

بام خداوند جان آفرین که سخن در زبان آفرین



دانشگاه صنعتی شاهرود
دانشکده عمران و معماری

مطالعه رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فلزی با سیستم دوگانه

ارائه شده جهت اخذ درجه

کارشناسی ارشد
رشته عمران گرایش سازه

استاد راهنمای اول

دکتر علی کیهانی (استادیار دانشگاه صنعتی شاهرود)

استاد راهنمای دوم

مهندس فرنوش باسلیقه (مربی دانشگاه صنعتی شاهرود)

دانشجو

مهدی شایسته (دانشجوی مقطع کارشناسی ارشد)

سمنان، شاهرود

شهریور ۱۳۸۷

تقدیم به

پدر بزرگوار و مادر نازنینم

سپاس‌گزاری

اکنون که با یاری پروردگار یکتا این پایان‌نامه به سرانجام رسید، بر خود لازم می‌دانم تا از زحمات تمام کسانی که مرا در به انجام رساندن این مهم یاری نمودند، تشکر و قدردانی نمایم. نخست از زحمات و رهنمودهای اساتید راهنمای ارجمند خود، جناب آقای دکتر علی کیهانی و مهندس فرنوش باسلیقه که با دقت تمام و توجهی قابل وصف تمامی مسائل و مشکلات موجود در راه انجام پایان‌نامه را مرتفع نموده و مرا در تمامی مراحل انجام آن یاری رساندند، سپاس‌گزاری می‌نمایم. کسب درجات بالاتر علمی را برای ایشان از صمیم قلب آرزومندم.

همچنین از تمامی اساتید گرانقدرم در گروه عمران دانشگاه صنعتی شاهرود، دکتر بهروز حسنی، دکتر رضا نادری، دکتر وحیدرضا کلات جاری، دکتر فرشید علایی و دکتر محسن طالب زاده، که در طول سال‌های ۱۳۸۴ تا سال ۱۳۸۷ از دانش ایشان بهره جستیم، قدردانی می‌نمایم. شاگردی ایشان افتخاری فراموش‌ناشدنی برای اینجانب است.

از یاد نخواهم برد زحمات و توجهات بی‌دریغ خانواده‌ی گرمی‌ام به ویژه پدر بزرگوار و مادر نازنینم را که در طول انجام این امر مهم دلسوزانه مرا یاری نمودند. همچنین از دوست مهربانم جناب آقای مهندس بهنام پارسا که در طول مدت انجام پایان‌نامه همراه من بوده و همواره حضوری سبز در طول این مسیر دشوار داشتند، کمال قدردانی را می‌نمایم. آرزوی قلبی بنده فردایی همراه با شادکامی و کامیابی برای تمامی این بزرگواران است.

مهدی شایسته

شهریور ۱۳۸۷

چکیده

مطالعه رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با سیستم دوگانه طبق دستورالعمل بهسازی ساختمان‌ها

مهدی شایسته

هر چند آیین‌نامه‌های طراحی معمول، نظیر استاندارد ۲۸۰۰ ایران، تحلیل الاستیک خطی را برای پیش‌گویی پاسخ سازه‌ای در برآورد نیازهای لرزه‌ای کافی می‌دانند، اما از آنجا که رفتار واقعی بیشتر سازه‌ها تحت زلزله

طرح به صورت غیرخطی می باشد، لذا تحلیل های خطی، غیردقیق و ناکافی به نظر می رسند. در دستورالعمل های جدید که بر پایه طراحی بر اساس عملکرد قرار دارند مانند FEMA356 و دستورالعمل بهسازی لرزه ای، روش های تحلیل غیرخطی جایگاه خاصی را یافته اند به طوری که با محدود کردن شرایط به کارگیری روش های خطی عملاً طراحان را به سمت استفاده از تحلیل های غیرخطی سوق می دهند. بر این اساس، با توجه به اینکه استاندارد ۲۸۰۰ ایران و دستورالعمل بهسازی لرزه ای در بارگذاری، روش تحلیل و همچنین نحوه کنترل اعضاء و معیارهای پذیرش آنها با یکدیگر متفاوت می باشند بنابراین ارزیابی لرزه ای ساختمان های طرح شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، با استفاده از دستورالعمل بهسازی لرزه ای می تواند مفید باشد. بدین منظور شش ساختمان با باربری جانبی قاب ساختمان ساده و سیستم دوگانه (قاب خمشی متوسط + مهاربندی های هم محور) با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه انتخاب شده و بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران تحلیل و طراحی گردیدند و سپس مطابق ضوابط دستورالعمل بهسازی، عملکرد آنها با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی و میزان ضعف هر یک از المان های سازه ای مورد بررسی قرار گرفت.

واژه های کلیدی: ارزیابی لرزه ای، ساختمان فولادی، روش استاتیکی غیرخطی، استاندارد ۲۸۰۰، سیستم قاب ساختمانی ساده، سیستم دوگانه، عملکرد سازه ای.

فهرست مطالب

فصل ۱: تاریخچه تحول آیین نامه های طرح لرزه ای

- ۱-۱- مقدمه ۲
- ۲-۱- آیین نامه های نسل اول ۳
- ۳-۱- آیین نامه های نسل دوم ۴
- ۴-۱- نسل جدید آیین نامه ها ۵
- ۵-۱- ساختار پایان نامه ۵

فصل ۲: فلسفه طراحی براساس عملکرد

- ۱-۲- مفاهیم طراحی بر اساس عملکرد ۸
- ۲-۲- نواقص روش طراحی لرزه‌ای آیین‌نامه‌ای فعلی ۱۰
- ۳-۲- اهداف و سطوح عملکرد ۱۲
- ۴-۲- روش ارزیابی مبتنی بر تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) ۱۲
- ۵-۲- نقاط ضعف آنالیز استاتیکی غیرخطی (Pushover) ۱۴
- ۶-۲- روش ضرایب تغییرمکان ۱۵
- ۷-۲- روش طیف ظرفیت ۲۰

فصل ۳: آنالیز استاتیکی غیر خطی در نرم افزار SAP2000

- ۱-۳- مقدمه ۲۵
- ۲-۳- مدل‌سازی و آنالیز اولیه ۲۵
- ۳-۳- تعریف خصوصیات مفاصل خمیری ۲۶
- ۱-۳-۳- تعداد مفاصل‌هایی که باید تعریف شوند ۲۶
- ۲-۳-۳- نکات مهم در تعریف مفاصل در تیرها و ستون‌ها ۲۶
- ۴-۳- جایگزینی خصوصیات مفاصل ۳۱
- ۵-۳- مشاهده خصوصیات تولید شده مفاصل ۳۲
- ۶-۳- حالت‌های رانش استاتیکی ۳۵
- ۱-۶-۳- نکات مهمی که در تعریف حالت‌های رانشی باید در نظر گرفت ۳۹
- ۷-۳- اجرای تحلیل رانشی ۴۱
- ۸-۳- نتایج تحلیل رانشی ۴۲
- ۹-۳- نمایش منحنی رانش ۴۳

فصل ۴: مدل‌سازی و تحلیل سازه‌های مورد مطالعه

- ۱-۴- مقدمه ۴۶
- ۲-۴- تعریف مدل‌های اولیه ۴۶
- ۳-۴- سیستم دوگانه یا ترکیبی ۴۷
- ۴-۴- بارگذاری ثقلی ۴۸
- ۵-۴- بارگذاری لرزه‌ای ۴۹
- ۶-۴- مدل‌سازی ۵۱
- ۷-۴- تحلیل ۵۳
- ۸-۴- طراحی ۵۳

۵۳ ۱-۸-۴ کنترل مقادیر جابجایی نسبی طبقات
۵۵ ۲-۸-۴ کنترل مقاومت ستون‌ها طبق بند ۵-۱ استاندارد ۲۸۰۰
۵۵ ۳-۸-۴ کاهش تنش مجاز فشاری اعضای مهاربندی‌ها در مدل‌ها
۵۶ ۴-۸-۴ ضوابط مربوط به پایداری موضعی تیرها
۵۶ ۹-۴ نتایج طراحی
فصل ۵: ارزیابی عملکرد مدل‌های اولیه بر مبنای روش استاتیکی غیرخطی (Pushover)	
۶۰ ۱-۵ مقدمه
۶۲ ۲-۵ نکات مشترک در ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها
۶۲ ۱-۲-۵ هدف بهسازی
۶۲ ۲-۲-۵ طیف طرح
۶۲ ۳-۲-۵ اطلاعات وضعیت موجود ساختمان
۶۳ ۴-۲-۵ روش‌های تحلیل سازه
۶۳ ۵-۲-۵ رفتار اجزای سازه
۶۴ ۶-۲-۵ مقاومت مصالح
۶۴ ۱-۶-۲-۵ کرانه پایین مقاومت مصالح
۶۴ ۲-۶-۲-۵ مقاومت مورد انتظار مصالح
۶۴ ۷-۲-۵ اثر $P-\Delta$
۶۵ ۸-۲-۵ اثرات پیچش
۶۵ ۹-۲-۵ دیافراگم
۶۵ ۱۰-۲-۵ اعضای اصلی و غیراصلی
۶۶ ۱۱-۲-۵ توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی
۶۶ ۱۲-۲-۵ تعیین تغییرمکان هدف
 ۱۳-۲-۵ تعیین پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش مفصل‌ها در آنالیز غیرخطی
۶۷ استاتیکی
 ۱۴-۲-۵ پارامترهای مدل‌سازی مفصل‌های محوری در ستون‌های کششی و معیارهای
۷۰ پذیرش آنها
۷۰ ۱۵-۲-۵ پارامترهای مدل‌سازی مهاربندها و معیارهای پذیرش آنها
۷۳ ۱۶-۲-۵ کنترل معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی
۷۳ ۳-۵ روش تحلیل استاتیکی غیرخطی
۷۵ ۴-۵ نتایج تحلیل

۷۵ ۱-۴-۵- مقایسه منحنی ظرفیت
۷۸ ۲-۴-۵- محاسبه نقطه عملکرد
۸۰ ۳-۴-۵- مقایسه از نظر درصد جذب انرژی و میرایی در اتصال
۸۳ ۴-۴-۵- تغییر مکان نسبی طبقات در نقاط عملکرد سازه‌ها
۸۵ ۵-۴-۵- بررسی نوع و مدل خرابی در انتهای بارگذاری

فصل ۶: نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۹۸ ۱-۶- مقدمه
۹۸ ۲-۶- نتیجه‌گیری
۱۰۱ ۳-۶- پیشنهادات

منابع و مراجع

پیوست الف: بررسی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (FEMA356)

۱۰۵ الف-۱- مقدمه
۱۰۶ الف-۲- هدف بهسازی
۱۰۷ الف-۳- سطوح عملکرد ساختمان
۱۰۸ الف-۳-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای
۱۰۹ الف-۳-۲- سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای
۱۱۰ الف-۳-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان
۱۱۲ الف-۴- ضریب آگاهی
۱۱۲ الف-۵- ظرفیت اجزاء سازه
۱۱۴ الف-۶- روش‌های تحلیل سازه
۱۱۴ الف-۶-۱- تفاوت روش‌های تحلیل خطی و غیرخطی
۱۱۴ الف-۶-۲- تفاوت روش استاتیکی خطی در دستورالعمل بهسازی با روش‌های آیین‌نامه‌های طراحی فعلی
۱۱۶ الف-۶-۳- روش تحلیل دینامیکی خطی
۱۱۶ الف-۶-۳-۱- فرضیات خاص در تحلیل دینامیکی خطی
۱۱۶ الف-۶-۳-۲- ملاحظات خاص تحلیلی
۱۱۷ الف-۶-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی
۱۱۷ الف-۶-۴-۱- ملاحظات مدل‌سازی و تحلیل روش استاتیکی غیرخطی
۱۱۸ الف-۶-۴-۲- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر
۱۱۹ الف-۶-۴-۳- توزیع بار جانبی
۱۲۰ الف-۶-۴-۴- تغییر مکان هدف

الف-۷- معیارهای پذیرش	۱۲۳
الف-۷-۱- روش‌های خطی	۱۲۳
الف-۷-۱-۱- برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی	۱۲۳
الف-۷-۱-۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی	۱۲۴
الف-۷-۲- روش غیرخطی	۱۲۶
الف-۷-۲-۱- برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی	۱۲۶
الف-۷-۲-۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی	۱۲۶
الف-۸- مطالعات بهسازی سازه‌های فولادی قاب خمشی با اتصال صلب	۱۲۷
الف-۸-۱- تعیین سختی اعضای قاب در روش استاتیکی غیرخطی	۱۲۷
الف-۸-۲- تعیین مقاومت اعضاء قاب	۱۲۸
الف-۸-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی	۱۲۸
الف-۸-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی	۱۳۰
الف-۸-۳- کنترل معیارهای پذیرش	۱۳۱
الف-۸-۳-۱- روش‌های خطی	۱۳۱
الف-۸-۳-۲- روش‌های غیرخطی (کنترل معیارهای پذیرش)	۱۳۴

فهرست جداول

جدول (۱-۴): توزیع نیروی برش پایه استاتیکی سازه ۵ طبقه	۵۱
جدول (۲-۴): مقاطع مورد استفاده در مدل‌های ساختمانی	۵۲
جدول (۳-۴): تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی ۵S-25% در بارگذاری ۲۸۰۰	۵۴
جدول (۴-۴): تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی ۱۰S-25% در بارگذاری ۲۸۰۰	۵۴
جدول (۵-۴): تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی ۱۵S-25% در بارگذاری ۲۸۰۰	۵۵
جدول (۶-۴): محاسبه ضریب کاهش و تنش مجاز اصلاح‌شده در بادبندی‌های فشاری	۵۸
جدول (۱-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در خمش برای تیر با مقطع IPE270	۶۸
جدول (۲-۵): تعیین مختصات منحنی نیرو-تغییرمکان در مدل‌سازی مفصل خمشی تیر IPE270	۶۹
جدول (۳-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در ستون‌های کششی	۷۰
جدول (۴-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای کلیه مهاربندهای کششی	۷۲
جدول (۵-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای مهاربندهای فشاری	۷۲
جدول (۶-۵): ضرایب مقیاس در مهاربندها	۷۲

جدول (۵-۷): تغییر مکان در نقطه عملکرد سازه ۵ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت	۷۹
جدول (۵-۸): تغییر مکان در نقطه عملکرد سازه ۱۰ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت	۸۰
جدول (۵-۹): تغییر مکان در نقطه عملکرد سازه ۱۵ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت	۸۰
جدول (۵-۱۰): میرایی مؤثر سازه‌ها	۸۲
جدول (الف-۱): دامنه انتخاب سطوح عملکرد و سطح عملکرد مورد بررسی در پایان‌نامه	۱۰۷
جدول (الف-۲): سطوح عملکرد و خرابی پیش‌بینی شده	۱۱۳
جدول (الف-۳): ضریب آگاهی	۱۱۳
جدول (الف-۴): مقدار ضریب C_0	۱۲۱
جدول (الف-۵): مقادیر ضریب C_2	۱۲۲
جدول (الف-۶): معیار پذیرش در روش‌های خطی - اجزاء سازه فولادی	۱۳۵
جدول (الف-۷): معیار پذیرش در روش‌های خطی - اجزاء سازه فولادی	۱۳۶

فهرست شکل‌ها

شکل (۱-۲): رابطه ساده شده $R-\mu-T$	۱۷
شکل (۲-۲): منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان	۲۱
شکل (۳-۲): استفاده از روش طیف ظرفیت برای تعیین تغییر مکان هدف	۲۳
شکل (۱-۳): تعیین پارمترهای مدل‌سازی مفاصل خمیری	۲۸
شکل (۲-۳): محل وارد کردن مختصات مفصل خمیری در SAP2000	۲۸
شکل (۳-۳): انتخاب گزینه تعیین خودکار θ_y در ستون‌ها	۲۹
شکل (۴-۳): انتخاب گزینه تعیین خودکار معادله اندرکنش لنگر-نیروی محوری در ستون‌ها	۳۰
شکل (۵-۳): اختصاص مقاومت مورد انتظار مصالح ستون‌ها در SAP طراحی شده براساس FEMA273	۳۱
شکل (۶-۳): مقادیر θ_y و M_y محاسبه شده توسط نرم‌افزار در یکی از تیرهای سازه	۳۳
شکل (۷-۳): مقدار θ_y محاسبه شده توسط نرم‌افزار در یکی از ستون‌های سازه	۳۴
شکل (۸-۳): سطوح اندرکنش M و P تعریف شده برای ستون‌ها	۳۵
شکل (۹-۳): تعریف حالت بار رانشی با توزیع مدی در نرم‌افزار	۳۷

- شکل (۳-۱۰): تعیین حالت کنترل‌شونده توسط تغییرمکان در تعریف رانش‌های استاتیکی ۳۷
- شکل (۳-۱۱): حالت بار رانشی با توزیع مودی با اعمال اثر همزمان مولفه‌های زلزله ۳۸
- شکل (۳-۱۲): تعریف حالت بار رانشی با توزیع یکنواخت ۳۸
- شکل (۳-۱۳): حالت بار رانشی توزیع یکنواخت با اعمال اثر همزمان مولفه‌های زلزله ۴۰
- شکل (۳-۱۴): تعریف بارگذاری ثقلی اولیه ۴۰
- شکل (۳-۱۵): تنظیم گزینه‌های نتایج تحلیل ۴۱
- شکل (۳-۱۶): اعمال اثرات $P-\Delta$ ناشی از رفتار غیرخطی مصالح در تحلیل غیرخطی ۴۲
- شکل (۳-۱۷): بررسی رفتار اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در تحلیل غیرخطی ۴۳
- شکل (۳-۱۸): منحنی برش پایه- تغییرشکل برای محاسبه T_e ۴۴
- شکل (۴-۱): پلان مدل‌های تحت بررسی ۴۹
- شکل (۴-۲): طیف بازتاب استاندارد ۲۸۰۰ ۵۰
- شکل (۴-۳): نحوه نام‌گذاری مقاطع ۵۱
- شکل (۴-۴): نمونه ستون‌گذاری قاب‌های کناری سازه 5S-25% ۵۷
- شکل (۴-۵): نمونه ستون‌گذاری قاب‌های میانی سازه 5S-25% ۵۸
- شکل (۵-۱): طیف بازتاب استاندارد ۲۸۰۰ که در ارزیابی عملکردی مورد استفاده قرار گرفته است ۶۳
- شکل (۵-۲): منحنی نیرو-تغییرشکل غیرخطی اجزا ۶۸
- شکل (۵-۳): منحنی نیرو-تغییرشکل مهاربندها ۷۱
- شکل (۵-۴): منحنی ظرفیت سازه‌های ۵ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت ۷۶
- شکل (۵-۵): منحنی ظرفیت سازه‌های ۱۰ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت ۷۷
- شکل (۵-۶): منحنی ظرفیت سازه‌های ۱۵ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت ۷۷
- شکل (۵-۷): منحنی ظرفیت سازه‌های مدل شده در بارگذاری‌های متفاوت ۷۸
- شکل (۵-۸): الگوی مناسب محاسبه میرایی معادل ۸۱
- شکل (۵-۹): میرایی موثر سازه‌ها تحت الگوی بار نوع اول ۸۲
- شکل (۵-۱۰): میرایی موثر سازه‌ها تحت الگوی بار نوع دوم ۸۳
- شکل (۵-۱۱): تغییر مکان نسبی طبقات سازه ۵ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت ۸۴
- شکل (۵-۱۲): تغییر مکان نسبی طبقات سازه ۱۰ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت ۸۴
- شکل (۵-۱۳): تغییر مکان نسبی طبقات سازه ۱۵ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت ۸۵
- شکل (۵-۱۴): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری ۸۶

- شکل (۵-۱۵): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری ۸۷
- شکل (۵-۱۶): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری ۸۸
- شکل (۵-۱۷): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری ۹۰
- شکل (۵-۱۸): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری ۹۲
- شکل (۵-۱۹): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری ۹۴
- شکل (الف-۱): دامنه انتخاب سطوح عملکرد ۱۰۷
- شکل (الف-۲): اساس روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۱۵
- شکل (الف-۳): منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان ۱۱۹
- شکل (الف-۴): رفتار عضو کنترل شونده توسط تغییر شکل در تحلیل های خطی ۱۲۵
- شکل (الف-۵): منحنی نیرو-تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزا فولادی ۱۲۷

۱-۱- مقدمه

طراحی بر اساس عملکرد، روش جدیدی برای طراحی نمی باشد. دهه های زیادی است که اتومبیل ها، هواپیماها، توربین ها و غیره با استفاده از این روش، طراحی و ساخته می شوند. بطور کلی در این موارد یک یا چند نمونه از سازه ها با مقیاس یک به یک ساخته می شوند و تحت تست های گسترده قرار می گیرند. روند طراحی و ساخت، مجدداً با ترکیب آموخته های کسب شده از آزمایشات بازبینی می شود. زمانی که چرخه طراحی، ساخت نمونه، آزمایش و طراحی مجدد با موفقیت تکمیل شد، محصول در مقیاس گسترده تولید می شود. آنچه باعث تفاوت و پیچیدگی روش طراحی بر اساس عملکرد در مهندسی عمران شده است این

مسئله است که نتایج این روش طراحی قابل تکثیر در مقیاس گسترده نمی‌باشد به بیان دیگر، هر ساختمان که با این روش طراحی می‌شود دقیقاً یگانه است و نتایج حاصل از طراحی آن به طور مستقیم قابل انتقال به ساختمان‌هایی از انواع دیگر، ابعاد دیگر و مقاصد عملکردی دیگر نمی‌باشد. بنابراین روش طراحی بر اساس عملکرد تاکنون از لحاظ اقتصادی گزینه مناسبی برای مطرح شدن در این آیین‌نامه‌های طراحی نبوده است. اما اکنون با توجه به پیشرفت‌های جدید حاصل شده در زمینه ارزیابی خطر لرزه‌ای، علم طراحی براساس عملکرد تسهیلات آزمایشگاهی و کاربردهای کامپیوتر، روش طراحی بر اساس عملکرد بسیار مورد توجه مهندسين سازه قرار گرفته است بطوری که پیش‌بینی می‌شود بزودی جای خود را در آیین‌نامه‌های طراحی باز کند [۱].

به طور کلی آیین‌نامه‌ها از لحاظ جنبه‌های بررسی عملکردی به سه دسته قابل تقسیم هستند: آیین‌نامه‌های نسل اول، آیین‌نامه‌های نسل دوم و آیین‌نامه‌های نسل جدید که در ادامه به بیان ویژگی و تفاوت‌های فلسفی این سه دسته می‌پردازیم.

۱-۲- آیین‌نامه‌های نسل اول

آنچه در تدوین نسل اول آیین‌نامه‌ها مطرح شد رسیدن به این مقصود بود که حداقل ضوابط به گونه‌ای بدست بیاید که با طراحی براساس این ضوابط، ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های شدید مقاومت نمایند و تلفات جانی به حداقل برسد. به عبارت دیگر اقدامی که صورت گرفت آن بود که برای ساختمان‌ها، یک زلزله خاص تعریف شده و استقامت ساختمان‌ها و تلفات جانی حداقل به عنوان دو خواسته یا شروط حاکم بر ضوابط تعیین گردید.

آغاز تهیه نسل اول آیین‌نامه‌ها به حدود هشتاد سال پیش، ۱۹۲۴ در ژاپن و سال ۱۹۲۷ در امریکا باز می‌گردد. در آن تاریخ تعریف مشخص از زلزله و معیارهای تعریف کننده آن ارائه نشده بود و متخصصان فقط درک کرده بودند که به هنگام زلزله، یک نیروی اضافی به سازه تحمیل و از آنجا که فکر می‌کردند این نیرو به دلیل ماهیت حرکتی‌اش باید ارتباطی با جرم سازه داشته باشد، عاملی را به صورت درصدی از جرم سازه تعریف می‌کردند. میزان این درصد از جرم در امریکا ۸٪ و در آیین‌نامه ژاپن ۱۰٪ بود. این ساده‌ترین شکل آیین‌نامه‌های نسل اولی بود. بعدها برخی اصول تجربی مهم به این آیین‌نامه‌ها افزوده شد و کماکان آیین‌نامه‌های تکمیل شده بعدی را هم در زمره آیین‌نامه‌های نسل اول به شمار می‌آورند. وجه مشترک تمام

این آیین‌نامه‌ها آن بود که در آنها هیچگونه تفاوتی میان انواع مختلف ساختمان -با هر نوع کاربری- گذاشته نمی‌شد.

مقدمات ورود به تدوین آیین‌نامه‌های نسل دوم از زمانی آغاز شد که در سال ۱۹۳۳ زلزله‌ای در لانگ بیچ^۱ در ساعت ۱۷:۵۵ اتفاق افتاد که در اثر آن تعداد زیادی از ساختمان‌های مسکونی و مدارس تخریب شدند و از بین رفتند.

این موضوع برای مسئولان زنگ خطری بود و توجه آنان را معطوف به این نکته کرد که اگر زلزله یک ساعت زودتر (پیش از تعطیلی مدارس) رخ داده بود، وسعت تلفات حادثه را تبدیل به فاجعه می‌کرد. همین نکته باعث شد که موضوع تفاوت کاربری‌های ساختمان‌های مختلف مورد توجه واقع شود و در اولین قدم، درصد یاد شده قبلی را برای مدارس به جای ۸٪ تا ۱۰٪ در نظر گرفتند.[۶]

۱-۳- آیین‌نامه‌های نسل دوم

در نسل دوم آیین‌نامه‌ها، همانند نسل اول که تمرکز بر پیش‌بینی میزان نیروی ناشی از زلزله بود تا بتواند با تعیین آن میزان حرکت ساختمان را به حداقل برسانند. بحث حول این موضوع بود که با حفظ ایستایی ساختمان‌ها در زلزله‌های شدید، تلفات جانی به حداقل برسد، فقط یک موضوع به آن اضافه شد و آن اینکه بناهای ضروری و دارای کاربری خاص، پس از وقوع زلزله‌های شدید، بدون آسیب عمده سازه‌ای قابل استفاده باقی بمانند. بنابراین در نسل دوم آیین‌نامه‌ها که آیین‌نامه ۲۸۰۰ کشور ما هم در همین گروه جای می‌گیرد، با این هدف که ساختمان‌های ضروری در مقابل زلزله دارای ایستایی باشند یک پارامتر جدید و یک ضریب اهمیت معرفی شد که براساس آن ضوابط مربوطه بر پایه عملکرد و کاربری آن تدوین شوند. ارائه همین روند منجر به آن شد که در دهه هفتاد میلادی، بوسیله یک ضریب اهمیت، میان ساختمان‌های مختلف تفاوت بگذارند. به این ترتیب این ضریب در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای ساختمان مانند آیین‌نامه یکنواخت ساختمان (UBC)^۲، برای بیمارستان‌ها، درمانگاه‌ها و آتش‌نشانی‌ها برابر ۱/۲۵ برای ساختمان‌های عمومی ۱/۱۵ و برای سایر ساختمان‌ها ۱/۱ در نظر گرفته شد.

^۱ Long Beach

^۲Uniform Building Code (UBC – 1964)

حال به بررسی این نکته می‌پردازیم که آیا ضریب اهمیت می‌توانست، نقشی در مقاومت ساختمان‌ها داشته باشد؟ با مراجعه به آیین‌نامه کشور خودمان مشاهده می‌شود که برای کنترل ساختمان‌های مختلف ابزار جداگانه پیش‌بینی نشده و در مورد ساختمان‌های ویژه، همان ابزارها صرفاً با افزودن یک ضریب، مورد استفاده قرار می‌گیرد بنابراین تغییر سطح عملکرد را شاهد نبوده‌ایم. به عبارت دیگر از آنجا که عملاً امکان آن وجود ندارد که بتوان رفتار ساختمان را به صورت ارتجاعی نگه داشت، باید به طریقی بتوان رفتار ساختمان را پس از اتمام رفتار ارتجاعی و شکل‌گیری مفصل خمیری در یکی از اعضا و مقاومت همه اعضا و اجزاء تا مرحله غالب شدن رفتار غیرارتجاعی و گسیختگی ساختمان پیش‌بینی و مدل برای آن تهیه نمود.

به این منظور شیوه‌ای که آیین‌نامه‌های نسل جدید به کار می‌برند این است که طیف بازتاب ارتجاعی و یک شتاب مبنا در نظر می‌گیرند و با این دو ضریب که در واقع پاسخ سازه به نیروی وارده از جانب زلزله است، پیش‌بینی می‌کنند که اگر ساختمان رفتار غیر ارتجاعی داشت، چگونه و چه میزانی می‌توانست تغییر بکند. با بررسی قابلیت‌های آیین‌نامه‌های نسل دوم و با در نظر گرفتن مجموعه‌ای از عوامل همچون مقاومت سازه‌ای، تحمیل بار، تنش‌های مجاز، شکل‌پذیری، ضریب رفتار، شتاب مبنا، میزان عملکرد و سطح خطر به این نتیجه می‌رسیم که در آنچه در آیین‌نامه‌های نسل دوم روی داده، با آنکه در زمان خودش حرکتی رو به جلو بوده، به دلیل کنترل نشدن عملکرد و ضریب اهمیتی که در آن پیش‌بینی شده چندان قابل اعتماد نیست. [۶]

۱-۴- نسل جدید آیین‌نامه‌ها

نسل جدید این آیین‌نامه‌ها ادعای بسیار بزرگی را مطرح می‌کنند؛ این آیین‌نامه‌ها به منظور نیل به این قابلیت تدوین شده‌اند که با استفاده از آنها بتوان هر ساختمان را در مقابل هر سطح خطر به گونه‌ای طراحی نمود که عملکرد مورد انتظار را از خود نشان دهند. به عبارت دیگر، ساختمان باید هم سختی، هم مقاومت و هم شکل‌پذیری لازم را برای تأمین سطح عملکرد انتخابی داشته باشد.

۱-۵- ساختار پایان‌نامه

در این پایان‌نامه پس از مرور تاریخچه تحول آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها در فصل حاضر، فلسفه طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی به عنوان پایه و اساس روش‌های

طراحی بر اساس عملکرد و نقاط ضعف آن در فصل دوم بیان شده است. همچنین دو روش مهم ضرایب تغییرمکان و طیف ظرفیت برای تخمین جابجایی نیاز مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در فصل ۳ روش انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP2000 ارائه شده است. در فصل ۴ ابتدا ساختمان‌های ۵،۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم باربر جانبی دوگانه (قاب خمشی متوسط + مهاربندی‌های هم‌محور فولادی) با روش استاتیکی خطی استاندارد ۲۸۰۰ و طبق مبحث دهم، طراحی شده و سپس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در مورد آنها اعمال و ضوابط کنترل‌کننده، در طراحی سازه‌ها و المان‌های سازه‌ای بررسی گردیده است. در فصل ۵ این سازه‌ها با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای با استفاده از روش آنالیز استاتیکی غیرخطی، در سطح خطر ۱ برای سطح عملکرد LS مورد ارزیابی قرار گرفته و معیارهای پذیرش اعضاء کنترل شده‌اند. با ارزیابی سازه‌های موجود یک سری نقاط ضعف طراحی با استاندارد ۲۸۰۰ بدست آمده است. در پایان نتایج جمع‌بندی شده و پیشنهاداتی برای تحقیقات بعدی ارائه شده است. در قسمت پیوست نیز نکات مهم در روند ارزیابی سازه‌های فولادی با استفاده از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ایران که مشابه FEMA356 می‌باشد، برای دو روش تحلیل خطی دینامیکی (LDP)^۳ و غیرخطی استاتیکی (NSP)^۴ بررسی شده‌اند.

