریب اضافه مقاومت سازه بر حسب تعداد طبقات، برای قاب مهاربندی شده همگرای ویژه [۱۹]



شکل (۲-۲۲): ضریب اضافه مقاومت سازه بر حسب تعداد طبقات، برای قاب مهاربندی شده همگرای معمولی [۱۹]



شکل (۲-۲۳): ضریب اضافه مقاومت سازه بر حسب پریود، برای قابهای فولادی [۸]



شکل (۲-۲۴) ضریب اضافه مقاومت سازه بر حسب تعداد طبقات، برای قاب خمشی فولادی [۸]

غیر از عوامل ذکر شده در بالا عوامل دیگری در ضریب اضافه مقاومت تأثیر دارند که عبارتند از:

- اثر خاک خیلی نرم

- اثر $P - \Delta$

- اثرات پیچشی زلزله

- اثرات تنه زدن^{۱۳} ساختمان‌ها

- سیستم مقاوم قائم و غیریکنواختی در آن

- اثرات متقابل خاک و سازه

که مطالعه اثرات آن نیاز به تحقیقات گسترده‌ای دارد.

با توجه به توضیحاتی که در مورد ضریب اضافه مقاومت بیان شد روشن می‌شود که این ضریب تابع پارامترهای مختلف می‌باشد و با توجه به شرایط مختلف مقدار آن در هر قاب، مقدار مشخصی است. بهتر آن است که برای هر قاب با توجه به شرایط آن و به روش تحلیلی مقدار ضریب اضافه مقاومت را بدست آورد و بدین وسیله اثر پارامترهای مختلف را در آن وارد کرد.

۲-۴. سایر روش‌های تعیین ضریب رفتار

۲-۴-۱. روش فری من^{۱۴}

روش دیگری نیز برای تعیین ضریب رفتار بوسیله فری من ارائه شده است. در این روش مقدار ضریب رفتار بصورت حاصل ضرب چند ضریب بیان شده است [۲۰].

$$R_W = R_A \cdot R_B \cdot R_C \dots R_N \quad (2-27)$$

که ضرائب بکار رفته در این تعریف به سیستم سازه، پیکربندی، مصالح بکار رفته، وزن، حجم، ارتفاع، ضرایب بار، نامعینی سازه، مشخصات اتلاف انرژی، مشخصات غیرخطی، مکانیزم خرابی و غیره مربوط می‌شوند.

¹³- Pounding

¹⁴- Freeman

در واقع متغیرها بقدری زیاد هستند که به ندرت مقدار ضریب رفتار برای دو ساختمان یکسان می‌شود. به عبارت دیگر، هر ساختمان دارای مشخصات منحصر به خود است.

این محقق تمام پارامترهای فوق را در دو پارامتر اصلی، ظرفیت سازه و احتیاجات زلزله خلاصه کرده است و ضریب رفتار را بصورت حاصل ضرب این دو ضریب اصلی که در بردارنده پارامترهای فوق می‌باشد بیان می‌کند.

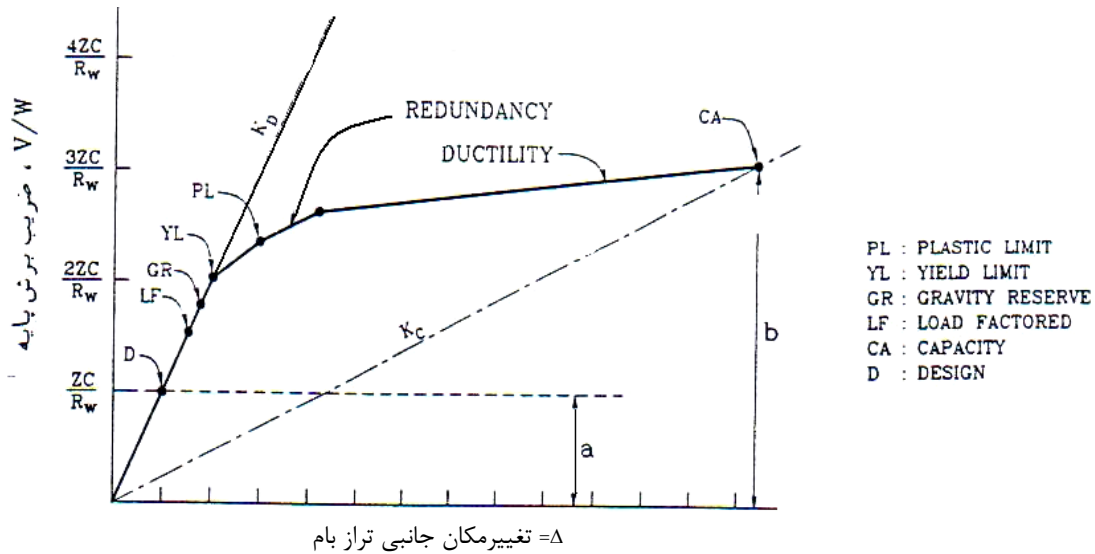
ظرفیت نهایی جانبی سازه بوسیله یک تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش‌رونده^{۱۵} و با بدست آوردن منحنی تغییر شکل - نیرو تعیین می‌شود. و در واقع متناظر با ضریب اضافه مقاومت R_s تعریف شده در قسمت‌های گذشته می‌باشد.

احتیاجات زلزله در واقع بیان کننده نیرویی است که به سازه در هنگام وقوع زلزله وارد می‌شود. نیروی وارده بر سازه در هنگام وقوع زلزله، بدلیل وجود رفتار غیرخطی و اتلاف انرژی در رفتار هیستریزیس و افزایش میرایی سازه، کمتر از حالت خطی سازه می‌باشد. در واقع احتیاجات زلزله، متناظر با ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری R_{μ} تعریف شده در قسمت‌های گذشته می‌باشد. برای بدست آوردن احتیاجات زلزله این محقق روشی را ارائه کرده است که در ذیل به آن اشاره می‌شود.

بدلیل وجود رفتار غیرخطی در سازه و وجود مفاصل پلاستیک، سازه در هنگام زلزله نرم تر می‌شود و پریود ارتعاش و میرایی آن بیشتر می‌شود و نیروی وارده به سازه کمتر می‌شود. با توجه به شکل (۲-۲۵) اگر میرایی سازه در هنگام وقوع زلزله به جای ۰.۵٪، ۲۰٪ در نظر بگیریم. طیف خطی نیروهای زلزله کاهش پیدا می‌کند. حال اگر پریود اولیه سازه که می‌تواند پریود محاسباتی و یا پریود بدست آمده از روابط آئین نامه‌ای باشد را T_{Design} در نظر بگیریم، در اثر بوجود آمدن زلزله و تغییر سختی سازه

¹⁵- Push- Over

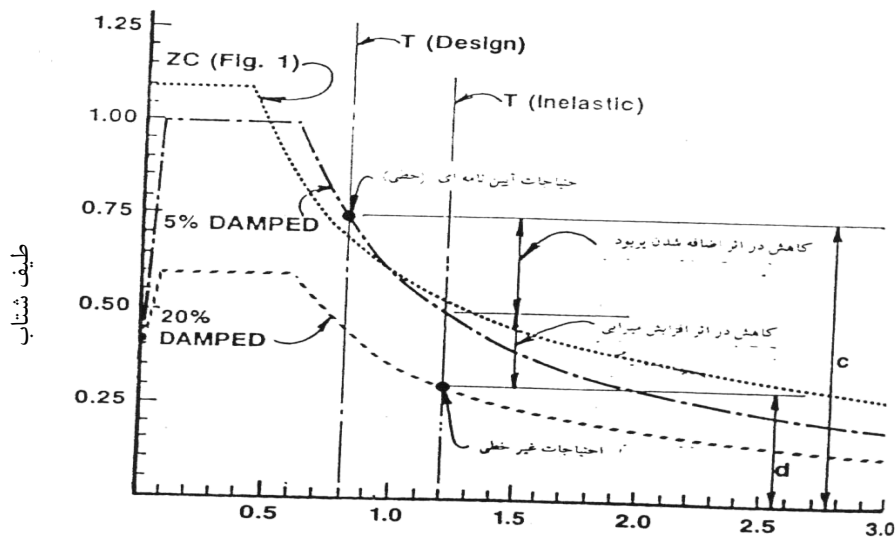
پریود آن به پریود غیرخطی سازه تبدیل می‌شود که بنام $T_{inelastic}$ نامیده می‌شود. این پریود از مقدار سختی سکانتی نهایی سازه بدست می‌آید.



شکل (۲-۲۵): منحنی ظرفیت سازه [۱۳]

$$R_s = \frac{\text{ظرفیت}}{\text{طراحی}} = \frac{b}{a}$$

در شکل (۲-۲۶) مقدار سختی سکانتی نهایی سازه K_C مشخص است. مقدار احتیاجات زلزله از نسبت مقدار نیروی مورد لزوم برای سازه با طیف ۵٪ میرایی و پریود ارتعاشی اولیه T_{Design} به مقدار نیرو در میرایی غیرخطی ۲۰٪ سازه و با پریود حد الاستیک $T_{inelastic}$ آن بدست می‌آید.



دوره تناوب (ثانیه)

$$R_{\mu} = \frac{\text{احتیاجات آئین نامه ای (خطی)}}{\text{احتیاجات غیر خطی}} = \frac{c}{d}$$

شکل (۲-۲۶): منحنی احتیاجات لرزه‌ای [۲۰]

۲-۴-۲. روش تکرار

این روش بر این اساس پایه‌گذاری شده است که یک حد از تخریب سازه به عنوان حد مجاز تخریب در نظر گرفته می‌شود و ضریب رفتار سازه در یک روند تکراری بنحوی تغییر داده می‌شود که سازه پس از طراحی و در هنگام تحلیل غیرخطی سازه، خرابی بوجود آمده در آن از حد مشخص شده بیشتر نشود و شرایط عدم تخریب سازه برآورده شود.

شرایط تخریب، محدود کردن حد تغییر شکل جانبی و محدود کردن شکل‌پذیری محلی المان‌ها است. سازه وقتی با یک ضریب رفتار صحیح طراحی شده است که در هنگام وقوع زلزله شرایط خرابی در آن بوجود نیاید. بر این اساس دو روش برای تعیین ضریب رفتار قاب به صورت زیر ارائه شده است.

روش مستقیم: که در آن سازه با یک R اولیه طراحی می‌گردد و سپس با یک روش تحلیل دینامیکی غیرخطی بوسیله یک رکورد زلزله که طیف آن با طیف طراحی همخوانی دارد تحلیل می‌شود. حدود تخریب سازه برآورد می‌گردد و اگر شرایط برآورده نشده بود، مقدار R تغییر داده

می‌شود. بصورتی که سازه دقیقاً شرایط تخریب را ارضاء نماید. مقدار ضریب R بدست آمده، مقدار واقعی R می‌باشد.

روش غیرمستقیم: سازه به وسیله یک مقدار R اولیه طراحی می‌گردد و تحت شتاب‌های مختلف، تحلیل دینامیکی می‌شود. به طوری که شرایط تخریب را ارضاء نماید. نسبت R قاب به R طراحی مساوی، نسبت شتاب طراحی به شتاب تخریب سازه است.

روش مستقیم بدلیل عواملی مانند اثر نیروهای ثقلی و دیگر مسائل در بعضی سازه‌ها روش همگرایی نمی‌باشد [۱۴].

۲-۵. جمع‌بندی

با توجه به مطالب عنوان شده درباره ضریب رفتار و پارامترهای موثر آن مشخص می‌شود که این ضریب که در محاسبه نیروی طراحی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد، از پیچیدگی خاصی برخوردار است و بستگی به پارامترهای زیادی دارد. این ضریب برای دو سازه با یک سیستم سازه‌ای و با پیوندهای متفاوت و یا حتی با پیوند یکسان و با نحوه طراحی مختلف فرق می‌کند. لذا استفاده از یک ضریب ثابت در آئین‌نامه برای طراحی یک سیستم سازه‌ای، بدون در نظر گرفتن رفتار واقعی آن در محدوده غیرخطی معیار مناسبی نمی‌باشد. در نتیجه انجام حداقل یک تحلیل غیرخطی استاتیکی بر روی سازه‌های طراحی شده برای در نظر گرفتن پارامترهای لرزه‌ای در محدوده غیرخطی توصیه می‌شود.

فصل سوم:

**توضیح روش های انجام کار
مورد استفاده در این تحقیق**

۳-۱. مقدمه

مطابق مطالبی که در فصل دوم بیان گردید ضریب رفتار سازه متأثر از دو پارامتر اصلی، ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت سازه می‌باشد که پارامترهای مذکور خود تحت تأثیر عوامل مختلفی در سازه دچار تغییر خواهند شد.

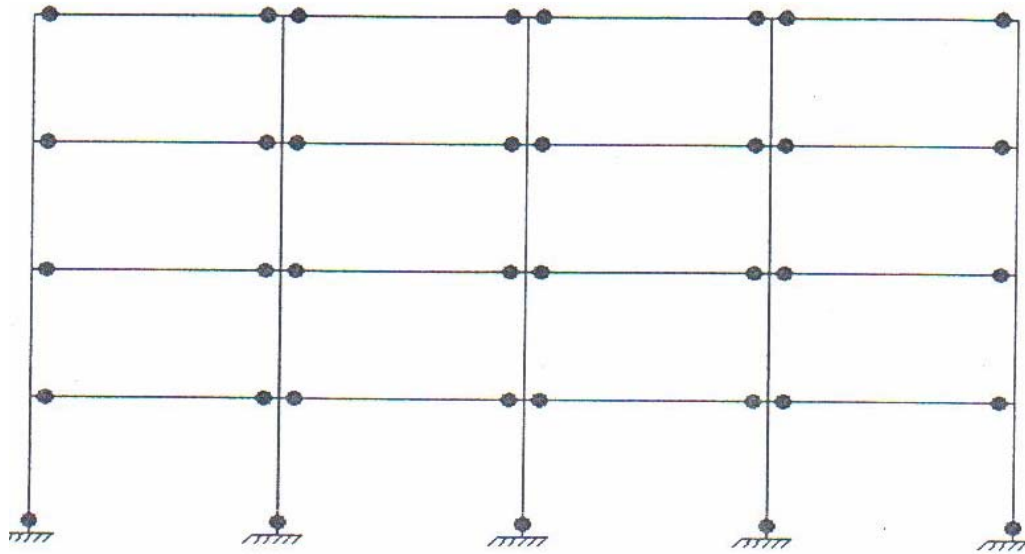
برای در نظر گرفتن پارامترهای مؤثر بر ضریب R در این تحقیق تأثیر عوامل مختلفی از جمله نوع خرابی ویژه به کار برده شده، ارتفاع سازه و درجه نامعینی به صورت افزایش تعداد دهانه‌ها و پارامترهای مربوط به آن مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۳-۲. کلیات روش تحقیق

در این تحقیق چند نمونه قاب خمشی فولادی خرابی ویژه با قطریهای ضربدری و ویرندیل با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف تحت بارگذاری جانبی استاتیکی مورد تحلیل و طراحی قرار گرفته است. لازم به ذکر است که طراحی‌ها براساس آئین‌نامه AISC-ASD89 [۲۲] بوده و کلیه ضوابط مربوط به طراحی قاب خمشی فولادی با شکل پذیری مورد توجه قرار گرفته است. پس از طراحی، نمونه‌ها مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی پیش‌رونده (pushover) تحت الگوهای بارگذاری مثلثی قرار می‌گیرد. این کار توسط نرم‌افزار SAP2000 [۲۳] نسخه ۱۴ صورت گرفته است.

مطابق تعریف ضریب رفتار، سازه باید در حالت نهایی خود بررسی گردد. حالت نهایی سازه‌ها مطابق مراجعی که در زمینه بررسی رفتار غیرخطی سازه‌ها وجود دارد تا حدود زیادی به قضاوت محقق بستگی دارد اما می‌توان به طور عمده به حالات زیر اشاره کرد:

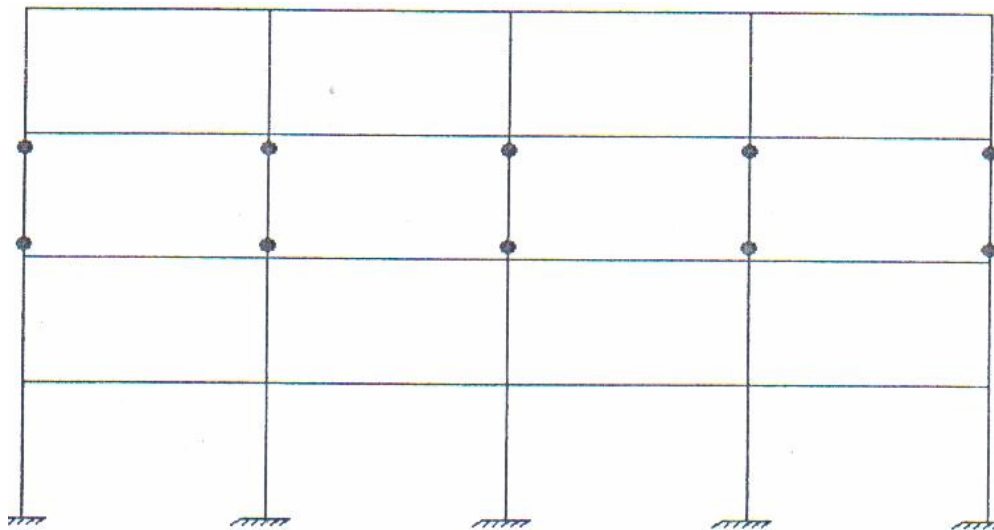
۱- حالتی که سازه در مد ناپایداری کلی (Global Mechanism) قرار می‌گیرد. این مکانیسم در حالتی است که در آن، ابتدا و انتهای کلیه تیرها و پای ستون‌های طبقه اول دچار مفصل پلاستیک شده‌اند که در شکل (۳-۱) نشان داده شده است.



ناپایداری کلی

شکل (۱-۳) مکانیسم سازه در مد ناپایداری کلی

۲- حالتی که علی‌رغم وجود احتمالی توزیع متنوعی از مفاصل پلاستیک در سازه، یک طبقه از سازه در وضعیت طبقه نرم (Soft Story Mechanism) از بین رود، نمونه‌ای از این وضعیت در شکل (۲-۳) آورده شده است.



ناپایداری طبقه‌ای

شکل (۲-۳) مکانیسم سازه در مد طبقه نرم

۳- حالتی که بخش‌هایی از سازه دارای چنان اهمیتی باشند که اگر هرگونه‌ای از گسیختگی و پلاستیک شدن و یا کمانش در آن اتفاق بیافتد، محقق براساس قضاوت خود آن را حالت نهایی اعلام کند مرجع شماره [۲۴] توضیح مبسوطی در مورد مکانیسم‌های فوق ارائه کرده است.