۲-۱- مفاهیم طراحی براساس عملکرد

بعد از چندین زلزله مخرب در دهه گذشته، این نتیجه حاصل شد که استانداردهای طراحی لرزه‌ای حاضر باید به صورت بنیادی اصلاح شوند بطوریکه بتوانند پاسخ‌های ساختمانی را پیشگویی کنند. براساس این نیازها مهندسی زلزله براساس عملکرد توسعه پیدا کرد [۲].

^۳ Linear Dynamic Procedure

^۴ Nonlinear Static Procedure

هدف طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد این است که مهندسين را قادر سازد تا سازه‌هایی را طراحی کنند که عملکردشان قابل پیش‌بینی باشد. البته مفهوم طراحی براساس عملکرد چیز جدیدی نیست. آیین‌نامه‌های ساختمانی همیشه به این منظور شکل می‌گیرند که یک سطح مشخص از عملکرد را تحت یک بارگذاری طراحی ارائه نمایند [۱].

در حال حاضر فلسفه کلی طراحی مقاوم لرزه‌ای برای سازه‌های معمول که در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای دنیا به آن اشاره می‌شود به صورت زیر است:

الف) سازه، زمین لرزه‌های کوچک خفیف را بدون خسارت سازه‌ای و غیر سازه‌ای پشت بگذرد.
ب) سازه، زمین‌لرزه‌های متوسط را بدون خسارت سازه‌ای و همراه با خسارت غیرسازه‌ای جزئی پشت سر بگذارد.

ج) سازه، زمین‌لرزه‌های شدید و نادر را بدون فروریزش پشت سر بگذارد.
با این حال، تعریف عملکرد برای ساختمان‌ها در این آیین‌نامه‌ها کاملاً مبهم و غیردقیق است، زیرا اهداف عملکردی مثل توانایی تعمیر سازه، محدود کردن خسارات و تغییر مکان‌های جانبی به حدود دلخواه، به صورت دقیق در آیین‌نامه‌ها اشاره نشده است و از طرفی دلایل زیر باعث شده‌اند که آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای متحول شوند:

۱- افزایش دانش درباره چگونگی وقوع زمین‌لرزه‌ها و حرکت‌های زمین و خصوصیات پاسخ سازه ای.

۲- نواقص روش‌های طرح آیین‌نامه‌ای موجود که اولاً نه یک روش طراحی کارآمد و قوی برای ارزیابی عملکرد سازه طرح شده در اختیار قرار می‌دهند و نه کارفرما را برای انتخاب یک سطح عملکرد مناسب برای سازه و تصمیم‌گیری درباره هزینه آن در برابر سطوح مختلف تحریک لرزه‌ای یاری می‌دهند.

در زلزله‌های اخیر مانند لوماپریتا (۱۹۸۹)، نورث ریج (۱۹۹۴) و هیگو-کوبه (۱۹۹۵) خسارات بسیار زیاد اقتصادی ناشی از این زلزله‌ها، درخواست‌های وسیعی برای طراحی ساختمان‌هایی که اهداف عملکردی مورد نظر را پوشش می‌دهند، در سطح جهان بوجود آورد، که منجر به بحث‌ها و دستورالعمل‌هایی برای طراحی بر اساس عملکرد گردید [۳].

روش‌های طراحی در اکثر آیین‌نامه‌های فعلی بر اساس معیار مقاومت می‌باشد. در حالی که تحقیقات و رفتار ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های اخیر نشان دادند که مقاومت نمی‌تواند معیار مناسبی باشد و افزایش

مقاومت لزوماً به معنای افزایش ایمنی نمی باشد. بنابراین در آیین‌نامه‌های جدید به جای معیار مقاومت از معیار رفتار، برای طراحی سازه استفاده می‌کنند.

توسعه اصول طراحی براساس رفتار در دهه ۱۹۷۰ تأکیدی بر درک این مطلب بود که نحوه توزیع مقاومت در یک ساختمان مهمتر از مقدار خاص برش پایه طراحی است، همچنین مشخص شد که یک قاب ساختمان تحت اثر زلزله، زمانیکه مفاصل پلاستیک در تیرها تشکیل شود بهتر از حالتیکه مفاصل در ستون‌ها تشکیل شود عمل خواهد کرد (مکانیزم تیر ضعیف-ستون قوی) [۴].

در اثر وقوع زلزله‌های شدید، خسارت‌های قابل ملاحظه‌ای به علت رفتار غیر الاستیک سازه‌ها به آنها وارد می‌شود، زیرا با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان، سازه در اثر وقوع زلزله‌های شدید، پس از گذر از محدوده الاستیک وارد محدوده غیرالاستیک می‌شود و در این ناحیه تغییرات مقاومت ناچیز بوده و تغییر شکل‌های خمیری که ارتباط نزدیک‌تری با خسارت دارند حاکم می‌شوند. لذا در روش طراحی براساس عملکرد، عملکرد غیرخطی اجزای سازه مورد بررسی قرار می‌گیرند و تغییر مکان به جای نیرو به عنوان مناسب‌ترین شاخص رفتار مطرح می‌شود. به همین علت می‌توان رفتار واقعی‌تری از سازه، نسبت به قبل، در صورت وقوع یک زمین‌لرزه مشخص بدست آورد [۵].

عملکرد سازه‌های مختلف در طول زلزله‌های بزرگی که اتفاق افتاد، خصوصاً زلزله سال ۱۹۸۹ لوماپریتا و زلزله سال ۱۹۹۵ کوبه و ۱۹۹۴ نورث ریچ، نیاز به طرح لرزه ای ایمن‌تری از سازه را مطرح ساخت که این روشها بتوانند عملکرد قابل پیش‌بینی‌تری نسبت به آیین‌نامه‌های فعلی داشته باشند. در پاسخ به این نیاز کمیته Visison 2000 توصیه‌هایی جهت دستیابی به ساختمان‌هایی با عملکرد قابل پیش‌بینی‌تر نسبت به آیین‌نامه‌های لرزه‌ای فعلی ارائه داد [۶].

همچنین دستورالعمل‌های دیگری نیز در این راستا تدوین شدند که از جمله می‌توان به FEMA273^۵ [7]، FEMA274 [۸]، FEMA351 [۹]، FEMA356 [۱۰]، FEMA357 [۱۱] و ATC40^۶ [۱۲] اشاره کرد.

۲-۲- نواقص روش طراحی لرزه‌ای آیین‌نامه‌ای فعلی

^۱Federal Emergency Management Agency
^۲Applied Technology Council

هدف اصلی طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد، دخیل کردن کارفرما در انتخاب میزان خطرپذیری در طرح مورد نظر، در سطوح مختلف زمین لرزه است و این هدف مستلزم معلوم بودن نحوه عملکرد سازه در سطوح مختلف زمین لرزه‌ها است. برای رسیدن به این اهداف باید نواقصی که در روش‌های فعلی وجود دارند شناخته شوند تا به رفع آنها پرداخته شود.

در زیر به برخی از نواقص روش طراحی لرزه‌ای موجود اشاره می‌شود:

(۱) رفتار سازه تحت زلزله بصورت غیر الاستیک می‌باشد. یعنی سازه تحت کل نیروی زلزله از حالت الاستیک خارج شده و وارد ناحیه پلاستیک می‌شود. اما در طراحی با آیین‌نامه‌های فعلی بخاطر اینکه می‌خواهیم بصورت الاستیک طراحی کنیم از ضریب کاهش نیروی زلزله R که ضریب رفتار نامیده می‌شود، استفاده می‌کنیم و کل برش را به عدد R تقسیم می‌کنیم و سازه را برای $\frac{1}{R}$ نیروی زلزله طراحی می‌کنیم. با این فرض که سازه رفتار غیرخطی خواهد داشت و در این روش به رفتار غیر خطی تک تک اعضاء توجه نمی‌شود.

اعمال ضریب کاهش R از جهات دیگر نیز ایراد دارد: [۴]

(الف) در روش طراحی فعلی، عموماً از سختی اولیه سازه و اجزای آن برای تحلیل و همچنین برآورد تقاضای لرزه‌ای استفاده می‌شود ولی از آن طرف با کاهش سطح نیروهای الاستیک بوسیله ضریب کاهش نیرو و اعمال نیروهای بدست آمده بر سازه، تغییر مکان‌هایی حاصل می‌شود که هیچگونه ارتباط منطقی با تغییر شکل‌های غیر الاستیک سازه ندارد.

(ب) رفتار غیر الاستیک سطح نیروهای مربوط به مود اول را کاهش می‌دهد، در حالیکه اثر آن بر مودهای بالاتر نسبتاً کم است. بنابراین در روش طراحی براساس نیرو که یک ضریب کاهش نیروی ثابت را برای همه مودها بکار می‌برد، احتمالاً اثر مودهای بالاتر را بیش از حد دست پایین برآورد می‌کند.

(ج) کاربرد ضرایب کاهش نیرو یا شکل‌پذیری برای طراحی، ریسک غیر یکنواختی را نتیجه می‌دهد، زیرا شکل‌پذیری یک شاخص ضعیف برای پتانسیل خسارت است. بنابراین دو ساختمان متفاوت طراحی شده با یک آیین‌نامه و با یک ضریب کاهش نیرو (شکل‌پذیری) ممکن است تحت یک زلزله داده شده، سطوح مختلفی از خسارت را تجربه کنند.

(۲) آیین‌نامه‌های فعلی سازه‌ها را براساس مقاومت طراحی می‌کنند اما این واقعیت وجود دارد که افزایش مقاومت ممکن است ایمنی را بالا نبرد و لزوماً خسارت را هم کاهش نمی‌دهد. توسعه اصول طرح

ظرفیت تأکیدی برای این واقعیت است که نحوه توزیع مقاومت در یک ساختمان بسیار مهمتر از مقدار کل برش پایه می باشد.

۳) روش های آیین نامه های فعلی [۲۲] برای اغلب ساختمان ها براساس کاربرد طیف طرح الاستیک خطی مقاومت است که فقط برای یک سطح عملکرد یعنی سطح عملکرد ایمنی جانی مربوط به زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله بکار می رود و پس از زلزله های اخیر زلزله نورث ریج و زلزله کوبه، معلوم شد که طراحی تک سطحی، همه اهداف فلسفه عمومی طراحی لرزه ای را برآورده نخواهد کرد و بر همین اساس در طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد، تأکید زیادی بر طراحی چند سطحی می شود.

۲-۳- اهداف و سطوح عملکرد

هدف طراحی لرزه ای براساس عملکرد این است که مهندسين را قادر می سازد تا سازه هایی با عملکرد قابل پیش بینی در برابر زمین لرزه ها را طراحی کنند. لذا طراحی براساس عملکرد مستلزم تعریف سطوح چندگانه عملکرد هدف می باشد، که انتظار می رود سازه، تحت اثر زلزله با شدت مشخص به این سطوح برسد یا حداقل از آن تجاوز نکند.

انتخاب عملکرد رفتاری (هدف عملکرد) یک سازه با توجه به کاربری ساختمان، اهمیت ساختمان، ارزش ساختمان به عنوان یک اثر تاریخی، ملاحظات اقتصادی شامل هزینه های مربوط به تعمیر ساختمان و ایجاد وقفه در بهره برداری آن، انجام می شود.

بنابراین، اهداف عملکردی در واقع عملکرد لرزه ای مورد نظر سازه را تأمین می نمایند و عملکرد لرزه ای نیز توسط سطوح عملکرد، که حداکثر مقدار مجاز خسارت به سازه را برای یک زلزله تعیین می نمایند، توصیف می شود. به عبارت دیگر هدف عملکرد ترکیبی از سطح خطر زلزله و سطح عملکرد مورد نظر برای سازه می باشد [۱۲].

در FEMA273 و FEMA356، عملکرد اجزای سازه ای از هم تفکیک شده اند و سطح عملکرد ساختمان با ترکیبی از یک سطح عملکرد سازه ای و یک سطح عملکرد غیر سازه ای به دست می آید. چگونگی انتخاب هدف عملکردی را در FEMA356، یا در دستور العمل بهسازی [۲۰ و ۲۱] در پیوست الف، می توان ملاحظه کرد.

۲-۴- روش ارزیابی مبتنی بر تحلیل استاتیکی غیر خطی (Pushover)

اگر چه بین محققان توافق زیادی وجود دارد که تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرالاستیک بیشترین پتانسیل را برای ارزیابی دقیق عملکرد سازه‌های طراحی شده دارد، ولی با توجه به اینکه این روش هنوز به اندازه کافی برای کاربرد در طراحی‌های عمومی تکامل نیافته است و همچنین در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرالاستیک، محاسبات بسیار پیچیده و وقت گیر است و برای بسیاری از سازه‌های معمول با توزیع جرم و سختی یکنواخت در پلان و در ارتفاع، استفاده از این روش معقول نمی باشد و روش‌های تقریبی و ساده تری مانند روش استاتیکی غیرخطی کاربرد عملی بیشتر دارند، مانند روش ارزیابی مبتنی بر تحلیل استاتیکی غیر خطی (Pushover) باید مورد استفاده قرار گیرند.

تحلیل استاتیکی غیرخطی روشی است که هم اثر رفتار غیرخطی مصالح و المان‌ها را در تحلیل لحاظ می کند و هم نسبت به یک تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرالاستیک بسیار سریع و ساده تر است و همچنین با وجود نرم افزارهای تحلیل سازه مانند SAP امکان انجام تحلیل‌ها بسادگی فراهم شده است و امکان کنترل نتایج و بررسی خطاهای احتمالی در هر مرحله از تحلیل وجود دارد.

تمام این عوامل ذکر شده باعث شده‌اند که استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی، بویژه برای کنترل سازه‌های موجود مورد توجه قرار گیرند.

روش تحلیل استاتیکی غیرخطی را می توان برای مدل سازی دو بعدی و سه بعدی سازه‌ها بکار برد. در این روش از یک الگوی بارگذاری جانبی که سعی در شبیه‌سازی نیروهای اینرسی بوجود آمده در جرم سازه در طول یک زلزله را دارد، استفاده می‌شود. با اعمال این بارهای جانبی به سازه، تا رسیدن به تغییر شکل مورد انتظار در زلزله طرح افزایش تدریجی بار صورت می‌گیرد [۱۳].

در نهایت نیروها و تغییر شکل‌های بوجود آمده در تغییر مکان هدف، می تواند تقاضای نیروها و تغییر شکل‌ها در زلزله مورد نظر به حساب آید و با ظرفیت‌های موجود در سازه مقایسه شود که در صورت کافی نبودن ظرفیت‌های موجود سازه، باید طرح را اصلاح نمود.

یکی از دستاوردهای این روش، منحنی طیف ظرفیت سازه است که برش پایه در مراحل مختلف تحلیل را در برابر تغییر مکان مرکز جرم بام ارائه می نماید که از این منحنی، رفتار سازه و شکل‌پذیری سازه مشخص است و برای تعیین تغییر مکان هدف کاربرد دارد.

۲-۵- نقاط ضعف آنالیز استاتیکی غیرخطی (Pushover)

مهمترین نقاط ضعف روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در تعیین پاسخ سازه را می توان به صورت زیر

بر شمرد:

الف) آنالیز استاتیکی غیرخطی بر مبنای این فرض است که پاسخ سازه را می توان با پاسخ یک سیستم

یک درجه آزادی معادل مرتبط ساخت یعنی مود اول الاستیک سازه تعیین کننده می باشد.

برای سازه های با پیوند کم و یا به عبارت دیگر سازه های کوتاه و یا سازه های که پیوند و مودهای

ارتعاشی آنها از هم فاصله دارند، آنالیز Pushover جواب های قابل قبولی می دهد. اما در مورد سازه هایی که

دارای پیوند بالا می باشند و یا پیوندهای ارتعاشی آنها در مودهای مختلف به هم نزدیک است، روش فوق دقت

خوبی ندارد.

ب) در آنالیز پوش آور با افزایش بار در هر مرحله، بعضی از اعضای سازه جاری می شوند با جاری

شدن این اعضاء سختی جانبی سازه کاهش می یابد، با تغییر مقدار سختی سازه خصوصیات مودال سازه از

جمله شکل مود سازه خصوصاً مود اول آن تغییر پیدا می کند و لذا بارگذاری جانبی سازه که تابعی از شکل

مود اول است تغییر پیدا می کند. اما این تغییرات لحاظ نمی شود زیرا در صورت لحاظ شدن این موارد آنالیز

Pushover سادگی مورد انتظار را از دست می دهد.

پ) در آنالیز پوش آور سازه فقط هل داده می شود. در حالیکه در یک زلزله واقعی سازه هم هل داده

می شود و هم کشیده می شود، یعنی حرکت رفت و برگشتی است. لذا به نظر می رسد، جواب های حاصل از

آنالیز پوش آور نمی توانند نشان دهنده رفتار ارتعاشی واقعی سازه باشند.

ت) روش پوش آور بر فرضیات محدود کننده ای چون تغییر مکان مستقل از زمان استوار است. اصولاً

این فرض در سازه هایی که در آنها مودهای بالاتر موثر هستند، نادرست است. در این صورت، ضعف های سازه

ای بوجود آمده در اثر تغییر مشخصات دینامیکی سازه، پس از شکل گیری اولین مفصل خمیری، آشکار

نمی شود. یک روش جهت بر طرف کردن این اشکال، استفاده از دو الگوی بار گذاری (مثلاً الگوی بارگذاری

یکنواخت و الگوی توزیع ثابت) و استفاده از پوش نتایج می باشد.

ث) این روش برای تحلیل سازه های نزدیک گسل که در آنها نیروی زلزله به صورت ضربه ای به سازه

وارد می شود روش خوبی نیست. آنالیز پوش آور در روش های ضرایب تغییر مکان و طیف ظرفیت کاربرد دارد

که توسط این روش‌ها مقدار تغییر مکان هدف بدست می‌آید و در روش استاتیکی غیرخطی با وارد کردن توزیع نیروی زلزله، سازه تا رسیدن به تغییر مکان هدف هل داده می‌شود.

هنگامی که تغییر مکان مرکز جرم بام برابر با تغییر مکان هدف شود نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اجزای سازه محاسبه می‌گردند و تغییر شکل‌ها و نیروهای اجزای سازه با ظرفیت اجزای سازه مقایسه می‌شوند.

در بخش‌های بعدی ابتدا روش ضرایب تغییر مکان توضیح داده می‌شود و سپس مفاهیم پایه روش طیف ظرفیت اشاره می‌شود و نکات ضعف روش طیف ظرفیت بررسی می‌شود.

۲-۶- روش ضرایب تغییر مکان

روش ضرایب تغییر مکان، روش بدست آوردن تغییر مکان هدف در دستورالعمل‌های FEMA273 و FEMA356 و دستورالعمل بهسازی در آنالیز استاتیکی غیرخطی می‌باشد.

در این روش که توسط کراوینکلر^۷ توسعه یافته است [۵]، مقدار تغییر مکان‌های هدف با استفاده از طیف تغییر مکان الاستیک بدست می‌آیند، که مقدار آنها توسط ضرایب C_3, C_2, C_1, C_0 که از تحلیل‌های آماری بدست می‌آیند، اصلاح می‌شود و توسط رابطه (۲-۱) مقدار تغییر مکان هدف بدست می‌آید.

(۱-۲)

$$\delta_t = C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g$$

در ادامه روند بدست آمدن این رابطه را شرح می‌دهیم:

می‌دانیم رابطه میان ضریب شکل‌پذیری و حداکثر تغییر مکان سیستم را می‌توان به شکل زیر بیان

کرد: (۲-۱)

$$d = \mu \cdot d_y \tag{۲}$$

همچنین رابطه بین شتاب طیفی الاستیک و تغییر مکان طیفی الاستیک به صورت زیر است:

$$d_y = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \cdot g \tag{۲-۳}$$

خواهیم داشت:

^۷Krawinkler

$$d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot g \quad (۴-۲)$$

ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_a} \quad (۵-۲)$$

بنابراین می‌توان تغییر مکان غیرالاستیک (تغییر مکان هدف) سیستم را بصورت زیر بدست آورد:

$$d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} g \cdot \frac{S_{ae}}{R_\mu} = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{ae} \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (۶-۲)$$

پارامترهای ذکر شده در روابط فوق، به شرح زیر می‌باشند:

δ_t : تغییر مکان هدف در سیستم چند درجه آزادی

T: زمان تناوب موثر سازه

d: حداکثر تغییر مکان سیستم شامل تغییر مکان الاستیک و غیرالاستیک

μ : ضریب شکل‌پذیری سیستم

S_{ae} : شتاب طیفی الاستیک

d_y : تغییر مکان طیفی الاستیک

S_a : شتاب طیفی

R_μ : ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری

در رابطه (۱-۲) $\frac{\mu}{R_\mu}$ برابر C_1 قرار داده شده است و توسط این ضریب تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان

حداکثر غیرخطی تبدیل می‌شود و با توجه به رابطه پیشنهادی فایفر [۱۵] برای کاهش R_μ هنگامی که $T_e > T_0$

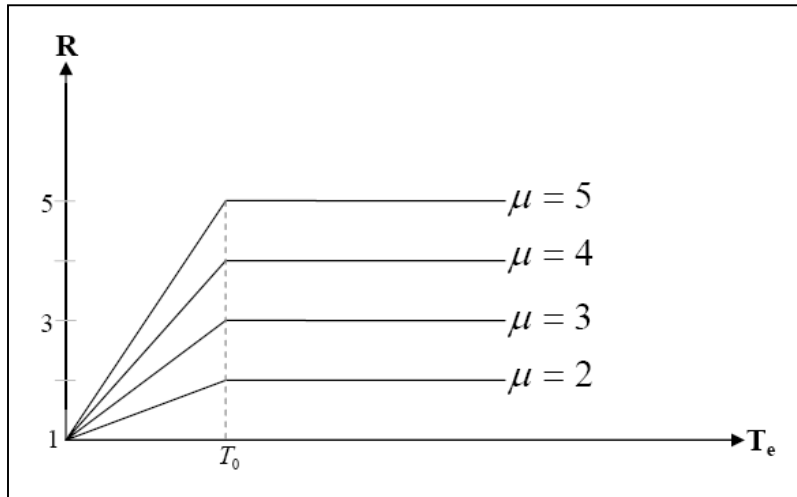
باشد مقدار $\mu = R_\mu$ و $C_1 = 1$ می‌شود. و وقتی $T_0 > T_e$ باشد، خواهیم داشت:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T_e}{T_0} + 1 \Rightarrow \frac{R_\mu - 1}{T_e} = \frac{\mu - 1}{T_0} \Rightarrow R_\mu - 1 = (\mu - 1) \frac{T_e}{T_0} \Rightarrow \mu = 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_0}{T_e}, C_1 = \frac{\mu}{R_\mu} \Rightarrow$$

$$C_1 = \frac{1 + (R_\mu - 1) \frac{T_0}{T_e}}{R_\mu}$$

در شکل (۱-۲) نمودار ضریب کاهش R_μ در برابر دوره تناوب T_e بر اساس رابطه پیشنهادی فایفر

نشان داده شده است.



شکل (۱-۲): رابطه ساده شده $R_{\mu-T}$ [۱۷]

با قرار دادن ضریب C_1 به جای $\frac{\mu}{R_{\mu}}$ رابطه (۸-۲) ایجاد می‌شود که با ضرایب C_0, C_2, C_3 که در زیر توضیح داده شده است رابطه (۱-۲) بدست می‌آید.

$$d = \delta_i = C_1 \cdot S_{ae} \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (۸-۲)$$

رابطه (۸-۲) برای یک سیستم یک درجه آزادی است. ضریب C_0 برای تبدیل تغییر مکان سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام در سیستم چند درجه آزادی اعمال شده است. با در نظر گرفتن فقط مود اول (φ_1) و مدل با رفتار خطی، C_0 برابر با ضریب مشارکت مود اول است و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \phi_{1,roof} \frac{\{\varphi_1\}^T [M] \{I\}}{\{\varphi_1\} [M] \{\varphi_1\}} \quad (۹-۲)$$

در این رابطه $[M]$ ماتریس جرم است که اگر به صورت قطری باشد آنگاه:

$$C_0 = \phi_{1,roof} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \varphi_{1,i}^2} \quad (۱۰-۲)$$

که در آن m_i جرم طبقه i ام و $\varphi_{1,i}$ شکل مود اول در طبقه i ام می‌باشد.

مقدار تقریبی C_0 برای ساختمان‌هایی که دارای جرم یکنواخت در تمام طبقات هستند به صورت جدول (الف-۴) در پیوست ارائه شده است. اما برای ساختمان‌های با توزیع جرم غیریکنواخت در طبقات مختلف بهتر است مقدار C_0 با محاسبه ضریب مشارکت مود اول تعیین شود.

ضریب C_2 : این ضریب برای ارائه نوع رفتار هیستریزیس و تأثیر آن بر پاسخ تغییرمکان ماکزیمم است. به عبارت دیگر اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزاء سازه را بر تغییرمکان نقطه هدف اعمال می‌کند. در رابطه (۲-۸) رفتار اجزاء دوخطی و بدون افت ناشی از رفت و برگشت‌های متوالی فرض شده است. به دنبال حرکات رفت و برگشتی و گسترش خرابی‌ها، سختی اجزاء سازه کاهش یافته و مقاومت آنها افت می‌کند.

در سازه‌هایی که دارای حلقه هیستریزیس کامل و پایدار باشند ضریب C_2 برابر یک در نظر گرفته می‌شود، اما برای سازه‌هایی که دارای حلقه هیستریزیس خوب نباشند، حرکات رفت و برگشتی سازه موجب گسترش ترک‌ها و خرابی‌ها شده و علاوه بر کاهش سختی و افزایش تغییرشکل‌ها، افت مقاومت را نیز به دنبال خواهد داشت. مقدار C_2 در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مطابق جدول (الف-۵) در پیوست بدست می‌آید. در این جدول اجزای سازه‌ای به دو دسته تقسیم شده‌اند، قابهای نوع ۱ و نوع ۲. قابهای نوع ۱ هنگام زلزله عملکرد خوبی نداشته و سرعت کاهش سختی و افت مقاومت خواهند داشت، به همین جهت مقدار C_2 برای این نوع قاب‌ها بین ۱ تا ۱/۵ اختیار می‌گردد.

چنانچه هدف بهسازی برای زلزله طرح، آستانه فرو ریزش باشد، تغییرشکل‌های زیاد به واسطه گسترش خرابی‌های موضعی در اجزای سازه از قبل پیش‌بینی می‌شود به همین جهت مقدار C_2 برابر ۱/۵ اختیار می‌شود. اما برای بهسازی با هدف قابلیت استفاده بی‌وقفه، فقط خرابی محدود و موضعی در اجزای سازه انتظار می‌رود و جزئیات سازه به گونه‌ای طراحی می‌گردد که حلقه هیستریزیس پایدار و باز باشد. در چنین شرایطی مقدار C_2 برابر یک فرض می‌شود.

ضریب C_3 : این ضریب اثر افزایش تغییر شکل جانبی تحت اثر $P-\Delta$ در محدوده رفتار غیرخطی مصالح را برای تعیین تغییرمکان هدف اعمال می‌کند. اگر سختی جانبی طبقه‌ای پس از تسلیم منفی باشد، $P-\Delta$ قابل توجه شده و تغییرمکان هدف را افزایش می‌دهد. میزان افزایش به موارد زیر بستگی دارد:

- نسبت α (نسبت سختی پس از تسلیم به سختی موثر)
- زمان تناوب اصلی ارتعاش سازه

• رفتار هیستریزیس در طبقه

• نسبت مقاومت R

• مشخصات فرکانس ارتعاشات زمین

تعداد متغیرهای فوق زیاد و اثر آنها روی تغییر مکان جانبی پیچیده می‌باشد، به همین جهت در FEMA273 و FEMA356 و دستورالعمل بهسازی این تعریف ضریب C_3 تا حد امکان ساده شده و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) برابر یک در نظر گرفته می‌شود (مطابق شکل ۲-۳).

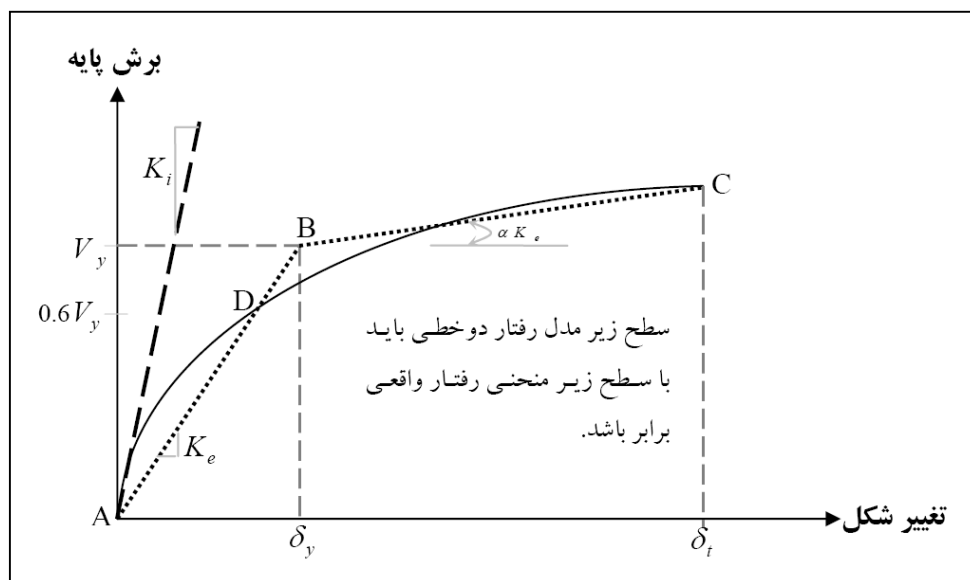
S_a در رابطه (۲-۱) شتاب طیفی است که از طیف طرح استاندارد و یا طیف طرح ویژه ساختگاه به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e و برای یک نسبت میرایی خاص بدست می‌آید.

با آنالیز پوش اور، منحنی تغییر مکان نقطه کنترل بر حسب برش پایه را بدست می‌آوریم (شکل ۲-۲) و سپس آن را به صورت دو خطی تبدیل می‌کنیم، بدین ترتیب که با سعی اول $T_e = T_i$ تغییر مکان هدف δ_t از مربوط به $T_e = T_i$ را بدست می‌آوریم و با آن δ_t از روی منحنی نقطه C، نقطه B را چنان انتخاب می‌کنیم که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد، همچنین طول پاره خط AD برابر $0.6 AB$ باشد، و با بدست آوردن K_i و K_e مطابق شکل T_e از رابطه $T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ و با

سعی و خطا بدست می‌آید. T_e و T_i بترتیب زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی و زمان تناوب مؤثر اصلی ساختمان در جهت مورد بررسی برای استفاده در روش استاتیکی غیرخطی هستند. همچنین K_i و K_e بترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی موثر برای روش استاتیکی غیرخطی می‌باشند. با بدست آوردن تغییر مکان هدف و انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی مقادیر پاسخ سازه که شامل رانش و تعریف شکل اعضاء، چرخش المان‌ها و نیروهای المان‌ها است محاسبه می‌شود و آنها با ظرفیت‌های موجود سازه مقایسه می‌شوند و وقتی میزان تقاضا از ظرفیت هر المان کمتر باشد آن المان عملکرد خوبی دارد. توضیحات کامل‌تر کنترل معیارهای پذیرش المان‌ها در پیوست آورده شده است.

۲-۷- روش طیف ظرفیت

روش طیف ظرفیت نیز یکی از روش‌های بدست آوردن تغییرمکان هدف برای آنالیز استاتیکی غیرخطی می‌باشد. در این روش که توسط فریمن^۴ ارائه شده است، ظرفیت یک سازه با تقاضایی که زمین‌لرزه طرح بر سازه اعمال می‌کند، به شکل گرافیکی با هم مقایسه می‌شود و برخلاف روش ضرایب تغییرمکان هدف با استفاده از یک رابطه محاسبه می‌شود، در این روش، تغییرمکان هدف از تلاقی منحنی ظرفیت (منحنی نیرو - تغییر مکان جانبی) با طیف پاسخ تعیین می‌شود. [۲۱].