۴- حالتی که به خاطر اهمیت تغییر مکان‌های نسبی طبقات در ایجاد خسارت‌های غیرسازه‌ای مطابق یک آئین‌نامه خاص و یا مطابق قضاوت محقق بتوان معیار تغییر مکان نسبی را برای حالت نهایی سازه منظور نمود، که این مقدار در آئین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۱] به صورت زیر در نظر گرفته شده است.

$$4-1- \text{ برای قاب با پی‌رود اصلی کمتر از } 0.7 \text{ ثانیه } \overline{\Delta m} < 0.025H$$

$$4-2- \text{ برای قاب با پی‌رود اصلی بیشتر از } 0.7 \text{ ثانیه } \overline{\Delta m} < 0.02H$$

در رابطه بالا (H) ارتفاع طبقات و $(\overline{\Delta m})$ ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل غیرخطی می‌باشد. در ضمن حالت نهایی تغییر مکان نسبی را می‌توان هم برای طبقه (ارتفاع طبقه) و هم برای کل ارتفاع سازه در نظر گرفت.

در یک مطالعه تحقیقاتی توسط ام‌ویفی و النشایی با در نظر گرفتن تعدادی از معیارهای گسیختگی شامل (معیار کنترل تغییر مکان نسبی بین طبقات، معیار مکانیسم نهایی سازه، معیار مکانیسم مفصل شدن ستون‌ها و ...) بر روی سیستم‌های سازه‌ای مختلف دریافتند که کنترل تغییر مکان نسبی طبقات، به عنوان معیار مکانیسم، بهتر از سایر معیارهای عنوان شده برای در نظر گرفتن پاسخ لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده براساس آئین‌نامه‌های لرزه‌ای می‌باشد [۲۴].

با توجه به نتایج فوق برای ارزیابی پارامتر R در این تحقیق از معیار کنترل تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان معیار گسیختگی یا به عنوان معیار تغییر مکان هدف (حالت ۴) با مسأله برخورد خواهد شد. قابل ذکر است که در مورد حالت نهایی تغییر مکان نسبی کل سازه، (تغییر مکان نسبی بام) با توجه به اینکه قبل از رسیدن به مقدار مورد نظر از نظر تغییر مکان کلی سازه، سازه در یک یا چند طبقه به حالت نرم می‌رسد، لذا رسیدن به آن حالت بحرانی عملاً غیرممکن است و نمی‌توان آن را حالت نهایی اعلام کرد.

۳-۳. معرفی نمونه‌ها

۳-۳-۱. سیستم سازه‌ای

بررسی تحلیلی ضریب رفتار برای انواع سیستم‌های مختلف سازه‌ای و مصالح با توجه به قابلیت‌های نرم‌افزارهای موجود قابل انجام است. به عبارتی می‌توان انواع سازه‌های فولادی یا بتنی یا مختلط را که دارای انواع سیستم‌های دیوار برشی، قاب خمشی، قاب مهاربند، ترکیبی و ... را به صورت اجزاء محدود و یا سایر ابزارهای تحلیل سازه مدل کرد و تحت بارگذاری‌های مورد نظر بصورت استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی کرد.

با توجه به اینکه بررسی هر کدام از حالات فوق مستلزم مطالعات اولیه، طراحی و آنالیزهای کاملاً مجزا است، هر کدام می‌تواند خود موضوع یک بررسی علمی باشد. در این پایان‌نامه با توجه به اینکه سازه‌های فولادی قاب خمشی خرابایی سیستمی است که برای استفاده در مناطقی که بسیار زلزله خیز هستند توسعه یافته است، مورد توجه واقع شده است.

۳-۳-۲. فرضیات ساخت نمونه‌ها

مهم‌ترین فرضیات و مبانی بکار گرفته شده در بارگذاری و تحلیل و طراحی نمونه‌های مذکور به شرح ذیل می‌باشد:

- جهت بارگذاری ثقلی نمونه‌ها از بارهای زیر استفاده شده است:

بار مرده کف‌ها: ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع

بار زنده کف‌ها: ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع

بار زنده پله‌ها: ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع

- جهت تعیین ضریب زلزله در نمونه‌ها و بارگذاری‌های جانبی مختلف از پارامترهای موجود در

آیین‌نامه ۲۸۰۰ که در زیر آمده استفاده شده است:

$$A = 0.3$$

منطقه با خطر نسبی زلزله زیاد

$$I = 1$$

ساختمان با اهمیت متوسط

$$T = 0.7$$

زمین نوع III

طیف طراحی: طیف استاندارد آئین نامه ۲۸۰۰ برای زمین نوع III

سیستم سازه‌ای: قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه

$$R = 6$$

ضریب رفتار

$$T = 0.08(H)^{\frac{3}{4}}$$

دوره تناوب سازه

H: ارتفاع کل سازه از تراز پی

- جهت دستیابی به مقدار R قابل اعتماد، روند تکرار صورت می پذیرد. این روند تا رسیدن به

همگرایی ادامه خواهد یافت. میزان خطای قابل قبول نیز ۳ درصد می باشد.

سایر فرضیات:

- کلیه نمونه‌ها در حالت صفحه‌ای بررسی شده‌اند.

- از تغییر شکل محوری اعضا صرف نظر شده است.

۳-۳-۳. هندسه و بارگذاری نمونه‌ها

گستره‌ای از قاب‌های خمشی ضریب رفتار و بررسی خرپای فولادی با تعداد دهانه‌های ۲ و ۳ و تعداد

طبقات (۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸) به منظور تعیین پیکربندی قابهای خمشی فولادی خرپایی ویژه بررسی

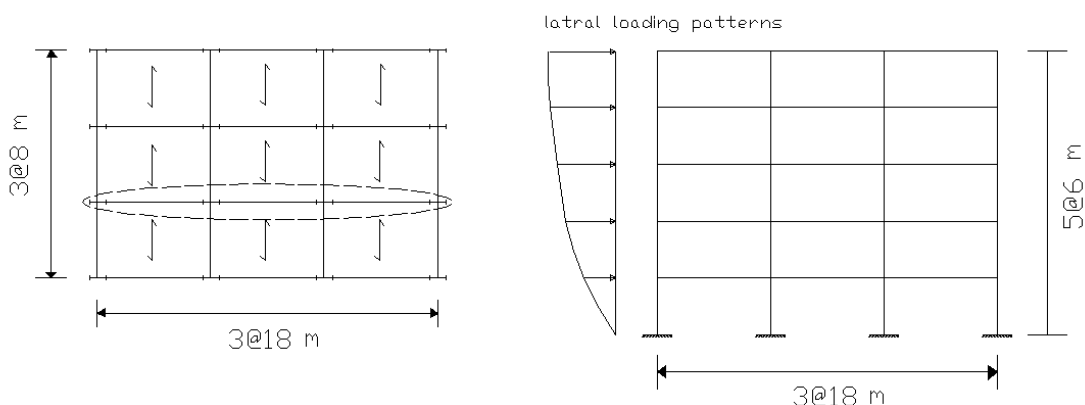
شده است. در تمامی قاب‌های مورد بررسی طول دهانه‌ها ۱۸ متر و ارتفاع طبقات ۶ متر در نظر گرفته

شده است. همچنین برای قابهای سه دهانه با خرپای ویریندل نسبت طول دهانه به ارتفاع قطعه ویژه

(a/b) ۱,۰، ۱,۵، ۲,۰، ۲,۵ برای بررسی اثر این نسبت بر ضریب رفتار در نظر گرفته شده است.

قاب‌های در نظر گرفته شده، قاب میانی یک ساختمان می‌باشد (شکل ۳-۳) که دهانه‌های جانبی آن در دو طرف ۸ متر در نظر گرفته شده است. سیستم سقف بصورت یکطرفه بوده بطوری که بارهای قائم بر روی قاب مورد نظر اعمال می‌گردد. بدین ترتیب سطح بارگیر قاب و مقدار وزن ساختمان که در محاسبات زلزله برای قاب در نظر گرفته می‌شود محاسبه گردیده است.

نام‌گذاری نمونه‌ها به صورت کلی STM a-b-X و STM a-b Vierendeel می‌باشد که عدد a بیانگر تعداد دهانه‌ها و عدد b بیانگر تعداد طبقات و منظور از X و Vierendeel به ترتیب نوع قاب خمشی فولادی خریایی ویژه با قطریهای ویرندیل و ضربدری در دهانه میانی (ناحیه ویژه) می‌باشند، به عنوان مثال نام STM 3- 8 X مربوط به نمونه قاب خمشی فولادی خریایی ویژه با قطریهای ضربدری دارای ۳ دهانه و ۸ طبقه می‌باشد.



شکل (۳-۳) نمای کلی از پلان سازه و قابهای انتخابی تحت بارگذاری جانبی مثلثی

۴-۳. مبانی طراحی

با توجه به اینکه نحوه طراحی سازه در مقدار ضریب رفتار قاب بطور قابل ملاحظه تأثیر دارد، در طراحی قاب‌ها سعی شده تا با چندین بار تکرار عملیات تحلیل و طراحی مجدد مقاطع تحلیل و

طراحی یکسان شوند. همچنین نسبت تنش (تنش موجود به تنش مجاز) در مقاطع نهایی طرح عمدتاً در فاصله ۰/۸۵ تا ۱ قرار می‌گیرند.

۳-۴-۱. بارهای جانبی

در بسیاری از آئین‌نامه‌ها از جمله UBC-97؛ NEHRP-94؛ گزارش ATC-3-06؛ ANSI-ASCE 7-95، 1996؛ آئین‌نامه (۲۸۰۰) توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه به صورت رابطه زیر می‌باشد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^N W_j h_j^k} V \quad (1-3)$$

- به طوری که W_i و h_i به ترتیب عبارتند از وزن و ارتفاع طبقه i ام در بالای تراز پایه

- N : تعداد طبقات

- k : توانی که تفاوت آئین‌نامه‌های لرزه ای را در توزیع بارگذاری نشان می‌دهد.

در بسیاری از آئین‌نامه‌ها از جمله (ANSI-ASCE 7-95 و NEHRP-94) با تغییر پریود سازه از ۰/۵ تا

۲/۵ ثانیه ضریب k بین ۱ تا ۲ تغییر می‌یابد. همچنین در بسیاری از آئین‌نامه‌ها از جمله (UBC-97 و

۲۸۰۰) نیروی جانبی طبقه i ام که از رابطه (۱-۳) محاسبه می‌شود. توسط نیروی $F_i = 0.07TV$ برای

دوره تناوب اصلی سازه (T) بزرگتر از ۰/۷ ثانیه افزایش می‌یابد. به طوری که در بسیاری از حالات،

برش پایه V در رابطه (۱-۳) به وسیله $(V - F_i)$ جایگزین می‌شود.

در این تحقیق الگوی بارگذاری جانبی مورد استفاده با تغییر مقدار k از رابطه (۱-۳) به صورت زیر

بدست خواهد آمد.

۱- الگوی بارگذاری مثلثی ($k=1$)

۳-۵. تحلیل غیرخطی مدل‌ها

جهت تحلیل غیرخطی سازه از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، یا همان روش بار افزون انطباقی (Push over) تحت الگو بارگذاری جانبی مثلثی در این تحقیق استفاده گردیده تا با بررسی سازه‌های طراحی شده طبق این الگو و انجام تحلیل‌های غیرخطی تحت آن، بتوان در مورد تأثیر این پارامتر بر روی R و ضرایب مؤثر مربوط به آن (ضریب کاهش شکل پذیری و اضافه مقاومت) در این تحقیق نتیجه گرفت.

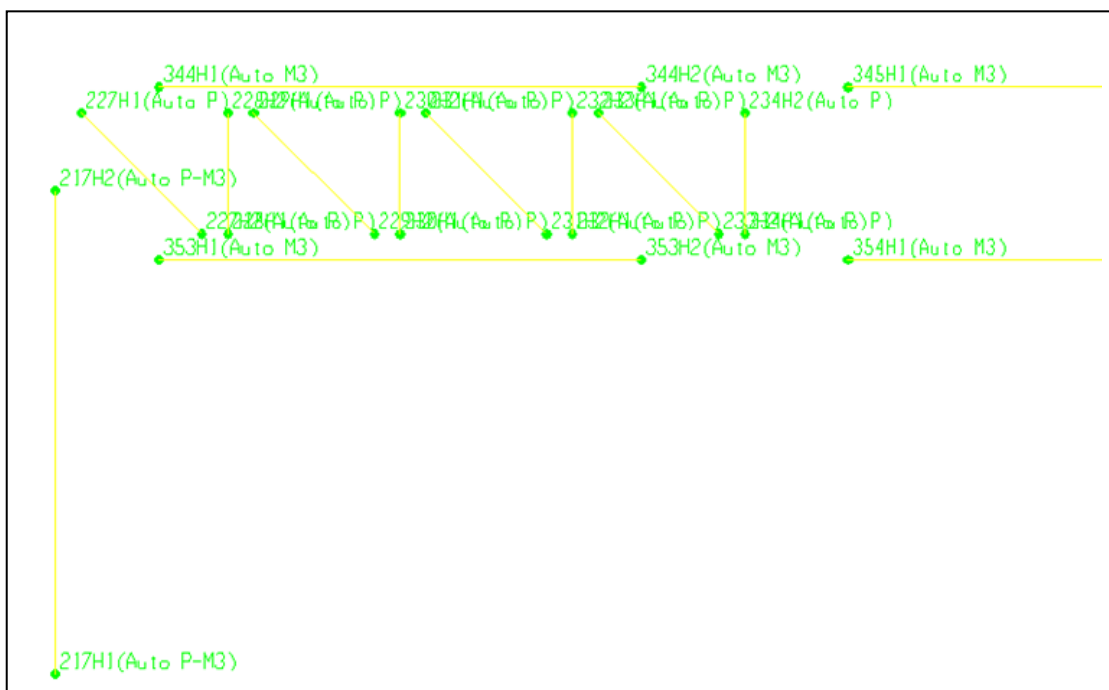
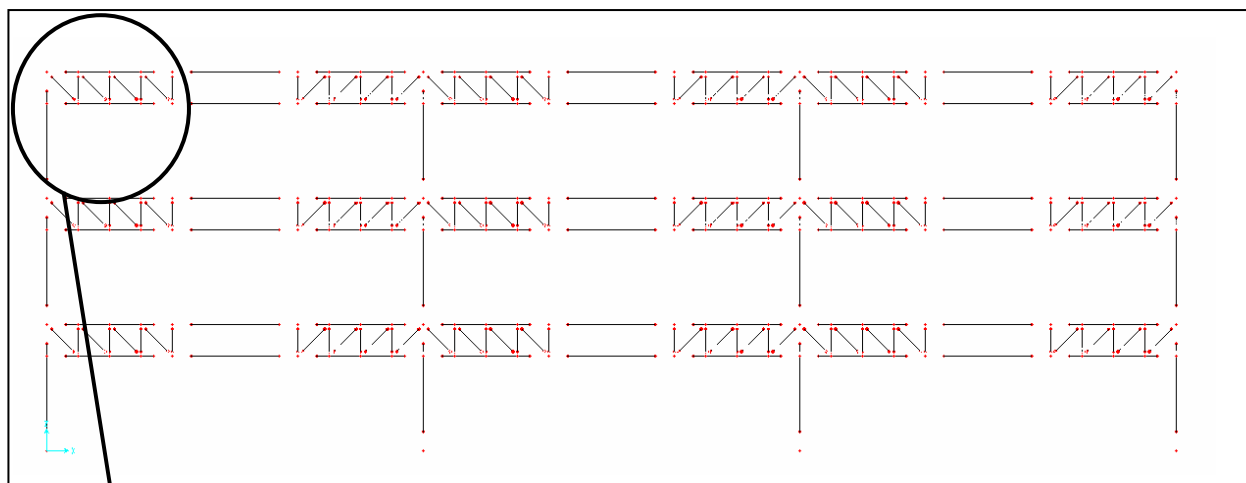
در مدل‌های موردنظر، نقطه کنترل، حداکثر پاسخ غیرخطی سازه بوده که طبق توصیه آئین‌نامه ۲۸۰۰ یعنی کنترل تغییر مکان نسبی طبقه، حالت چهارم تحقیق در نظر گرفته شده است. در ضمن در حین افزایش بار جهت مدل‌سازی واقعی رفتار غیرخطی سازه، سختی اعضایی که به تسلیم رسیده‌اند در گام‌های بعدی افزایش بار دخالت داده شده‌اند. همچنین آنالیز اولیه تحت یک بارگذاری ثقلی ثابت به صورت بار مرده به طور کامل به اضافه ۲۰ درصد بار زنده برای هر نمونه قاب در نظر گرفته شده است [۲۵].

در تحلیل غیرخطی قاب‌های موردنظر آن گونه که در تحلیل غیرخطی سازه‌ها انجام می‌شود با تخصیص یا پیش‌بینی مفاصل پلاستیک مطابق آنچه در جداول آئین‌نامه‌های FEMA-356 [۱۸] و ATC 40 بدان اشاره شده، در محل‌های مناسب اعضای سازه یا به عبارتی نقاط حداکثر تنش، عمل تحلیل غیرخطی انجام می‌شود. پیش‌بینی مفاصل با توجه به رفتار مکانیکی مورد انتظار اعضا در قاب به شرح ذیل به آنها اختصاص یافته است.

جهت ستون‌های قاب خمشی مفصل پلاستیک ($P-M_3$) مطابق استاندارد FEMA-356 در ابتدای و انتهای اعضا داده شده است.

جهت تیرهای خرپای ویژه قاب خمشی مفصل پلاستیک خمشی (M_3) مطابق استاندارد FEMA-356 در ابتدا و انتهای اعضا داده شده است.

شکل (۳-۴) نمای اختصاص یافته مفاصل پلاستیک برای اعضای خرپا نمونه‌ای از قاب سه طبقه سه دهانه را نشان می‌دهد.

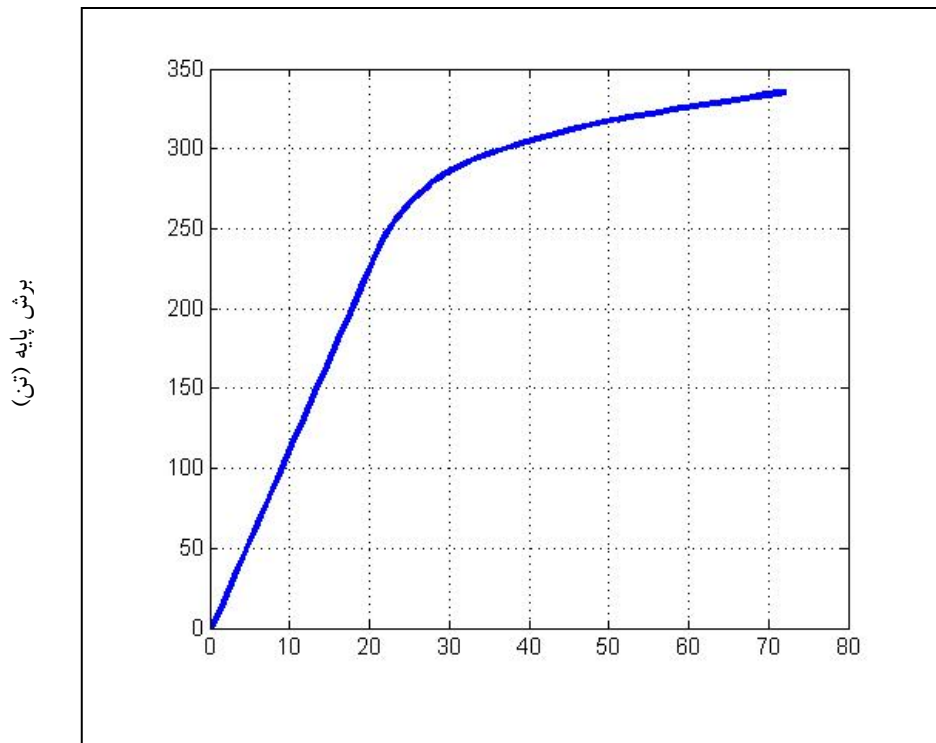


شکل (۳-۴) نمای اختصاص یافته مفاصل پلاستیک برای نمونه‌ای از قاب خمشی خرپایی ویژه ویریندل سه طبقه با سه دهانه

در بعضی مدل‌ها تجمع مفاصل پلاستیک ایجاد شده در یک محدوده از کل سازه رفتار بدی از سازه و در نتیجه ضریب رفتار نامناسب را سبب می‌شود که در این موقع با تقویت ستون آن ناحیه محل تشکیل مفاصل را به سمت کل سازه سوق می‌دهیم تا مفاصل ایجاد شده در کل سازه پخش شود. لازم به ذکر است که نرم‌افزار SAP2000 برپایه آئین‌نامه‌های FEMA-356 و ATC 40 مشخصات فیزیکی اعضای سازه را به طور خودکار براساس خصوصیات مفاصل پیش‌بینی شده تولید می‌نماید و به آنها اختصاص می‌دهد. پس از تحلیل غیرخطی سازه و ترسیم و مطالعه منحنی تحلیل بارافزون مربوطه، (منحنی تغییر مکان نقطه‌ای در تراز بام در برابر برش پایه وارده بر سازه) نوبت به تعیین ضریب رفتار و پارامترهای مربوط به آن خواهد رسید. شکل (۳-۵) نمودار منحنی ظرفیت برش پایه- تغییر مکان نمونه ای از سازه سه طبقه با سه دهانه تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی را نشان می‌دهد.