شکل (۲-۲): منحنی ساده شده نیرو-تغییرمکان

نقطه‌ای که به عنوان نقطه عملکرد سازه تعیین می‌شود باید دو شرط زیر را داشته باشد:

- ۱- این نقطه حتماً باید روی منحنی ظرفیت سازه باشد.
 - ۲- این نقطه باید روی طیف نیازی که بر اثر عواملی چون میرایی و رفتار غیرخطی اعضاء از کاهش طیف طرح الاستیک با میرایی ۰.۵٪ حاصل شده قرار بگیرد.
- در دستورالعمل ATC40 از سه روش A، B و C برای تعیین نقطه عملکرد سازه استفاده شده است. روش A با اصول تئوری سازگارتر بوده و روش‌های B و C از اصول تئوری دورتر شده اما دارای سرعت خوبی برای یافتن نقطه عملکردی می‌باشند. در شکل (۲-۳) اصول کلی روش طیف ظرفیت نشان داده شده است.

^۴ Freeman

در روش طیف ظرفیت، با استفاده از نقطه عملکرد، ظرفیت سازه و تقاضای زلزله با هم مقایسه می شوند و برای بدست آوردن منحنی ظرفیت سازه از روش غیرخطی پوش اور استفاده می گردد. طیف تقاضای مورد استفاده در این روش، طیف ارتجاعی زلزله می باشد.

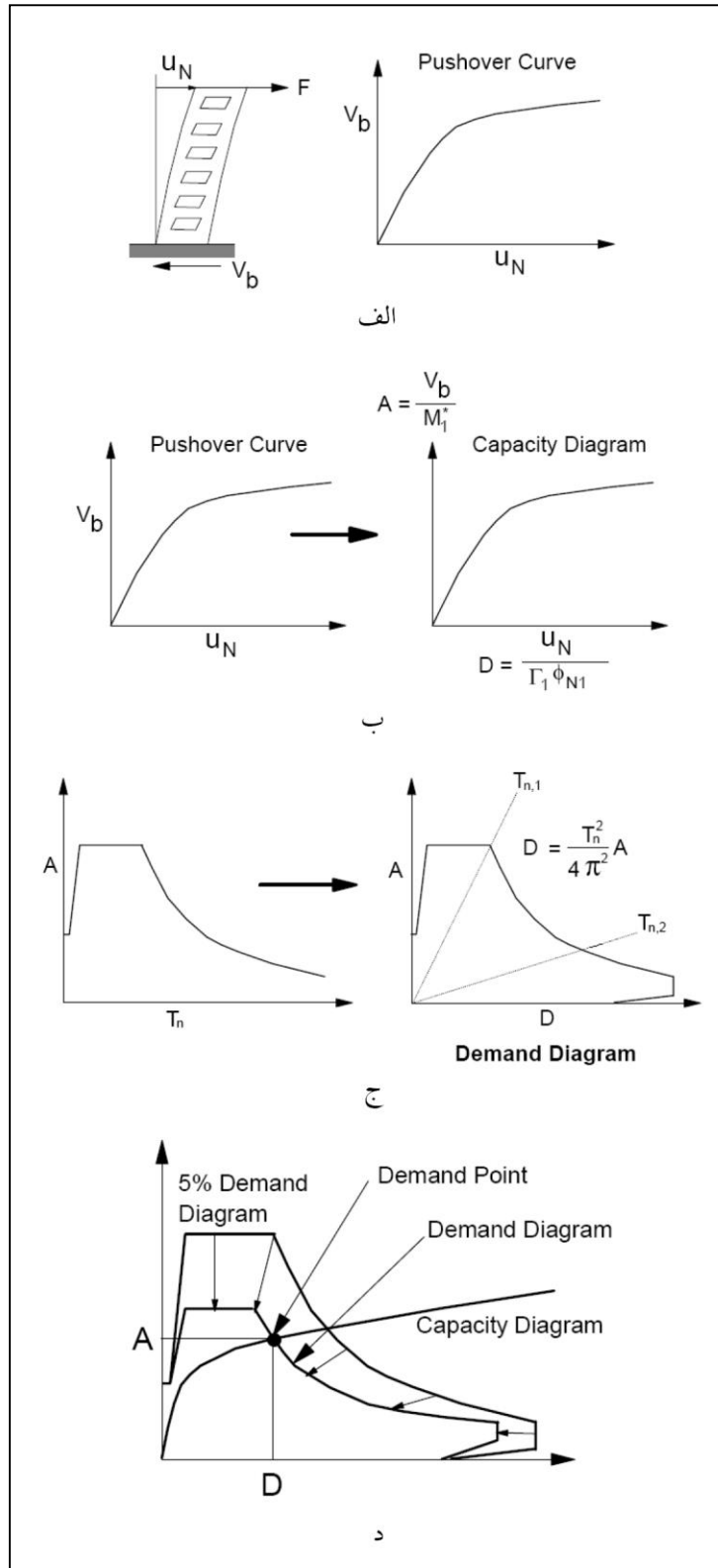
لازم به ذکر است که جهت اعمال رفتار غیر ارتجاعی، با استفاده از مفهوم میرایی ویسکوز موثر (β_{eff}) طیف تقاضای زلزله کاهش داده می شود. برای بدست آوردن نقطه عملکرد لازم است که طیف ظرفیت سازه و طیف تقاضای اولیه در یک دستگاه مختصات رسم گردند، لذا جهت مقایسه ظرفیت و تقاضا، طیف تقاضای زلزله باید به شکل $ADRS^9$ تبدیل گردد. همچنین به علت فرضیات ساده کننده ای که اساس روش طیف ظرفیت را تشکیل می دهند، این روش برای تحلیل سازه هایی که مد اصلی آنها نشان دهنده حداکثر تغییر مکان طبقات نیست، و یا دارای پیوندهای بالا می باشند (مثل سازه های بلندمرتبه)، و یا پیوندهای ارتعاشی نظیر در مدهای مختلف به هم نزدیک بوده و یا ساختمانهایی که تحت تأثیر زلزله ناشی از گسل نزدیک قرار می گیرند مناسب نیست، ولی برای سازه های با پیوند کم و یا برای سازه های که پیوند مدهای ارتعاشی آنها از هم فاصله دارند یعنی سازه های منظم، روش طیف ظرفیت جواب های قابل قبولی می دهد.

اشکالی که در روش طیف ظرفیت وجود دارد، کاربرد طیف الاستیک با میرایی زیاد است که برای تعیین تقاضای لرزه ای بکار می رود. طبق نظر کراوینکلر دو اشکال اساسی در این روش وجود دارد:
اولاً: ارتباط فیزیکی خاصی بین انرژی هیستریزس تلف شده و میرایی ویسکوز معادل وجود ندارد. (خصوصاً برای سیستم های با رفتار غیرالاستیک زیاد)

ثانیاً: پیوند مربوط به محل تقاطع منحنی ظرفیت و طیف تقاضا، ممکن است کاربردی برای پاسخ دینامیکی سیستم غیرالاستیک نداشته باشد. برای رفع این مشکل Fajfar و Chopra و Goel [۱۵] روشی پیشنهاد کردند که از طیف طراحی غیرالاستیک به عنوان طیف نیاز لرزه ای برای بهبود روش طیف ظرفیت استفاده می شود.

نتایج حاصل از روش طیف ظرفیت با استفاده از طیف پاسخ غیرالاستیک به عنوان طیف نیاز لرزه ای، دقیق تر از نتایج ناشی از بکارگیری طیف خطی با میرایی معادل ویسکوز می باشد. در واقع طیف نیاز از کاهش طیف الاستیک با میرایی ۵٪ به طیف غیرالاستیک با شکل پذیری ثابت حاصل می شود. مقادیر ضرایب این کاهش به تناوب طبیعی سازه و شکل پذیری مورد نظر بستگی دارد. [۱۵].

⁹ Acceleration Displacement Response Spectrum



شکل (۳-۲): استفاده از روش طیف ظرفیت برای تعیین تغییر مکان هدف: الف) رسم منحنی پوش، ب) تبدیل منحنی پوش به طیف ظرفیت ج) تبدیل طیف پاسخ الاستیک از فرمت استاندارد به فرمت ADRS و د) تعیین تغییر مکان مورد نیاز [۱۴].

۳-۱- مقدمه

برای تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی سازه‌های مورد بررسی در این پایان‌نامه از نرم‌افزار SAP2000 استفاده شده است. با توجه به اینکه نکات بسیار مهمی در مدلسازی و نحوه آنالیز غیرخطی در نرم‌افزار وجود دارد، در این فصل از پایان‌نامه به بررسی توانایی‌های نرم‌افزار SAP2000 [۱۷] در آنالیز به روش استاتیکی غیرخطی پرداخته می‌شود.

۳-۲- مدل‌سازی و آنالیز اولیه

ابتدا به مدل‌سازی ساختمان‌های مورد بررسی می‌پردازیم و یک آنالیز دینامیکی خطی انجام می‌دهیم تا پیوند اصلی سازه بدست آید. در آنالیز دینامیکی خطی باید جرم‌ها را به گره مرکز جرم هر طبقه وارد کنیم و نوع آنالیز را دینامیکی قرار دهیم و تعداد مدهای نوسان سازه را مشخص کنیم. پس از آن به تعریف طیف مربوط می‌پردازیم و در قسمت Function Define Response Spectrum به تعریف طیف آیین‌نامه، مثلاً برای $T_s = 0.5$ می‌پردازیم. پس از آن باید این طیف را در جهت X و Y به سازه وارد کنیم. برای تعریف SPECX و SPECY باید میرایی را وارد کنیم (مثلاً ۵٪) و طیف داده شده (طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰) را با ضریب Ag وارد می‌کنیم و نباید ضریب را برابر $\frac{AI}{R} g$ بدهیم، زیرا در روش بهسازی لرزه‌ای دیگر ضریب اهمیت (I) وجود ندارد (زیرا هر سازه‌ای که بخواهیم اهمیت بیشتری به آن بدهیم، بهسازی بهتری را برای آن انجام می‌دهیم، مثلاً بهسازی ویژه انجام می‌دهیم).

همچنین در روش بهسازی ضریب رفتار R معنا ندارد چون کل نیروی زلزله را به سازه وارد می‌کنیم و عملکرد سازه را تحت کل نیرو بررسی می‌کنیم زیرا سازه رفتار غیرخطی دارد و این رفتار غیرخطی را در آنالیز غیرخطی استاتیکی با ایجاد مفاصل پلاستیک در اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و در آنالیز خطی استاتیکی با اعمال ضریب m که برای هر عضو بدست می‌آید در معیار پذیرش اعمال می‌کنیم. برای اعمال پیش تصادفی در روش آنالیز غیرخطی استاتیکی می‌توان مرکز جرم سازه را به اندازه ۵٪ بعد سازه در هر جهت جابجا کرد و با این کار تعداد آنالیزها در سازه‌های در ۴ برابر می‌شود. ولی برای سازه‌های در دو جهت متقارن می‌توان با دو برابر کردن تعداد آنالیزها، مقادیر ماکزیمم نیروها را در اعضاء بدست آورد.

۳-۳- تعریف خصوصیات مفاصل خمیری

۳-۳-۱- تعداد مفصل‌هایی که باید تعریف شوند

برای سازه‌های قاب خمشی فولادی دو سری مفصل باید تعریف کنیم:

الف- مفاصل ستونها که به تعداد انواع ستون‌های مختلف، همچنین با توجه به نسبت $\frac{P}{P_{cl}}$ در هر نوع

ستون (و با توجه به منحنی رفتار ستون‌ها) تعداد مفاصل PMM (مفاصل اندرکنشی لنگر خمشی و نیروی محوری) که باید برای ستون‌ها تعریف کنیم بدست می‌آید.

ب- مفاصل تیرها که به تعداد انواع تیرهای موجود در سازه و منحنی رفتاری تیرها (منحنی $M-\theta$)

که به تعداد مفاصل M3 (مفاصل لنگر خمشی) بدست می‌آید.

۳-۳-۲- نکات مهم در تعریف مفاصل در تیرها و ستون‌ها

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

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

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

الاستیک و پلاستیک می‌باشد در صورتیکه در دستورالعمل بهسازی و FEMA356 عدد معیارهای پذیرش را

به صورت ضربی از θ_y داده است و فقط شامل چرخش پلاستیک می‌باشد.) پس برای استفاده چنین

نسخه‌هایی از SAP2000، می‌بایست به اعداد معیارهای پذیرش دستورالعمل بهسازی عدد ۱ را جمع نمود.

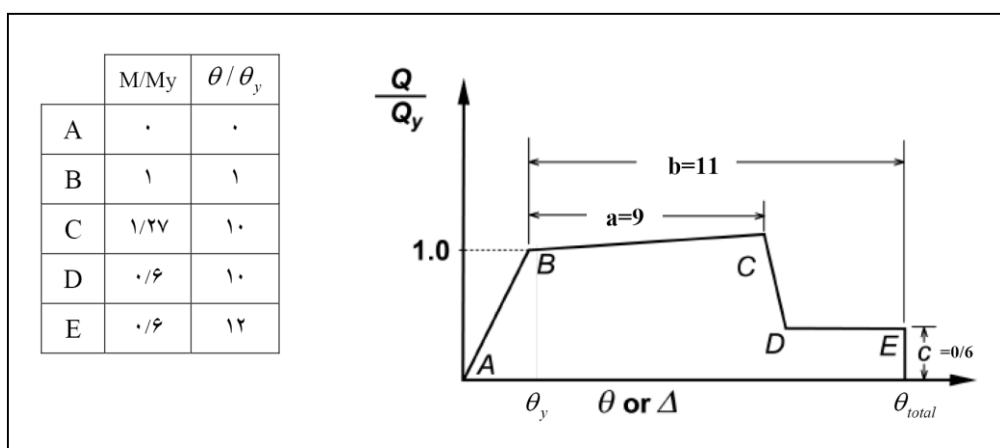
اما اگر از نسخه‌های جدیدتر SAP2000 که براساس FEMA356 طراحی شده‌اند استفاده می‌شود، فقط مقادیر چرخش پلاستیک و معیارهای پذیرش آنها را در مدلسازی وارد می‌کنیم.

۲- روش بدست آوردن منحنی $M-\theta$ برای مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تیرها و ستون‌ها با

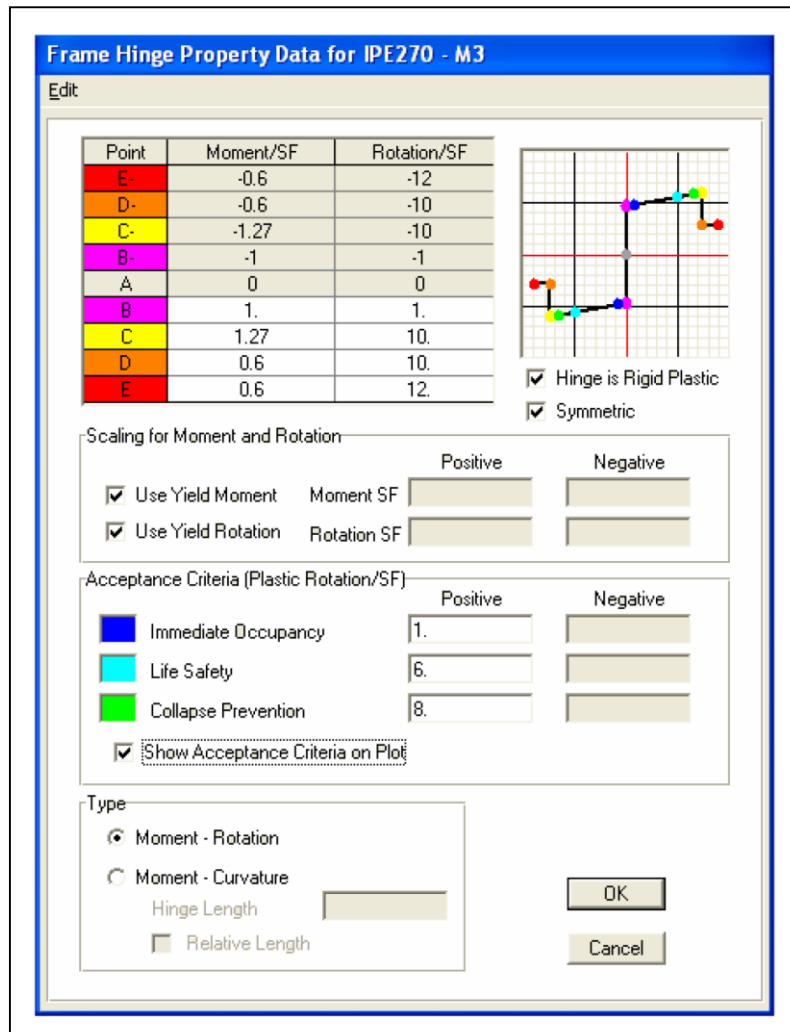
استفاده از پارامترهای مدلسازی در دستورالعمل بهسازی به این صورت است که با توجه به نسبت $\frac{h}{t}$ و $\frac{b}{2t}$ در تیرها و ستون‌ها مقادیر پارامترهای مدلسازی که عبارتند از زاویه چرخش خمیری a ، b و نسبت تنش‌های پسماند c بدست می‌آید که با توجه به منحنی داده شده در دستورالعمل که در شکل (۱-۳) رسم شده است مختصات نقاط A و B و C و D و E بدست می‌آید. در بدست آوردن مختصات C باید دقت کرد که شیب خط $B-C$ $\frac{3}{4}$ می‌باشد. مثلاً در شکل (۱-۳) برای تیر IPE270 پارامترهای مدلسازی با توجه به جدول (الف-۶) در پیوست برابر با مقادیر $a=9$ و $b=11$ و $c=0/6$ است و براساس این مقادیر مختصات نقاط A و B و C و D و E در منحنی نیرو-تغییرمکان سازه را بدست می‌آوریم. در شکل (۲-۳) محل وارد کردن مختصات نقاط در SAP2000 نشان داده شده است.

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

Used yield rotation را فعال کرد تا خود برنامه مقدار θ_y و مقدار M_y را با رابطه $M_y = ZF_{ye}$ حساب کند (شکل (۲-۳) را ببینید).



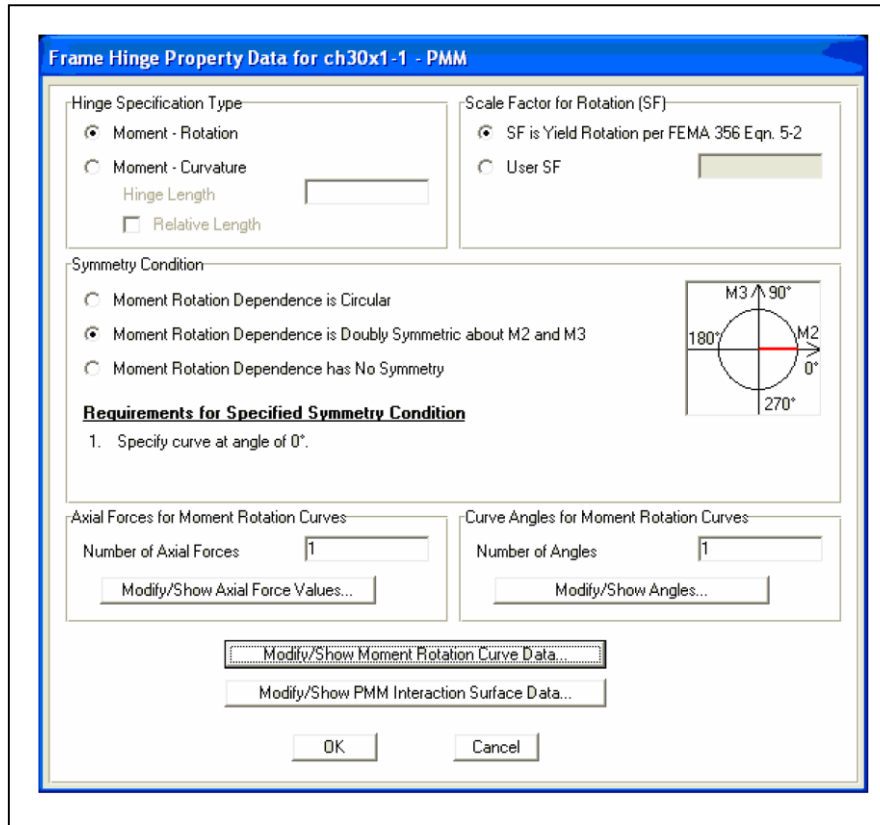
شکل (۱-۳): تعیین پارامترهای مدلسازی مفاصل خمیری



شکل (۲-۳): محل وارد کردن مختصات مفصل خمیری در [۱۷]SAP2000

ب- در قسمت Scaling for moment and rotation در ستون‌ها باید Used yield moment را

فعال کرد تا برنامه مقدار θ_y را با رابطه $\theta_y = \frac{ZF_{ye}L_c}{6EI_c} \left[1 - \frac{P}{P_{ye}} \right]$ حساب کند. به شکل (۳-۳) توجه کنید.



شکل (۳-۳): انتخاب گزینه تعیین خودکار θ_y در ستون‌ها [۱۷]

پ- در مفاصل ستون‌ها در قسمت Define/show interaction باید در حالت FEMA356

Equation 5-4, Steel, قرار داد تا نرم‌افزار با استفاده از رابطه $M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left[1 - \frac{P}{P_{ye}} \right] < ZF_{ye}$ اندر

کنش P و M را بدست بیاورد به شکل (۳-۴) توجه کنید.

ت- چنانچه در نرم‌افزار مقدار Expected yield strength خواسته شده باشد (نسخه‌های طراحی

شده براساس FEMA273) بایستی مقدار F_{ye} را قرار داد. مثلاً برای سازه‌های فولادی مقدار $F_{ye} = 1.1F_y$ برابر

2400 kg/cm^2 باشد مقدار F_{ye} برابر 2640 kg/cm^2 بدست می‌آید. به شکل (۳-۵) توجه کنید.

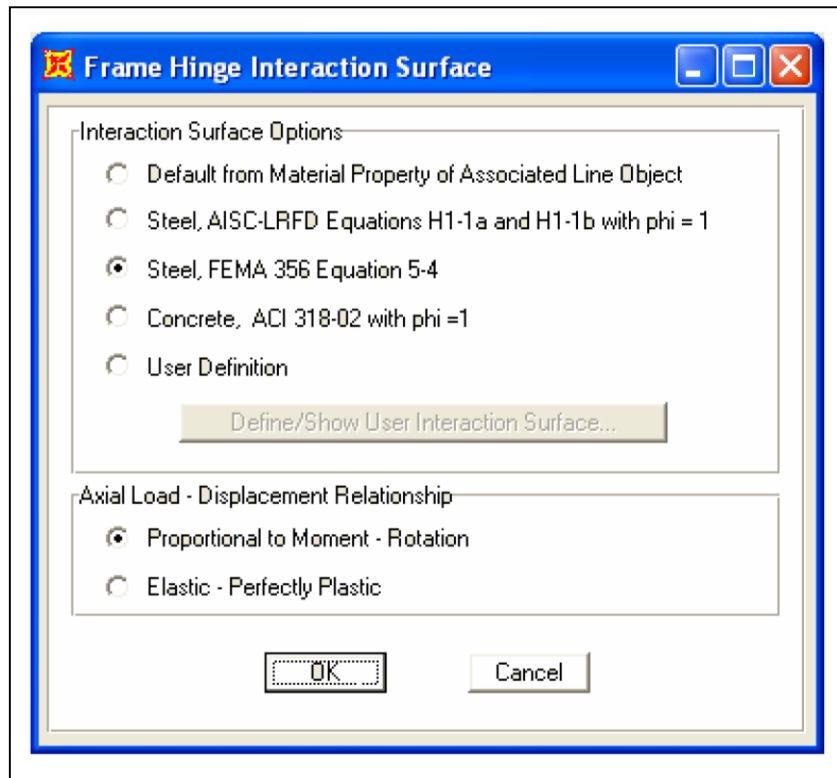
اما در نسخه‌های طراحی شده براساس FEMA 356 برای منظور نمودن F_{ye} مصالح جدیدی را تعریف

می‌کنیم که مقدار F_{ye} آن را برابر 2640 kg/cm^2 قرار می‌دهیم و این مصالح جدید را به تیرها و ستونها

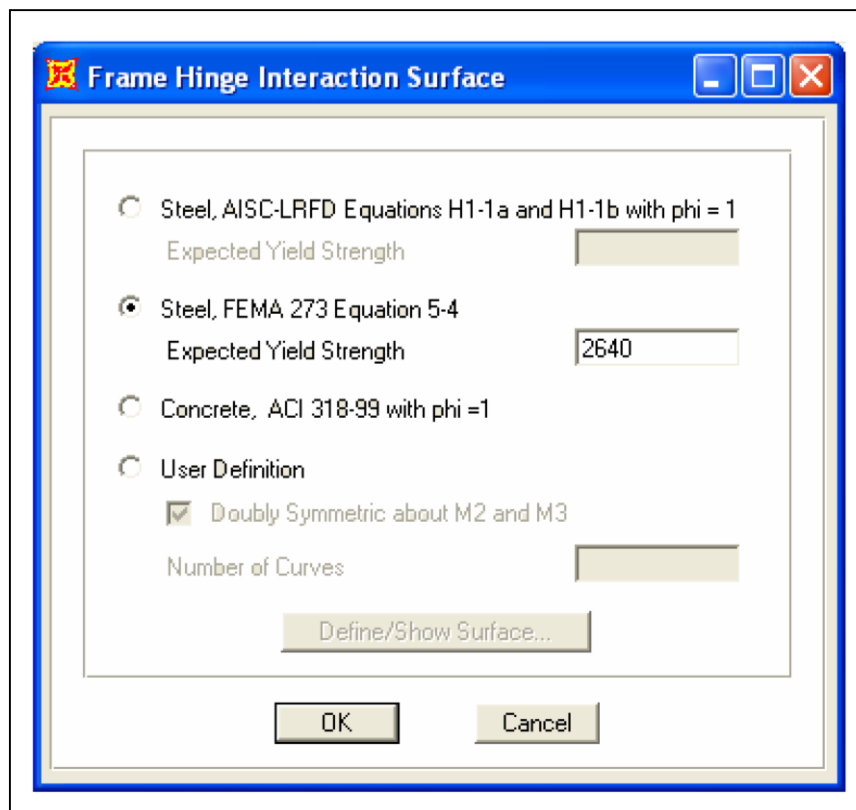
اختصاص می‌دهیم تا با استفاده از آن مقدار θ_y برای تیرها و ستون‌ها محاسبه گردد. باید توجه داشت که در

کنترل معیارهای پذیرش در ستون‌های کنترل شونده توسط نیرو از مقدار $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ برای محاسبه

F_a (که در رابطه $P_{CL} = 1.7F_a \cdot A$ مورد نیاز است) استفاده می‌شود.



شکل (۳-۴): انتخاب گزینه تعیین خودکار معادله اندر کنش لنگر-نیروی محوری در ستون‌ها [۱۷]



شکل (۳-۵): اختصاص مقاومت مورد انتظار مصالح ستون‌ها در SAP طراحی شده براساس FEMA273 [۱۷]

۳-۴- جایگزینی خصوصیات مفاصل

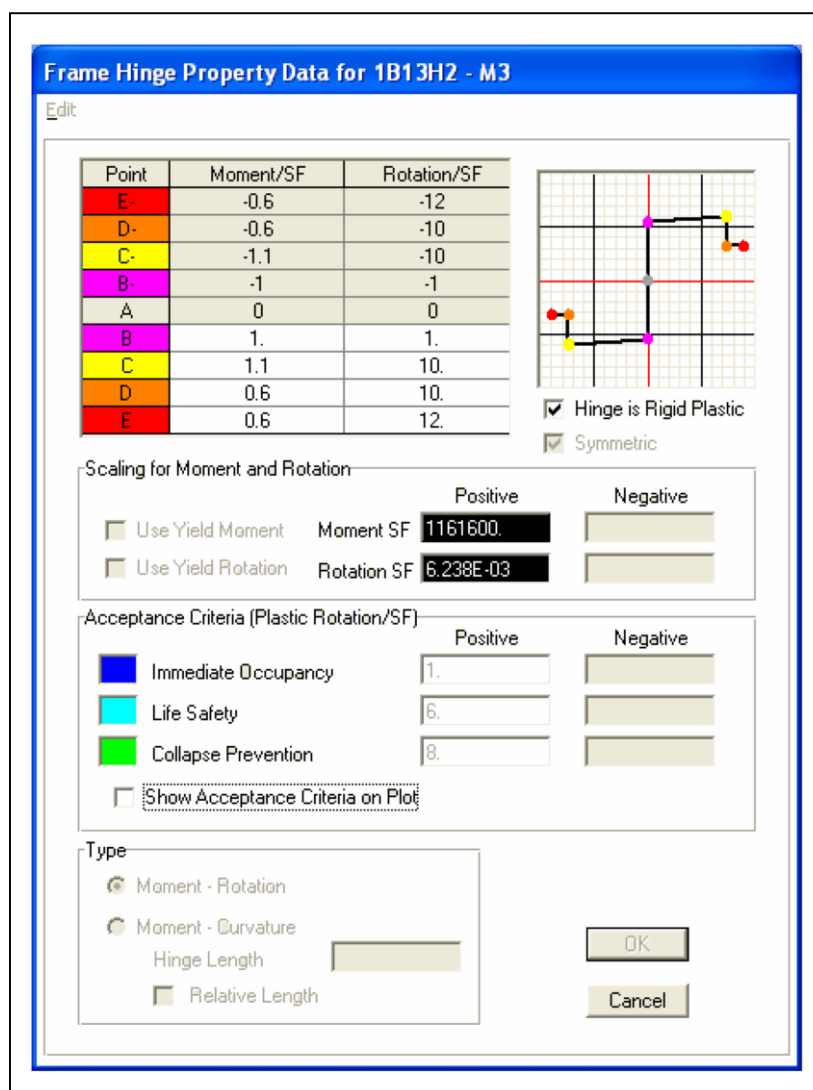
در دو انتهای ستون‌های قاب خمشی باید مفصل ستون‌ها را جایگزین کرد و در دو انتهای هر یک از تیرهای قاب خمشی باید مفصل تیر مربوطه را جایگزین کرد. برای این منظور باید تیر یا ستون مورد نظر را انتخاب کرده و در منوی Frame Hinges نوع مفصل آن عضو را انتخاب کرده و برای ستون‌ها با Relative Distance، ۰ و ۱ مفصل را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

۳-۵- مشاهده خصوصیات تولید شده مفاصل

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

حال اگر به منوی Hinges Properties > Display menu برویم و گزینه generated hinge properties را کلیک کنیم، مفصل‌های تولید شده اعضاء نشان داده می‌شود. اگر مشخصات یکی از مفصل‌های تیرها را ببینیم دیده می‌شود که مقدار Rotation SF و Moment SF که همان θ_y و M_y می‌باشند توسط برنامه و براساس خصوصیات مقطع عضو قاب مربوطه محاسبه شده است. به شکل (۳-۶) توجه شود.

لازم به ذکر است که این مفاصل تولید شده قابلیت ویرایش را ندارند و فقط می‌توان آنها را مشاهده کرد و اگر مشخصات یکی از مفصل‌های ستون را ببینیم دیده می‌شود که Moment SF همان θ_y می‌باشد توسط برنامه حساب شده است. به شکل (۳-۷) توجه شود.



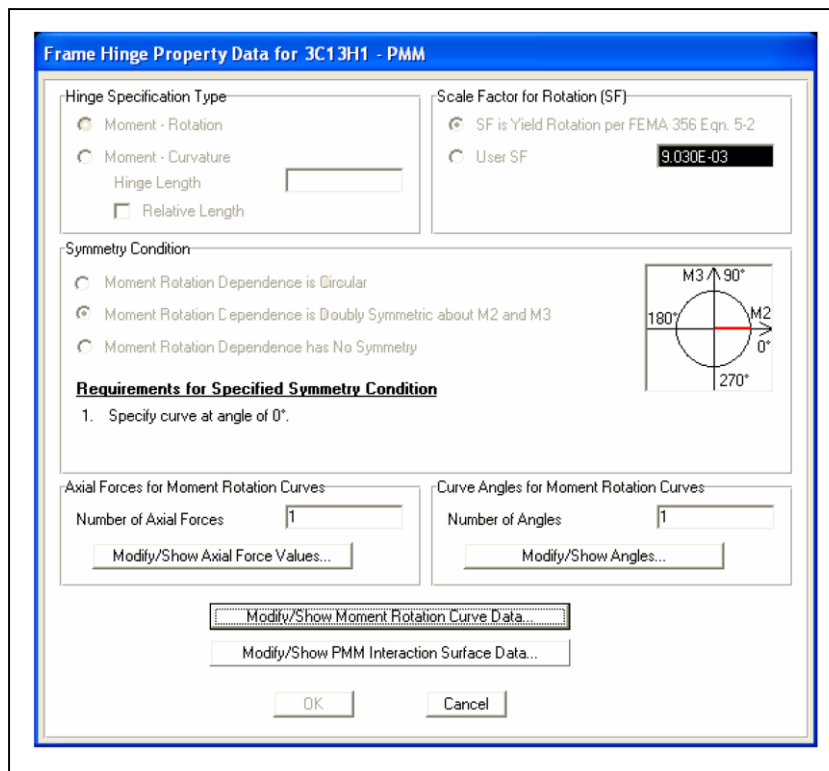
شکل (۳-۶): مقادیر θ_y و M_y محاسبه شده توسط نرم‌افزار در یکی از تیرهای سازه [۱۷]

برای نمایش کادر Frame Hinge Interaction Surface (سطح اندرکنش مفصل قاب) باید دکمه Define/show Interaction Surface را کلیک کرد. در این کادر که اغلب به دلیل مشاهده خصوصیات تولید شده مفصل، غیر فعال است از گزینه User define استفاده شده است و کادر کنترل Doubly symmetric

about M2 and M3 (تقارن دوگانه حول M2 و M3) تیک خورده است. برای تعریف سطح اندرکنش از ۵ منحنی استفاده شده است (باید توجه داشت که برنامه این سطوح اندرکنش M و P را از رابطه $M_{CE} =$

$$1.18ZF_{ye} \left[1 - \frac{P}{P_{ye}} \right] < ZF_{ye}.$$

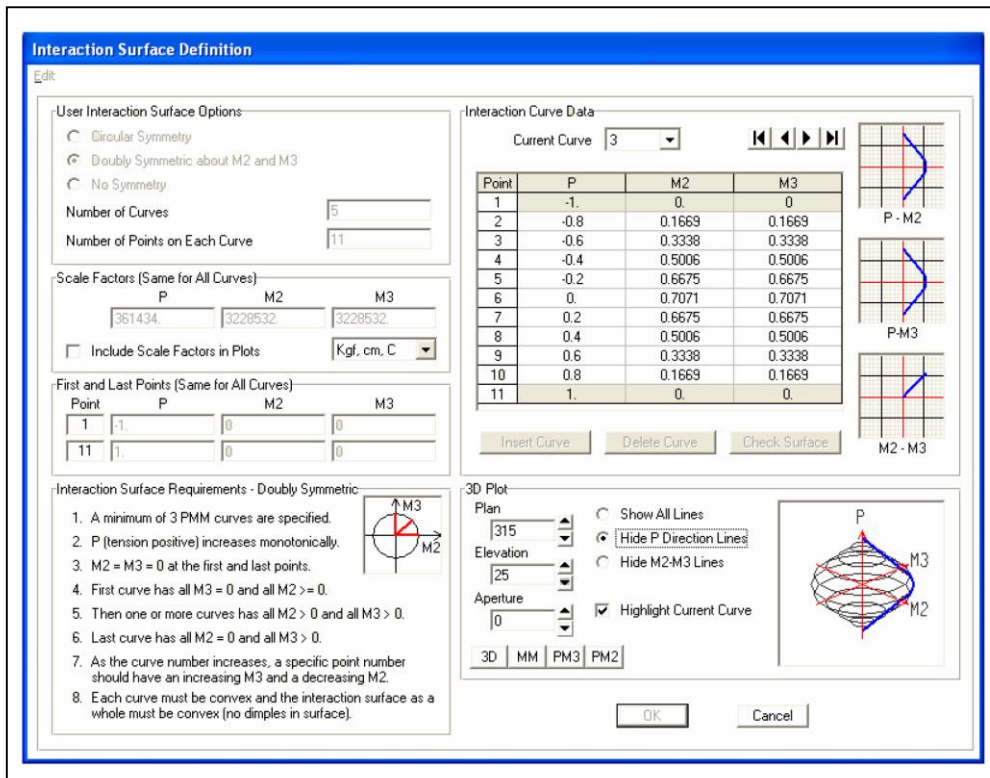
شکل (۳-۸)).



شکل (۳-۷): مقدار θ_y محاسبه شده توسط نرم‌افزار در یکی از ستون‌های سازه [۱۷]

در صفحه Interaction Curve Data (تعریف سطح اندرکنش)، مقادیر نرمال شده بار محوری P و لنگر M وجود دارد.

نمودار، منحنی‌های P را در مقابل M نشان داده شده‌اند. چون P و M هر دو نرمال شده‌اند، ضرایب مقیاس P و M به ترتیب حداکثر مقدار P و M است.



شکل (۳-۸): سطوح اندرکنش P و M تعریف شده برای ستون‌ها [۱۷]

۳-۶- حالت‌های رانش استاتیکی

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

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

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

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

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

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

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

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

مثلاً فرض کنید از توزیع نوع ب (متناسب با شکل مود اول) استفاده شود. در شکل (۳-۹) حالت بار رانشی با توزیع مدی نشان داده شده است. در شکل (۳-۱۱) حالت بار رانشی با توزیع مودی که اثر همزمان مولفه‌های زلزله را اعمال می‌کند نشان داده شده است. همچنین در قسمت Load Application، حالت‌های کنترل شونده توسط تغییرمکان، میزان تغییرمکان در نقطه هدف، نقطه کنترل سازه (مرکز جرم بام) و جهت موردنظر برای رسم منحنی پوش را انتخاب می‌کنیم شکل (۳-۱۰) گزینه Conjugate Displacement متوسط وزنی همه تغییرمکان‌ها در سازه یا بعبارت دیگر یک سنجش از کار انجام شده بوسیله بار اعمالی می‌باشد که در تحلیل‌هایی که همگرایی سازه در رسیدن به نقطه عملکردی دارای آشفستگی است می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

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

(۱) $1.1DL + 1.1LL$ (۲) $0.9DL$ که با نام‌های Gravity1 و Gravity2 نامگذاری شده‌اند و به عنوان مرحله اولیه قبل از تحلیل غیرخطی اعمال شده‌اند در صورتیکه سازه متقارن و منظم باشد می‌توان فهمید کدام یک از حالت‌های بار وزنی در ترکیب یا بارهای جانبی مقدار نیروی بیشتری ایجاد می‌کند و تعداد حالت‌های رانش را دو برابر نکرد. شکل (۳-۱۲) حالت بار رانشی با توزیع یکنواخت و شکل (۳-۱۳) حالت بار رانشی توزیع یکنواخت که اثر همزمان مولفه‌های زلزله را اعمال می‌کند نشان داده است.

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name:

Analysis Case Type:

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case:
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Analysis Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
<input type="text" value="Mode"/> <input type="button" value="v"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>
<input type="text" value="Mode"/> <input type="button" value="v"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

شکل (۳-۹): تعریف حالت بار رانشی با توزیع مدی در نرم افزار [۱۷]

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:

Full Load

Displacement Control

Control Displacement:

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

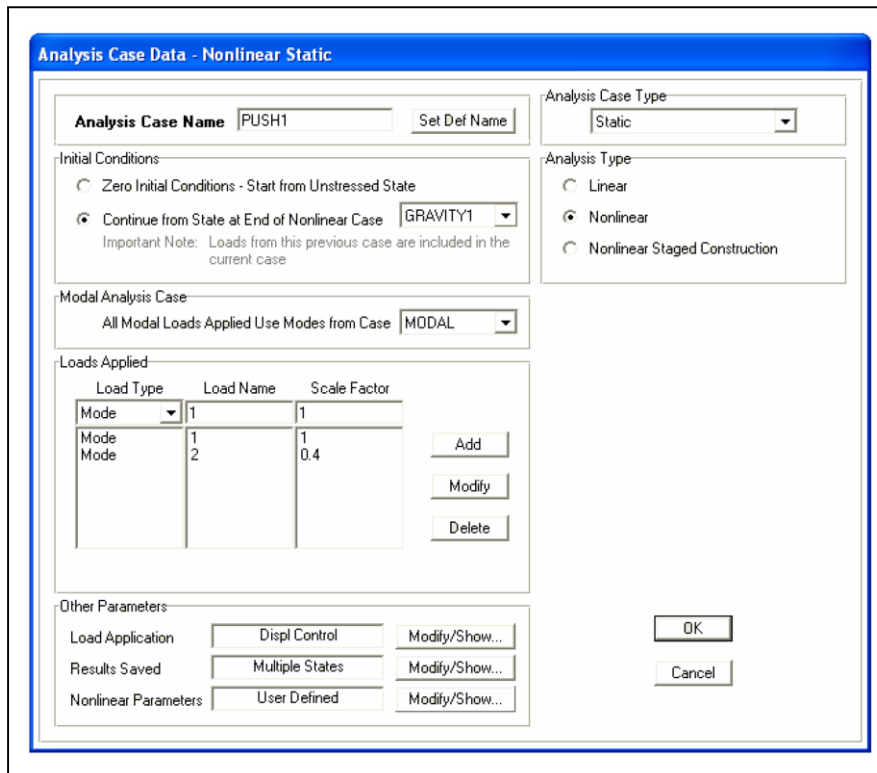
Load to a Monitored Displacement Magnitude of:

Monitored Displacement:

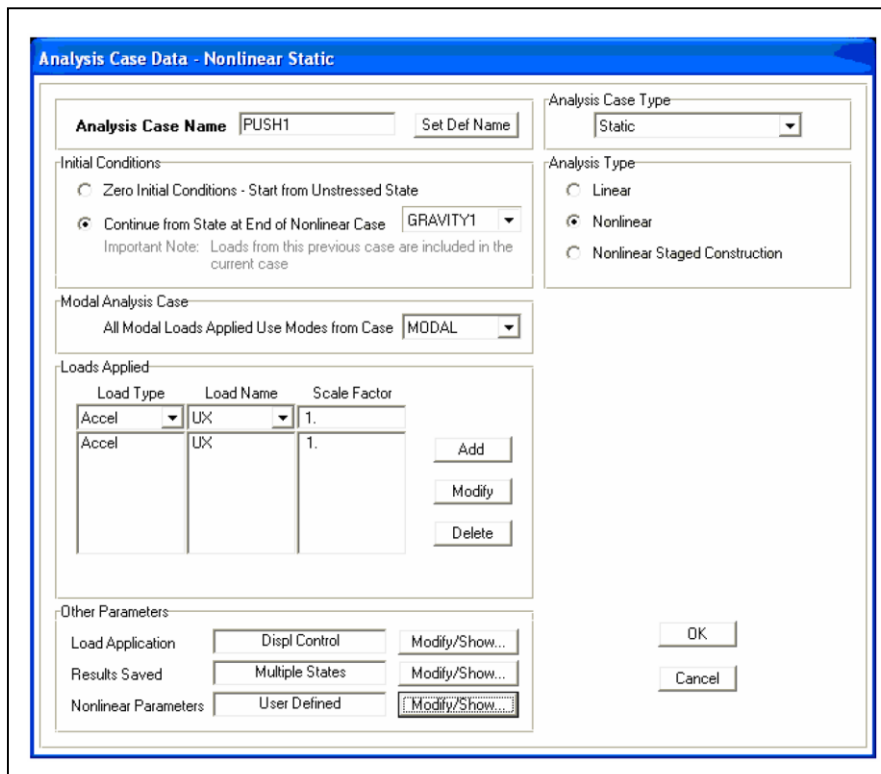
DOF: at Joint:

Generalized Displacement:

شکل (۳-۱۰): تعیین حالت کنترل شونده توسط تغییر مکان در تعریف رانش‌های استاتیکی [۱۷]



شکل (۳-۱۱): حالت بار رانشی با توزیع مودی با اعمال اثر همزمان مولفه‌های زلزله [۱۷]



شکل (۳-۱۲): تعریف حالت بار رانشی با توزیع یکنواخت [۱۷]

۳-۶-۱- نکات مهمی که در تعریف حالت‌های رانشی باید در نظر گرفت

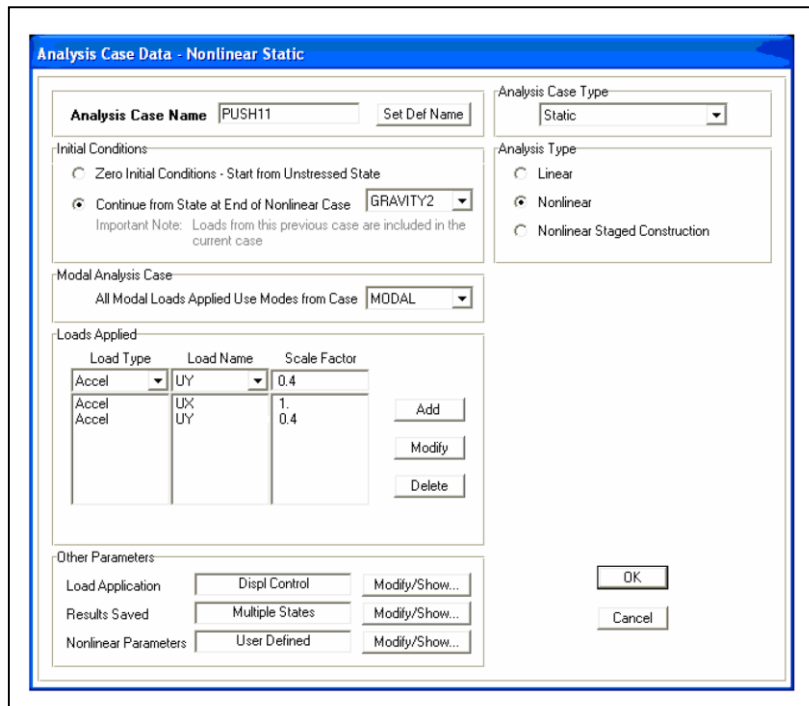
در تحلیل استاتیکی غیرخطی اثر همزمان مولفه‌های زلزله از جمع آثار ناشی از تغییرشکل سازه به اندازه تغییر مکان هدف در یک امتداد با آثار از تغییرشکل سازه به اندازه ۳۰ درصد تغییر مکان هدف در امتداد عمود بر آن حاصل می‌شود. برای اینکه این اثر را در نرم‌افزار ایجاد کنیم در قسمت Load pattern به صورت زیر عمل کنیم:

با فرض اینکه در توزیع نوع دوم (که توزیع یکنواخت با acc_x در جهت x و acc_y در جهت y می‌باشند) بخواهیم اثر acc_x را با ۳۰ درصد اثر acc_y اعمال کنیم باید در قسمت Load pattern، توزیع acc_x را با ضریب یک و توزیع acc_y را با ضریبی که با سعی و خطا با مقدار اولیه ۰/۳ شروع می‌شود وارد کنیم و سپس برنامه را اجرا کرده و تغییرمکان سازه را در مستر جوینت بام تحت این حالت رانش بینیم و اگر تغییرمکان سازه در جهت y به ۰/۳ تغییرمکان هدف رسیده بود آنگاه سعی و خطا پایان می‌پذیرد. در شکل‌های (۳-۱۱) و (۳-۱۳) نحوه اعمال اثر همزمان در برنامه SAP برای توزیع نوع اول و توزیع نوع دوم مشخص می‌باشد.

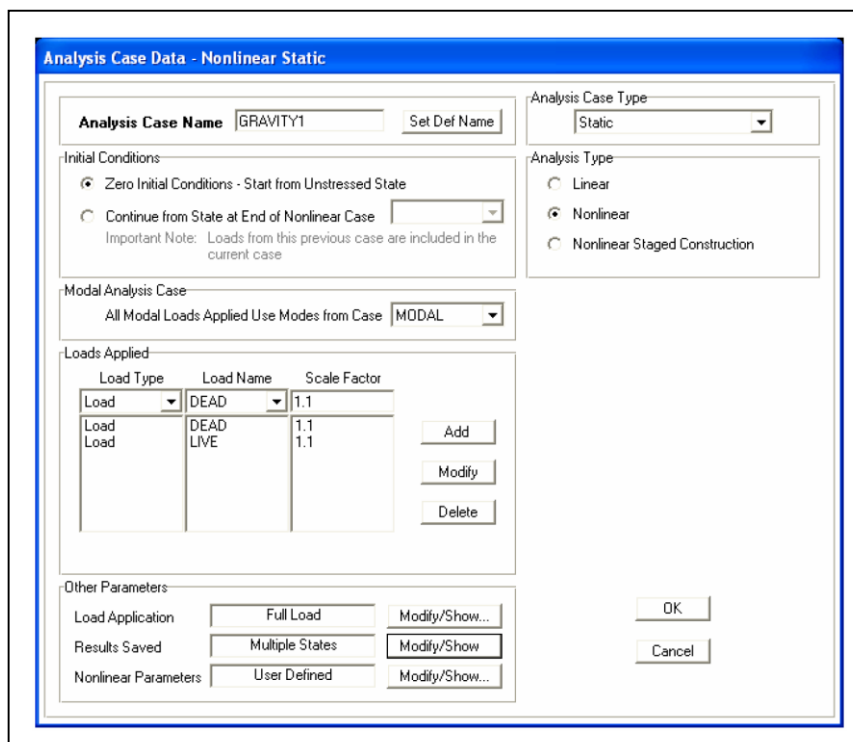
۱) از گزینه Zero Initial condition-start from unstressed state برای اعمال بار وزنی و گزینه Full Load را در قسمت Other Parameters انتخاب می‌کنیم. به شکل‌های (۳-۱۴) و (۳-۱۰) توجه کنید.
۲) در حالت بار وزنی باید Load pattern بار DL را با ضریب ۱/۱ و بار LL با ضریب ۱/۱ وارد کرد و یک بار دیگر هم کلیه آنالیزها را با ضریب DL برابر ۰/۹ و بدون بار زنده اعمال می‌کنیم. شکل (۳-۱۴).
۳) در حالت بار رانشی باید برنامه را در حالت Control displacement قرار داد و مقدار تغییرمکان هدف را وارد کرد. (شکل ۳-۱۰).

۴) در حالت بار رانشی باید حالت اعمال بار وزنی (Gravity) را به عنوان continue from state end of nonlinear case قرار داد. به شکل (۳-۱۳) توجه کنید.

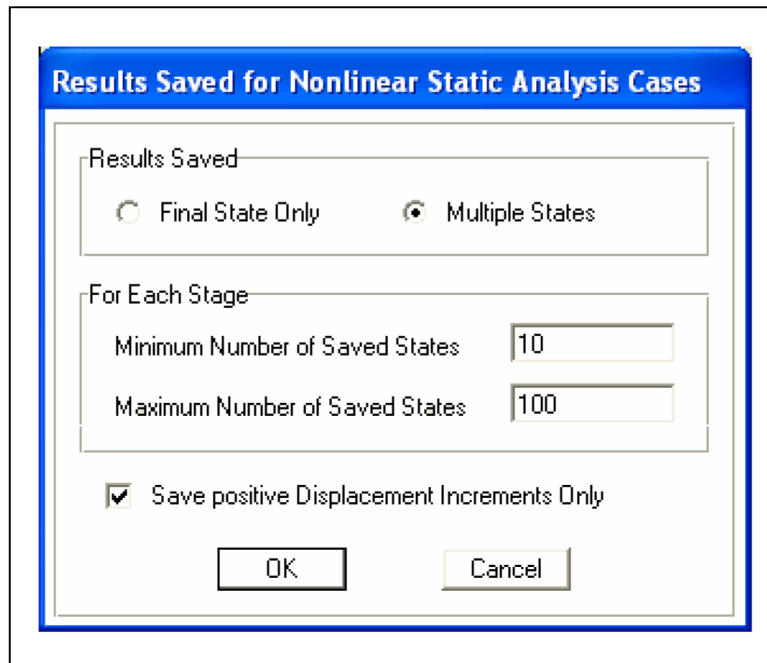
۵) در قسمت Resultes saved گزینه‌های Multiple states و Save Pisitve Increments را فعال کنیم. (شکل ۳-۱۵).



شکل (۳-۱۳): حالت بار رانشی توزیع یکنواخت با اعمال اثر همزمان مولفه‌های زلزله [۱۷]



شکل (۳-۱۴): تعریف بارگذاری ثقلی اولیه [۱۷]



شکل (۳-۱۵): تنظیم گزینه‌های نتایج تحلیل [۱۷]

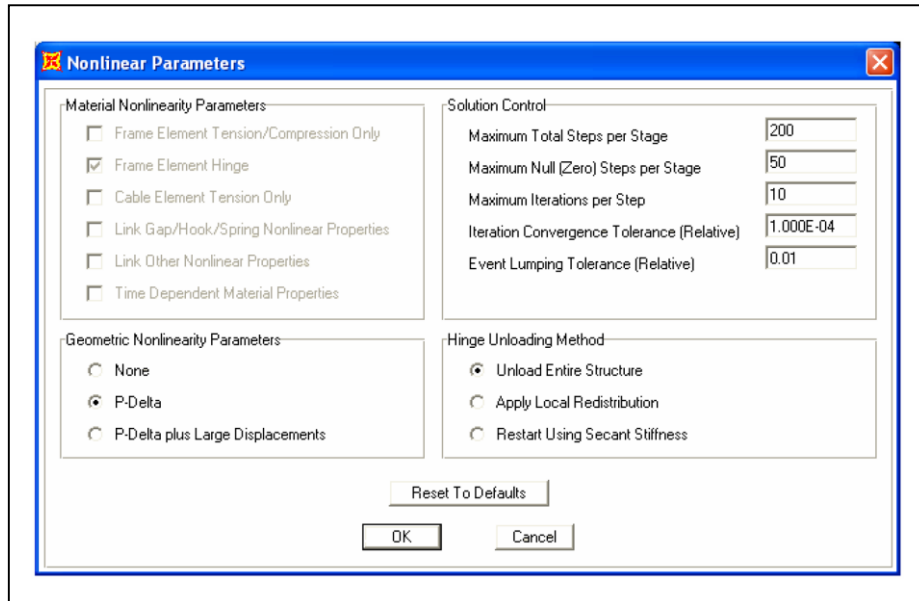
۶) در تمامی حالات رانشی و وزنی باید اثر $P-\Delta$ را فعال گذاشت. (شکل ۳-۱۶).

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

۸) برای سازه‌های بلند بهتر است Member Unloading Method را در حالت Restart Using Secant Stiffness قرار دهیم تا در سعی و خطاهایی که در اثر همزمان مولفه‌های زلزله باید انجام دهیم تغییرمکان‌ها از هر Step به Step بعدی واقعی‌تر باشد. (شکل ۳-۱۶).

۳-۷- اجرای تحلیل رانشی

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

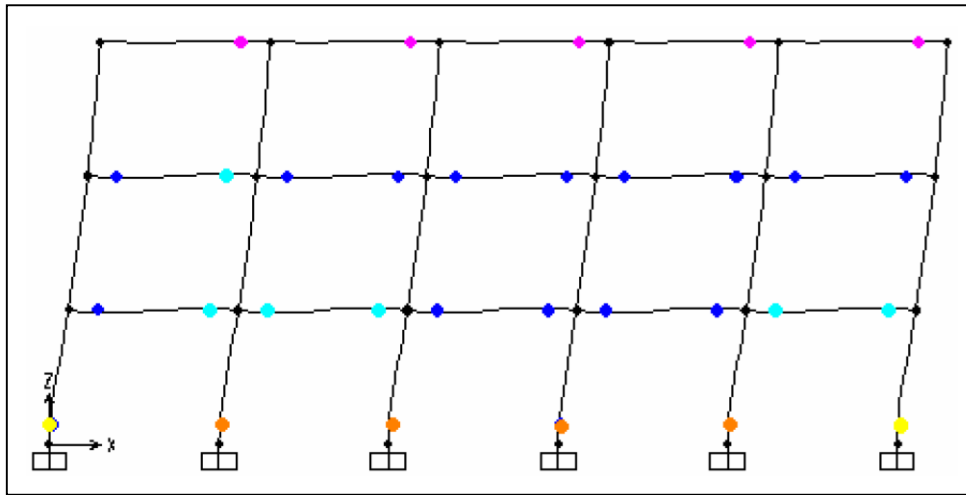


شکل (۳-۱۶): اعمال اثرات $P-\Delta$ ناشی از رفتار غیرخطی مصالح در تحلیل غیرخطی [۱۷]

۳-۸- نتایج تحلیل رانشی

پس از اجرای تحلیل رانشی می‌توان شکل تغییریافته رانشی و ترتیب تشکیل مفصل‌های رانشی را در تیرها و ستون‌ها ملاحظه کرد و با توجه به رنگ مفصل، وضعیت پذیرش اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل معلوم خواهد شد مثلاً، تیرها در خمش کنترل‌شونده توسط شکل می‌باشند و در صورتی که بخواهیم سازه با سطح خطر وارد شده (مثلاً سطح خطر ۱) در حالت خدمت‌رسانی بی‌وقفه (IO) باقی بماند، از روی رنگ ایجاد شده در مفصل (در تغییرمکان هدف و در بدترین حالت بار جانبی)، اگر رنگ ایجاد شده در حالت IO باشد یعنی تیر مورد پذیرش است ولی اگر از IO فراتر باشد، مورد پذیرش نمی‌باشد شکل (۳-۱۷).

در ستون‌ها اگر $\frac{P}{P_{CL}} < 0.5$ باشد سازه کنترل‌شونده توسط تغییرشکل می‌باشد و مانند تیرها از رنگ مفصل در ستون‌ها نتیجه‌گیری کرد. اما اگر $\frac{P}{P_{CL}} > 0.5$ باشد ستون کنترل‌شونده توسط نیرو است و باید از نظر نیروی بررسی شود. (با روابطی که در دستورالعمل آورده شده است).



شکل (۳-۱۷): بررسی رفتار اعضای کنترل شونده توسط تغییرشکل در تحلیل غیرخطی [۱۷]

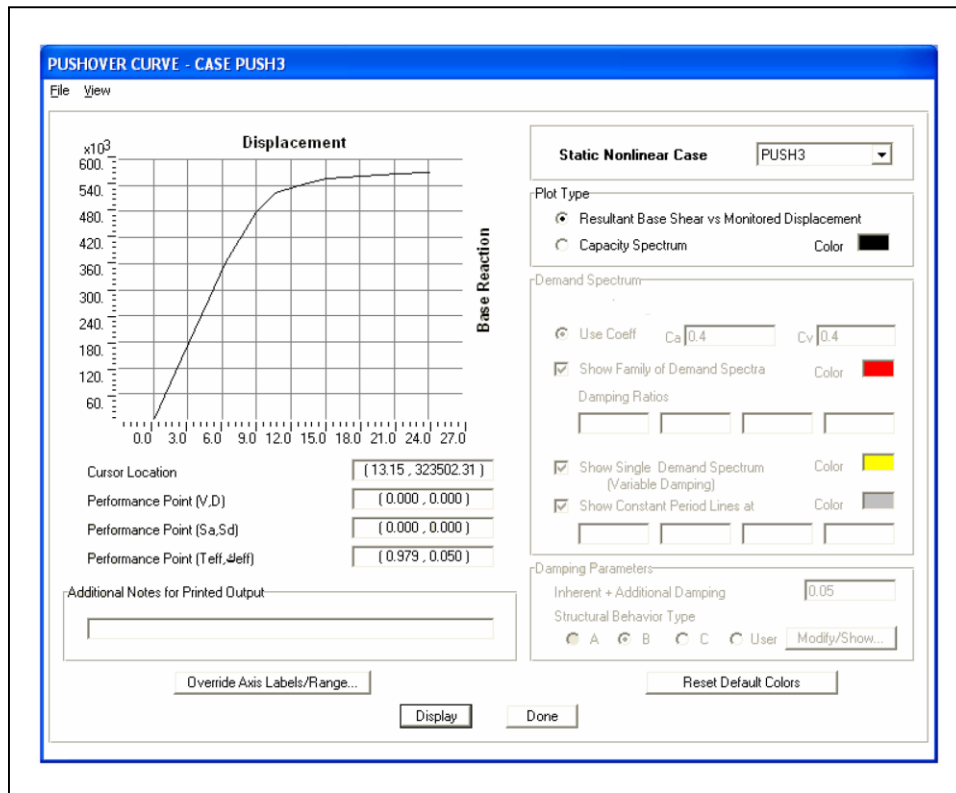
۳-۹- نمایش منحنی رانش

برای بدست آوردن تغییرمکان هدف نیاز به T_e داریم. برای بدست آوردن T_e از روشی که در دستورالعمل به آن پرداخته شده است استفاده می‌شود و باید منحنی (برش پایه- تغییرشکل) را بدست آورد. در SAP2000 در قسمت Display در شاخه Show Static Pushover Curve دو نوع منحنی نمایش داده می‌شود:

(۱) منحنی (برش پایه-تغییرشکل) که با چاپ آن میتوان مقدار T_e را بصورت دستی محاسبه کرد. شکل (۳-۱۸).

(۲) منحنی طیف ظرفیت

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



شکل (۳-۱۸): منحنی برش پایه- تغییرشکل برای محاسبه T_e [۱۷]

در این فصل با ارائه فرضیات اولیه در خصوص هندسه، پیکربندی و بارگذاری اقدام به تهیه مدل‌های اولیه جهت تحلیل و طراحی با رعایت ضوابط "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰ ایران-ویرایش سوم" [۲۲]، "مبحث دهم مقررات ملی ساختمان" [۲۳] و "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌های فولادی AISC" [۱۸] می‌گردد. همچنین در بارگذاری ثقلی ساختمان‌ها "مبحث ششم مقررات ملی ساختمان" [۲۴] استفاده شده است که در ادامه فرضیات فوق‌الذکر ارائه می‌شود.

۴-۲- تعریف مدل‌های اولیه

به منظور مقایسه نتایج طراحی ساختمان‌های فولادی بر مبنای ضوابط "استاندارد ۲۸۰۰ ایران" و ارزیابی همان ساختمان‌ها بر مبنای ضوابط "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان موجود" اقدام به تهیه ۶ مدل ساختمانی با مشخصات زیر می‌گردد. لازم به توضیح است که در مدل‌سازی، تحلیل، طراحی و ارزیابی کلیه ساختمان‌های مورد مطالعه از مدل‌های سه‌بعدی استفاده شده است.