۳-۶. تعیین ضریب رفتار

برای تعیین ضریب رفتار سازه در حد تنش مجاز احتیاج به پارامترهای اضافه مقاومت R_s ، ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری R_{μ} و ضریب تنش مجاز γ می باشد.



جابجایی بام (میلیمتر)

شکل (۳-۵) نمودار منحنی ظرفیت سازه سه طبقه با سه دهانه تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی

اضافه مقاومت، نسبت برش پایه حداکثر سازه در تحلیل غیرخطی استاتیکی به برش پایه حد اولین جاری شدن المان سازه می باشد. ضریب تنش مجاز نسبت برش پایه حد اولین جاری شدن المان سازه به حد برش پایه طراحی سازه می باشد. برای تعیین مقدار ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری R_{μ} نیاز به تعیین شکل پذیری کلی سازه موردنظر می باشد که نسبت تغییرشکل حداکثر سازه در تحلیل غیرخطی به تغییرشکل سازه در حد جاری شدن اولین المان سازه می باشد.

در تحلیل غیرخطی استاتیکی بدلیل اینکه نیروهای جانبی اعمالی به سازه که از روابط آئین‌نامه‌ای بدست می‌آیند از تغییرشکل مود اول سازه که اکثراً مود حاکم می‌باشد بدست می‌آید، می‌توان فرض کرد که سازه چند درجه آزاد مثل یک سازه یک درجه آزاد (که با پریود اصلی آن نوسان می‌کند) رفتار خواهد کرد. بدین منظور می‌توان مقدار ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری را از روابط بدست آمده برای سازه یک‌درجه آزاد (با توجه به شکل‌پذیری سازه و پریود اصلی آن) بدست آورد.

روابط متعددی برای تعیین ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری با توجه به شکل‌پذیری و پریود سازه یک‌درجه آزاد ارائه شده است که در فصل دوم به تفصیل درباره آنها توضیح داده شد. در اینجا از رابطه‌ای ساده که به این منظور توسط ناسار و کراوینکلر و براساس مطالعات آماری بر روی ۳۹۰۰۰ رکورد زمین‌لرزه پیشنهاد شده است استفاده می‌شود.

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

که

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (4-3)$$

α مقدار سخت‌شوندگی کرنشی است و مقدار a و b برای $\alpha=3\%$ مساوی $a=0.975$ و $b=0.36$ می‌باشد. نمودار رابطه فوق در شکل (۳-۶) نشان داده شده است.

با تعیین ضرائب R_{s0} ، R_{s1} و R_{μ} به شرح فوق می‌توان ضریب رفتار سازه را از فرمول بدست آورد. تغییر یافته رابطه فوق براساس پارامترهای جدید به صورت رابطه زیر خواهد بود:

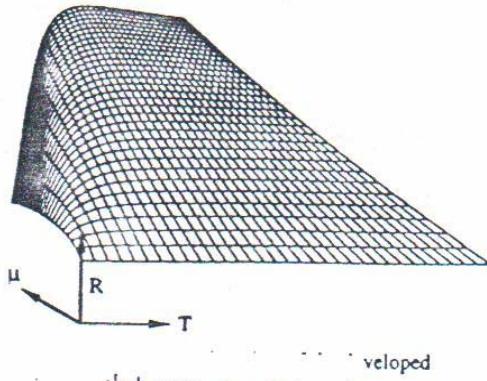
$$R_w = \gamma \cdot R_{\mu} \cdot R_{s1} \quad (5-3)$$

۳-۷. روش بررسی قابها

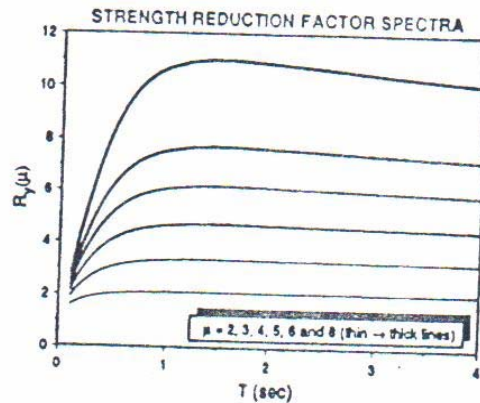
قابهای مورد بررسی ابتدا با توجه به بارهای وارده طراحی شده‌اند و تحت اثر بارهای جانبی آئین‌نامه‌ای، یک تحلیل غیرخطی استاتیکی شده‌اند. با توجه به نتایج تحلیل غیرخطی مشخصات سازه از قبیل شکل‌پذیری کلی، ضرائب اضافه مقاومت آنها تعیین شده‌اند.

مطالعات نشان می‌دهند که می‌توان با توجه به برخی از نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی مانند

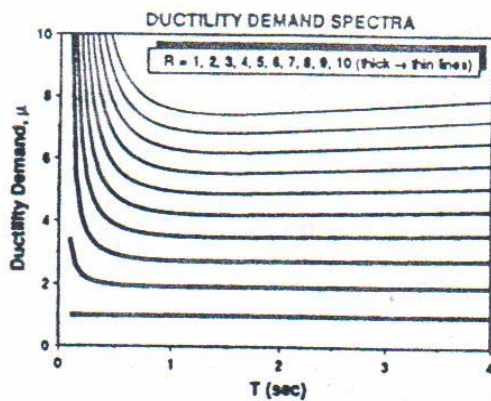
شکل‌پذیری کلی سازه و اضافه مقاومت قابها، رفتار آنها را تحت زلزله پیش‌بینی کرد [۲۷].



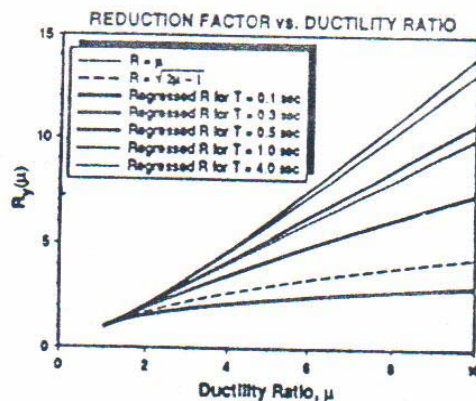
(ب) نمای سه‌بعدی رابطه



(الف) رابطه R با T



(د) رابطه μ با T



(ج) رابطه R با μ

شکل (۳-۶): $R-T-\mu$ ارایه شده توسط کراوینکلر [۱۴]

فصل چہارم:

محاسبہ و استخراج نتایج

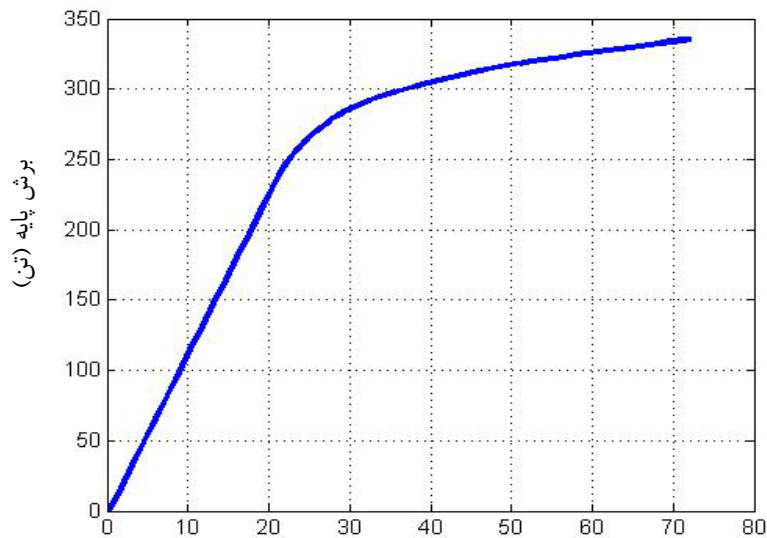
۴-۱. مقدمه

براساس آنچه در فصل سوم ارائه شد در این فصل به بررسی نمونه‌های متعدد در دو حالت قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری و قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) تحت الگوهای بارگذاری جانبی مثلثی پرداخته شده است.

ضمناً برای تعیین ضریب رفتار R و پارامترهای موثر مربوط به آن (شکل‌پذیری و اضافه مقاومت، نمونه‌هایی ویژه ضریب رفتار (R) و پارامترهای مربوط به آن تعیین شده است. نهایتاً نتایج نمونه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری و قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل در جداول و اشکال مربوطه نشان داده شده است.

۴-۲. مثال نمونه

به عنوان نمونه، سازه سه طبقه با سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل تحت الگوی بارگذاری مثلثی ($k=1$) مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و پس از تحلیل قاب مدل مرجع و مشاهده ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک نمودار بار افزون به صورت شکل (۴-۱) بدست آمده است. در اولین گام با فرض ضریب رفتار پیشنهادی سازه‌ها برابر عدد ۶، نیروی طراحی سازه بدست آمده است و بر همین اساس تحلیل و طراحی انجام شده است.



جابہ جایی بام (سانتی متر)

شکل (۱-۴): نمودار منحنی بار-تغییر مکان سازه STM3-3-- V تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی و $R=6$

نقاط کلیدی سازه با توجه با ارقام بدست آمده از جداول و نمودارهای بارافزون به شرح جدول (۱-۴) می باشد.

جدول (۱-۴): نقاط کلیدی سازه سه طبقه با سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه و برنندیل و $R=6$

تحلیل خطی $R=6$		اولین مفصل پلاستیک		نقطه تسلیم کلی سازه	
V_d (ton)	Δ_d (cm)	V_s (ton)	Δ_s (cm)	V_y (ton)	Δ_y (cm)
72.2	9.64	110	16.1	133.49	22.01

در جدول فوق به جز نقطه تسلیم کلی سازه، دیگر نقاط کلیدی از روی تغییر شکل سازه تحت آنالیز بارافزون استخراج شده است. نقطه تسلیم کلی سازه ها از نمودار دو خطی ایده آل سازی شده (منحنی بار- تغییر مکان) به طور کلی سطح زیر نمودار منحنی بار- تغییر مکان و منحنی ایده آل سازی شده دو خطی برابر باشد (ظرفیت جذب انرژی یکسان)، بدست خواهد آمد [۱۳].

پارامترهای جدول (۱-۴) عبارتند از:

V_d : برش پایه طراحی سازه براساس R پیشنهادی آیین نامه (در شروع)

Δ_d : تغییر مکان سازه در حالت خطی

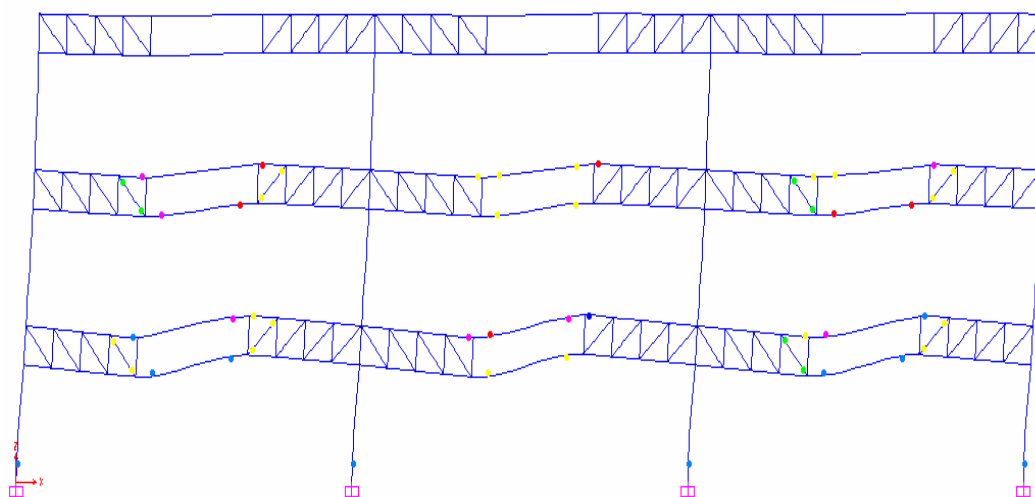
V_s : برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه

Δ_s : تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه

V_y : برش پایه متناظر با تشکیل تسلیم کلی در سازه

Δ_y : تغییر مکان متناظر با تشکیل تسلیم کلی در سازه

به منظور درک بهتر رفتار غیرخطی سازه شکل تغییر مکان سازه تحت بار فزاینده (تحلیل بار افزون) در شکل (۲-۴) نشان داده شده است. در این شکل تغییر مکان نهایی که در آن تغییر مکان و نیروی برش پایه نظیر، باعث ایجاد مکانیزم خرابی در سازه شده، نشان داده شده است.



شکل (۲-۴): تغییر شکل و مفصل تشکیل شده در نمونه STM3-3-- Vierendeel تحت الگوی بارگذاری مثلثی و $R=6$

برای مطالعه بر روی ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی خرابایی ویژه که تحت الگوهای بارگذاری جانبی مثلثی قرار گرفته‌اند به دنبال مولفه‌های موثر بر آن یعنی فاکتورهای شکل‌پذیری، اضافه مقاومت

موجود در سازه طراحی شده (R_s) می‌باشیم. جهت محاسبه موارد یاد شده به اعداد Δ_y ، Δ_s ، V_y و V_s از جدول (۱-۴) نیازمند خواهیم بود. جهت محاسبه ضریب شکل‌پذیری در این تحقیق از روابط ناسار و کراوینکلر استفاده شده است. همانطور که مشخص است؛ به همانند استفاده از رابطه یانگ [۸] در تعیین شکل‌پذیری، به علت همخوانی پارامترها با آئین‌نامه ۲۸۰۰ و در راستای اعمال پارامترهای بیشتر و دقت نسبی حاکم، این روابط انتخاب شده‌اند. با در نظر گرفتن ۳٪ ضریب سخت‌شوندگی کرنشی برای فولاد مصرفی پس از محاسبه زمان تناوب اصلی سازه جهت ضریب شکل‌پذیری داریم:

$$R_\mu = [C(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{C}} \quad (۱-۴) \text{ تکراری}$$

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (۲-۴) \text{ تکراری}$$

ضرایب a و b وابسته به ضریب سخت‌شوندگی کرنشی ($\alpha=3\%$) بوده که به ترتیب برابر 0.975 و 0.36 می‌باشند.

$$H = 18 \Rightarrow T = 0.08H^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.7 \text{ sec} \Rightarrow C(T, \alpha) = 0.928$$

برای مثال مورد بررسی پارامترهای ضریب رفتار به شرح جدول (۲-۴) به دست می‌آید:

جدول (۲-۴): ضریب رفتار و پارامترهای مربوط به سازه STM 3-3- V تحت الگوی بارگذاری مثلثی

تعداد طبقه	الگوی بارگذاری	μ	R_μ	R_s	R_{s1}	$R_{s2}=\gamma$	R_w
3	مثلثی ($K=1$)	1.48	1.46	1.2	1.386	1.44	2.92

آنگونه که مشاهده می‌شود با فرض اولیه ضریب رفتار سازه برابر عدد ۶، ضریب رفتار محاسبه شده برابر $2/92$ به دست می‌آید. لذا ضریب رفتار انتخاب شده با ضریب رفتار واقعی سازه و یا در کلام دیگر با رفتار غیرخطی واقعی سازه اختلاف دارد. البته نحوه طراحی سازه و مقاطع انتخاب شده که خود را در ضرایب تنش مجاز و اضافه مقاومت نشان می‌دهند در نحوه توزیع مفاصل پلاستیک در تحلیل بارافزون و متعاقباً در شکل‌پذیری و رفتار غیرخطی سازه تأثیر به‌سزایی داشته و لذا در

سازه‌های مختلف و حتی در سعی‌های مختلف بر روی یک سازه مشخص گاهاً نتایج پراکنده‌ای را که از نظم خاصی تبعیت نمی‌کنند، نشان می‌دهند.

در نهایت برای سازه مزبور با تغییر و انتخاب ضریب رفتار از ۶ به ۲/۹۲ تحلیل و طراحی مجدد مطابق آنچه در پیش گفته شد سازه مجدداً تحلیل بارافزون می‌گردد. عملیات ذکر شده تا همگرایی جواب‌ها که در این جا ضریب رفتار غیرخطی سازه می‌باشد ادامه پیدا می‌کند. برای قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل سه طبقه با سه دهانه طراحی شده با مقاطع ایرانی تحت الگوی بارگذاری مثلثی ($K=1$) پس از پنج بار تحلیل و طراحی خطی و تحلیل غیرخطی و کنترل نتایج، همگرایی اتفاق می‌افتد. نتیجه نهایی تعیین ضریب رفتار برای نمونه معرفی شده در جدول (۳-۴) نشان داده شده است. به همین ترتیب نتایج ضریب شکل پذیری برای قابهای خمشی خرپای ویژه ۴ الی ۸ طبقه با دو سیستم ناحیه میانی ویژه ویرندیل و با قطرهای ضربدری در جداول (۳-۴) و (۴-۴) نشان داده شده است.

۳-۴. برآورد ضریب رفتار سازه با معیار کنترل تغییر مکان نسبی طبقه

با توجه به دو نوع قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل و قطریهای ضربدری بکار گرفته شده در طراحی، در این قسمت ابتدا به نتایج آنالیز مربوط به سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل پرداخته، سپس در ادامه به شرح نتایج آنالیز مربوط به سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریهای ضربدری پرداخته می‌شود.