ساختمان‌ها در جهت X و Y دارای سیستم دوگانه (مهاربندی هم‌محور + قاب خمشی متوسط می‌باشند) که براساس استاندارد ۲۸۰۰ قاب خمشی به تنهایی بایستی قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ نیروی زلزله باشد. گروه اول مدل‌های سازه اصلی با لحاظ کردن اثر بند ۲۵٪ استاندارد ۲۸۰۰ و گروه دوم مدل‌های سازه بدون در نظر گرفتن اثر بند ۲۵٪ استاندارد ۲۸۰۰ طراحی گردیده‌اند. نام‌گذاری مدل‌های ساختمانی بصورت زیر می‌باشد:

- ساختمان ۵ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (قاب خمشی متوسط + قاب خمشی متوسط) با در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ استاندارد ۲۸۰۰: (مدل ۵S-25%)
- ساختمان ۵ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (قاب خمشی متوسط + مهاربندی هم‌محور) بدون در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ استاندارد ۲۸۰۰: (مدل ۵S)
- ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (قاب خمشی متوسط + مهاربندی هم‌محور) با در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ استاندارد ۲۸۰۰: (مدل ۱۰S-25%)
- ساختمان ۱۰ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (قاب خمشی متوسط + مهاربندی هم‌محور) بدون در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ استاندارد ۲۸۰۰: (مدل ۱۰S)

- ساختمان ۱۵ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (قاب خمشی متوسط + مهاربندی هم‌محور) با در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ استاندارد ۲۸۰۰: (مدل ۱۵S-25%)
 - ساختمان ۱۵ طبقه فلزی با سیستم دوگانه (قاب خمشی متوسط + مهاربندی هم‌محور) بدون در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ استاندارد ۲۸۰۰: (مدل ۱۵S)
- پلان مدل‌ها در شکل (۱-۴) نشان داده شده است.
- ارتفاع طبقه اول ۲/۷ متر و سایر طبقات ۳/۴ متر در نظر گرفته شده است. مهاربندها در جهت X در دهانه‌های BC و DE و در جهت Y در دهانه‌های ۴-۵ و ۲-۳ قرار دارند. (مطابق شکل ۱-۴).

۳-۴- سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

- الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای ساختمانی تحمل می‌شوند.
- ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قابهای خمشی صورت می‌گیرد. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات تعیین می‌شود.
- در این سیستم، قابهای مهاربندی شده و قابهای خمشی را می‌توان به صورتی که در سیستم‌های بندهای ۱-۹-۲ و ۱-۹-۳ عنوان شده، به کار برد و دیوارهای برشی بتن مسلح را نیز به صورت متوسط یا ویژه به کار گرفت.
- پ- قابهای خمشی مستقلاً قادرند حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی وارد به ساختمان را تحمل کنند.

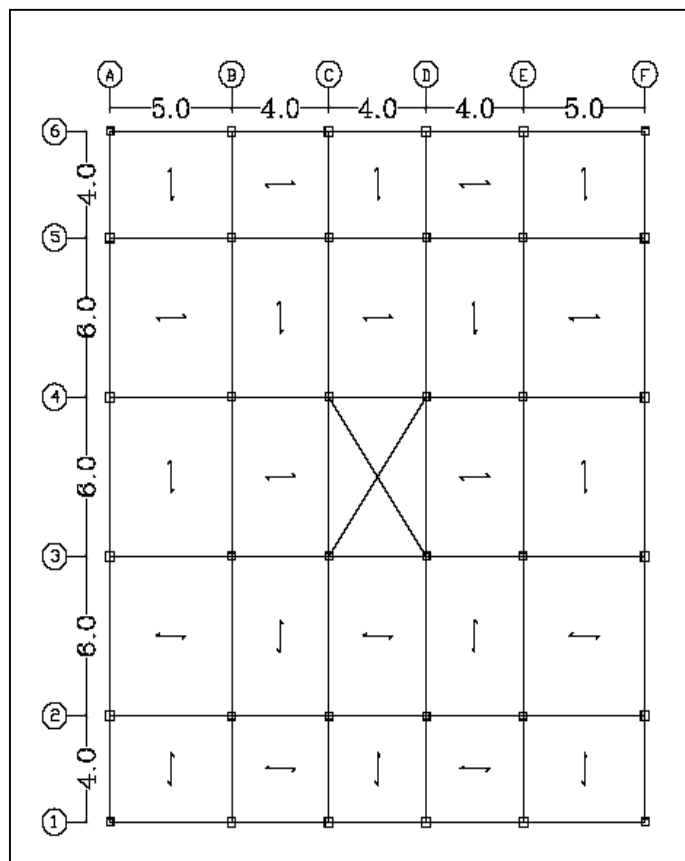
تبصره ۳: در صورتی که سیستمی الزام ردیف پ را برآورده نکند، سیستم دوگانه محسوب

نشده و جزو سیستم قاب ساختمانی ساده مطابق بند ۱-۹-۲، منظور می‌گردد. [۲۲]

در این تحقیق، این بند آیین‌نامه و تبصره ۳ را بررسی کرده و تاثیر آن در سازه‌های با سیستم باربر ی دوگانه مورد مطالعه قرار گرفته است.

۴-۴- بارگذاری ثقلی

سیستم کف سازه‌ای ساختمان‌ها تیرچه-بلوک می‌باشد. با توجه به جزئیات معماری موجود برای کف‌ها و بار تیغه‌بندی طبقات، بار مرده طبقات و بام 700 Kg/m^2 ، و بار زنده طبقات بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای طبقات، 200 Kg/m^2 و برای بام 150 Kg/m^2 می‌باشد.

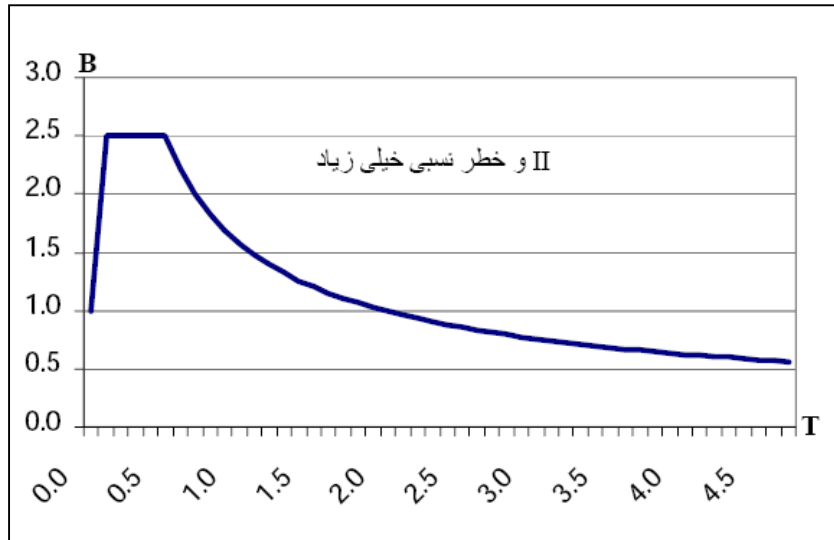


شکل (۴-۱): پلان مدل‌های تحت بررسی

۴-۵- بارگذاری لرزه‌ای

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

- شتاب مبنای طرح: منطقه ۱ با خطر نسبی خیلی زیاد، $A = 0.35g$.
- نوع زمین: TYPE II ($T_s = 0.5, T_0 = 0.1, S = 1.5$).
- ضریب اهمیت: گروه ۳، $I = 1.0$.
- طیف بازتاب: برای مناطق با خطر نسبی زیاد و برای زمین‌های نوع ۲ در شکل (۴-۲) نشان داده شده است.



شکل (۲-۴): طیف بازتاب استاندارد ۲۸۰۰

به عنوان نمونه، محاسبات مربوط به تعیین مقدار برش پایه و توزیع این نیرو برای سازه ۵ طبقه در جدول (۱-۴) جمع‌بندی شده است.

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

$$A = 0.35 g$$

$$I = 1$$

$$T = 0.05H^{3/4} = 0.05(16.3)^{3/4} = 0.41$$

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

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

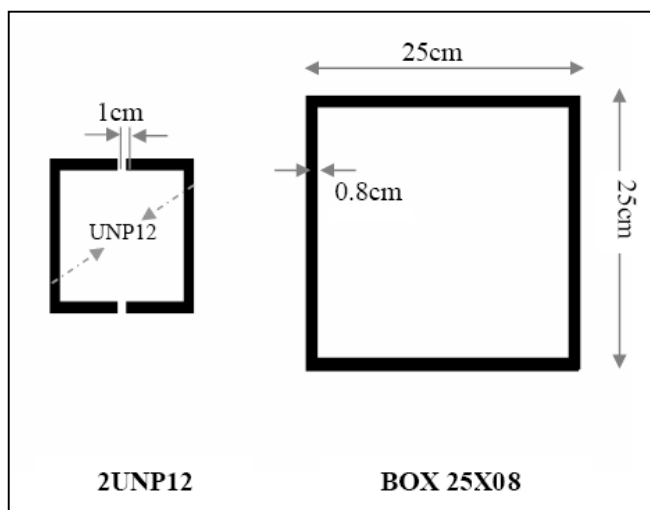
$$T < 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$$

جدول (۱-۴): توزیع نیروی برش پایه استاتیکی سازه ۵ طبقه

Story	H	h _i	W _i	W _i *h _i	F _i	توزیع نیرو در طبقات
5	3.4	16.3	730	11899	156.9	
4	3.4	12.9	740	9546	125.8	
3	3.4	9.5	740	7030	92.7	
2	3.4	6.1	740	4514	59.5	
1	2.7	2.7	740	1998	26.3	
Σ			3690	34987		

۴-۶- مدل سازی

به منظور مدل سازی، تحلیل و طراحی مدل های مفروض از برنامه کامپیوتری SAP2000[®] ver11.0.7 استفاده می گردد. برای ستون ها از مقاطع قوطی و در تیرها از مقاطع IPE و برای بادبندها از مقاطع دوپل ناودانی استفاده می شود که اشکال، نحوه نام گذاری و خصوصیات هندسی آنها در شکل (۴-۳) و جدول (۴-۲) نشان داده شده است.



شکل (۴-۳): نحوه نام گذاری مقاطع

جدول (۴-۲): مقاطع مورد استفاده در مدل های ساختمانی

Section Name	Area	I33	I22	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Units	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ²	cm ²	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³	cm	cm
BRACE											
2UNP120	34.1	735.0	579.0	16.8	19.8	122.51	105.27	146.30	127.99	4.64	4.12
2UNP140	40.8	1217.6	825.0	19.6	24.0	173.94	137.50	206.40	166.92	5.46	4.50
2UNP160	48.2	1863.6	1167.7	24.0	27.3	232.95	179.64	276.52	216.43	6.22	4.92
2UNP180	56.1	2728.2	1605.6	28.8	30.8	303.13	229.37	360.12	274.65	6.97	5.35
2UNP200	64.6	3854.0	2154.9	34.0	34.5	385.40	287.31	458.31	342.26	7.72	5.78
2UNP220	75.1	5423.1	2856.5	39.6	40.0	493.01	357.06	586.11	425.01	8.50	6.17
COLUMN											
BOX25X.8	77.4	7566.9	7566.9	40.0	40.0	605.35	605.35	703.02	703.02	9.89	9.89
BOX30X1	116.0	16278.7	16278.7	60.0	60.0	1085.24	1085.24	1262.00	1262.00	11.85	11.85
BOX35X1	136.0	26225.3	26225.3	70.0	70.0	1498.59	1498.59	1734.50	1734.50	13.89	13.89
BOX35X2.0	264.0	48092.0	48092.0	140.0	140.0	2748.11	2748.11	3271.00	3271.00	13.50	13.50
BOX45X2.5	425.0	128385.4	128385.4	225.0	225.0	5706.02	5706.02	6781.25	6781.25	17.38	17.38
BOX40X2	304.0	73365.3	73365.3	160.0	160.0	3668.27	3668.27	4336.00	4336.00	15.53	15.53
BOX50X2.5	475.0	179114.6	179114.6	250.0	250.0	7164.58	7164.58	8468.75	8468.75	19.42	19.42
BEAM											
IPE140	16.4	541.0	44.9	6.6	8.4	77.29	12.30	88.30	19.20	5.74	1.65
IPE160	20.1	869.0	68.3	8.0	10.1	108.63	16.66	124.00	26.10	6.58	1.84
IPE180	23.9	1317.0	101.0	9.5	12.1	146.33	22.20	166.00	34.60	7.42	2.06
IPE200	28.5	1943.0	142.0	11.2	14.2	194.30	28.40	221.00	44.60	8.26	2.23
IPE220	33.4	2772.0	205.0	13.0	16.9	252.00	37.27	285.00	58.10	9.11	2.48
IPE240	39.1	3892.0	284.0	14.9	19.6	324.33	47.33	367.00	73.90	9.98	2.70
IPE270	45.9	5790.0	420.0	17.8	23.0	428.89	62.22	484.00	97.00	11.23	3.03
IPE300	53.8	8356.0	604.0	21.3	26.8	557.07	80.53	628.00	125.00	12.46	3.35

IPE330	62.6	11770.0	788.0	24.8	30.7	713.33	98.50	804.00	154.00	13.7 1	3.55
IPE360	72.7	16270.0	1043.0	28.8	36.0	903.89	122.71	1019.0 0	191.00	14.9 6	3.79
IPE400	84.5	23130.0	1318.0	34.4	40.5	1156.5 0	146.44	1307.0 0	229.00	16.5 4	3.95
IPE450	98.8	33740.0	1676.0	42.3	46.2	1499.5 6	176.42	1702.0 0	276.00	18.4 8	4.12
IPE500	116.0	48200.0	2142.0	51.0	53.3	1928.0 0	214.20	2194.0 0	336.00	20.3 8	4.30
IPE550	134.0	67120.0	2668.0	61.1	60.2	2440.7 3	254.10	2787.0 0	401.00	22.3 8	4.46
IPE600	156.0	92080.0	3387.0	72.0	69.7	3069.3 3	307.91	3512.0 0	486.00	24.3 0	4.66

۷-۴- تحلیل

پس از تعیین مقادیر نیروهای ثقلی، بارهای لرزه‌ای و همچنین تهیه مدل‌های سازه‌ای، مدل‌ها مورد تحلیل و آنالیز نیرویی قرار می‌گیرند. همچنین برای دستیابی به طرحی اقتصادی و بهینه از خصوصیات انتخاب مقطع به شکل خودکار (Section Automatic Selection) استفاده می‌شود. البته پس از طراحی و انجام کنترل‌های لازم نتیجه‌گیری شد که عمدتاً معیار تغییر مکان نسبی مجاز در طبقات ملاک طراحی بوده است. تحلیل استاتیکی معادل، جهت انجام طراحی و استخراج مقاطع تیرها و ستون‌ها راحت‌تر است، بنابراین برای طراحی از این روش استفاده گردید. ولی با توجه به اینکه این نوع تحلیل دارای محدودیت ارتفاع می‌باشد (۵۰ متر) برای قاب‌های تا ۱۵ طبقه احتیاج به تحلیل طیفی نداریم.

برای کلیه قاب‌های مورد مطالعه، مقدار زمان تناوب بدست آمده از آنالیز مودال از ۱/۲۵ برابر پریود بدست آمده از فرمول‌های تجربی بیشتر می‌باشد. بنابراین از ۱/۲۵ برابر پریود بدست آمده از فرمول‌های تجربی برای تحلیل استاتیکی معادل استفاده گردیده است.

۸-۴- طراحی

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

۴-۸-۱- کنترل مقادیر جابجایی نسبی طبقات

بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه مقدار تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه به 0.025 برابر ارتفاع آن طبقه و برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر یا مساوی ۰/۷ ثانیه به 0.02 برابر ارتفاع طبقه محدود می‌شود که در مورد ساختمان‌های اخیر آیین‌نامه نسبت به ویرایش دو سخت‌گیرانه‌تر عمل کرده است. ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه از صلیبت جانبی خوبی برخوردار بودند. مقادیر تغییرمکان جانبی برای مدل‌ها در جدول (۴-۴) ارائه شده است.

جدول (۴-۳): تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی ۵S-25% در بارگذاری ۲۸۰۰

شماره طبقه	تغییرمکان کلی مرکز جرم (cm)	تغییرمکان نسبی مرکز جرم (cm)	تغییرمکان نسبی مجاز ویرایش سوم (cm)
5	3.59	0.86	1.73
4	2.73	0.91	1.73
3	1.82	0.87	1.73
2	0.95	0.65	1.73
1	0.30	0.3	1.38

جدول (۴-۴): تغییرمکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی ۱۰S-25% در بارگذاری ۲۸۰۰

شماره طبقه	تغییرمکان کلی مرکز جرم (cm)	تغییرمکان نسبی مرکز جرم (cm)	تغییرمکان نسبی مجاز ویرایش سوم (cm)
10	9.40	1.09	1.73
9	8.31	1.21	1.73
8	7.10	1.25	1.73
7	5.85	1.25	1.73
6	4.60	1.15	1.73
5	3.45	1.01	1.73

4	2.44	0.87	1.73
3	1.57	0.73	1.73
2	0.84	0.58	1.73
1	0.26	0.26	1.38

جدول (۴-۵): تغییر مکان جانبی متوسط در طبقات مدل ساختمانی ۱۵S-25% در بارگذاری ۲۸۰۰

شماره طبقه	تغییر مکان کلی مرکز جرم (cm)	تغییر مکان نسبی مرکز جرم (cm)	تغییر مکان نسبی مجاز ویرایش سوم (cm)
15	13.99	0.95	1.39
14	13.04	1.05	1.39
13	11.98	1.13	1.39
12	10.85	1.17	1.39
11	9.69	1.15	1.39
10	8.53	1.14	1.39
9	7.39	1.10	1.39
8	6.30	1.05	1.39
7	5.24	1.01	1.39
6	4.23	0.97	1.39
5	3.26	0.91	1.39
4	2.35	0.83	1.39
3	1.52	0.72	1.39

2	0.80	0.56	1.39
1	0.24	0.24	1.10

۴-۸-۲- کنترل مقاومت ستون‌ها طبق بند ۵-۱ استاندارد ۲۸۰۰

ستون‌های قاب‌ها متناسب با مبحث ۱۰ مقررات ملی و پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ تحلیل و طراحی شده‌اند. بجز ستون‌های کناری دهانه‌های بادبندی در مدل‌ها مقاومت ستون‌ها در دیگر مدل‌ها کنترل‌کننده نبود.

۴-۸-۳- کاهش تنش مجاز فشاری اعضای مهاربندی‌ها در مدل‌ها

بر اساس بند ۲-۸-ب پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ مقادیر تنش‌های مجازی فشاری در اعضای مهاربندی کاهش داده می‌شود که این ضابطه موجب می‌شود مهاربندها هر کدام یک شماره در طراحی بزرگتر شوند. لازم به ذکر است که در تعیین لاغری مهاربندها بر اساس پیشنهاد دستورالعمل بهسازی برای ضریب طول موثر به ترتیب از مقادیر ۰/۵ و ۰/۶۷ در کمانش درون صفحه‌ای و کمانش خارج از صفحه استفاده شده است.

مقادیر محاسبه شده و کاهش یافته تنش محوری مجاز در مهاربندها به صورت جدول (۴-۶) بدست آمدند.

جدول (۴-۶): محاسبه ضریب کاهش و تنش مجاز اصلاح شده در بادبندی‌های فشاری بر اساس استاندارد ۲۸۰۰

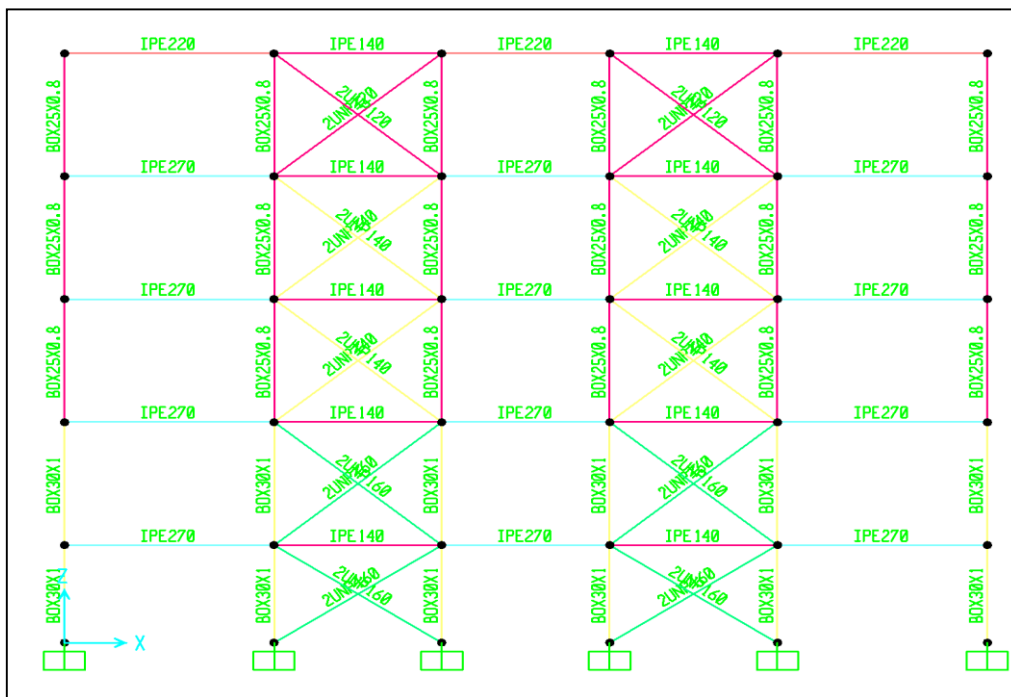
section	r_{min}	r_{maj}	λ_{min}	λ_{maj}	λ	B	F_a	F_{as}=B*F_a
-	cm	cm					kg/cm ²	kg/cm ²
2UNP12	3.62	4.63	94.81	55.31	94.81	0.73	923	678.36
2UNP14	3.91	5.45	87.67	47.01	87.67	0.75	978.4	733.73
2UNP16	4.2	6.2	81.77	41.28	81.77	0.76	1022	779.74
2UNP18	4.48	6.96	76.62	36.82	76.62	0.77	1059	820.15
2UNP20	4.76	7.71	72.08	33.24	72.08	0.78	1059	831.25
2UNP22	5.05	8.48	6.96	30.21	67.96	0.79	1059	841.6

۴-۸-۴- ضوابط مربوط به پایداری موضعی تیرها

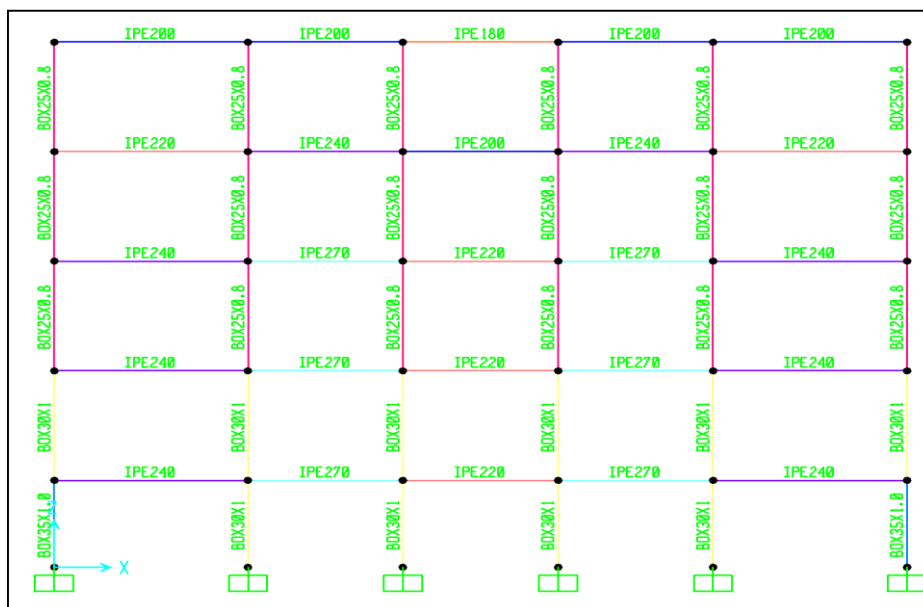
نسبت عرض به ضخامت بال تیرها بر اساس بند ۷-۳ پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ بررسی و مورد پذیرش قرار گرفت.

۴-۹- نتایج طراحی

با توجه به روند این مطالعه، ۱۲ مدل تهیه گردید. در گروه اول مدل‌ها، سازه‌های اصلی با لحاظ کردن اثر ۲۵٪ آیین‌نامه و در گروه دوم مدل‌ها، سازه‌ها بدون در نظر گرفتن اثر ۲۵٪ طراحی گردیده‌اند. قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با روش استاتیکی معادل تحلیل گردیدند و نیروهای داخلی اعضاء آنها بدست آمد. با توجه به نیروهای اعضا و با بکارگیری مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، همانطور که قبلاً نیز گفته شد، پروفیل‌های IPE برای تیرها و BOX برای ستون‌ها، انتخاب گردیدند. مقاطع طوری انتخاب گردیدند که مقدار نسبت تنش مربوط به آن مقطع بطور مرزی از یک کمتر شود (المان‌های تیر و ستون طراحی نیرویی شدند). با توجه به توضیحات ذکر شده مقاطع نهایی طراحی اعضا برای هر یک از ساختمان‌های مفروض بدست آمدند. به عنوان نمونه مقاطع دو قاب در اشکال (۴-۴) و (۴-۵) آورده شده است.



شکل (۴-۴): نمونه ستون‌گذاری قاب‌های کناری سازه ۲۵-SS



شکل (۴-۵): نمونه ستون گذاری قاب‌های میانی سازه 5S-25%

۵-۱- مقدمه

نیاز برای طراحی و ساخت ساختمان‌های با عملکرد قابل پیش‌بینی تحت اثر زلزله پیوسته مورد بحث بوده است. زلزله ۷/۱ ریشتری لوماپرینا در اکتبر ۱۹۸۹ میلادی باعث ایجاد خسارت مستقیمی حدود ۸ میلیارد دلار گردید. این خسارت سنگین باعث شد که در سال ۱۹۹۲ گروه تصمیم‌گیرندگان Seac، کمیته

Vision2000 را ایجاد کردند تا اساس و استخوان‌بندی نسل بعد آیین‌نامه‌های ساختمانی طراحی براساس عملکرد را توسعه دهند و قرار شد این کار تا قبل از سال ۲۰۰۰ انجام شود، ولی بجز فعالیت‌های محدود، اقدامی در این باره صورت نگرفت. در ژانویه سال ۱۹۹۴ زلزله نورث‌ریج با شدت ۶/۷ ریشتر به وقوع پیوست و باعث ایجاد خسارتی در حدود ۲۰ میلیارد گردید (بیش از دو برابر خسارت زلزله لوماپریتا). متعاقب این مسئله، طی مدت یکسال، کمیته Vision2000 پیشنهادهاتی را برای مهندسی زلزله بر اساس عملکرد ارائه داد و گزارش این کمیته در سال ۱۹۹۵ منتشر شد، که مباحث مفصل مهندسی زلزله بر اساس عملکرد را بیان می‌کند و در بر دارنده طیف وسیعی از نکاتی است که باید در طراحی، ساخت و بهره‌برداری ساختمان‌ها برای عملکردهای لرزه‌ای قابل پیش‌بینی در سطوح خطر مورد نظر بکار برده شود [۱۹] برتو [۶] در سال ۱۹۹۷ یک بازبینی اساسی، برای دستورالعمل Seaoc، برای ساختمان‌های جدید و همچنین دستورالعمل‌های NEHRP برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (FEMA273 و FEMA274) انجام داد.

این بازبینی انجام شده توسط Bertero یک منبع اصلی در رابطه با مهندسی زلزله بر اساس عملکرد است و شامل پیشنهادهات و راهنمایی‌هایی است که می‌تواند به عنوان منابع اولیه برای مهندسی ساختمان‌های جدید و همچنین بهسازی ساختمان‌های موجود بکار برده شود [۶].

تحقیقات و رفتار ساختمان‌ها در زلزله‌های اخیر نشان داد که مقاومت نمی‌تواند معیار مناسبی برای طراحی باشد و در آیین‌نامه‌های جدید به جای معیار مقاومت از معیار رفتار برای طراحی سازه استفاده می‌شود [۱۲].

در اثر وقوع زلزله‌های شدید، خسارت‌های قابل ملاحظه‌ای به علت رفتار غیرالاستیک سازه‌ها به آنها وارد می‌شود، زیرا با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان سازه در اثر وقوع زلزله‌های شدید. پس از گذر از محدوده الاستیک وارد محدوده غیرالاستیک می‌شود و در این ناحیه تغییرات مقاومت ناچیز بوده و تغییر شکل‌های خمیری که ارتباط نزدیک‌تری با خسارت دارند حاکم می‌شوند.

لذا در روش طراحی براساس عملکرد، عملکرد غیرخطی اجزای سازه مورد بررسی قرار می‌گیرند و تغییر مکان به جای نیرو به عنوان مناسب‌ترین شاخص رفتار مطرح می‌شود [۵].

با مفهوم طراحی براساس عملکرد، دو روش ارزیابی براساس منحنی نیرو - تغییر مکان شناخته شده می‌باشند. یکی از آنها روش طیف ظرفیت است که توسط Freeman ارائه شده است و در ATC40 وجود

^۱ Bertero

دارد [۱۲]. روش دیگر ضرایب تغییر مکان است که توسط Krawinkler توسعه یافته است و در دستورالعمل‌های FEMA 273 , FEMA356 آمده است.

آیین‌نامه‌های موجود که برای طراحی سازه‌های مقاوم بکار می‌روند برای طراحی سازه‌های جدید کاربرد دارند و برای ارزیابی سازه‌های موجود که با آیین‌نامه‌های قبلی ساخته شده‌اند نمی‌توان از آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها مانند استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده کرد.

در این راستا تحقیقات عمده‌ای انجام شده و آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های زیادی FEMA 273 و FEMA356 و ATC40 و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود وجود دارد که توسط آنها می‌توان به ارزیابی سازه‌های موجود پرداخت. در این فصل که به ارزیابی مدل‌های طراحی شده در فصل ۴ پرداخته می‌شود سازه‌های مذکور با استفاده از دستورالعمل بهسازی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند و معیارهای پذیرش اعضای آنها کنترل می‌شود و یکسری از نقاط ضعف آیین‌نامه ۲۸۰۰ بدست می‌آید.

۵-۲- نکات مشترک در ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها

نکاتی که باید در مدل‌سازی، تحلیل و ارزیابی ساختمان‌ها با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای مدنظر قرار گیرند در ادامه آمده است.

۵-۲-۱- هدف بهسازی

هدف بهسازی بر اساس عملکرد، بر پایه فلسفه ارزیابی لرزه‌ای به این صورت تعریف می‌شود که بتوان با ارزیابی ساختمان مشخص نمود که برای چه زلزله‌ای چه عملکردی مورد انتظار است. به عبارت دیگر، هدف بهسازی از مجموعه‌ای از سطوح خطر و مجموعه‌ای از سطوح عملکرد تشکیل شده که مجموعه اول میزان خطر را مشخص می‌کند. در این تحقیق ساختمان‌ها در سطح عملکردی ایمنی جانی در سطح خطر یک، مورد ارزیابی قرار می‌گیرند که متناظر با هدف بهسازی مبنا است.

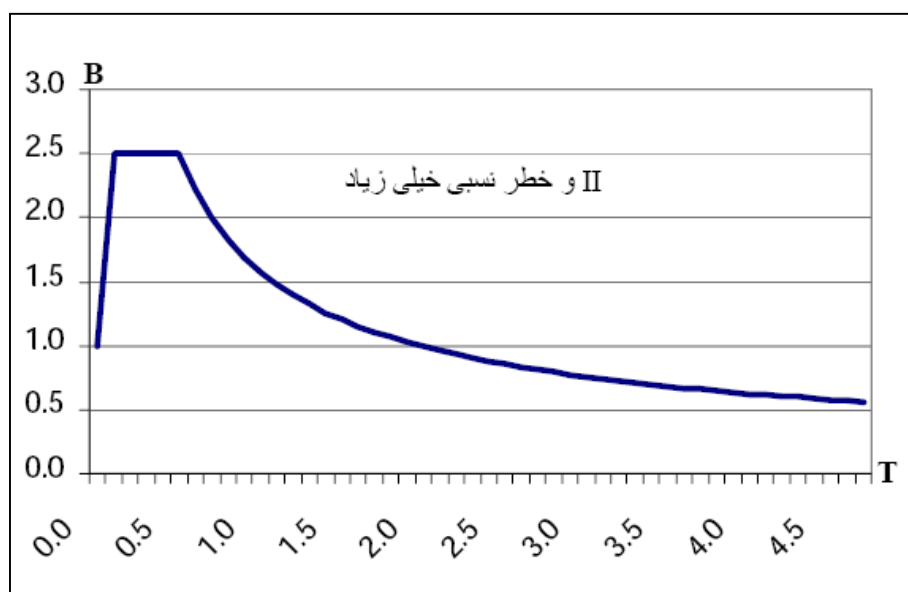
۵-۲-۲- طیف طرح

در این تحقیق، طیف طرح از حاصل ضرب مقادیر طیف ضریب بازتاب ساختمان (B) و شتاب مبنای طرح (A) حاصل شده است.

شتاب مبنای (A) در سطح خطر ۱ برای تهران مقدار ۰/۳۵ است که از نقشه پهنه‌بندی شتاب با دوره بازگشت ۴۷۵ سال استفاده شده است [۲۵].

۵-۲-۳- اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

سطح اطلاعات جامع فرض می‌شود و براساس جدول (الف-۳) پیوست $K=1$ است و ساختمان‌های مجاور با فاصله قرار دارند و مشکل برخورد ساختمان‌های مجاور را نخواهیم داشت.



شکل (۵-۱): طیف بازتاب استاندارد ۲۸۰۰ که در ارزیابی عملکردی مورد استفاده قرار گرفته است.

۵-۲-۴- روش‌های تحلیل سازه

در این پایان‌نامه، آنالیز کلیه ساختمان‌ها با روش استاتیکی غیرخطی انجام می‌شود، لذا نیاز به چک کردن اینکه آیا برای ساختمان‌های فوق می‌توان از روش‌های استاتیکی خطی استفاده کرد یا خیر، نمی‌باشد و در واقع هدف دستورالعمل بهسازی این است که با محدود کردن شرایط استفاده از تحلیل خطی عملاً طراحان را به استفاده از تحلیل‌های غیرخطی سوق دهد. از این‌رو وجه تمایز اصلی دستورالعمل بهسازی با آیین‌نامه‌های طراحی همچون استاندارد ۲۸۰۰ در استفاده از روش غیرخطی است. علت اصلی انتخاب روش غیرخطی، جایگزینی فلسفه براساس عملکرد به جای طراحی براساس معیار مقاومت می‌باشد که روش نگرش به طراحی لرزه‌ای و نحوه تحلیل و طراحی سازه را بطور بنیادی دگرگون کرده است.

۵-۲-۵- رفتار اجزای سازه

رفتار اجزاء به دو صورت کنترل شونده توسط تغییرشکل یا کنترل شونده توسط نیرو می باشد.

عناصری که با تغییر مکان کنترل می گردند عبارتند از:

- لنگر خمشی در تیرها
- لنگر خمشی در ستون ها به شرطی که نیروی محوری فشاری از نصف ظرفیت محوری فشاری کمتر باشد.
- کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شود.

عناصری که با نیرو کنترل می شوند عبارتند از:

- برش در تیرها و ستون ها
- نیروی محوری در ستون ها
- لنگر خمشی در ستون هایی که نیروی محوری فشاری از نصف ظرفیت فشاری بیشتر شود.

۵-۲-۶- مقاومت مصالح

۵-۲-۶-۱- کرانه پایین مقاومت مصالح

در مدل های این پایان نامه مشخصات تعیین شده برای مصالح فولادی برابر $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

می باشد به عنوان کرانه پایین مقاومت مصالح در نظر گرفته شده است.

۵-۲-۶-۲- مقاومت مورد انتظار مصالح

حاصل ضرب مقادیر کرانه پایین مقاومت مصالح در ضریب ۱/۱ برابر $F_{ye} = 2640 \text{ kg/cm}^2$ می باشد و

به عنوان مقاومت مورد انتظار مصالح در نظر گرفته شده است.

۵-۲-۷- اثر P-Δ

اثر $P-\Delta$ در آنالیز استاتیکی غیرخطی در حالات بارگذاری جانبی لحاظ شده است.

۵-۲-۸- اثرات پیچش

سازه‌های تحلیل شده در این پایان‌نامه به صورت سه‌بعدی مدل شده‌اند، لذا اثرات پیچش واقعی خود به خود لحاظ شده است و برای اعمال پیچش تصادفی، Master joint هر طبقه به اندازه $0/05$ بعد ساختمان در امتداد عمود بر نیروی رانشی جابجا می‌شود.

۵-۲-۹- دیافراگم

نوع سقف‌ها تیرچه-بلوک در نظر گرفته شده و سازه‌ها دارای دیافراگم صلب در نظر گرفته می‌شوند. (نوع دیافراگم در تعیین تغییر مکان هدف موثر است).

۵-۲-۱۰- اعضای اصلی و غیر اصلی

در تحلیل‌های غیرخطی، سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیر اصلی و همچنین تغییرات مقاومت و سختی این اعضا در اثر کاهش کاهندگی باید در مدل‌سازی وارد گردد. مثلاً دیوارهای جانبی و پارتیشن‌بندی داخلی می‌توانند اثر قابل ملاحظه‌ای در سختی جانبی داشته باشند و باید در مدل‌سازی وارد شوند، اما در این پایان‌نامه اثر آنها نادیده گرفته شده است و سختی آنها لحاظ نشده است. همچنین با توجه به اینکه در ابتدای اعمال بارهای رفت و برگشتی ناشی از زلزله ممکن است خراب شوند و خرابی یک دیوار می‌تواند سختی یک طبقه را نسبت به طبقات بالا و پایین بسیار تغییر داده و منجر به تمرکز تغییر شکل‌ها در آن طبقه شود، لذا در نظر گرفتن تأثیر دیوارها در مدل‌براحتی امکان‌پذیر نیست. نکته دیگری که لازم است به آن اشاره شود این است که در استاندارد ۲۸۰۰ اثر دیوارهای داخلی فقط در محدود کردن پیروید سازه آمده است، یعنی بخاطر وجود دیوارها و میانقاب‌های آجری، پیروید اصلی سازه را به اندازه 20% کاهش می‌دهیم. (وقتی با روش تحلیل دینامیکی با استاندارد ۲۸۰۰ پیروید سازه را بدست می‌آوریم، چون معمولاً این پیروید از پیروید فرمول تجربی بیشتر است، $1/25$ برابر پیروید فرمول تجربی را به عنوان پیروید اصلی سازه در نظر می‌گیریم و با توجه اینکه میانقاب داریم باید این پیروید را در $0/8$ ضرب کنیم و در نتیجه اثر افزایش $1/25$ را که بخاطر بدست آوردن پیروید از روش تحلیل دینامیکی است با اثر $0/8$ خاطر اثر میانقاب، با هم خنثی می‌شوند).

با توجه به زلزله‌های اخیر و تخریب اغلب ساختمان‌هایی که در طبقه همکف پیلوت دارند (عموماً محل پارکینگ یا فروشگاه یا ... است و دیوار ندارد) و در طبقات بالا میان‌قاب دارند، توجه ویژه‌ای را به تأثیر میان‌قاب در استاندارد ۲۸۰۰ می‌طلبند، لذا باید تحقیقات ویژه‌ای در این زمینه انجام شود و با روش‌هایی بتوان اثر دیوارهای میان‌قاب را در مدل سازه اعمال کرد.

۵-۲-۱۱- توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی

توزیع بار جانبی ناشی از زلزله، تابع مشخصات دینامیکی سازه و رفتار غیرخطی آن است و در طول زلزله تغییر می‌کند. توزیع بار جانبی، توزیع نیروهای داخلی و تغییر شکل‌ها را در اجزای سازه تعیین می‌کند. مطابق دستورالعمل، دو توزیع بار جانبی به مدل سازه‌ای اعمال می‌گردد. در این پایان‌نامه توزیع نوع دوم برای کلیه سازه‌ها، از توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود، استفاده شد. یکی از نتایج حاصله این بود که اثر توزیع یکنواخت در ستون‌های طبقات پایین‌تر بیشتر از توزیع نوع اول می‌باشد و توزیع یکنواخت برای بررسی حالت‌های بحرانی در طبقات پایین در نظر گرفته شده است.

۵-۲-۱۲- تعیین تغییرمکان هدف

تعیین مکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه بر آورده گردد. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g \quad (1-5)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان مطابق رابطه $T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ برای امتداد موردنظر است. مقدار T_e با روش ترسیمی بدست می‌آید که در همه سازه‌های مورد مطالعه مقدار آن با تقریب خوبی برابر T_i در نظر گرفته شده است، یعنی $K_e = K_i$.

ضریب C_0 برای مدل‌ها از جدول (الف-۴) پیوست محاسبه شده است.

ضرایب C_1, C_2, C_3 نیز به صورت زیر محاسبه شده اند:

با توجه به اینکه در همه مدل‌ها $T_e > T_0 = 0.5$ می‌باشد، بنابراین در همه آنها $C_1 = 1$ خواهد بود.

برای سیستم قاب خمشی متوسط و مهاربند ضربدری که قاب نوع ۲ محسوب می‌شوند در سطح عملکرد ایمنی جانبی $C_2=1.1$ می‌باشد.

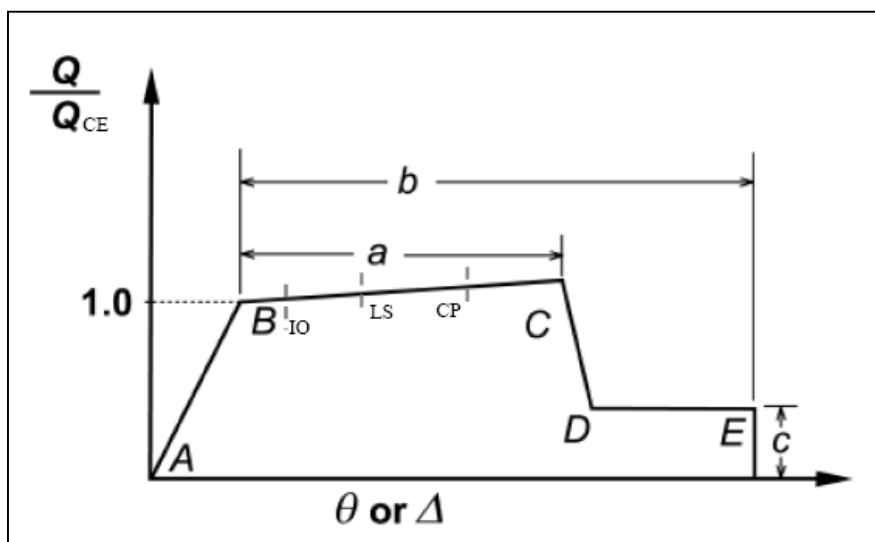
با توجه به اینکه سازه‌ها پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند $C_3=1(\alpha > 0)$ است.

δ_a نیز از حاصلضرب ضریب بازتاب در شتاب طرح (AB) محاسبه می‌شود.

۵-۲-۱۳- تعیین پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش مفصل‌ها در آنالیز

غیرخطی استاتیکی

اگر پاسخ سازه برای ارزیابی، به کمک روش‌های غیرخطی تعیین شوند، رابطه نیرو-تغییرشکل اجزاء به صورت روابط غیرخطی بیان می‌شوند. در حالیکه مشخص باشد که تحت بارهای وارده پاسخ غیرخطی در جزء اتفاق نمی‌افتد می‌توان از روابط خطی استفاده کرد. منحنی نیرو-تغییرشکل غیرخطی اجزاء باید بر پایه مدارک که آزمایشگاهی یا تحلیل‌های انجام یافته تعیین شوند و در صورت در دسترس نبودن این مدارک می‌توان از منحنی‌های نیرو-تغییرشکل (۵-۲) با مقادیر a ، b و c تعریف شده در جدول (الف-۷) پیوست برای اجزای قاب‌های خمشی استفاده نمود که در آن Q و Q_{CE} به ترتیب عبارتند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت تعمیم یافته مورد انتظار در عضو. Δ کل تغییرمکان ارتجاعی و خمیری و θ کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون می‌باشد. همچنین شیب قسمت BC منحنی ۳٪ در نظر گرفته می‌شود.



شکل (۲-۵): منحنی نیرو-تغییرشکل غیرخطی اجزا [۲۰]

بنابراین با توجه به نسبت $\frac{b}{2t}$ و $\frac{h}{t}$ در تیرها مقادیر پارامترهای مدل‌سازی (زاویه چرخش خمیری a و b و نسبت تنش پسماند c) و همچنین معیارهای پذیرش بدست می‌آید و با توجه به منحنی داده شده در شکل (۲-۵) مختصات E,D,C,B,A تعیین می‌شوند. برای مثال برای تیر با مقطع IPE270 داریم:

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

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

بنابراین از قسمت الف تیرها-خمشی در جدول (الف-۷) پیوست مقادیر پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در خمش به صورت جدول (۱-۵) بدست می‌آید.

جدول (۱-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در خمش برای تیر با مقطع IPE270

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

و بنابراین مختصات نقاط E,D,C,B,A در شکل (۲-۵) به صورت جدول (۲-۵) خواهند بود.

جدول (۲-۵): تعیین مختصات منحنی نیرو-تغییرمکان در مدل‌سازی مفصل خمشی تیر IPE270

	M/M_{CE}	θ_{total}/θ_y
A	0	0
B	1	1
C	1.27→1.1	10

D	0.6	10
E	0.6	12

در ستون‌ها نیز با توجه به نسبت $b/2t$ و h/t و مقادیر P/P_{cl} پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش را تعیین می‌کنیم. در ابتدا و انتهای طول آزاد کلیه ستون‌ها مفاصل پلاستیک خمشی نوع P-M-M قرار داده شد. پارامترهای چرخشی منحنی رفتار این مفاصل با توجه به مباحث فصل گذشته، به صورت چرخش پلاستیک (مضربی از θ_y) در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه ظرفیت چرخش پلاستیک (مضربی از θ_y) به مقدار نیروی محوری فشاری ستون وابسته است بنابراین منحنی رفتاری ستون‌ها باید طی چند تحلیل به مقدار واقعی خود برسد. برای این کار بدین صورت عمل شد که ابتدا منحنی رفتاری ستون‌ها با فرض نیروی محوری فشاری برابر صفر از جدول (الف-۶) پیوست بدست آمد و وارد مدل گردید. در این فرآیند، ستون‌هایی که با نیرو کنترل می‌گردند تشخیص داده (نیروی محوری فشاری ستون بیشتر از نصف ظرفیت فشاری آن گردد) و در ورود منحنی رفتاری به مدل، این ستون‌ها بدون مفصل خمشی در نظر گرفته شدند.

پس از تعیین پارامترهای مدل‌سازی اقدام به محاسبه مختصات منحنی $M-\theta$ مشابه تیرها در جدول (۲-۵) می‌کنیم.

البته در وارد کردن این مختصات در برنامه SAP بسته به اینکه نرم‌افزار از نسخه FEMA273 یا FEMA356 استفاده کرده باشد تفاوت‌هایی وجود دارد که پیش‌تر در فصل ۳ شرح داده شده‌اند.

۵-۲-۱۴- پارامترهای مدل‌سازی مفصل‌های محوری در ستون‌های کششی و

معیارهای پذیرش آنها

مفاصل محوری در تمام ستون‌های کششی برای تمام مدل‌های سازه‌ای تعریف شده‌اند. براساس دستورالعمل بهسازی، کشش محوری در ستون‌ها باید با رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شود و پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در جدول (۳-۵) آمده است.

در جدول (۳-۵)، Δ_t تغییرشکل محوری در بار نظیر تنش کششی حد تسلیم در بار کمانشی موردنظر می‌باشد که توسط برنامه به طور خودکار محاسبه می‌شوند. لازم به ذکر است که تعریف دو مفصل محوری در هر ستون کفایت می‌کند که محل آن در نقاط ابتدایی و انتهایی طول ستون در نظر گرفته شده است.

جدول (۳-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در ستون‌های کششی

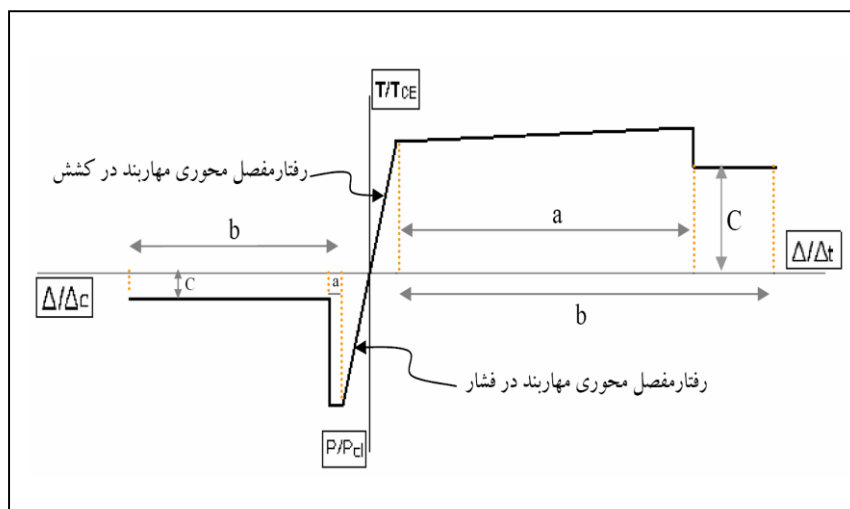
معیارهای پذیرش (تغییر طول خمیری)			پارامترهای مدل‌سازی		
CP	LS	IO	c	b	a
$9\Delta_t$	$7\Delta_t$	$0.25\Delta_t$	0/8	$14\Delta_t$	$11\Delta_t$

۱۵- پارامترهای مدل‌سازی مهاربندها و معیارهای پذیرش آنها

با توجه به اینکه نحوه مدل‌سازی و معیارهای پذیرش مفصل‌های مهاربندها در پیوست توضیح داده نشده است، در این قسمت به موضوع پرداخته می‌شود.

بر اساس دستورالعمل بهسازی، کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شود در مدل‌سازی رفتار غیرخطی مهاربندها با توجه به تفاوت در کشش و فشار این المان‌ها از منحنی شکل (۳-۵) استفاده می‌نماییم که در آن پارامترهای T_{CE} و P_{CL} به ترتیب برابر مقاومت مورد انتظار اعضای تحت کشش و کرانه پایین مقاومت اعضاء تحت فشار می‌باشد که از روابط (۲-۵) و (۳-۵) محاسبه می‌گردند. Δ_t تغییرشکل محوری در بار نظیر تنش کششی حد تسلیم و Δ_c تغییرشکل محوری در بار کمانشی موردنظر می‌باشد که از روابط (۴-۵) و (۵-۵) بدست می‌آیند.

در رابطه (۳-۵) مقدار F_{as} تنش مجاز مهاربند فشاری بر اساس بند (۲-۸) پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد که در آن F_a مطابق بند ۱۰-۱-۵-۲-مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران است که تنش مجاز فشاری اعضای محوری می‌باشد.



شکل (۳-۵): منحنی نیرو-تغییرشکل مهاربندها

$$Q_{CE} = T_{CE} = AF_{ye} \quad (۲-۵)$$

$$Q_{CL} = P_{CL} = 1.7F_{as}A \quad (۳-۵)$$

$$\Delta_t = \frac{P_y L}{EA} = \frac{F_{ye} L}{E} \quad (۴-۵)$$

$$\Delta_c = \frac{1.7F_{as}}{F_{ye}} \cdot \Delta_t \quad (۵-۵)$$

برای مدل‌سازی منحنی رفتاری مهاربندها در کشش ابتدا مقادیر a, b, c و همچنین معیارهای پذیرش از جدول (۴-۵) بدست می‌آید.

برای محاسبه ضرایب مذکور برای رفتار در فشار مهاربندها از جدول (۵-۵) استفاده می‌نماییم. سپس برای مقیاس کردن منحنی رفتاری مهاربندها مقایر Δ_c و Δ_t و P_{CL} و T_{CE} از جدول (۶-۵) اقتباس می‌گردد. توجه گردد که این مقادیر با توجه به هندسه مهاربندها و نوع کمانش محتمل مهاربندها محاسبه می‌شوند که روابط آنها ارائه شده است.

جدول (۴-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای کلیه مهاربندهای کششی

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

جدول (۵-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای مهاربندهای فشاری

مقطع مهاربند	کمانش محتمل	معیارهای پذیرش (تغییر طول خمیری)			پارامترهای مدل‌سازی		
		CP	LS	IO	c	b	a
زوج ناودانی	داخل صفحه	$7\Delta_c$	$5\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	0/2	$9\Delta_c$	$0.5\Delta_c$
زوج ناودانی	خارج صفحه	$6\Delta_c$	$4\Delta_c$	$0.25\Delta_c$	0/2	$8\Delta_c$	$0.5\Delta_c$

جدول (۶-۵): ضرایب مقیاس در مهاربندها

section	A	λ	F_a	F_{as}	P_{CL}	T_{CE}	Δ_t	Δ_c
unit	cm ²	-	Kgf/cm ²	Kgf/cm ²	Kg	Kg	cm	cm

2UNP12	33.96	94.81	923	678.4	39163.2	89654.4	0.64	0.28
2UNP14	40.72	87.67	978.40	733.7	50791.6	107500.8	0.64	0.30
2UNP16	55.92	81.77	1022.25	779.7	63679.9	126825.6	0.64	0.32
2UNP18	55.92	76.62	1059.15	820.1	77966.6	147628.8	0.64	0.34
2UNP20	64.38	72.08	1059.15	831.2	90976.6	169963.2	0.64	0.34
2UNP22	74.88	67.96	1059.15	841.6	107132	197683.2	0.64	0.35

۵-۲-۱۶- کنترل معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی

در اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل نباید تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آنها باشد. در این حالت برش پایه نظیر تغییرمکان هدف (V_i) نباید کمتر از ۸۰٪ برش تسلیم موثر سازه (V_y) باشد. در اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچکتر از کرانه پایین مقاومت اعضاء با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند باشد. اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با استفاده از نرم افزار SAP۲۰۰۰ کنترل می‌شوند که تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آنها نباشد و با توجه به معیارهای پذیرش داده شده در نرم‌افزار، محدوده رفتار سازه با تغییر رنگ مفصل‌های تیر و ستون‌ها، نشان داده می‌شود، بدین گونه که رنگ بنفش بیانگر عبور از نقطه B، رنگ آبی بیانگر عبور از عملکرد IO، رنگ فیروزه‌ای بیانگر عبور از عملکرد LS، رنگ سبز بیانگر عبور از عملکرد CP، رنگ زرد بیانگر عبور از نقطه C، رنگ نارنجی بیانگر عبور از نقطه D و رنگ قرمز بیانگر عبور از نقطه E و نشان‌دهنده گسیختگی کامل مفصل است. به شکل (۵-۲) توجه کنید.

۵-۳- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌گردد تا آنجا که تغییرمکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی به مقدار مشخص (تغییرمکان

هدف) برسد و یا سازه فرو ریزد که منظور از نقطه کنترل مرکز جرم بام سازه است. در واقع این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که:

۱- رفتار غیرخطی است که تک اعضاء و اجزاء در تحلیل وارد می‌گردد.

۲- اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، برحسب تغییرشکل برآورد می‌گردد.

با توجه به اینکه در تحلیل استاتیکی غیرخطی، برای هر یک از اجزاء سازه مدل رفتار غیرخطی به صورت چند خطی یا در حالت ساده شده به صورت دوخطی تعریف می‌شود، و با افزایش تدریجی بار جانبی تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی تمام اجزا بررسی می‌گردند، نتایج حاصل از این روش رفتار واقعی سازه را بهتر نشان می‌دهد. اما یکی از معایب این روش آن است که تغییر رفتار غیرخطی اجزاء سازه بدلیل حرکات رفت و برگشتی منظور نمی‌شود زیرا در این روش فقط یک چهارم دوره تناوب ارتعاش بررسی می‌گردد.

در روش استاتیکی غیرخطی پس از اینکه سازه تحت اثر بارهای ثقلی قرار گرفت شدت بار جانبی به تدریج افزوده می‌شود و تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی اعضاء محاسبه می‌شوند تا آنجا که یکی از اعضاء آن قدر تغییرشکل دهد که مصالح آن تسلیم شده و سختی آن تغییر کند، سختی عضو تسلیم‌شده در مدل اصلاح شده و بار جانبی مجدداً افزایش داده می‌شود، این مرحله مجدداً تکرار می‌شود تا تعداد بیشتری از اعضاء به مقاومت نهایی برسند. افزایش شدت بار تا آنجا ادامه می‌یابد که عملکرد سازه نامطلوب شده یا تغییرمکان جانبی در نقطه کنترل (مرکز جرم بام) از تغییرمکان پیش‌بینی هنگام زلزله طرح بیشتر شود.

نیروهای داخلی و تغییرشکل اجزای سازه باید برای حالتی که تغییرمکان نقطه کنترل برابر تغییرمکان

هدف می‌شود محاسبه گردد.

الگوی توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید حتی‌الامکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ داده باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضاء ایجاد نماید. این توزیع تابع مشخصات دینامیکی سازه و رفتار غیرخطی آن است و در طول زلزله تغییر می‌کند، از آنجا که توزیع بار جانبی، توزیع نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها را در اجزاء سازه تعیین می‌کند ممکن است برای مجموعه‌ای از اجزاء سازه یک توزیع بار و برای مجموعه‌ای دیگر، توزیع دیگری حالت بحرانی ایجاد نماید بنابراین برای تعیین حالت‌های بحرانی، مطابق دستورالعمل باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به سازه اعمال گردد. بدین ترتیب انتظار می‌رود که اکثر حالت‌های بحرانی بررسی می‌شود.

به عنوان توزیع نوع اول بار جانبی به یکی از سه روش زیر به مدل سازه اعمال می‌گردد:

۱- در صورتیکه حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت موردنظر مشارکت کند می‌توان به رفتار سازه در حالت استاتیکی خطی مطمئن بود و از توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی استفاده کرد در صورت انتخاب این توزیع برای بررسی حالت‌های بحرانی در طبقات پائین، توزیع نوع دوم از نوع یکنواخت انتخاب می‌شود.

۲- در صورتیکه حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود اول ارتعاش در جهت موردنظر مشارکت کند با توجه به اینکه در این وضعیت اثر موده‌های بالاتر قابل ملاحظه نیست توزیع را می‌توان متناسب با شکل مود اول ارتعاش در نظر گرفت.

۳- در صورتیکه هیچکدام از شرایط فوق صادق نباشد برای اعمال مناسب نیرو توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی در نظر گرفته می‌شود در این حالت موده‌های ارتعاش مورد بررسی چنان انتخاب می‌شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل سازه مشارکت کند. برای یافتن حالت‌های بحرانی بیشتر به عنوان توزیع نوع دوم، بار جانبی به یکی از دو روش زیر بر مدل سازه اعمال می‌گردد:

۱- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

۲- توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی برحسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار تغییر داده می‌شود.

بار جانبی که بدین ترتیب انتخاب می‌شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود که در این پایان‌نامه برای توزیع نوع اول بار جانبی از توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی و از توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی استفاده شده است و برای توزیع نوع دوم، توزیع یکنواخت در نظر گرفته شده است.

۵-۴- نتایج تحلیل

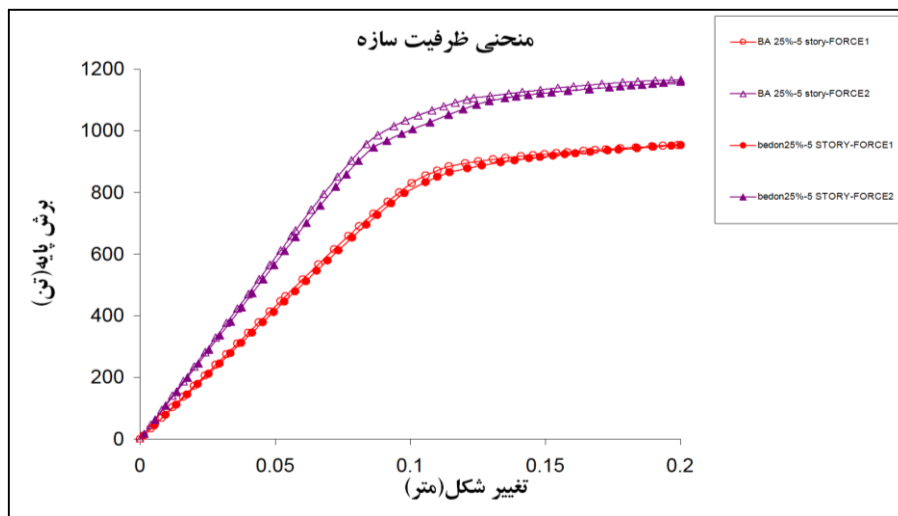
در این قسمت نتایج حاصل از آنالیزهای استاتیکی غیرخطی برای سازه‌های مختلف که در برابر الگوهای بارهای ذکر شده قرار گرفته‌اند ارایه می‌شود. همانطور که در بخش‌های قبل گفته شد آنالیز استاتیکی غیرخطی منحنی برش پایه در برابر تغییر مکان مرکز جرم بام را می‌دهد.

۵-۴-۱- مقایسه منحنی ظرفیت

ابتدا منحنی ظرفیت سازه ترسیم می‌شود که معرف رفتار سازه در حوزه خطی و غیرخطی می‌باشد و سپس از روی این منحنی پارامترهای لرزه‌ای سازه استخراج می‌گردد.

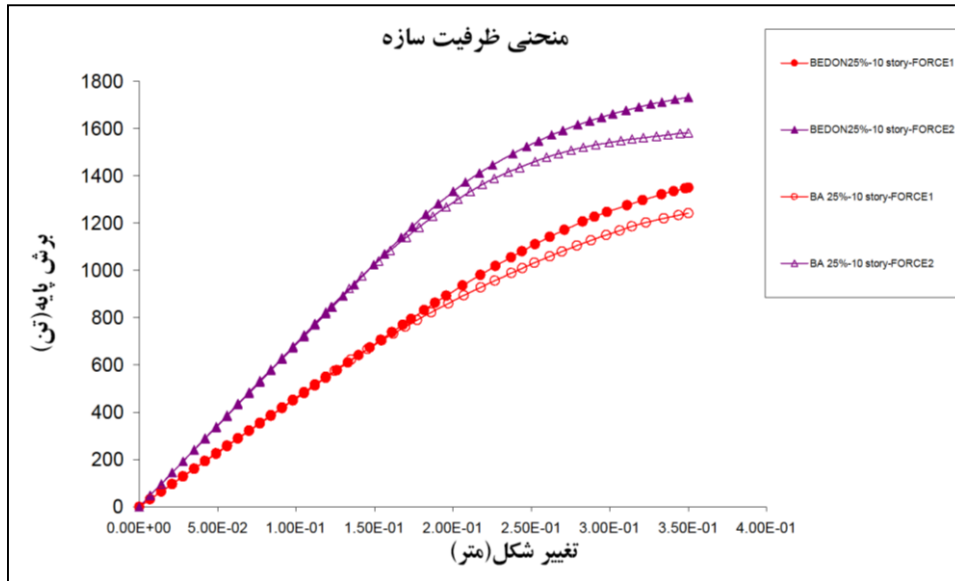
اشکال (۴-۵) تا (۶-۵) منحنی ظرفیت هر یک از سازه‌های ۵ و ۱۰ و ۱۵ طبقه را در برابر الگوی بارگذاری نوع اول و نوع دوم را نشان می‌دهد. در این شکل‌ها دیده می‌شود که در هر سازه برای الگوهای بار متفاوت منحنی‌های ظرفیت متفاوتی بدست می‌آید که هر کدام از این منحنی‌ها منجر به محاسبه نقطه عملکردی می‌شوند که با هم متفاوت است لذا انتخاب الگویی که تغییرشکل واقعی سازه را نشان دهد مهم به نظر می‌رسد.