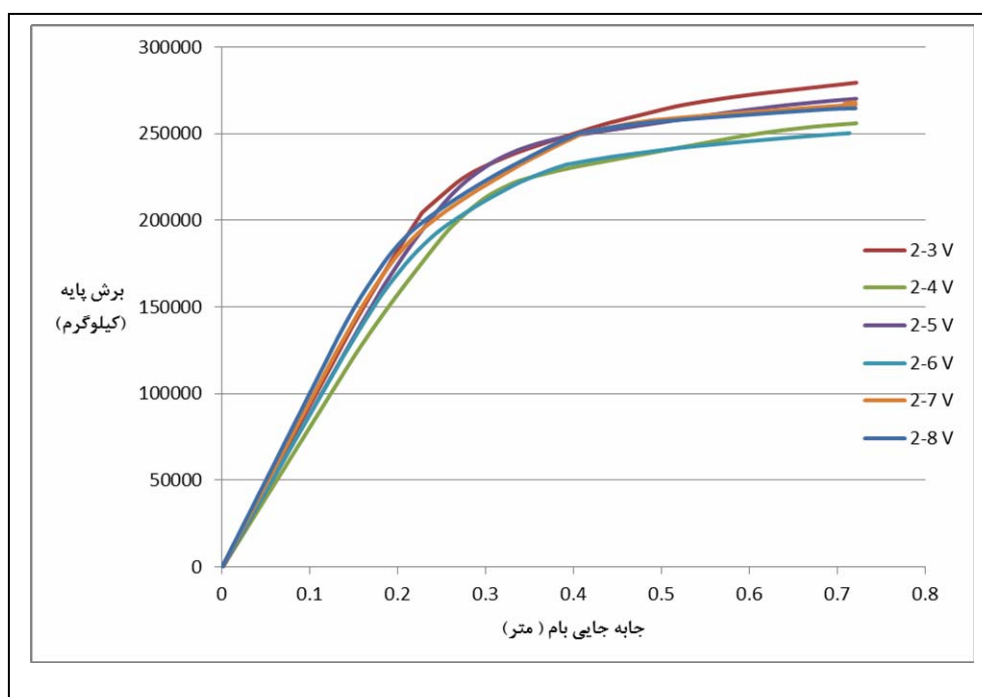
۳-۴-۱. خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی در حالت استفاده از قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه ویرندیل

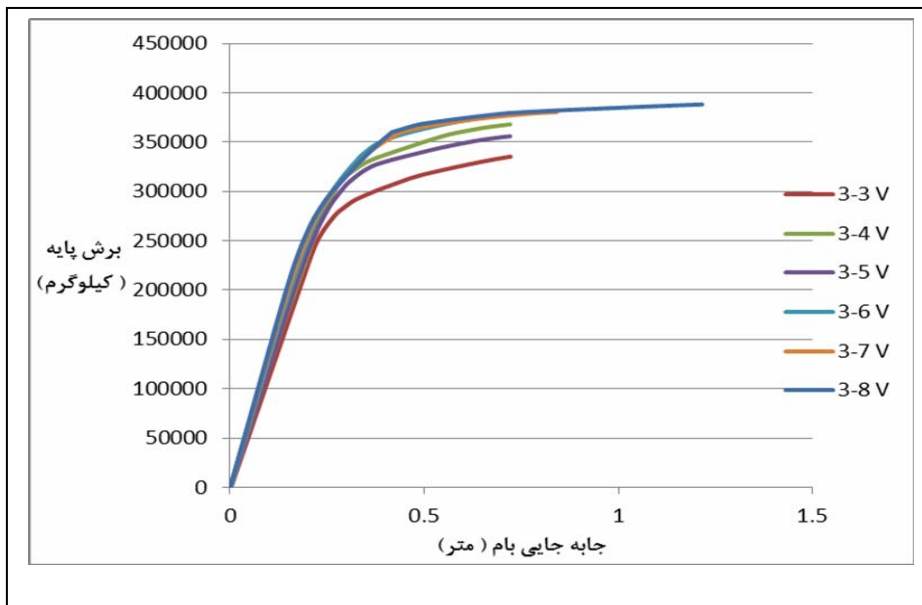
به استناد مطالب و نتایج ارائه شده در بخش‌های قبل و فصل سوم، نتایج حاصل از آنالیز استاتیکی غیرخطی نمونه‌ها به شرح ذیل ارائه می‌گردد:

۴-۳-۱. منحنی ظرفیت

شکل (۴-۳) منحنی‌های ظرفیت حاصل شده از انجام تحلیلهای غیرخطی استاتیکی بر روی مدل‌های دو دهانه و شکل (۴-۴) منحنی‌های ظرفیت مدل‌های سه دهانه را برای حالت بارگذاری مثلثی نشان می‌دهد.



شکل (۴-۳): منحنی برش پایه-تغییر مکان برای STM 2- n Vierendeel تحت الگو بارگذاری جانبی مثلثی



شکل (۴-۴): منحنی برش پایه-تغییر مکان برای STM 3- n Vierendeel تحت الگو بارگذاری جانبی مثلثی

در جداول (۳-۴) و (۴-۴) مقادیر شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری و ضرایب رفتار محاسبه شده برای قاب های خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل با ۲ و ۳ دهانه نشان داده شده است.

جدول (۳-۴): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل تحت بارگذاری جانبی مثلثی

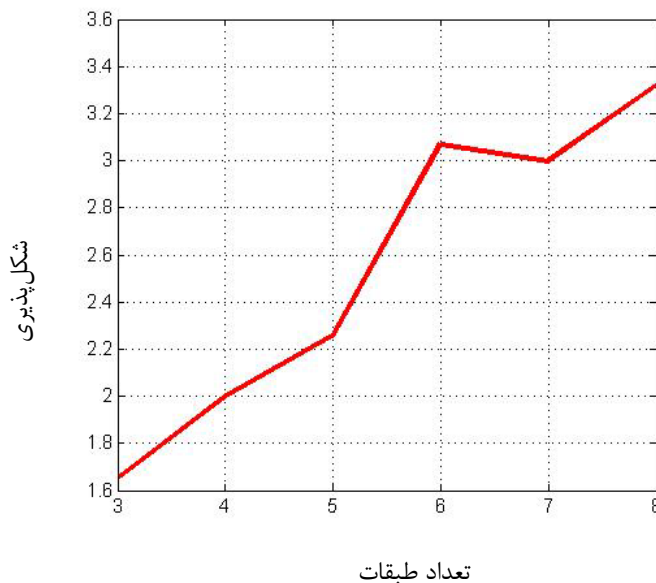
تعداد طبقات	R_s	R_{s1}	μ	R_μ	R_w
3	1.61	1.86	1.65	1.46	3.94
4	1.66	1.86	2	1.92	5.33
5	1.66	1.92	2.26	2.14	5.93
6	1.66	1.92	3.07	2.8	7.77
7	1.66	1.92	3	2.74	7.6
8	1.66	1.92	3.32	2.99	8.3

جدول (۴-۴): نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی
خرپایی ویژه ویرندیل تحت بارگذاری جانبی مثلثی

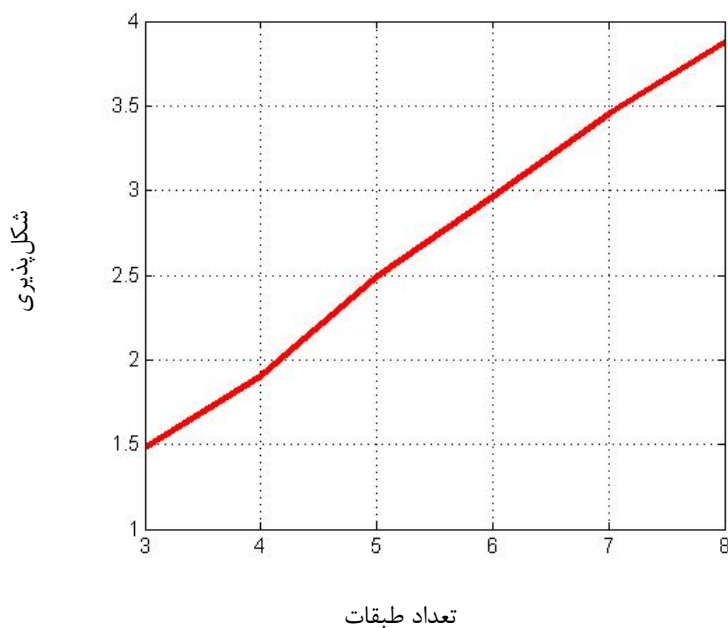
تعداد طبقات	R_s	R_{s1}	μ	R_μ	R_w
3	1.19	1.37	1.48	1.46	2.89
4	1.48	1.71	1.9	1.85	4.57
5	1.64	1.89	2.49	2.33	6.35
6	1.91	2.2	2.96	2.71	8.62
7	2.03	2.34	3.45	3.1	10.48
8	2.2	2.54	3.87	3.42	12.53

۴-۳-۱-۲. تحلیل نتایج

در شکل (۴-۵) و (۴-۶) نمودار شکل‌پذیری قابهای دو دهانه و سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات از ۳ طبقه تا ۵ طبقه شکل‌پذیری قاب خمشی دو دهانه با یک شیب ثابت افزایش یافته اما در طبقه ششم افزایش قابل ملاحظه‌ای دارد و در سازه ۷ طبقه و ۸ طبقه نیز با همان شیب اولیه افزایش می‌یابد. شکل‌پذیری قاب خمشی سه دهانه با افزایش تعداد طبقات از ۳ طبقه تا ۸ طبقه با یک شیب ثابت افزایش می‌یابد. به طور کلی شکل‌پذیری سازه با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد.

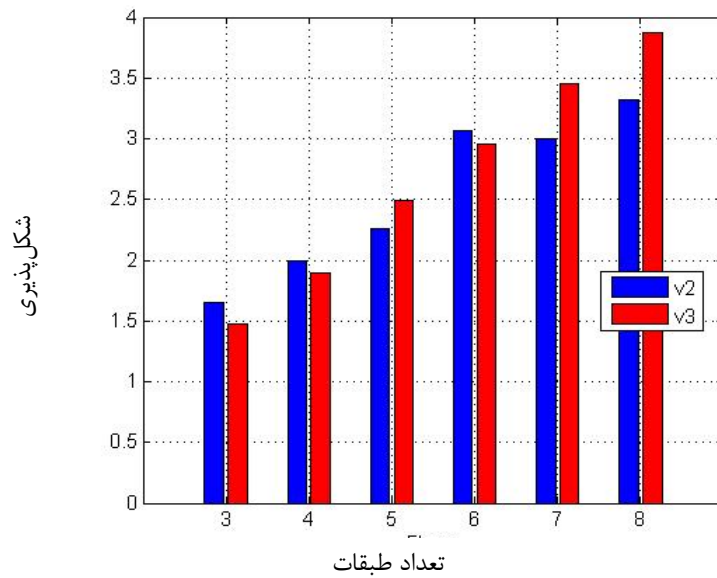


شکل (۴-۵): نمودار شکل‌پذیری سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل



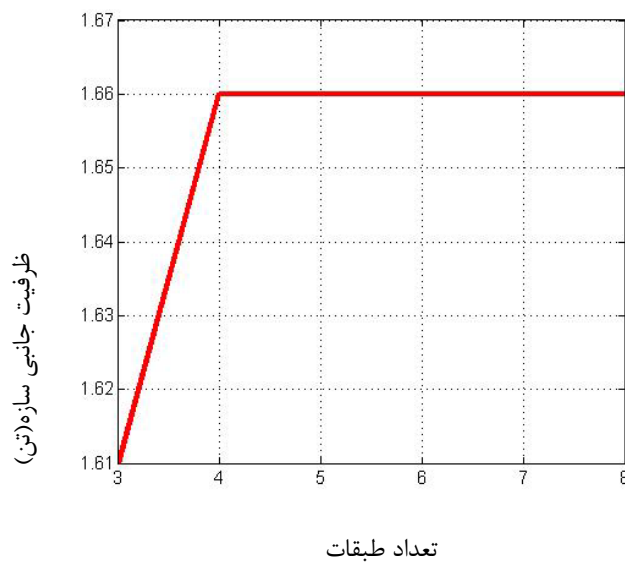
شکل (۴-۶): نمودار شکل پذیری سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویرندیل

در شکل (۴-۷) مقادیر شکل‌پذیری برای قاب‌های دو دهانه و سه دهانه تحت الگوی بارگذاری مثلثی نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که شکل‌پذیری بدست آمده برای قاب‌های دو و سه دهانه دارای اختلاف کمی بوده، و در طبقات بالاتر که مقدار آن برای قاب سه دهانه بیشتر از قاب دو دهانه می‌باشد. ضمناً نتایج نشان می‌دهد که شکل‌پذیری سازه برای تمام قابها با افزایش تعداد طبقات به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد.

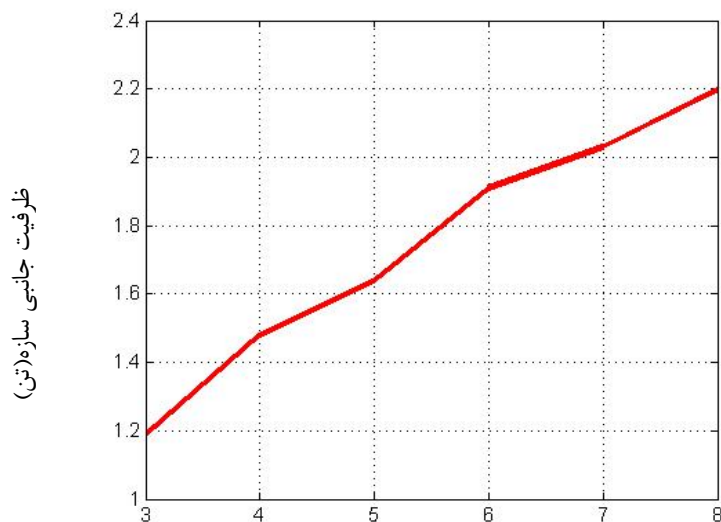


شکل (۴-۷): مقایسه شکل پذیری سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل

در اشکال (۴-۸) و (۴-۹) نمودار ظرفیت جانبی سازه (R_s) قاب دو و سه دهانه نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه ظرفیت جانبی سازه برای قاب سه دهانه با شیب ثابتی افزایش می‌یابد این امر به دلیل حاکم شدن نیروهای جانبی بر نیروهای ثقلی با افزایش ارتفاع سازه می‌باشد. اما در قاب دو دهانه از طبقه ۴ تا ۸ افزایشی در ظرفیت جانبی سازه مشاهده نمی‌شود.



شکل (۴-۸): نمودار ظرفیت جانبی سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل

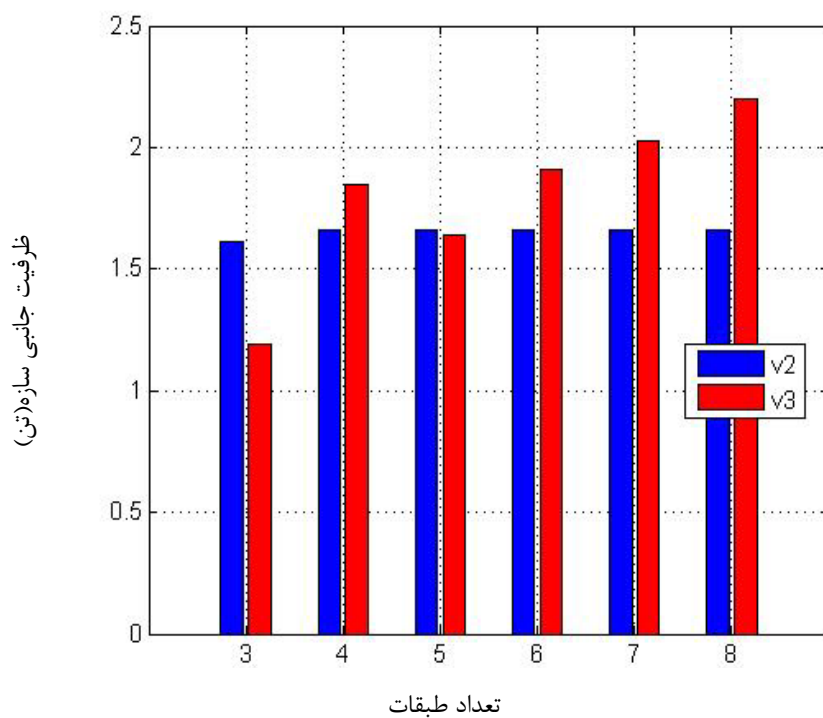


تعداد طبقات

شکل (۴-۹): سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل

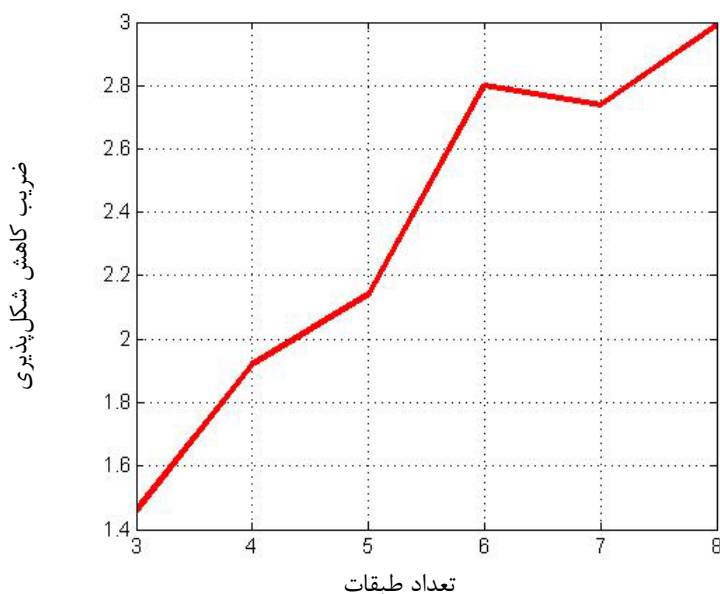
در شکل (۴-۱۰) ظرفیت جانبی سازه قابهای دو و سه دهانه رسم شده است. بیشترین مقدار ظرفیت

سازه مربوط به قاب سه دهانه ۸ طبقه می‌باشد.

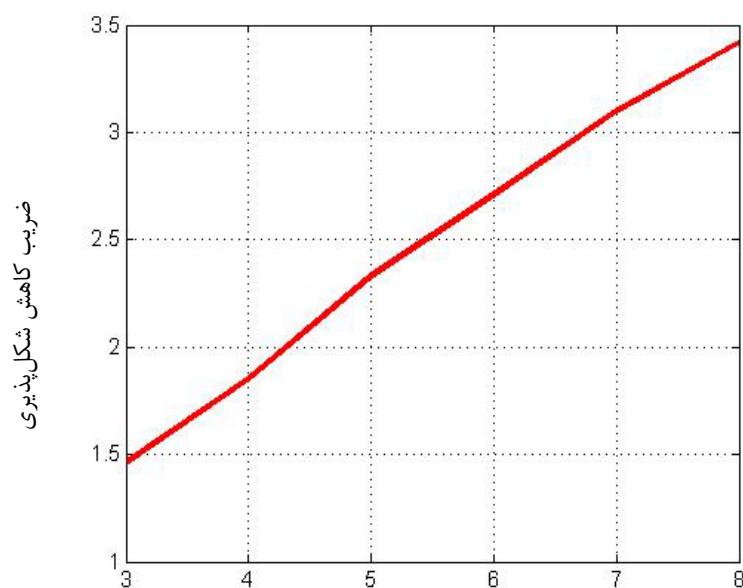


شکل (۴-۱۰): مقایسه متوسط ظرفیت جانبی سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل

در اشکال (۱۱-۴) و (۱۲-۴) نمودار ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری قاب‌های دو دهانه و سه دهانه نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که نتایج کاملاً مشابه با شکل‌پذیری سازه می‌باشد.