منحنی ناشی از بارگذاری یکنواخت در تمام سازه‌ها دارای سختی اولیه بیشتری نسبت به بارگذاری‌های دیگر است. لذا در نقطه هدف میزان وارد شدن سازه در ناحیه غیرخطی کمتر می‌باشد. بنابراین انتظار می‌رود سازه‌ها تحت الگوی بارگذاری یکنواخت از سطح عملکرد بهتری برخوردار باشند.



شکل (۴-۵): منحنی ظرفیت سازه‌های ۵ طبقه در بار گذاری‌های متفاوت

نتایج تحلیل مدل‌ها نشان می‌دهد که در سازه ۵ طبقه دو منحنی ۵S و ۵S-25% از تطابق خوبی برخوردار بوده و بر یکدیگر منطبق می‌باشند.

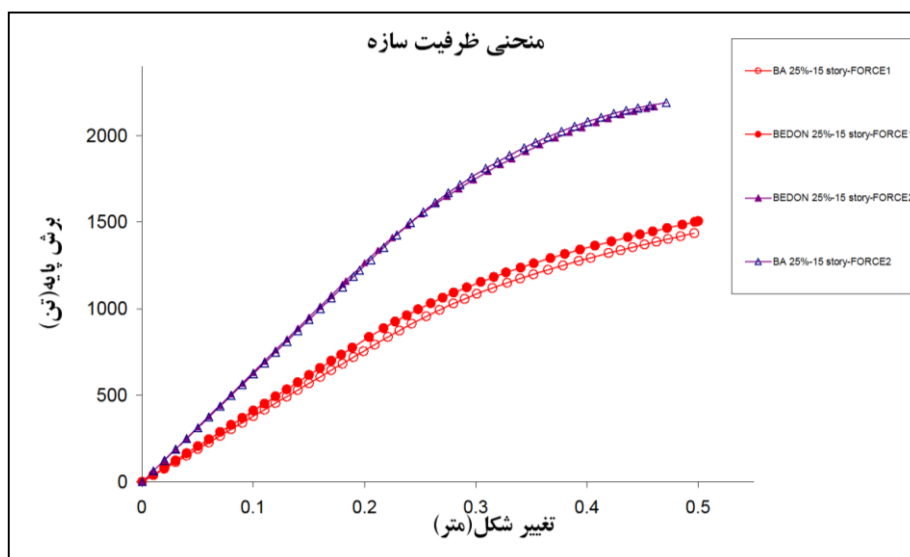


شکل (۵-۵): منحنی ظرفیت سازه‌های ۱۰ طبقه در بار گذاری‌های متفاوت

همانطور که در شکل (۵-۵) ملاحظه می‌شود، منحنی ۱۰S، نسبت به ۱۰S-25% به سمت پایین و افقی شدن جابجایی پیدا می‌کند و ظرفیت بیشتر می‌شود.

این کاهش در ۱۰S-25% نسبت به ۱۰S، در بارگذاری نوع ۱ برابر $1242\text{ ton}/1350\text{ ton} = 0.9196$

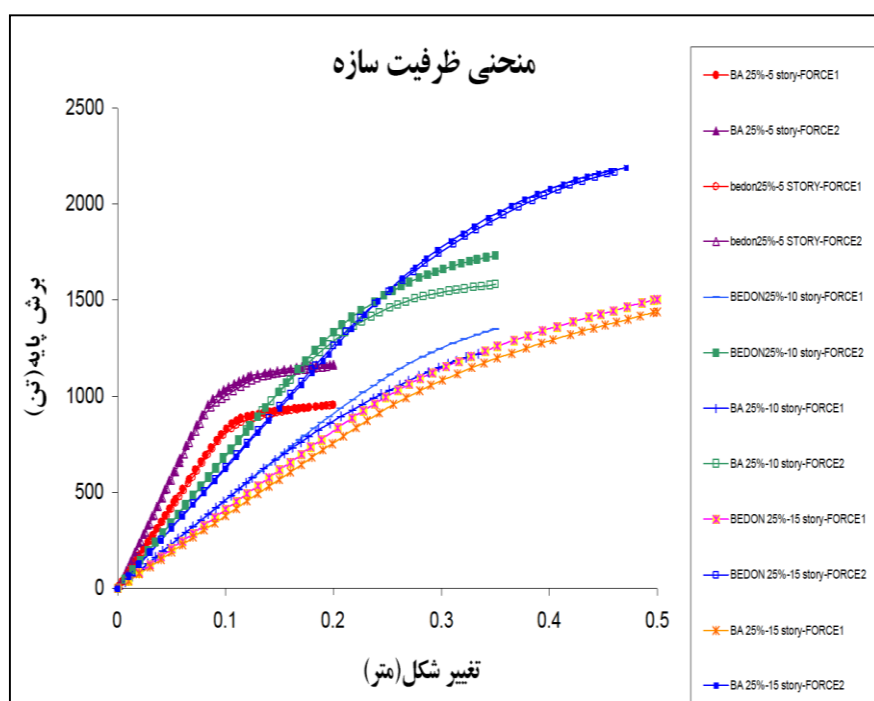
و در بارگذاری نوع ۲ به میزان $1582\text{ ton}/1731\text{ ton} = 0.9137$ خواهد بود که در واقع ظرفیت سازه S-25% حدود ۹٪ نسبت به مدل ۱۰S کمتر خواهد بود.



شکل (۶-۵): منحنی ظرفیت سازه‌های ۱۵ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت

منحنی‌های مدل ۱۵ طبقه به علت اینکه جابجایی نوع مفصل در مدل ۱۵S-25% نسبت به مدل ۱۵S زیاد نیست (در ستون‌ها)، تغییرات بین این دو منحنی کمتر خواهد بود که این نسبت در بارگذاری نوع ۱، برابر $0.956 = \frac{1439 \text{ ton}}{1505 \text{ ton}}$ و در بارگذاری نوع ۲، به میزان $1.01 = \frac{2188 \text{ ton}}{2165 \text{ ton}}$ خواهد بود که در واقع در بارگذاری نوع ۱ ظرفیت سازه ۱۵S-25% حدود ۴/۵٪ نسبت به مدل ۱۵S کاهش می‌یابد و در بارگذاری نوع ۲ ظرفیت سازه ۱۵S-25% نسبت به ۱۵S، ۱ درصد افزایش می‌یابد.

در نهایت برای مقایسه بهتر تمامی منحنی‌های ظرفیت در شکل (۷-۵) آورده شده است.



شکل (۷-۵): منحنی ظرفیت سازه‌های مدل شده در بار گذاری‌های متفاوت

۵-۴-۲- محاسبه نقطه عملکرد

برای تعیین نقاط عملکرد سازه‌ها از روش طیف ظرفیت معرفی شده در دستورالعمل ATC-40، استفاده شده است.

نقطه عملکرد محل برخورد منحنی ظرفیت و منحنی نیاز می‌باشد. در این نقطه ظرفیت سازه با نیاز برابر می‌شود و نشان از این دارد که سازه در زلزله مورد نظر، هدف بهسازی مورد نظر تحلیل، دارای این میزان تغییر شکل می‌باشد که این نقطه با نقطه حداکثر تغییر مکان در عملکرد مورد نظر مقایسه می‌شود.

برای بررسی بیشتر، نقاط عملکرد سازه‌های مختلف، در بارگذاریهای متفاوت در جداول (۷-۵) تا (۵-۵) آورده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود با افزایش تعداد طبقات تحت تمام الگوهای بارگذاری، نقاط عملکرد سازه در نقطه کنترلی، افزایش می‌یابد.

همانطور که از جداول (۷-۵) تا (۹-۵) ملاحظه می‌شود تغییر در نقاط عملکرد در سازه‌های با در نظر گرفتن اثر بند ۱-۹-۴ و بدون در نظر گرفتن این بند، تحت تمام الگوهای بارگذاری در نقطه کنترلی تفاوت چندانی ندارد. یعنی در نظر گرفتن این بند آیین‌نامه تاثیر چندانی در نقطه عملکرد و نتیجتاً سطح عملکرد سازه نمی‌تواند داشته باشد. (با توجه به جداول (۷-۵) تا (۹-۵) می‌توان مشاهده کرد که مدل بدون اثر ۲۵٪، در سازه ۵ طبقه، درصد ناچیزی افزایش تغییرمکان نقطه عملکردی نسبت به مدل با اثر ۲۵٪ را دارد و در سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه، مدل بدون در نظر گرفتن اثر ۲۵٪ درصد ناچیزی کاهش تغییرمکان نقطه عملکردی نسبت به مدل با در نظر گرفتن اثر ۲۵٪ را دارد)

جدول (۷-۵): تغییرمکان در نقطه عملکرد سازه ۵ طبقه در بارگذاریهای متفاوت

الگوی بارگذاری	توزیع نوع اول	توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	توزیع نوع دوم
	5S	5S-25%	5S	5S-25%
جابجایی (متر)	0.133	0.127	0.114	0.110
β_{eff}	0.13	0.127	0.142	0.135
S_a	0.486	0.5	0.535	0.553

جدول (۸-۵): تغییرمکان در نقطه عملکرد سازه ۱۰ طبقه در بارگذاریهای متفاوت

الگوی بارگذاری	توزیع نوع اول	توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	توزیع نوع دوم
	10S	10S-25%	10S	10S-25%
جابجایی (متر)	0.279	0.284	0.226	0.225

β_{eff}	0.072	0.086	0.083	0.09
S_a	0.331	0.347	0.376	0.388

جدول (۹-۵): تغییر مکان در نقطه عملکرد سازه ۱۵ طبقه در بارگذاری‌های متفاوت

الگوی بارگذاری	توزیع نوع اول 15S	توزیع نوع اول 15S-25%	توزیع نوع دوم 15S	توزیع نوع دوم 15S-25%
جابجایی (متر)	0.368	0.386	0.303	0.307
β_{eff}	0.088	0.085	0.075	0.069
S_a	0.243	0.241	0.309	0.314

۵-۴-۳- مقایسه از نظر درصد جذب انرژی و میرایی در اتصال

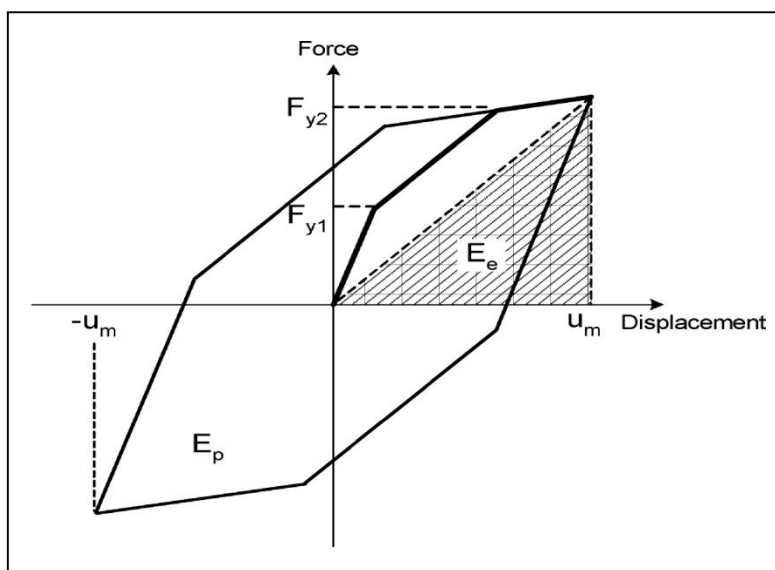
ATC-40 جهت محاسبه میرایی سازه روش زیر را پیشنهاد می‌نماید:

جمع مساحت زیر نمودار لوپ هیستریزس سازه ابتدا استخراج می‌شود. همانطور که در شکل (۸-۵) ملاحظه می‌شود، مساحت زیر نمودار معادل درصد جذب انرژی می‌باشد و میرایی معادل مطابق شکل (۸-۵) بدست می‌آید.

$$\xi_{eq} = \frac{E_p}{4\pi E_{el}} \quad (۶-۵)$$

E_p : انرژی تلف شده در هر سیکل که برابر است با مساحت میانی لوپ هیستریزس در شکل (۸-۵).

E_{el} : انرژی کرنشی ذخیره شده که برابر است با مساحت مثلث هاشورزده شده در شکل (۸-۵).



شکل (۵-۸): الگوی مناسب محاسبه میرایی معادل

نرم افزار به طور خودکار این فرآیند را انجام داده و $B_{ef} = 0.05 + \xi_{eq}$ را استخراج می نماید که معرف میرایی در باربرداری از کل سازه می باشد و 0.05 در واقع میرایی اولیه که به عنوان میرایی مصالح تعریف می شود و می بایست با میرایی ناشی از رفتار سازه جمع شود.

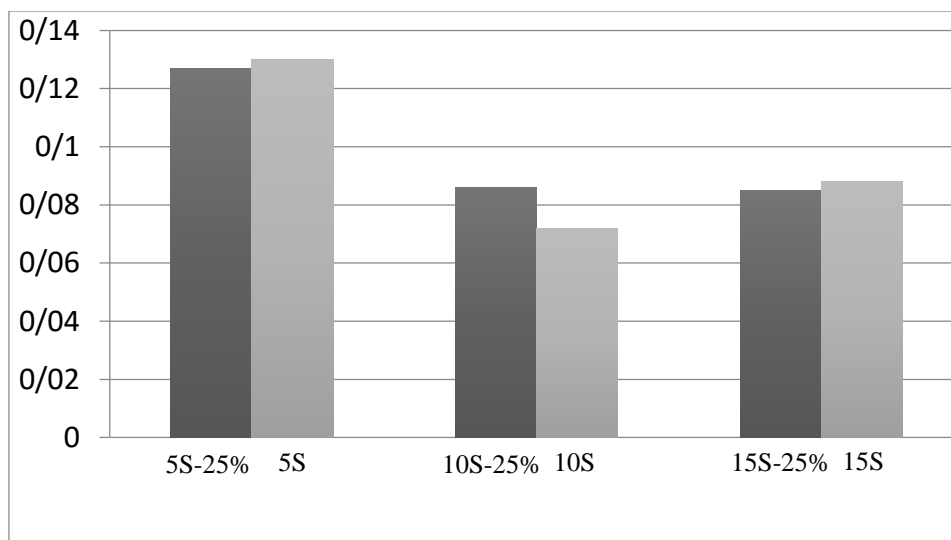
در جدول (۵-۱۰) میرایی محاسبه شده در سازه های مختلف استخراج شده است. با توجه به نتایج بدست آمده میرایی حدود 13% در سازه های کوتاه و حدود $8/2\%$ در سازه های متوسط و $7/9\%$ در سازه های بلند تخمین زده می شود که همانطور که ملاحظه می شود از نسبت میرایی سازه کاسته می شود.

میرایی در سازه ها با در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ آیین نامه نسبت به بدون در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ آیین نامه در سازه های کوتاه و بلند کاهش می یابد ولی در سازه های متوسط در مدل با در نظر گرفتن اثر 25% نسبت به بدون در نظر گرفتن اثر 25% ، افزایش میرایی خواهیم داشت.

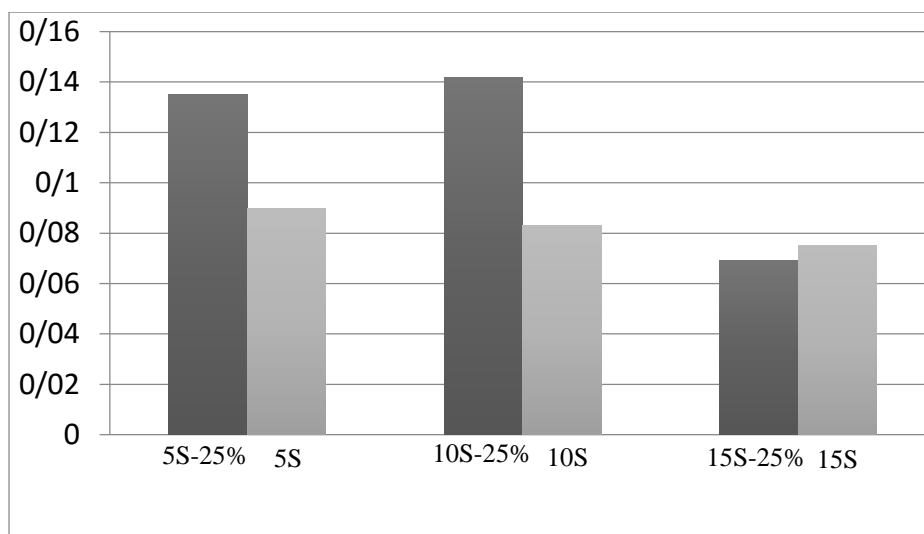
در سازه متوسط (۱۰ طبقه) به نظر می رسد که با در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ آیین نامه میرایی موثر افزایش پیدا کند. این سازه ها زودتر وارد ناحیه غیر خطی شده و سختی اولیه آن کاهش یافته ولی میرایی موثر آن افزایش پیدا می کند. با افزایش میرایی نیروی زلزله استهلاک بیشتری پیدا کرده و در نتیجه در یک جابجایی معین سازه هایی که دارای میرایی بیشتری باشد برش پایه کمتری خواهد داشت. که صحت این امر در اشکال (۵-۹) و (۵-۱۰) آشکار می باشد.

جدول (۵-۱۰): میرایی مؤثر سازه ها

تعداد طبقات	بند ۲۵ درصد	نوع بارگذاری	β_{eff}	نسبت با ۲۵٪ به بدون ۲۵٪
5	با ۲۵٪	FORCE1	0.127	0.98
		FORCE2	0.135	0.95
	بدون ۲۵٪	FORCE1	0.13	1.00
		FORCE2	0.142	1.00
10	با ۲۵٪	FORCE1	0.086	1.19
		FORCE2	0.09	1.08
	بدون ۲۵٪	FORCE1	0.072	1.00
		FORCE2	0.083	1.00
15	با ۲۵٪	FORCE1	0.085	0.97
		FORCE2	0.069	0.92
	بدون ۲۵٪	FORCE1	0.088	1.00
		FORCE2	0.075	1.00



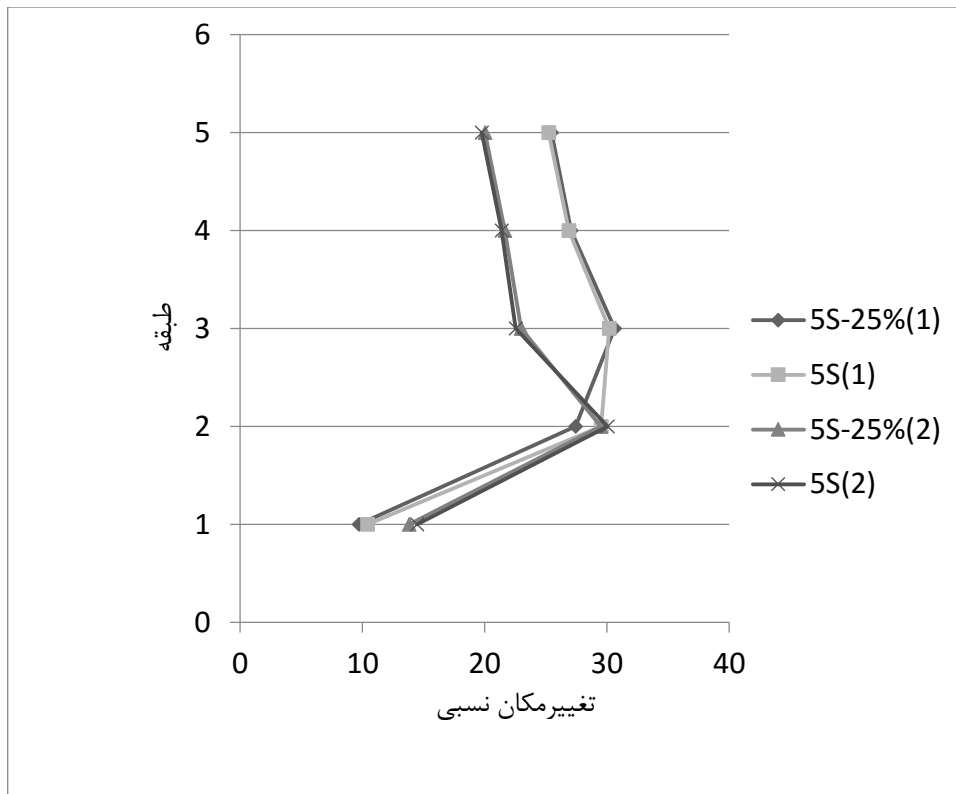
شکل (۵-۹): میرایی موثر سازه‌ها تحت الگوی بار نوع اول



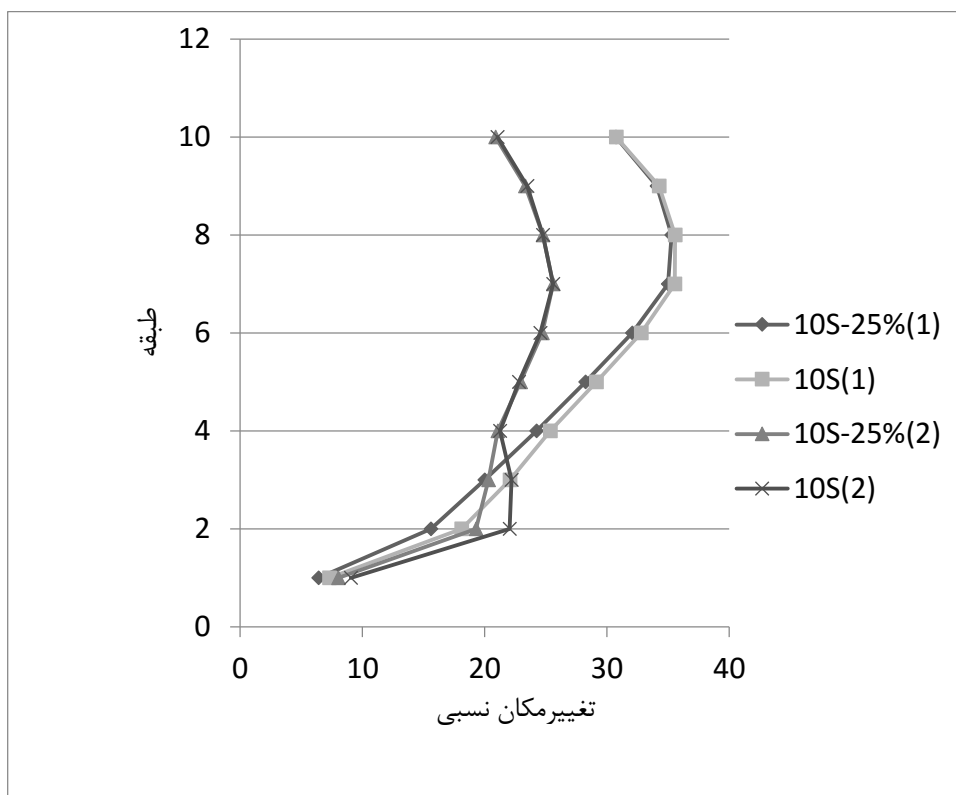
شکل (۵-۱۰): میرایی موثر سازه‌ها تحت الگوی بار نوع دوم

۵-۴-۴- تغییر مکان نسبی طبقات در نقاط عملکرد سازه‌ها

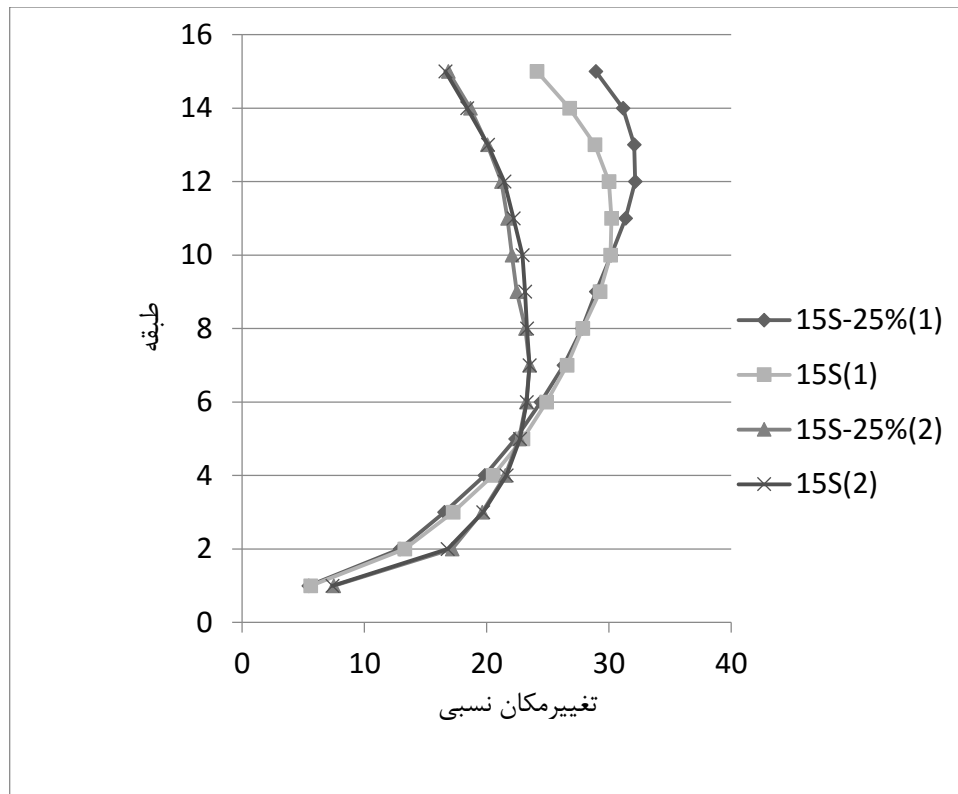
پس از محاسبه تغییر مکان در نقطه عملکرد سازه، در نقطه مرکز جرم بام، برای الگوهای بارگذاری با تکرار تحلیل استاتیکی غیرخطی با نقطه هدف بدست آمده در مرحله قبل، تغییر مکان نقاط نظیر این نقطه عملکرد را در طبقات دیگر بدست آورده می‌شود که نتایج آن در شکل‌های (۵-۱۱) تا (۵-۱۳) نشان داده شده است. با مشاهده در این اشکال می‌توان نتیجه گرفت که کمترین تغییر مکان نسبی طبقات برای سازه‌های مورد نظر تحت الگوی بار یکنواخت اتفاق افتاده است. منحنی ظرفیت بدست آمده ناشی از بارگذاری یکنواخت در تمام سازه‌ها دارای سختی اولیه بیشتری می‌باشد لذا در نقطه هدف میزان وارد شدن سازه در ناحیه غیرخطی کمتر می‌باشد. بنابراین همانطور که انتظار می‌رفت سازه‌ها تحت الگوی بار یکنواخت دارای کمترین تغییر مکان نسبی طبقات بوده و در نتیجه از سطح عملکرد بهتری برخوردار می‌باشند.



شکل (۵-۱۱) : تغییر مکان نسبی طبقات سازه ۵ طبقه در بارگذاری های متفاوت



شکل (۵-۱۲) : تغییر مکان نسبی طبقات سازه ۱۰ طبقه در بارگذاری های متفاوت

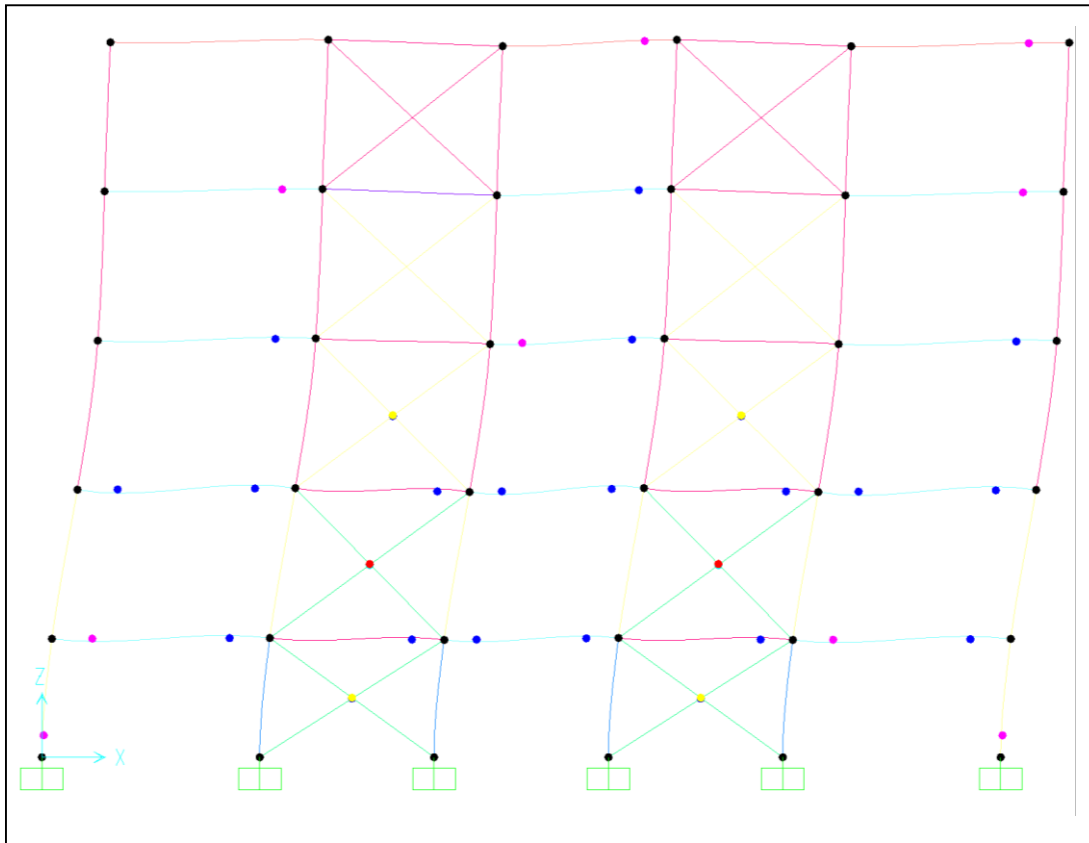


شکل (۵-۱۳): تغییر مکان نسبی طبقات سازه ۱۵ طبقه در بارگذاری های متفاوت

۵-۴-۵- بررسی نوع و مدل خرابی در انتهای بارگذاری

در این قسمت نوع و مکانیزم خرابی در انتهای سیکل بارگذاری در سازه های مختلف مورد بررسی قرار می گیرد. مکانیزم خرابی مورد مطالعه شامل ۱- خرابی بادبندها ۲- جاری شدن و یا خرابی تیرها ۳- جاری شدن و یا خرابی ستون هاست. بررسی ها در سه زیر مجموعه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه آورده شده است. شکل های تغییر شکل یافته سازه و رفتار مفاصل در تیرها و ستون ها و مهاربندها برای بدترین حالات اعمال بار جانبی برای سطح خطر ۱ در شکل های (۵-۱۴) تا (۵-۱۹) نشان داده شده است. با توجه به شکل های (۵-۱۴) تا (۵-۱۹) مشاهده می شود مفصل های بادبندهای فشاری در طبقات عموماً به رنگ نارنجی درآمده اند و تا حد انهدام پیشرفته اند و عملکرد ضعیفی در این سطح خطر داشته اند. همچنین با توجه به اینکه در سطح خطر ۱ در PUSH1 و PUSH2 در تعدادی از ستون های دهانه های بادبندی در تغییر مکان هدف مقدار $\frac{P}{P_{CL}} > 0.5$ می باشد، لذا رفتار این ستون ها کنترل شونده توسط نیرو هستند و با توجه به معادلات (الف-۳۰) تا (الف-۳۳) پیوست باید آنها را کنترل نمود.