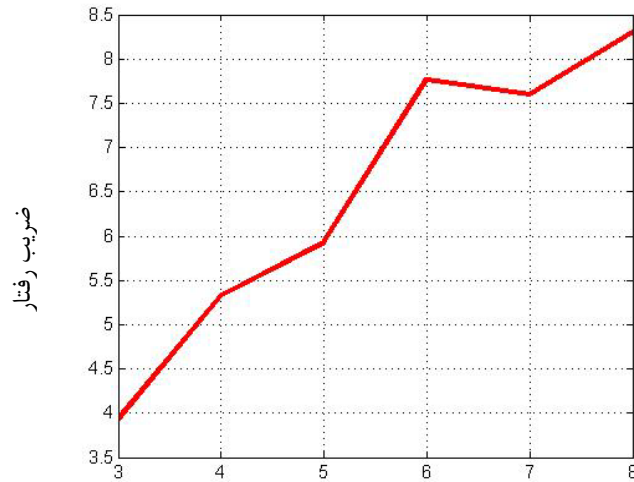
شکل (۱۱-۴): نمودار ضریب کاهش نیرو با افزایش ارتفاع قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل دو دهانه



شکل (۱۲-۴): نمودار ضریب کاهش نیرو با افزایش ارتفاع قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل سه دهانه

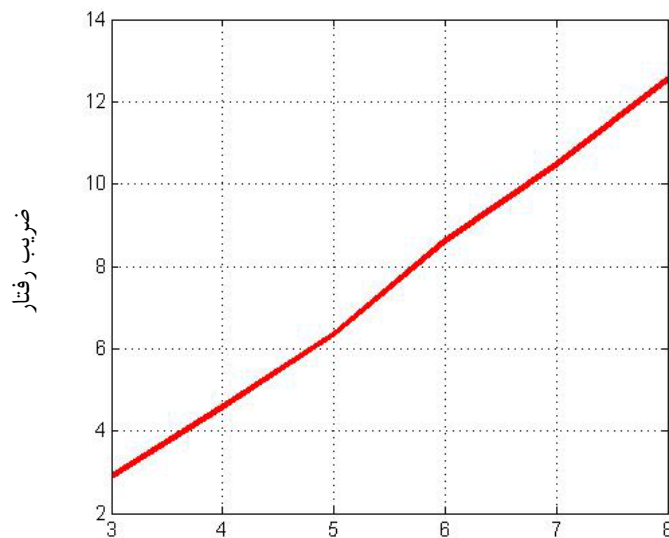
در اشکال (۱۳-۴) و (۱۴-۴) نمودار ضریب رفتار (R) برای قابها نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که مقادیر ضریب رفتار برای قاب دو دهانه با افزایش تعداد طبقات (۳ طبقه تا ۵ طبقه و ۷ تا ۸ طبقه) با شیب ثابتی افزایش و در سازه ۶ طبقه مقدار آن به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. همچنین

در قاب سه دهانه ویریندل با افزایش تعداد طبقات (۳ طبقه تا ۸ طبقه) با شیب ثابتی افزایش می‌یابد. ضمناً مقادیر بدست آمده برای تمامی قابهای ویریندل و برای طبقات ۳ تا ۵ کمتر از مقادیر ضریب رفتار آئین نامه‌ای (R=۶) و برای طبقات ۶ تا ۸ بیشتر از مقادیر ضریب رفتار آئین نامه‌ای (R=۶) می‌باشد.



تعداد طبقات

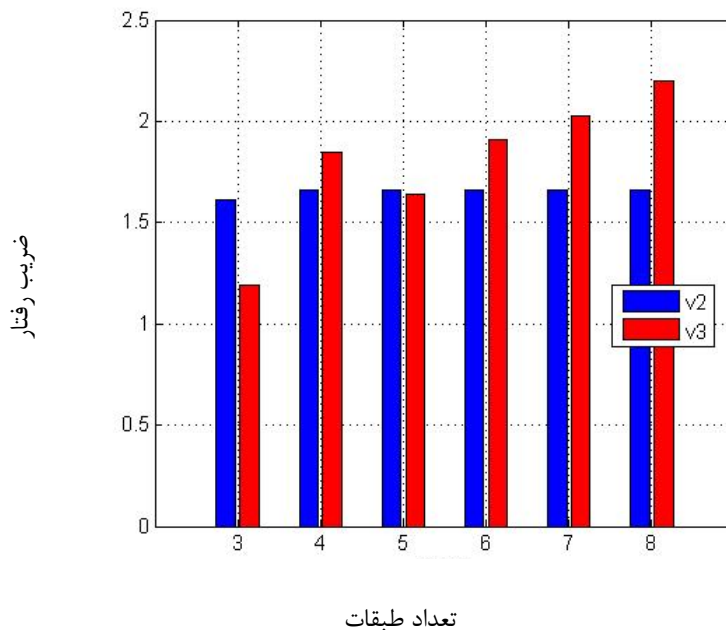
شکل (۴-۱۳): نمودار ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویریندل



تعداد طبقات

شکل (۴-۱۴): نمودار ضریب رفتار سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویریندل

در شکل (۴-۱۵) متوسط مقادیر ضریب رفتار سازه‌ها دو دهانه و سه دهانه نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که متوسط مقادیر بدست آمده مقادیر ضریب رفتار سازه ۳ تا ۵ طبقه قاب سه دهانه ویریندل از مقادیر متناظر قاب دو دهانه کمتر و مقادیر ضریب رفتار سازه ۶ تا ۸ طبقه قاب سه دهانه ویریندل از مقادیر متناظر قاب دو دهانه بیشتر است. ضمناً مقدار ضریب رفتار تقریباً با افزایش تعداد دهانه (درجه نامعینی) افزایش می‌یابد.



شکل (۴-۱۵): نمودار مقایسه ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویریندل

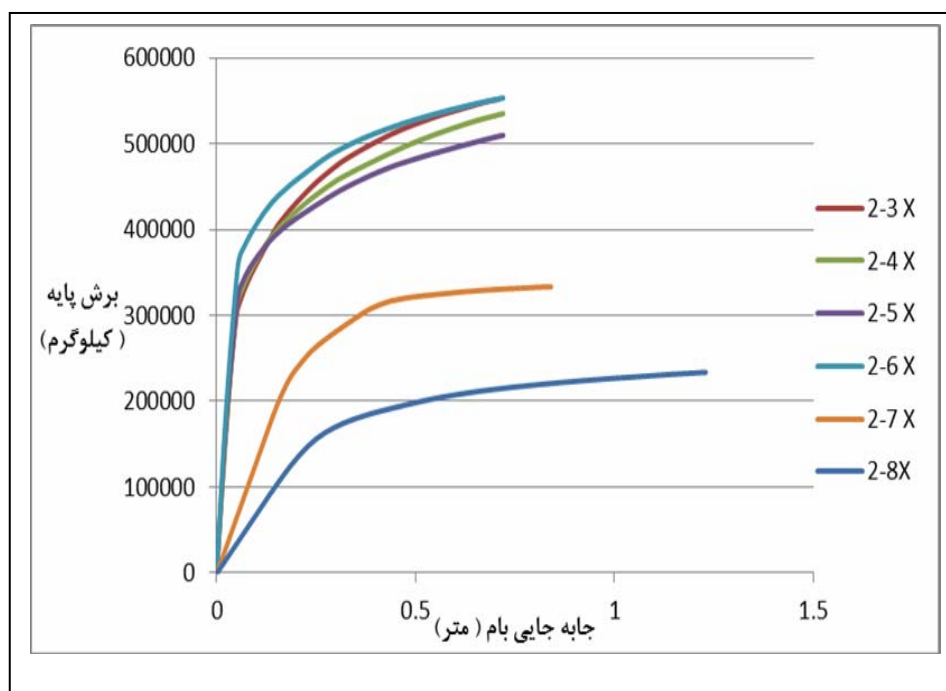
۴-۳-۲. خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی در حالت استفاده از قاب خمشی فولادی

خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری

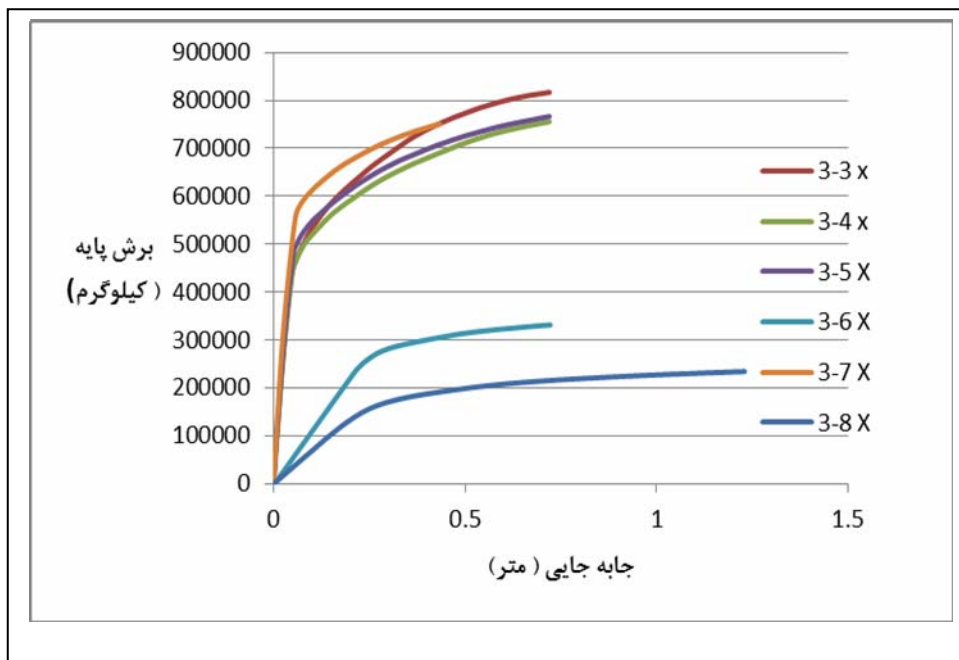
با توجه به مثال عنوان شده در این فصل که مراحل تعیین ضریب رفتار را به طور کامل بیان نمود. به ارائه نتایج آنالیز غیر خطی نمونه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری پرداخته شده است.

۱-۲-۳-۴ منحنی ظرفیت (نیرو- تغییر مکان سازه)

شکل (۴-۱۶) منحنی‌های ظرفیت حاصل شده از انجام تحلیلهای استاتیکی غیرخطی بر روی مدل‌های دو دهانه و شکل (۴-۱۷) منحنی‌های ظرفیت حاصل شده از انجام تحلیلهای استاتیکی غیر خطی بر روی مدل‌های سه دهانه را نشان می‌دهد. با ملاحظه نمودارها کاملاً مشخص است که بیشترین مقدار برش پایه و کمترین مقدار جابه‌جایی مربوط به الگوی بارگذاری مستطیلی و کمترین مقدار برش پایه مربوط به الگوی بارگذاری مستطیلی اصلاح شده می‌باشد.



شکل (۴-۱۶): منحنی برش پایه - تغییر مکان سازه STM 2-n-X تحت الگوی بارگذاری مثلثی



شکل (۴-۱۷): منحنی برش پایہ - تغییر مکان سازه STM 3-n-X تحت الگوی بارگذاری مثلثی

در جداول (۴-۵) و (۴-۶) مقادیر ضریب رفتار و پارامترهای مؤثر مربوط به آن (شکل پذیری، اضافه مقاومت، ضریب کاهش شکل پذیری) سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه با قطری‌های ضربدری نشان داده شده است.

جدول (۴-۵): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه با قطریهای ضربدری

تعداد طبقات	R_s	R_{s1}	μ	R_μ	R_w
3	6.4	7.39	0.34	0.26	2.76
4	6.43	7.426	0.45	0.42	4.3
5	5.58	6.44	0.6	0.62	6.15
6	6.01	6.94	0.72	0.71	7.15
7	5.44	6.28	0.85	0.847	7.67
8	4.87	5.625	0.98	0.987	8.01

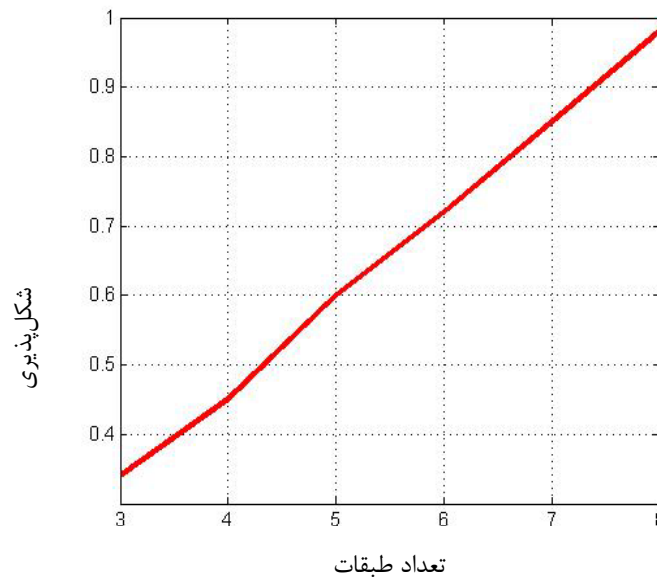
جدول (۴-۶): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه با قطریهای ضربدری

تعداد طبقات	R_s	R_{s1}	μ	R_μ	R_w
3	6.5	7.51	0.36	0.27	2.92
4	6.3	7.27	0.5	0.47	4.99
5	5.54	6.39	0.62	0.6	5.53
6	5.87	6.78	0.78	0.76	7.43
7	5.71	6.59	0.91	0.9	8.65
8	5.14	5.94	1.2	1.19	10.27

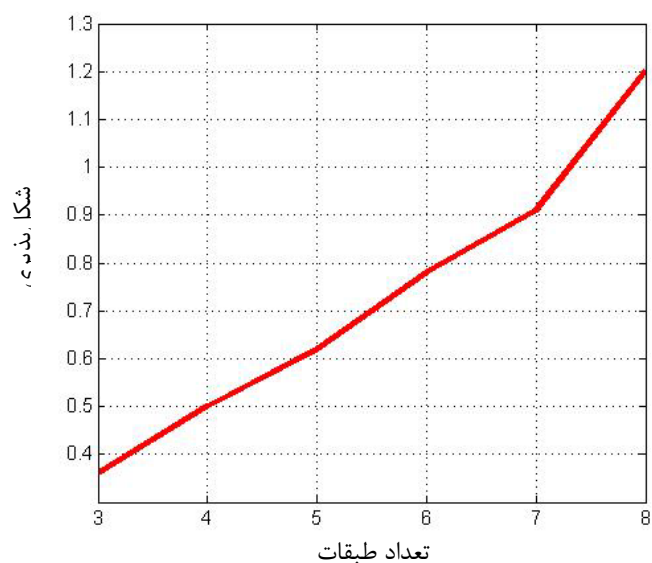
۴-۳-۲-۲. تحلیل نتایج

در اشکال (۴-۱۸) تا (۴-۱۹) نمودار شکل‌پذیری قاب طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه با قطریهای ضربدری نشان داده شده است؛ نتایج نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه

شکل‌پذیری بدست آمده با شیب ثابت افزایش می‌یابد.

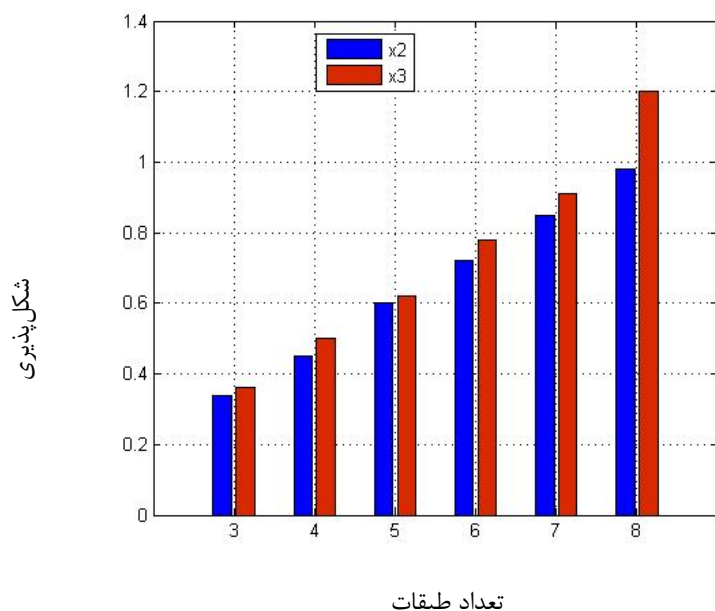


شکل (۴-۱۸): شکل‌پذیری سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه با قطریهای ضربدری



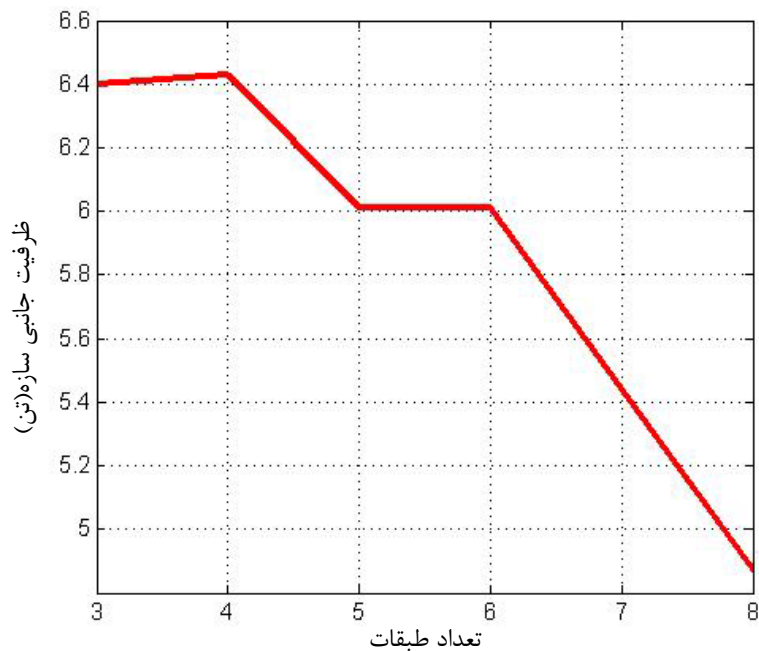
شکل (۴-۱۹): شکل پذیری سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه با قطریهای ضربدری

در شکل (۴-۲۰) متوسط مقادیر شکل پذیری برای قاب‌های دو دهانه و سه دهانه نشان داده شده؛ قابل ملاحظه است که بیشترین مقدار شکل پذیری مربوط به قاب سه دهانه و کمترین میزان مربوط به قاب دو دهانه می‌باشد. ضمناً با افزایش تعداد طبقات بدلیل کاهش صلبیت جانبی قاب، شکل پذیری سازه افزایش می‌یابد.

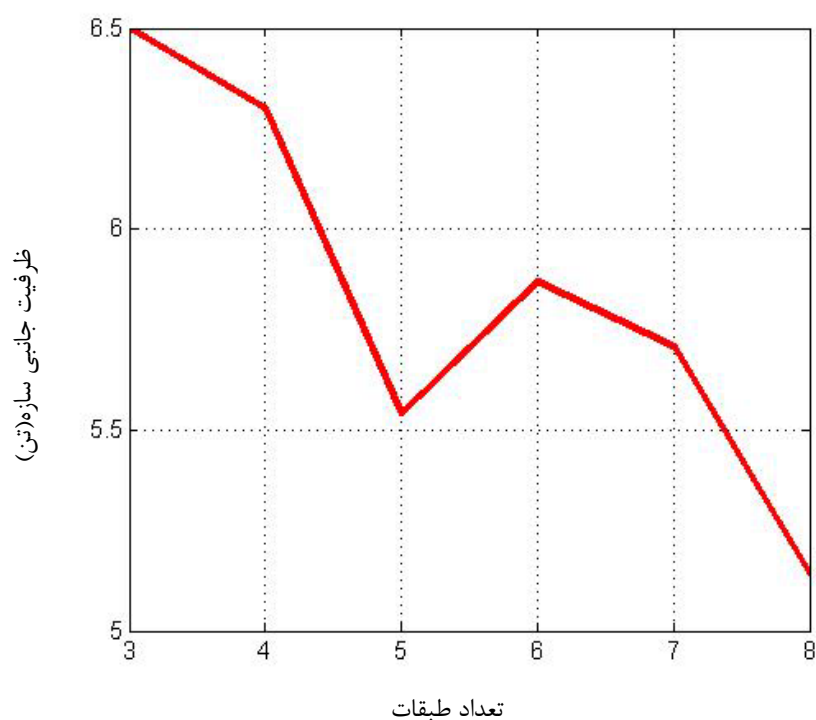


شکل (۴-۲۰): مقایسه متوسط مقادیر شکل پذیری سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه با قطریهای ضربدری

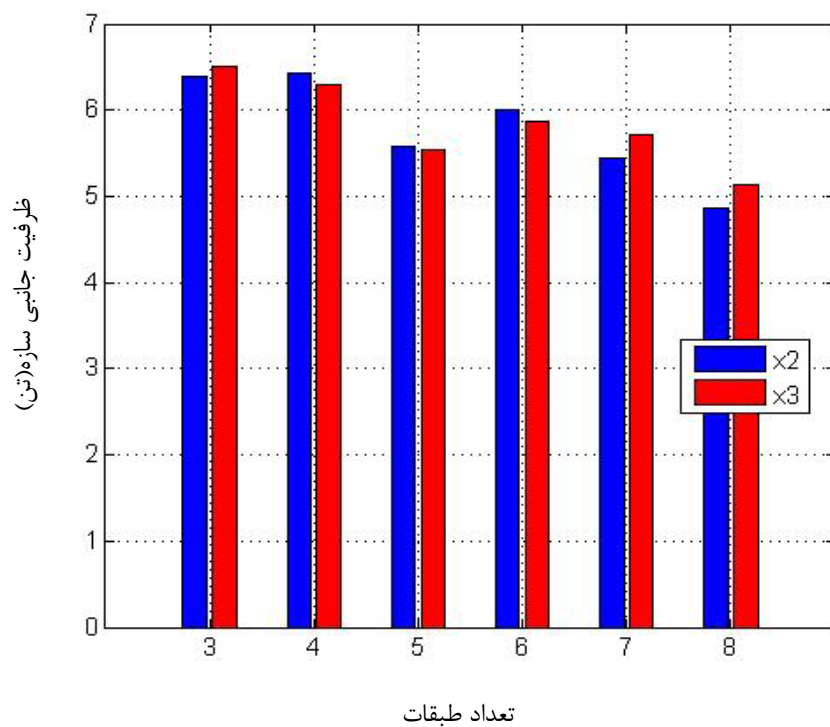
شکل (۴-۲۱) تا (۴-۲۳) نمودار ظرفیت جانبی سازه و متوسط مقادیر آن نشان می‌دهد؛ نتایج بیانگر آن است که بیشترین مقدار ظرفیت جانبی سازه مربوط به قاب سه‌دهانه سه طبقه می‌باشد. در ضمن مقادیر اضافه مقاومت (ظرفیت جانبی سازه) برخلاف قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد.



شکل (۴-۲۱): نمودار ظرفیت جانبی سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه با قطریهای ضربدری

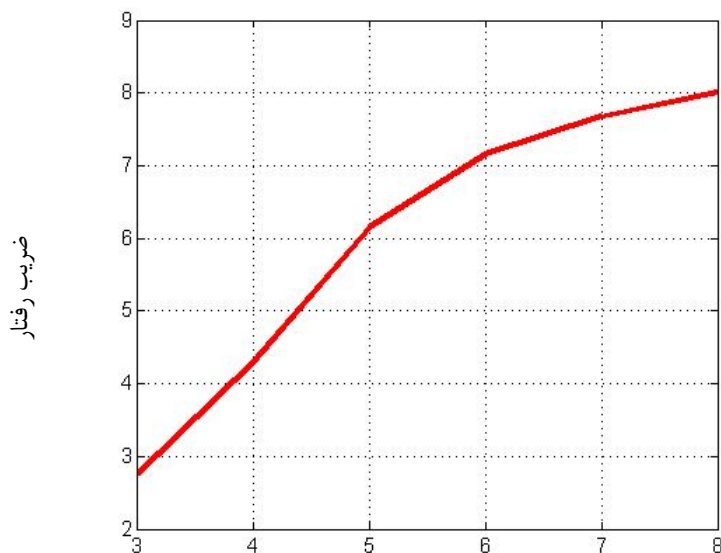


شکل (۴-۲۲): نمودار ظرفیت جانبی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریهای ضربدری



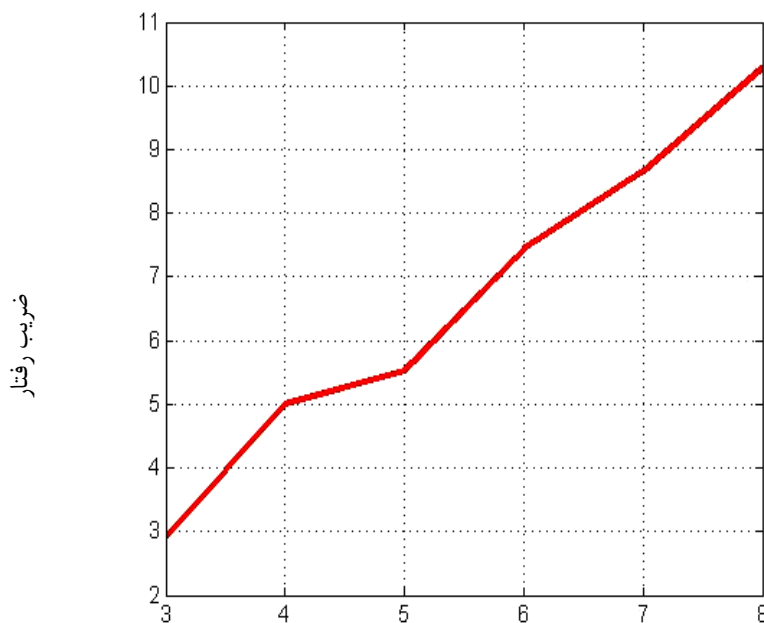
شکل (۴-۲۳): مقایسه متوسط ظرفیت جانبی سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریهای ضربدری

در شکل (۴-۲۴) و (۴-۲۵) نمودارهای مربوط به ضریب رفتار (R) برای قابها ترسیم شده است. ملاحظه می‌شود که مقادیر ضریب رفتار با افزایش ارتفاع سازه افزایش و همچنین مقادیر ضریب رفتار بدست آمده برای سازه‌های ۶ تا ۸ طبقه بیشتر از مقادیر آئین‌نامه‌ای $R = 6$ می‌باشد و این مقدار برای سازه‌های ۳ تا ۵ طبقه کمتر از مقادیر آئین‌نامه‌ای است. همچنین با توجه به مقادیر ضریب رفتار سازه‌های ۳ طبقه تا ۵ طبقه کاملاً متأثر از ضریب شکل پذیری بوده که با نتایج تحقیقات مراجع [۱۹ و ۹] همخوانی دارد.



تعداد طبقات

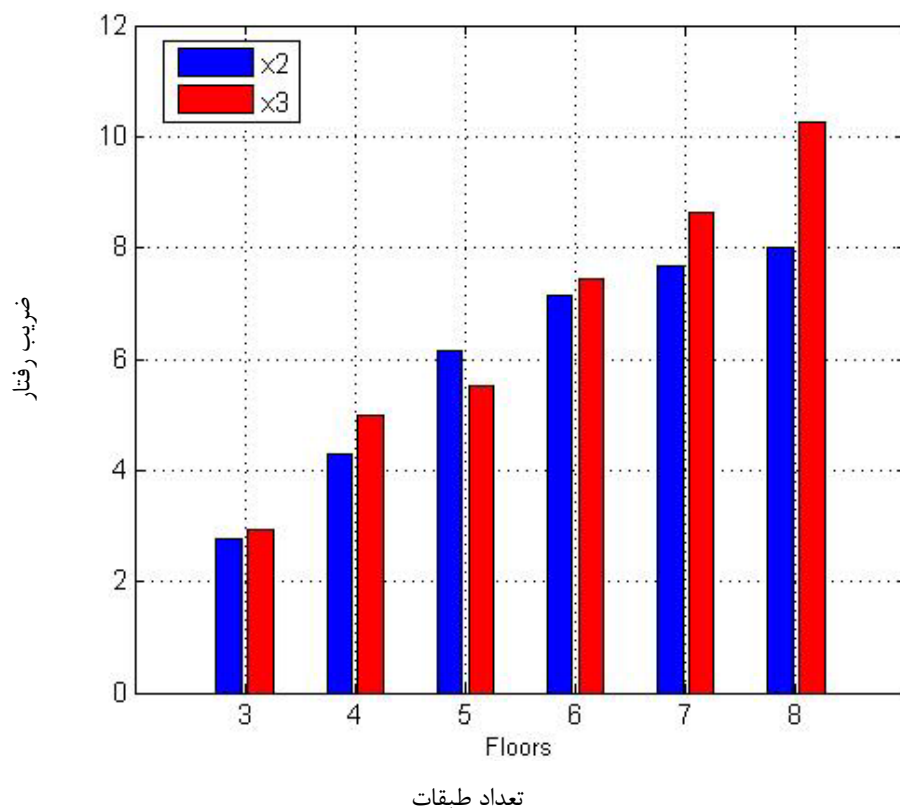
شکل (۴-۲۴): نمودار ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریهای ضربدری



تعداد طبقات

شکل (۴-۲۵): نمودار ضریب رفتار سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریهای ضربدری

در شکل (۴-۲۶) متوسط مقادیر ضریب رفتار (R) قاب دو و سه دهانه با قطریهای ضربدری نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که قاب سه دهانه ضریب رفتار بیشتری نسبت به قاب دو دهانه از خود نشان می‌دهد.



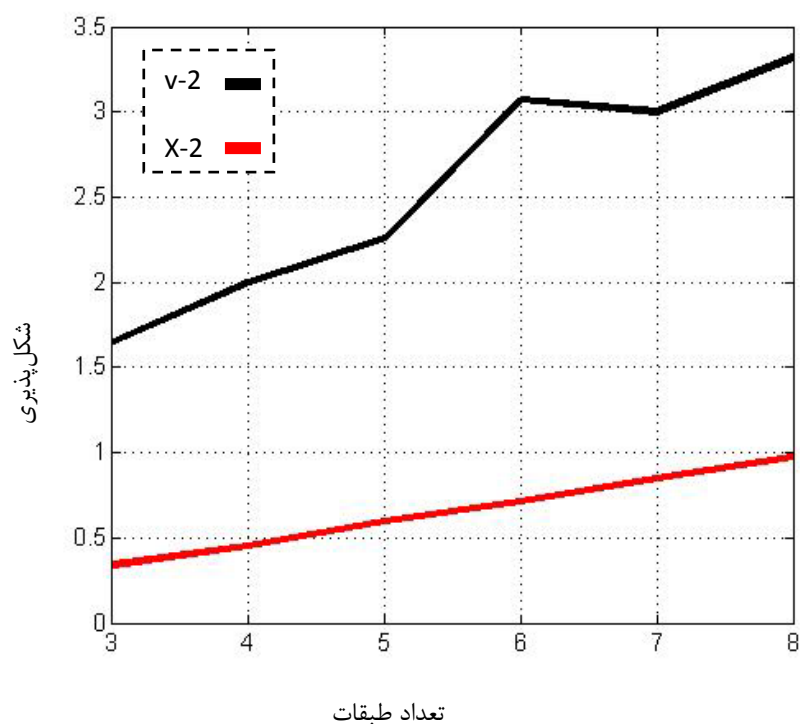
شکل (۴-۲۶): نمودار مقایسه ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی با قطریه‌های ضربدری دو و سه دهانه

۳-۳-۴. مقایسه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی برای قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه

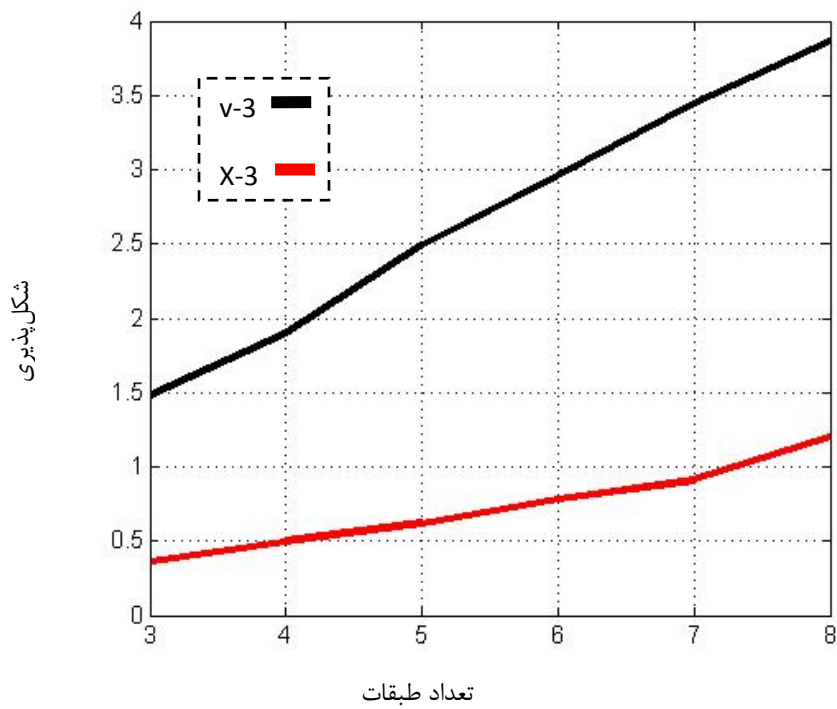
ویرندیل و قطریه‌های ضربدری

در شکل (۴-۲۷) تا (۴-۳۴) نمودار شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل و قطریه‌های ضربدری نشان داده شده است. با مقایسه نتایج و در حالت کلی با صرف‌نظر از برخی نتایج می‌توان گفت مقادیر ضریب رفتار بدست آمده برای هر دو نوع قاب خمشی طراحی شده ۶ تا ۸ طبقه در این تحقیق بیشتر از مقادیر آئین‌نامه‌ای ($R = 6$) برای قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط می‌باشد. ضمناً نتایج نشان می‌دهد که قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل (STM-V) ضریب رفتار بیشتری نسبت به قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه قطریه‌های ضربدری (STM-X) به ما می‌دهد. اختلاف بین ضریب رفتار STM-V و STM-X برای قاب‌های دو

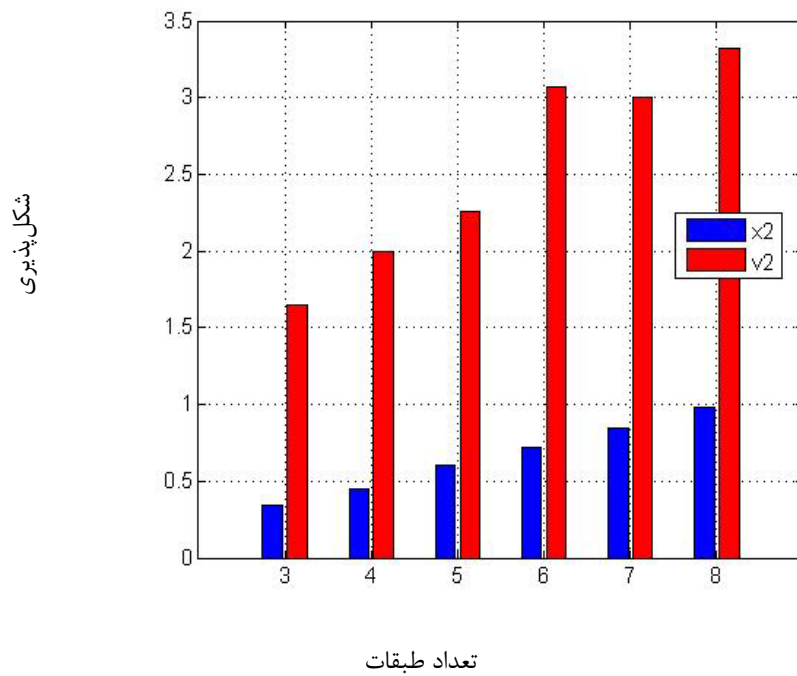
دهانه در طبقات پایین و در قابها سه دهانه در طبقات بالا مقدار حداکثر را دارد. به خوبی مشاهده می شود که علت عمده آن تفاوت مولفه شکل پذیری ضریب رفتار می باشد. بنابراین با یک نگاه کلی می توان سیستم های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل را شکل پذیرتر از سیستم های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریه های ضربدری دانست. با توجه نتایج ارائه شده پیکربندی بهینه برای قاب خمشی ویژه، قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل می باشد زیرا ضریب رفتار و شکل پذیری بیشتری نسبت به قاب با قطریه های ضربدری از خود نشان می دهد.



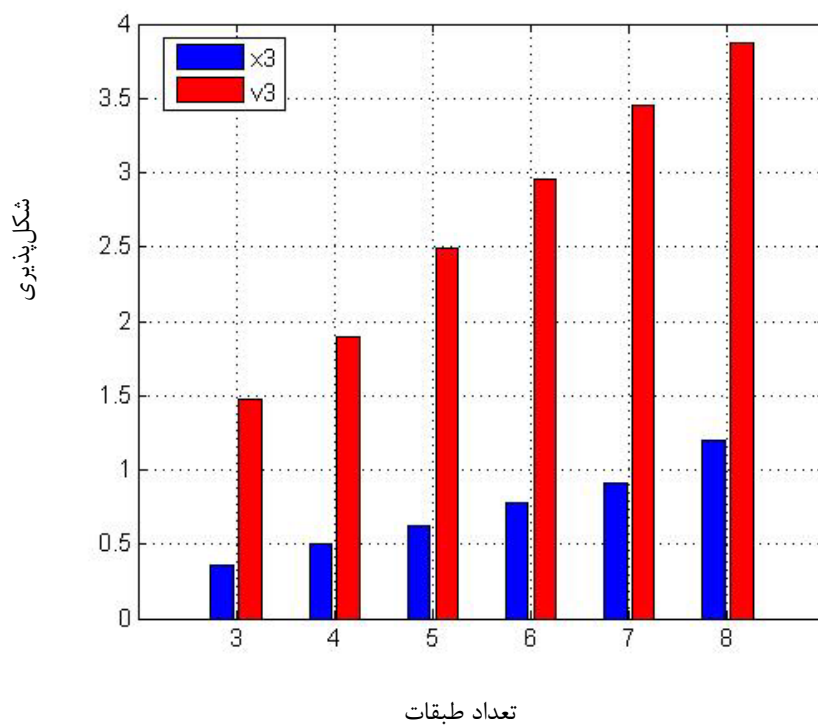
شکل (۴-۲۷): مقایسه شکل پذیری سازه های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل با قطریه های ضربدری



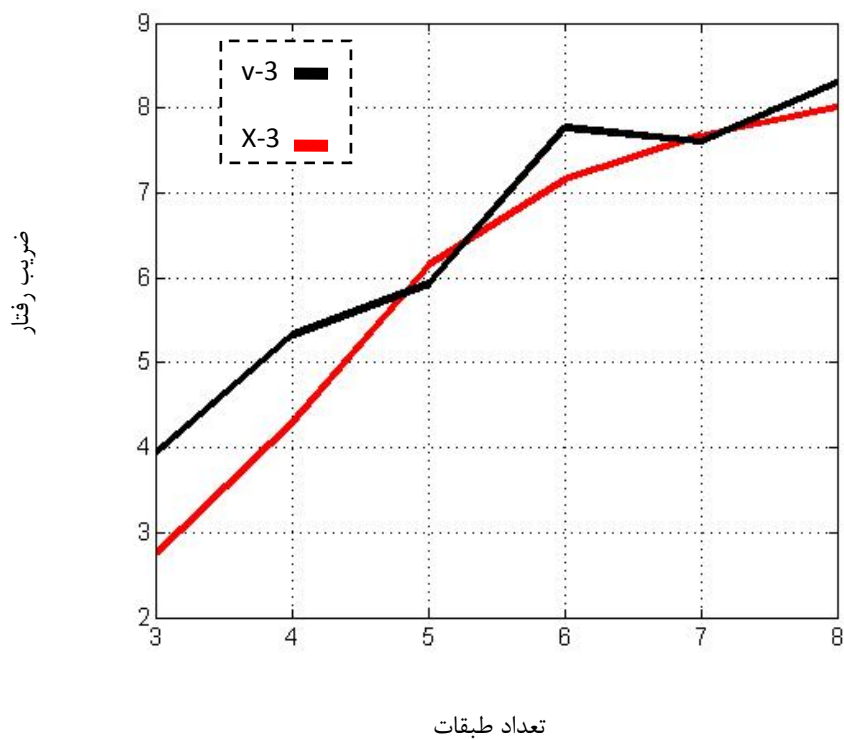
شکل (۴-۲۸): مقایسه شکل پذیری سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویریندل با قطریهای ضربدری



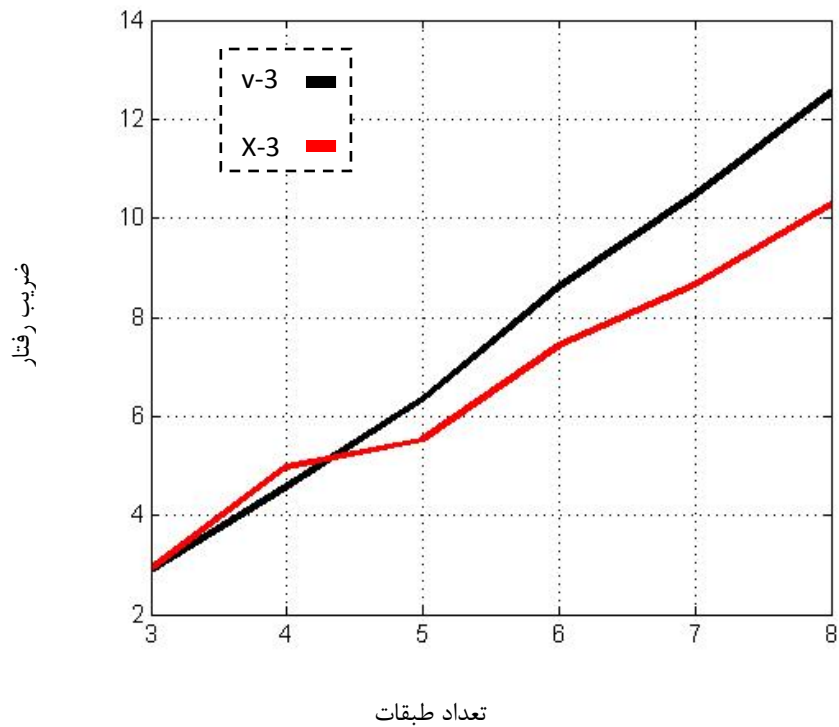
شکل (۴-۲۹): مقایسه متوسط شکل پذیری سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویریندل و قطریهای ضربدری



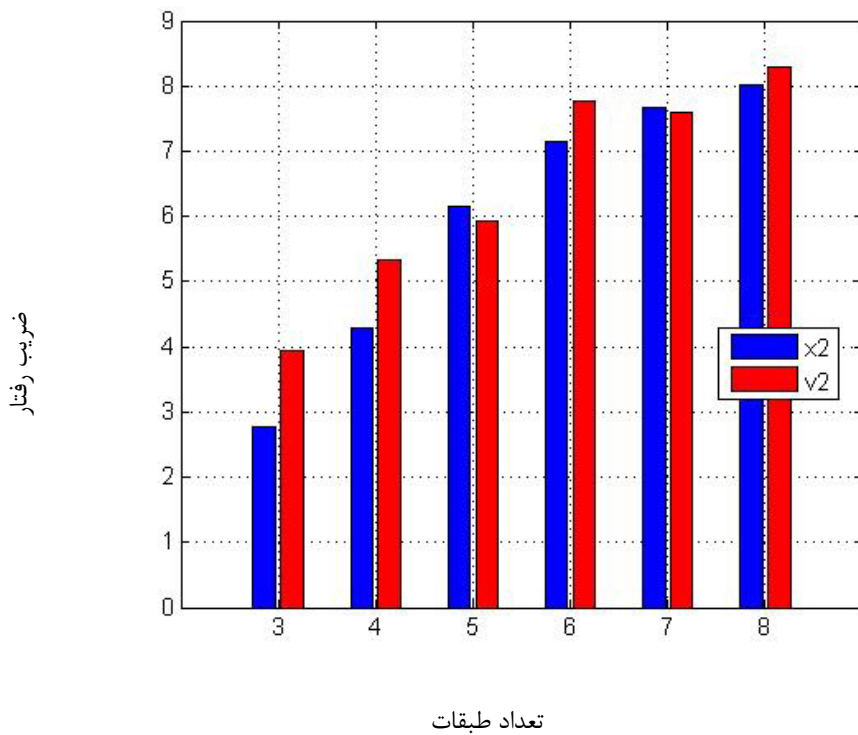
شکل (۴-۳۰): مقایسه متوسط شکل پذیری سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل و قطریهای ضربدری



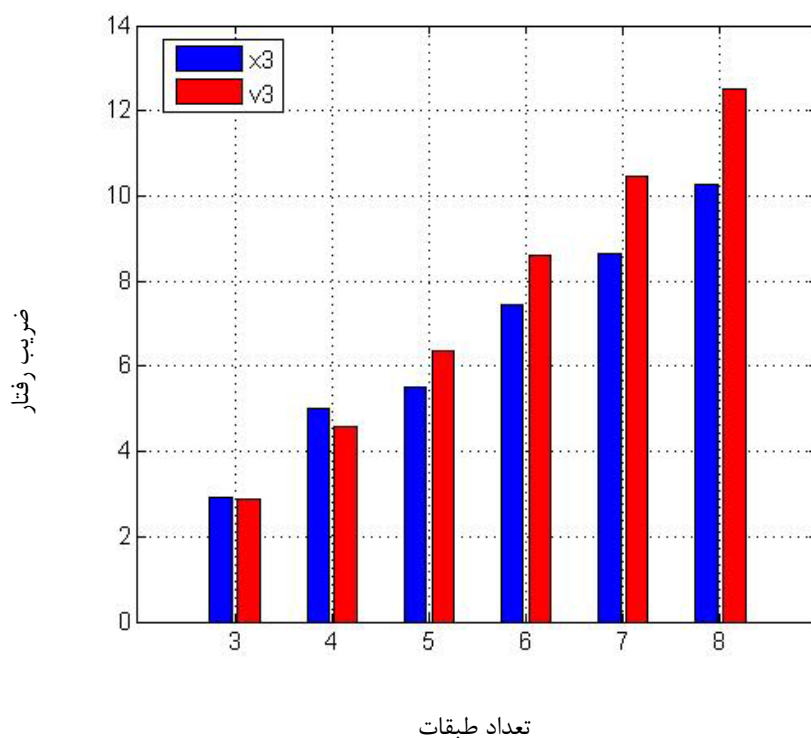
شکل (۴-۳۱): مقایسه ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل با قطریهای ضربدری



شکل (۴-۳۲): مقایسه ضریب رفتار سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل با قطریهای ضربردی

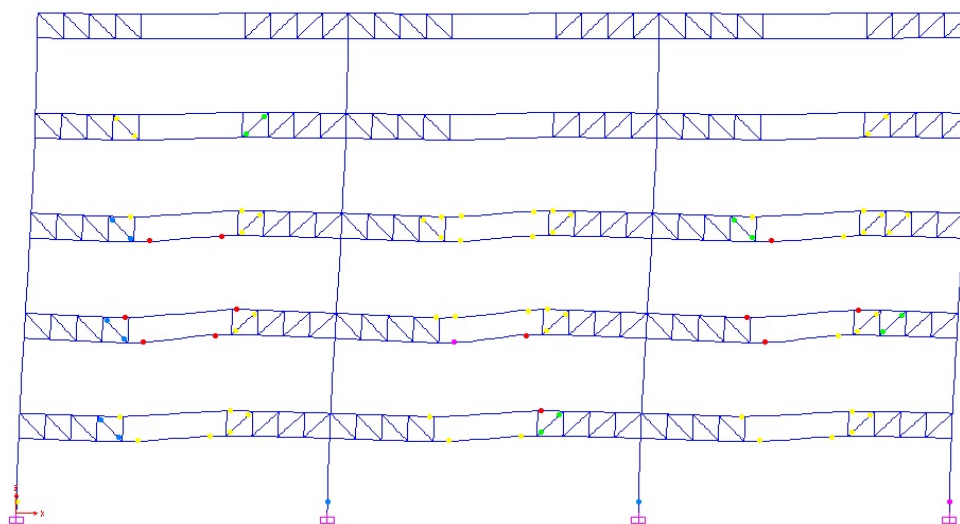


شکل (۴-۳۳): مقایسه متوسط ضریب رفتار سازه‌های دو دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویریندل و قطریهای ضربردی

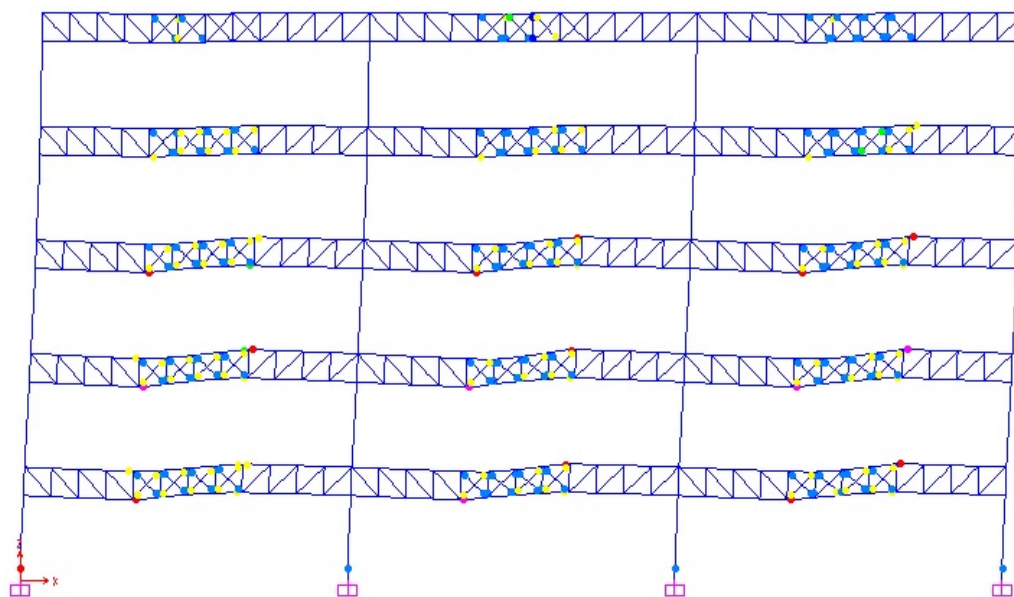


شکل (۴-۳۴): مقایسه ضریب رفتار سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل و قطریهای ضربدری

اشکال (۴-۳۵) و (۴-۳۶) مقایسه تشکیل مفاصل پلاستیک برای یک نمونه سازه پنج طبقه با سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل و قطریهای ضربدری تحت الگوی بارگذاری مثلثی را نشان می‌دهد.



شکل (۴-۳۵): تشکیل مفاصل پلاستیک بر روی سازه STM 3-5 Virindeel تحت بارگذاری مثلثی



شکل (۴-۳۶): تشکیل مفاصل پلاستیک بر روی سازه STM 3-5X تحت بارگذاری مثلثی

فصل پنجم:

بہینہ یابی

۵-۱. مقدمه

با در نظر گرفتن این نکته که سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه در اکثر مواقع برای ساختمان های با ارتفاع و طول دهانه زیاد مورد استفاده قرار میگیرد و با توجه به نتایج حاصل از فصل چهارم که بیانگر این نکات می باشد :

قاب های خمشی خرپایی ویژه ویرندیل با افزایش تعداد دهانه ها و طبقات (بیشتر از ۵ طبقه) شکل پذیری و ضریب رفتار بهتری در مقایسه با قاب های خرپایی ویژه با قطری های ضربدری از خود نشان می دهند.

در این فصل به بررسی تاثیر حالت های مختلف نسبت طول دهانه به ارتفاع ناحیه ویژه (a/b) خواهیم پرداخت و با مقایسه نتایج حاصله پیکر بندی بهینه برای قاب های خمشی خرپایی ویژه جهت بهبود رفتار لرزه ای آنها را تعیین خواهیم نمود.

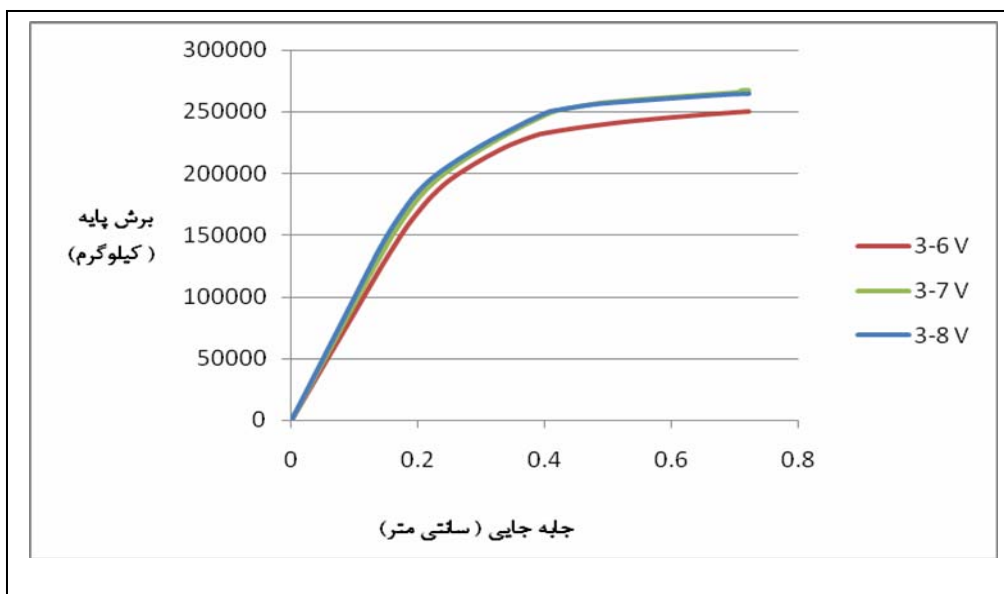
۵-۲. نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی در حالت استفاده از قاب خمشی فولادی خرپایی

ویژه ویرندیل با نسبت طول دهانه به ارتفاع قطعه ویژه مختلف

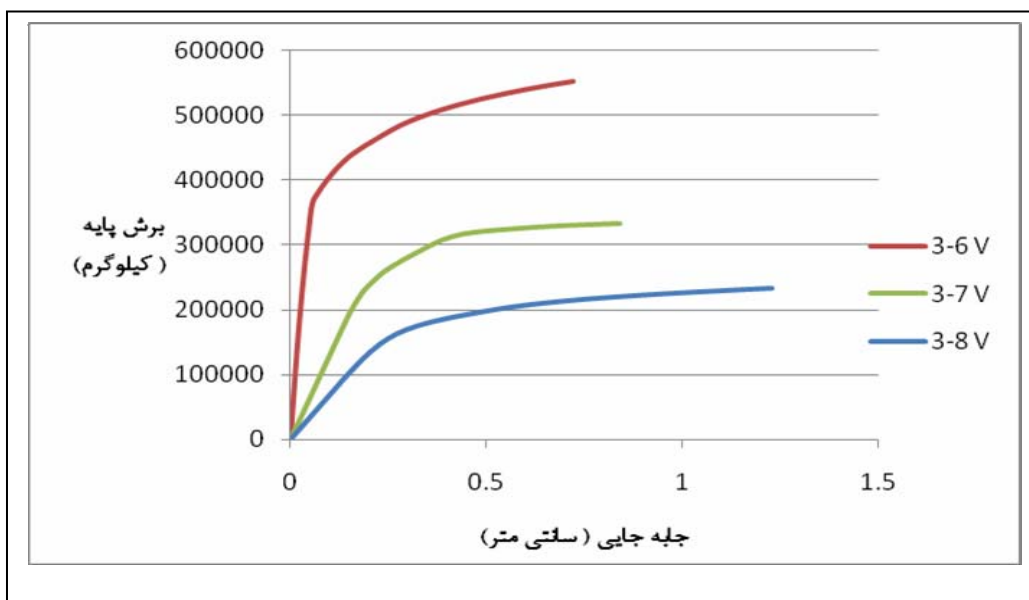
با توجه به تحلیل و طراحی نمونه ها و انجام تحلیل های غیرخطی که در فصل سوم ارائه گردید و با توجه به نمونه مثال عنوان شده در فصل چهارم که مراحل تعیین ضریب رفتار و پارامترهای مربوطه به آن به طور کامل تشریح شد، در این بخش به ارائه نتایج حاصل از آنالیز استاتیکی غیرخطی نمونه ها خواهیم پرداخت.

۵-۲-۱. منحنی ظرفیت

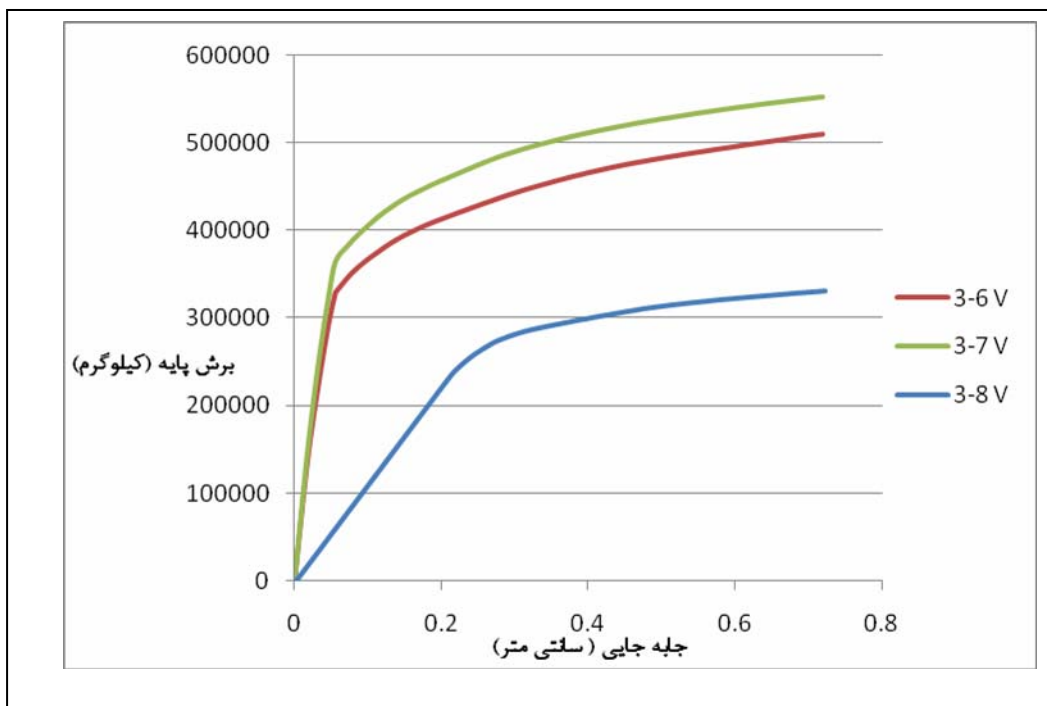
شکل (۵-۱) تا (۵-۴) منحنی های ظرفیت حاصل شده از انجام تحلیلهای غیرخطی استاتیکی بر روی مدل های سه دهانه با نسبت های مختلف a/b را برای حالت بارگذاری مثلثی نشان می دهد.



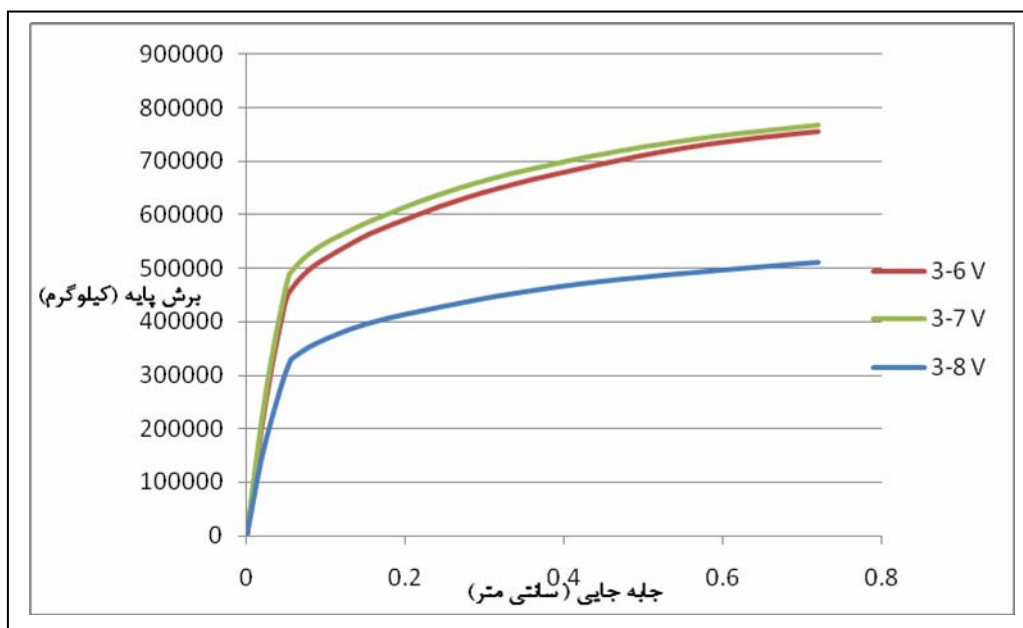
شکل (۵-۱): منحنی برش پایه-تغییر مکان برای STM 3 - Vierendeel با نسبت $a/b=2.5$ تحت الگو بارگذاری جانبی مثلثی



شکل (۵-۲): منحنی برش پایه-تغییر مکان برای STM 3 - Vierendeel با نسبت $a/b=2.0$ تحت الگو بارگذاری جانبی مثلثی



شکل (۳-۵): منحنی برش پایه - تغییر مکان برای STM 3 - Vierendeel با نسبت $a/d=1.5$ تحت الگو بارگذاری جانبی مثلثی



شکل (۴-۵): منحنی برش پایه - تغییر مکان برای STM 3 - Vierendeel با نسبت $a/d=1.0$ تحت الگو بارگذاری جانبی مثلثی

در جداول (۱-۵) تا (۴-۵) مقادیر شکل‌پذیری و اضافه مقاومت و ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری و ضرایب رفتار محاسبه شده برای قابهای طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویرندیل نشان داده شده است.

جدول (۱-۵): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویرندیل با نسبت دهانه به ارتفاع قطعه ویژه $a/b=2.5$

تعداد طبقات	R_s	R_{s1}	μ	R_μ	R_w
6	1.494	1.719	3.44	3.136	7.65
7	1.494	1.719	3.36	3.069	7.53
8	1.494	1.7253	3.72	3.35	8.1

جدول (۲-۵): نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویرندیل با نسبت دهانه به ارتفاع قطعه ویژه $a/b=2.0$

تعداد طبقات	R_s	R_{s1}	μ	R_μ	R_w
6	6.01	6.94	0.8064	0.7952	7.04
7	5.44	6.28	0.952	0.9408	7.39
8	4.87	5.62	1.0976	1.0976	7.88

جدول (۳-۵): خلاصه نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویرندیل با نسبت دهانه به ارتفاع قطعه ویژه $a/b=1.5$

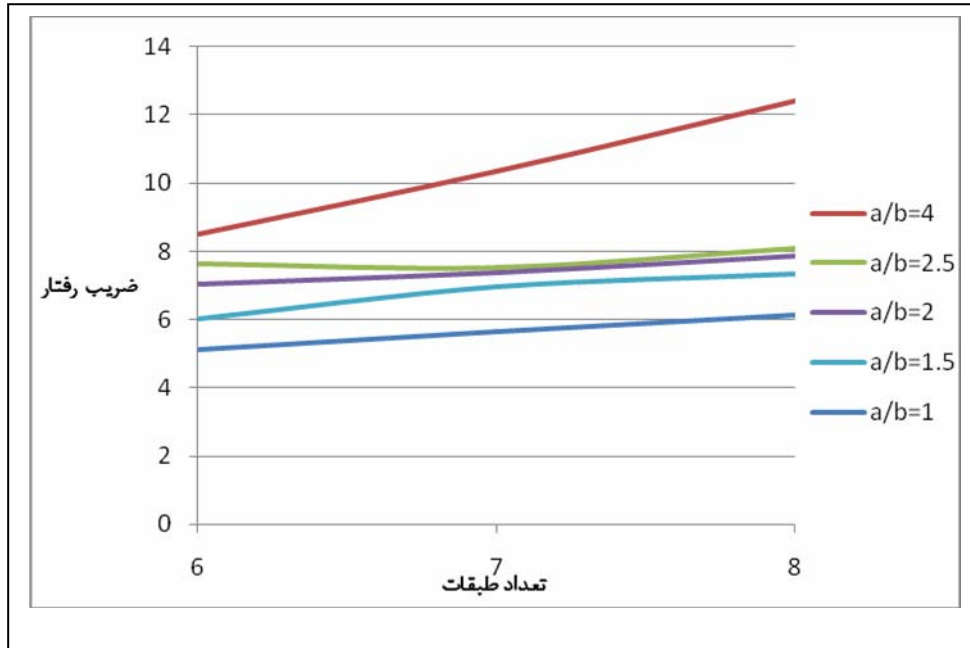
تعداد طبقات	R_s	R_{s1}	μ	R_μ	R_w
6	5.022	5.80041	0.672	0.6944	6.03
7	5.409	6.247395	0.8064	0.7952	6.95
8	5.283	6.101865	0.8736	0.8512	7.34

جدول (۴-۵): نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه ویرندیل با نسبت دهانه به ارتفاع قطعه ویژه $a/b=1.0$

تعداد طبقات	R_s	R_{s1}	μ	R_μ	R_w
6	5.67	6.54885	0.56	0.5264	5.11
7	4.986	5.75883	0.6944	0.672	5.63
8	5.022	5.80041	0.672	0.6944	6.15

۳-۵. تحلیل نتایج

در شکل (۵-۵) نمودار ضریب رفتار (R) برای قابها نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که مقادیر ضریب رفتار برای قاب سه دهانه ویرندیل با افزایش تعداد طبقات (۶ طبقه تا ۸ طبقه) با شیب ثابتی افزایش می‌یابد.



شکل (۵-۵): نمودار ضریب رفتار سازه‌های سه دهانه طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرابایی ویژه

ویرندیل

فصل ششم:
نتیجه‌گیری و
ارائه پیشنهادات

۶-۱. نتیجه‌گیری

در این رساله قاب‌های خمشی فولادی خرپایی ویژه با ناحیه میانی ویرندیل و قطریه‌های ضربدری با تحت‌الگوی بارگذاری مثلثی توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. با توجه به نتایج به دست آمده برای شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار نتایج زیر حاصل می‌گردد:

۱- با مقایسه نتایج و در حالت کلی می‌توان گفت مقادیر ضریب رفتار بدست آمده برای هر دو نوع قاب خمشی طراحی شده ۶ تا ۸ طبقه بیشتر از مقادیر آئین‌نامه‌ای ($R=6$) و برای ۳ تا ۵ طبقه کمتر از مقادیر آئین‌نامه‌ای می‌باشد. به خوبی مشاهده می‌شود که علت عمده آن تفاوت مولفه شکل‌پذیری ضریب رفتار می‌باشد.

۲- با بررسی مقادیر R ملاحظه می‌شود که سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل شکل‌پذیرتر از سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی فولادی خرپایی ویژه با قطریه‌های ضربدری هستند.

۳- به طور کلی با افزایش ارتفاع سازه و تعداد دهانه‌ها مقادیر شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی خرپایی ویژه ویرندیل و قطریه‌های ضربدری افزایش می‌یابد.

۴- شکل‌پذیری سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی با قطریه‌های ضربدری، تحت‌الگوهای بارگذاری مختلف در حدود (۲۰-۳۰٪) سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی ویرندیل می‌باشد.

۵- ضریب رفتار سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی با قطریه‌های ضربدری، تحت‌الگوهای بارگذاری مختلف در حدود (۷۰-۸۵٪) سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی ویرندیل می‌باشد.

۶- ظرفیت جانبی سازه (R_{s0}) قاب خمشی ویرندیل دو و سه دهانه با افزایش ارتفاع سازه افزایش و در قاب خمشی با قطریه‌های ضربدری با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد.

۷- ظرفیت جانبی سازه سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی با ویریندل، تحت الگوهای بارگذاری مختلف حدود (۱۸-۳۵٪) سیستم‌های طراحی شده با قاب خمشی ضربدری می‌باشد.

۸- به طوری کلی مقادیر ضریب رفتار بدست آمده برای سیستم قاب خمشی فولادی با قطریه‌های ضربدری تحت تأثیر مؤلفه مقاومتی آن بوده و پایین بودن مؤلفه شکل‌پذیری ضریب رفتار، نشان از این دارد که رفتار سازه‌ها از نظر شکل‌پذیری چندان مناسب نمی‌باشد.

۹- با توجه به نمونه‌های بررسی شده، پیکربندی مناسب برای قاب خمشی ویژه، خرپایی، استفاده از ناحیه میانی ویرندیل می‌باشد زیرا ضریب رفتار و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به قاب با قطریه‌های ضربدری از خود نشان می‌داد.

۱۰- با توجه به نتایج حاصل ملاحظه می‌شود که نمی‌توان زیاد متکی به ضریب رفتار پیشنهادی آئین نامه‌ها بود و بهتر است براساس تحلیل استاتیکی غیرخطی و براساس روند تکرار، R مناسب اتخاذ گردد.

۱۱- نتایج حاصل منعکس کننده این است که در تعیین ضریب رفتار اثر R_{pl} (حاکم در خرپای ویراندیل) برتر از (حاکم در خرپاهای ضربدری) می‌باشد.

۱۲- با کاهش نسبت دهانه به ارتفاع قطعه ویژه (a/b) ضریب رفتار قاب خمشی خرپایی ویژه ویریندل کاهش می‌یابد.

۲-۶. پیشنهاد برای تحقیقات آینده

۱- در نظر گرفتن تأثیر سایر الگوهای بارگذاری جانبی بر روی پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای
۲- استفاده از روش‌های دیگر تعیین ضریب رفتار از جمله روش طیف ظرفیت، روش تکرار- روش انرژی و ...

۳- بدست آوردن پیکربندی مناسب برای هر سیستم جهت افزایش ضریب رفتار R سازه‌ای

۴- بررسی تأثیر سایر معیارهای گسیختگی بر روی مقدار ضریب رفتار R

۵- بررسی رفتار قاب خمشی خرپایی ویژه تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی

مراجع

- ۱- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ویرایش سوم، ۱۳۸۴، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، تهران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- 2-Goel, S.C., and Itani, A.M., "Seismic Behavior of OpenWeb TrussMoment Frames," J. Struct. Div., ASCE, 120(6), 1763-1780, 1994.
- 3- Goel, S.C., and Itani, A.M., "Seismic-Resistant Special Truss Moment Frames," J. Struct. Div., ASCE, 120(6), 1781-1797, 1994.
- 4- Basha, H.S., and Goel, S.C., "Special TrussMoment FramesWith VierendeelMiddle Panel," Engineering Structures, Vol. 17, (5), 352-358, 1995.
- 5- "International Building Code," International Code Council, Falls Church, VA. 2000.
- 6- AISC, 2005. ANSI/AISC 341-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- 7Pincheira, J.A., Jirsa, J.O.: Seismic response of RC frames retrofitted with steel braces or walls, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 121, No. 8, August, 1995.
- 8 Uang C.M (1991), "Establishing R (or R_w) and C_d Factors for building seismic provisions.", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 117, NO. I, pp. 19-28.
- 9- Miranda. E (1993), "Site-dependentstrengthreduction factors" J. of Struct.Engtg, ASCE, Vol.119, No 12, pp.3503-3519.
- 10- Newmark NM, Hall W.J. (1982), Earthquake spectra and design. El Cerrito, California: Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

- 11- Clough W, Penzien J. (1975), "Dynamics of Structures". McGraw-Hill.
- 12- Naeim. F (1989) "The Seismic design hand book", Van nostrandreinhold, ISBN 0-442-26922-6.
- 13- Hidalgo. P.A, and Arias. A (1990), "New Chilean for the E.Q. resistant design of building", Proc. 4th US National Conf. on Earthquake Engineering, Vol.2, pp. 927-936
- 14- Krawinkler H, Nassar AA. (1992), Seismic design based on ductility and cumulative damage demand and capacities. In: Fajfar, Krawinkler, editors, Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings. New York: Elsevier Applied Science, pp. 947-956.
- 15- Fischinger. M, Fajfar. P and Vidic, T (1994), "Factors contributing to the response reduction", Proc.5th US National Cont. on Earthquake Engineering, Vol.1, pp. 97-106.
- 16- Fajfar. P (1995), "Design spectra for the new generation of codes: Euro code 8 achieves the half-way mark." proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Duma, pp. 2965-2974.
- 17- Oстераas. J and Krawinkler. H (1990), "Seismic design based on strength of structures", Proc.4th US National Conf. on Earthquake Engineering, Vol.2, pp.955-964.
- 18- Schmidt. BJ, Bartlett. FM. (2002), "Review of resistance factor for steel resistance distributions and resistance factor calibration". Canadian Journal of Civil Engineering, 29: pp.109-19.

- 19- Jinkoo Kim, Hyunhoon Choi, (2004), "Response modification factors of chevron-braced frames", *Engineering Structures*, pp. 285-298.
- 20- Freeman. S.A, (1995),"On the Correlation of code forces to earthquake demands".Proc.4thU.S. Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, ATC-15-3, pp. 245-268.
- 21- Zeris. C.A., Tassios. T. P, Y. LU & G.Zhang. F (1992), "Influence of irregularity on the q factor of R.C. frames", *Proc. Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.10. pp. 5681-5686.
- 22- American Institute of Steel, "Manual of steel construction", Chicago 1989.
- 23- Computers & Structures Inc., "SAP2000 Structural Program", Berkeley, California.
- 24- AM Mwafy, AS Elnashai. (2002), "Calibration of force reduction of factor of RC building", *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 239-73.
- 25- Maheri MR, Akbari R. (2003), "Seismic behavior factor, R, for steel X-braced and knee- braced RC buildings". *Engineering Structures*, 25(15): pp. 1505-13.
- 26-Osman.A, Gobarah. A and Korol R.M, (1995), "Implications of design philosophies for seismic response of steel moment frames", *J. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 127-143.

Abstract

In this thesis special truss moment frame behavior co-efficiency with two patterns of truss members in the form of vierendeel and x-diagonal through using the Yang method was determined by based on the convergence method.

Based on the results of this thesis, truss moment frames with the form of vierendeel have a better ductility than the **X** form. Also, with the increase of the number of frame span and the number of floors ductility increases.

Based on the obtained results from 3 to 5 floors **R** in the area $3.94 < \mathbf{R} < 6.35$ and 6 to 8 floors in the area of $7.77 < \mathbf{R} < 12.53$ is obtained. Later the analysis of vierendeel truss based on different ratio of special segment span to the height of truss to obtain suitable behavioral co-efficiency is done. Based on the obtained results with increase of the mentioned ratio behavioral co-efficiency increases.

Key words:

Special truss moment frame(STMF),statically nonlinear analysis(PUSH OVER),seismic behavior improvement,optimization