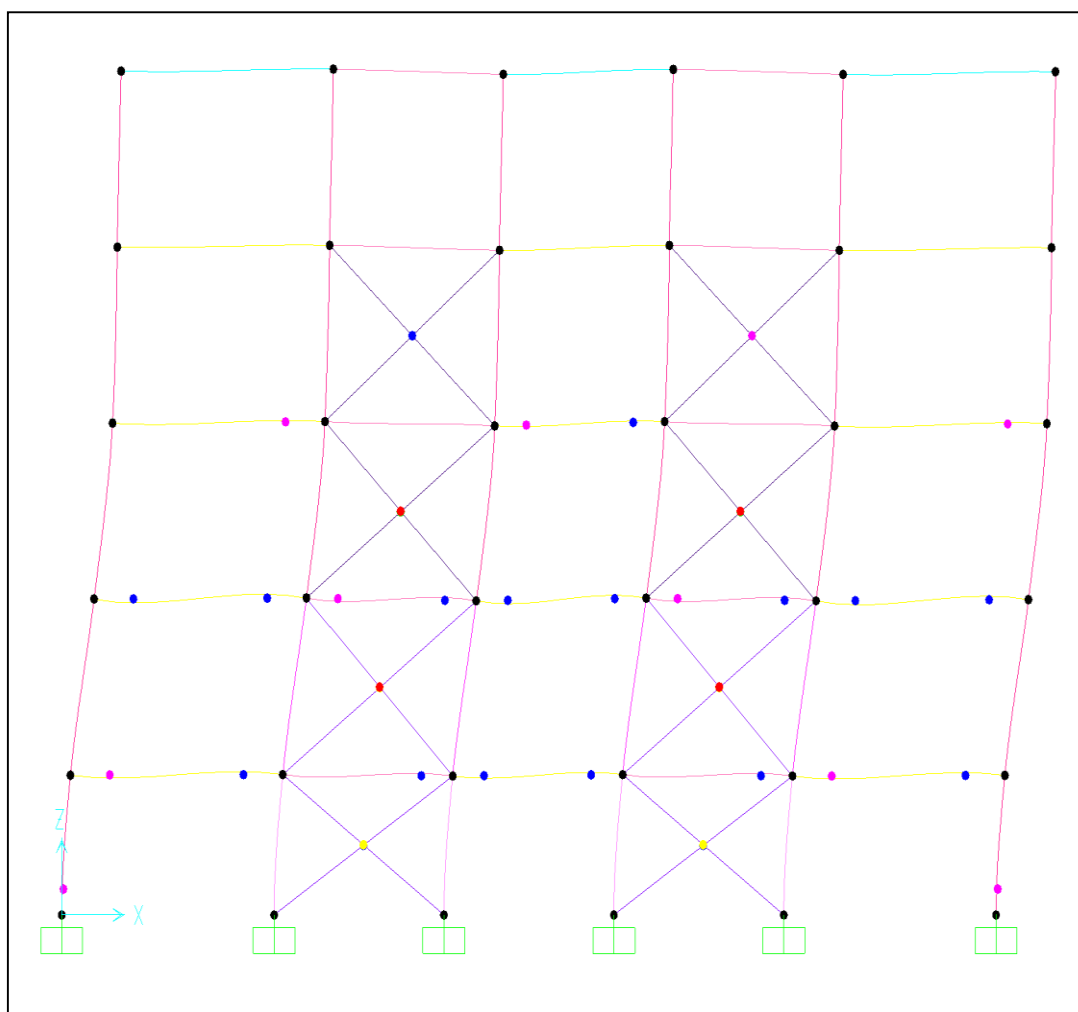
مدل ۲۵٪-۵S



شکل (۵-۱۴): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری

همانگونه که در شکل (۵-۱۴) ملاحظه می‌شود، در قاب ۱، در لحظه گسیختگی این قاب مفاصل پلاستیک در بادبندهای طبقات تحتانی و میانی، اغلب تیرها و ستون‌ها در طبقه اول ایجاد شده است. در بارگذاری نوع اول، خرابی کلی بادبندها و جاری شدن تیرها اتفاق افتاده است. در بارگذاری نوع دوم مشابه بارگذاری نوع اول است با این تفاوت که ستون‌ها در طبقه اول نیز جاری می‌شوند.

مدل ۵S

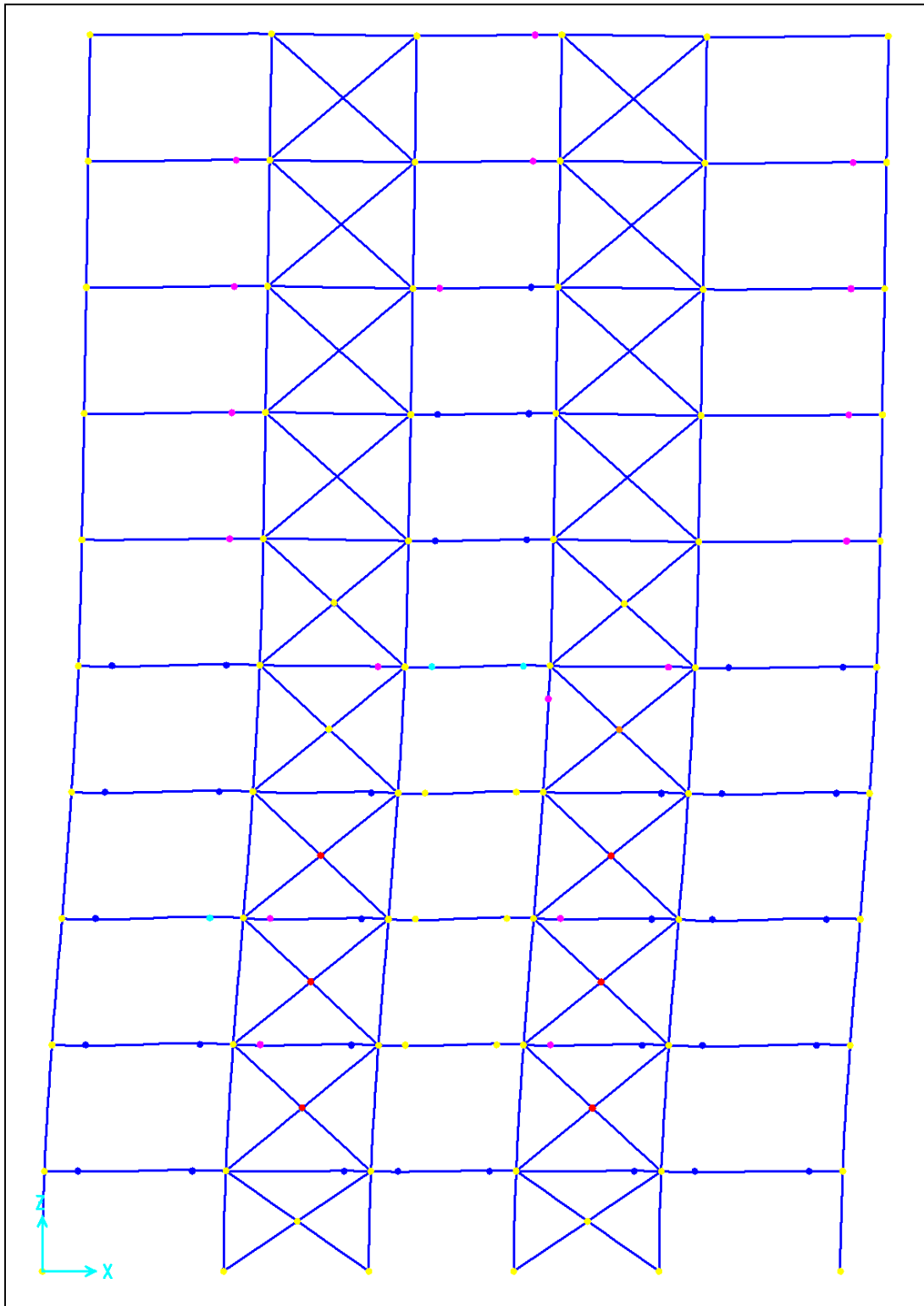


شکل (۵-۱۵): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری

همانگونه که در شکل (۵-۱۵) ملاحظه می‌شود، در قاب ۱، در لحظه گسیختگی، مکانیزم خرابی همانند مدل ۵S-25% می‌باشد با این تفاوت که مفاصل بیشتری در اجزای سازه می‌توان ملاحظه کرد.

بنابراین به طور کلی می‌توان نتیجه‌گیری کرد که سازه عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر ۱ را برآورده می‌کند و در این سازه حتی اگر بند ۱-۹-۴ آیین‌نامه هم لحاظ نشود، سازه عملکرد ایمنی جانی را برآورده می‌کند.

مدل ۱۰S-۲۵%



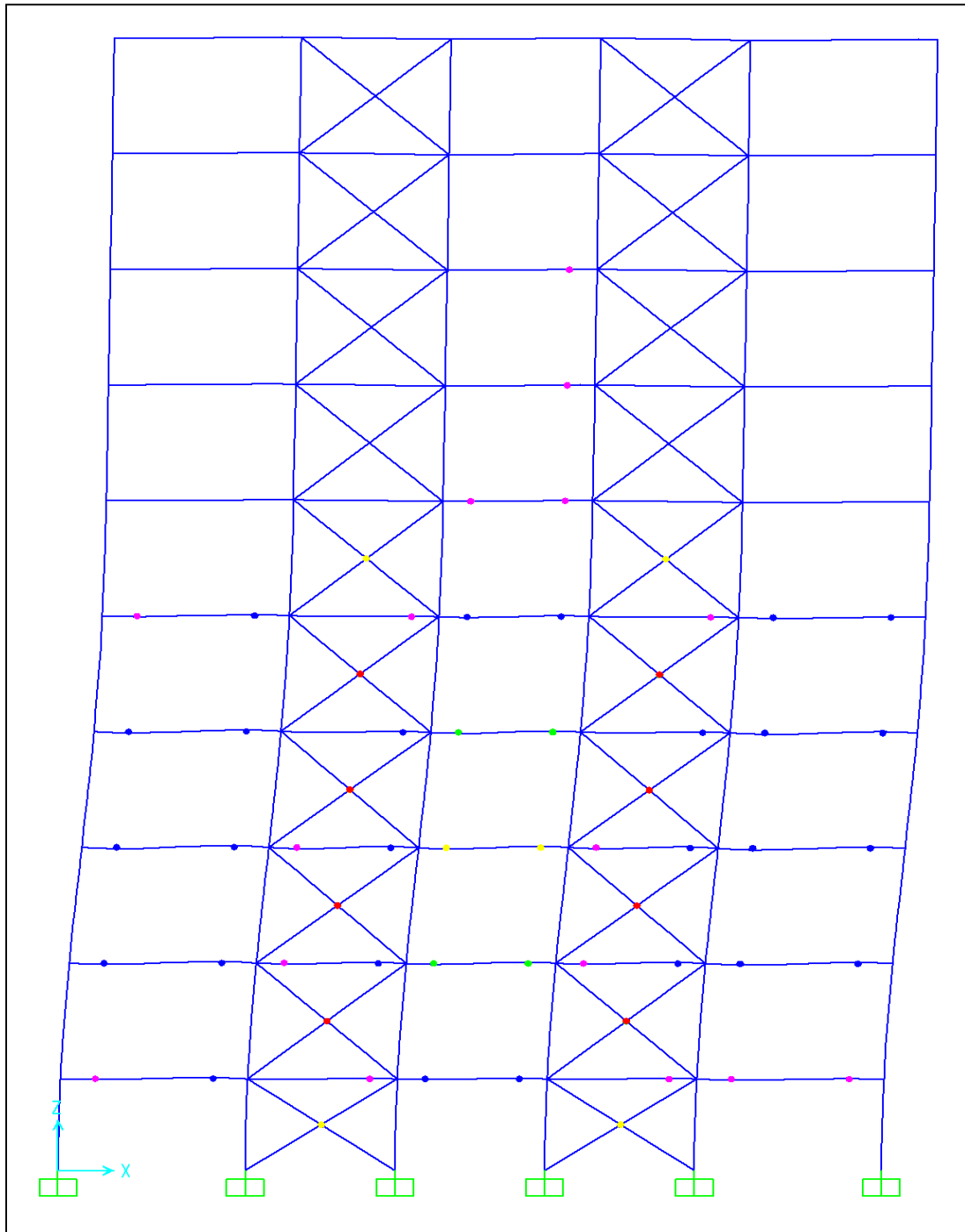
شکل (۵-۱۶): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری

همانگونه که در شکل (۵-۱۶) ملاحظه می‌شود، در قاب ۱، در لحظه گسیختگی این قاب مفاصل پلاستیک در بادبندهای طبقات تحتانی و میانی، اغلب تیرها و ستون‌ها در طبقات میانی ایجاد شده است. در

بارگذاری نوع ۱، خرابی کلی بادبندها، جاری شدن تیرها و خرابی در تیرهای دهانه میانی اتفاق افتاده است. در بارگذاری نوع دوم خرابی کلی بادبندها، جاری شدن تیرها و جاری شدن ستون‌ها در طبقات میانی اتفاق افتاده است.

لازم به ذکر است که در طراحی بادبندها فقط اثرات نیروی زلزله در نظر گرفته می‌شود و بارهای ثقلی در طراحی آنها نقشی ندارند، اما از آنجا که در تحلیل غیرخطی بارهای ثقلی به عنوان مرحله پیش از تحلیل غیرخطی بر سازه اعمال می‌شوند، لذا در نرم افزار SAP بخشی از ظرفیت بادبندها صرف تحمل نیروی محوری ایجاد شده ناشی از ثقلی در مرحله اولیه تحلیل غیرخطی می‌شود و می‌توان این عامل را به عنوان یکی از دلایل ضعف بادبندهای فشاری ذکر کرد و باید سعی شود به طریقی این عامل خطا را در تحلیل غیرخطی حذف کرد.

مدل ۱۰S

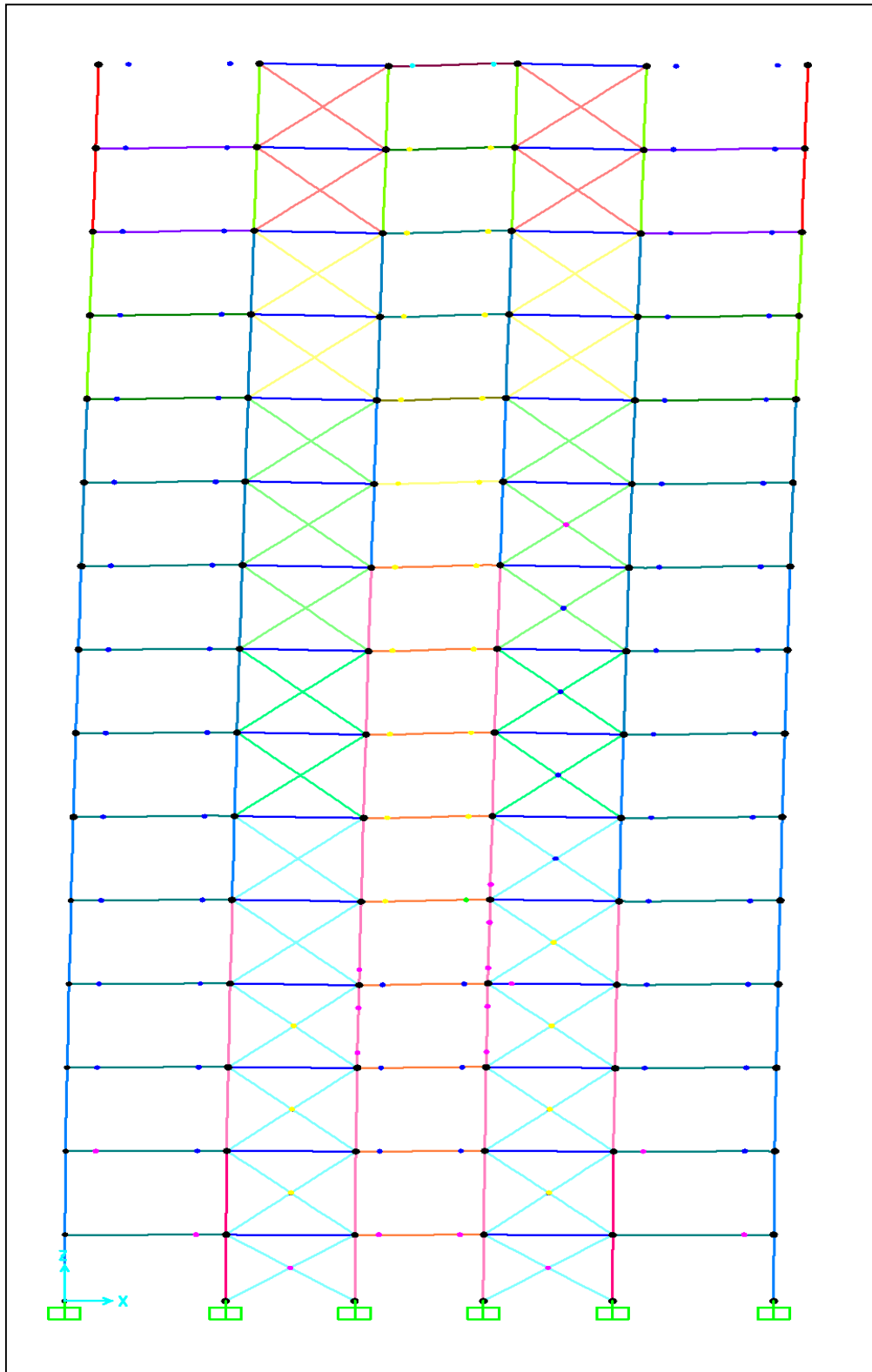


شکل (۵-۱۷): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری

همانگونه که در شکل (۵-۱۷) ملاحظه می‌شود، در قاب ۱، در لحظه گسیختگی این قاب مفاصل پلاستیک در بادبندهای طبقات تحتانی و میانی، اغلب تیرها، و ستون‌ها در طبقات تحتانی ایجاد شده است. در بارگذاری نوع ۱، خرابی کلی بادبندها و جاری شدن و نیز خرابی تیرها، اتفاق افتاده است. در بارگذاری نوع دوم خرابی کلی بادبندها و جاری شدن تیرها و جاری شدن ستون‌ها در طبقات میانی اتفاق افتاده است.

همانطور که دیده می‌شود در ساختمان‌های مورد بررسی چه با در نظر گرفتن اثر ۲۵٪ و چه بدون آن مهاربندها در سطح خطر ۱ در ساختمان‌های ۱۰ طبقه در طبقات تحتانی و میانی دچار ضعف می‌باشند. با توجه به اینکه در سطح خطر ۱، عملکرد ایمنی جانی مورد نظر است و با توجه رنگ مفصل‌های تیرها، در سازه ۱۰S-25% و در سازه S ۱۰، عملکرد خمشی تیرها در این سطح خطر غیر قابل قبول، است. عملکرد خمشی تیرها در سطح خطر ۱ در طبقات میانی دچار کمی ضعف می‌باشد که آن بدلیل انهدام مهاربندها در این طبقات می‌باشد که نیاز شکل‌پذیری در این طبقات بدلیل سیستم دوگانه قاب خمشی به اضافه مهاربندی توسط تیرهای خمشی باید برطرف گردد. بنابراین به طور کلی می‌توان نتیجه‌گیری کرد که سازه عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر ۱ را برآورده نمی‌کند و حتی معیارهای سطح عملکرد آستانه فرور ریزش را نیز در این سطح خطر ارضاء نمی‌کند.

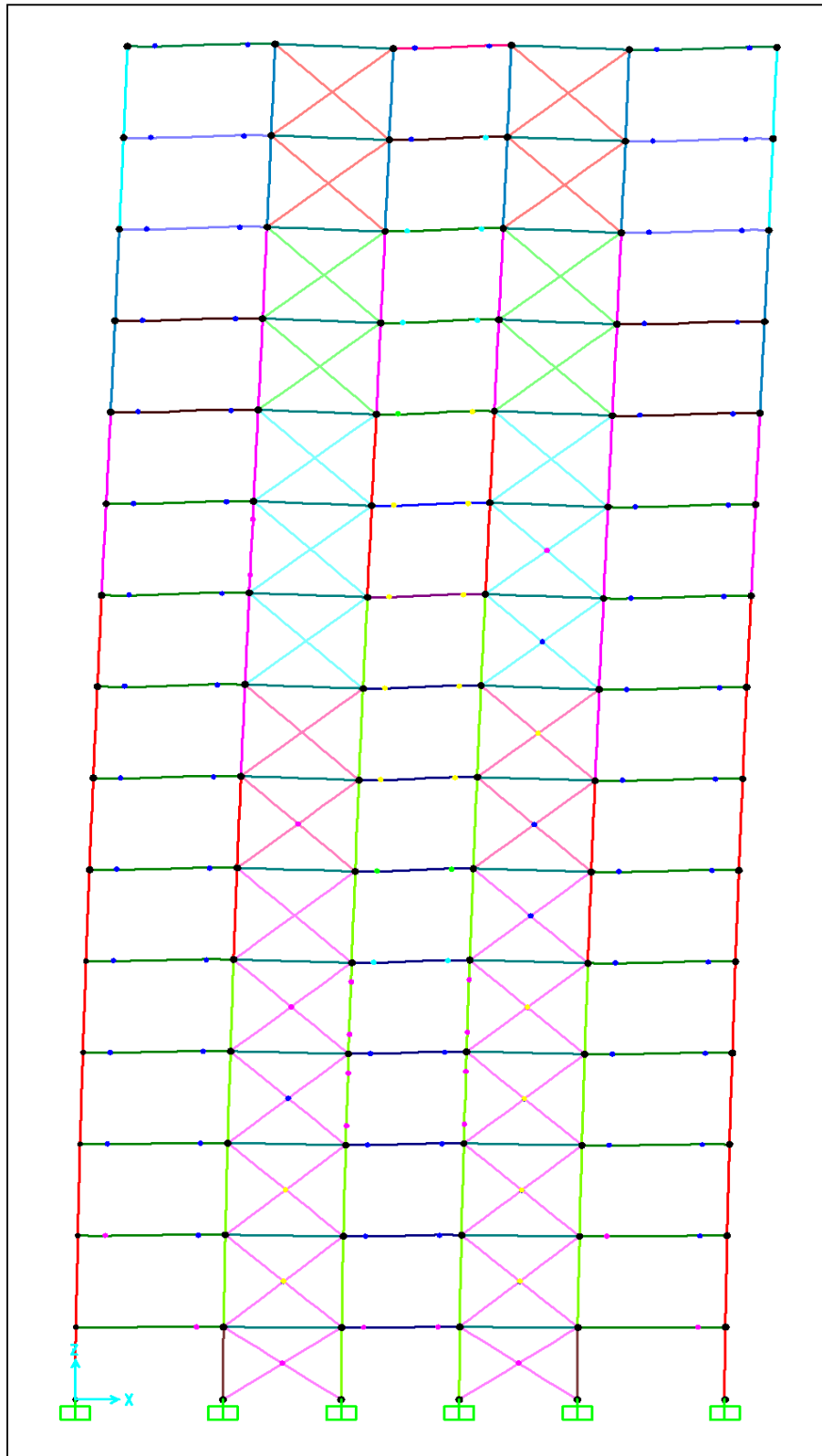
مدل ۲۵٪-۱۵S



شکل (۵-۱۸): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری همانگونه که در شکل (۵-۱۸) ملاحظه می‌شود، در قاب ۱، در لحظه گسیختگی این قاب مفاصل پلاستیک در بادبندهای طبقات تحتانی و میانی، اغلب تیرها و ستون‌ها در طبقات تحتانی ایجاد شده است.

در بارگذاری نوع ۱، خرابی کلی بادبندها و جاری شدن و نیز خرابی تیرهای دهانه میانی و جاری شدن ستون‌های میانی سازه، اتفاق افتاده است. در بارگذاری نوع دوم مشابه بارگذاری نوع اول است با این تفاوت که ستون‌ها در طبقات میانی نیز خراب می‌شوند.

مدل ۱۵S



شکل (۵-۱۹): نمایش توزیع مفاصل خمیری در اجزای قاب ۱ در سطح خطر یک با الگوهای بارگذاری همانگونه که در شکل (۵-۱۷) ملاحظه می‌شود، در قاب ۱، در لحظه گسیختگی این قاب مفاصل پلاستیک در بادبندهای طبقات تحتانی و میانی، اغلب تیرها و ستون‌ها در طبقات تحتانی ایجاد شده است.

در بارگذاری نوع ۱، خرابی کلی بادبندها و جاری شدن و نیز خرابی تیرها، اتفاق افتاده است. در بارگذاری نوع دوم مشابه بارگذاری نوع اول است با این تفاوت که ستون‌ها در طبقات میانی نیز خراب می‌شوند.

همانطور که دیده می‌شود در ساختمان‌های مورد بررسی چه با در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ و چه بدون آن، مهاربندها در سطح خطر ۱ در ساختمان‌های ۱۵ طبقه در طبقات تحتانی و میانی دچار ضعف می‌باشند. با توجه به اینکه در سطح خطر ۱، عملکرد ایمنی جانی موردنظر است و با توجه رنگ مفصل‌های تیرها، در سازه ۱۰S-25% و در سازه ۱۰S، عملکرد خمشی تیرها در این سطح خطر غیر قابل قبول است.

عملکرد خمشی تیرها در سطح خطر ۱ در طبقات میانی دچار کمی ضعف می‌باشد که آن بدلیل انهدام مهاربندها در این طبقات می‌باشد که نیاز شکل‌پذیری در این طبقات بدلیل سیستم دوگانه قاب خمشی به اضافه مهاربندی توسط تیرهای خمشی باید برطرف گردد.

بنابراین به طور کلی می‌توان نتیجه‌گیری کرد که سازه عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر ۱ را برآورده نمی‌کند و حتی معیارهای سطح عملکرد آستانه فرور ریزش را نیز در این سطح خطر ارضاء نمی‌کند.

در تحقیق حاضر با توجه به اصول مهندسی زلزله بر اساس عملکرد به تعیین سطح عملکرد ساختمان‌های فولادی مقارن طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ تحت سطح خطر یک پرداخته شده است. ساختمان‌ها از نوع سازه‌های با درجه اهمیت متوسط انتخاب شده‌اند. مدلها با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ با پلان یکسان در نظر گرفته شده است. در مرحله اول مدل‌های مورد بحث با رعایت ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ برای زلزله طرح با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر یک) طراحی شده و در مرحله بعد با استفاده از ضوابط دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود عملکرد آنها مورد ارزیابی واقع شده است. روش تحلیل برای ارزیابی عملکرد هر یک از مدل‌ها تحلیل استاتیکی غیرخطی انتخاب شده است. نتایج مورد نظر در این تحقیق برای سطح خطر انتخاب شده تغییر مکان نسبی طبقات در نقطه عملکرد سازه با الگوی بار متفاوت می‌باشد. این نتایج با معیارهای پذیرش مقایسه شده و سپس عملکرد اجزاء و سازه تعیین شده است.

۶-۲- نتیجه‌گیری

۱- ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه بعلت ضعف عمده مهاربندها قادر به تامین سطح عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر ۱ نمی‌باشد. این موضوع چه در ساختمان‌هایی که با در نظر گرفتن اثر بند ۱-۹-۴ و چه بدون آن، طراحی شده‌اند صادق می‌باشد. با مقایسه منحنی‌های پوش و وضعیت مفاصل سازه‌های دارای سیستم دوگانه می‌توان گفت که در ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه اگر چه مهاربندی‌ها بدلیل عملکرد خرابایی سختی قاب فولادی را به مقدار بسیار زیادی افزایش می‌دهند اما دارای شکل‌پذیری مناسبی نیستند که این رفتار غیرشکل‌پذیر اغلب از انهدام زودهنگام اعضا مهاربندی در حین تغییرشکل‌های بزرگ ناشی می‌شود. علت اصلی این پدیده را می‌توان در فلسفه حاکم به آیین‌نامه طراحی دانست. به جای آنکه مقرر داشته شود که اعضای مهاربندی تغییرشکل‌های چرخه‌ای پس از کماتش را بدون شکست‌های زود هنگام تحمل نمایند (یعنی شکل‌پذیری کافی داشته باشند) آیین‌نامه‌ها عموماً نیروهای جانبی بیشتری را در طرح آنها لازم می‌دانند.

- ۲- یکی دیگر از نقاط ضعف ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه ضعف در مقاومت ستون‌های تحتانی یا در ستون‌های میانی در دهانه‌های بادبندی است. اگر چه بارگذاری‌های ویژه‌ای که در پیوست ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ ارایه شده‌اند (بند ۵-۱ استاندارد ۲۸۰۰) در مورد ستون‌های مذکور کنترل‌کننده هستند اما کافی بنظر نمی‌رسند. همچنین در استاندارد ۲۸۰۰ ستون‌های واقع بین دو دهانه بادبندی تنها بر اساس بار مرده و زنده طراحی می‌شوند و عکس‌العمل‌های بادبندی‌های دو طرف ستون، اثر نیروی زلزله بر ستون را خنثی می‌کنند و عملاً این ستون‌ها در ارزیابی دارای ضعف هستند که نمونه مشهود آن در سازه ۱۵ طبقه دیده می‌شود. بنابر این لازم است در روش طراحی این ستون‌ها تجدید نظر به عمل آید.
- ۳- با مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییر مکان برای مدل‌های مختلف مشاهده می‌شود که در تمامی آنها توزیع نوع دوم بار جانبی (متناسب با وزن) نسبت به توزیع نوع اول بار جانبی، برش‌های پایه بالاتری را ایجاد کرده است.
- ۴- اثر ۲۵٪ آیین‌نامه در تحلیل الاستیک تاثیر خاصی در منحنی عملکردی سازه ندارد. سازه در تحلیل خطی به علت نزدیک‌تر بودن مقاطع به هم، در هر دو مدل با ۲۵٪ با بدون اثر ۲۵٪، از سختی همسان و رفتار یکسان برخوردار می‌باشند. با وجود اختلاف بین مقاطع تیر و ستون، به علت اینکه سختی به بادبند خیلی مربوط می‌شود و بادبندها اختلافی ندارند سختی سازه تفاوتی نمی‌کند.
- ۵- اثر ۲۵٪ آیین‌نامه در گستره پلاستیک تاثیر خواهد گذاشت و این تاثیر در منحنی ظرفیت یک جابجایی ایجاد خواهد کرد. این تفاوت‌ها در مدل‌های با طبقات کمتر در بارگذاری نوع ۲ ملموستر است. در تعداد طبقات بیشتر در بارگذاری نوع ۱ این تغییر منحنی ظرفیت مشهودتر می‌باشد.
- ۶- نتایج تحلیل مدل‌ها نشان می‌دهد که در سازه ۵ طبقه دو منحنی ۲۵ درصد و بدون ۲۵٪ از تطابق خوبی برخوردار بوده و بر یکدیگر منطبق می‌باشند. کاهش یا افزایش ظرفیت بسیار ناچیز می‌باشد.
- ۷- در مدل ۱۰ طبقه با در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ آیین‌نامه نسبت به بدون آن، ظرفیت سازه در بارگذاری نوع اول، حدود ۸٪ کمتر شده است و در بارگذاری نوع دوم، حدود ۹٪ کمتر خواهد بود.
- ۸- در مدل ۱۵ طبقه در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ آیین‌نامه، باعث می‌شود، ظرفیت سازه در بارگذاری نوع اول، حدود ۴/۵٪ کاهش می‌یابد و در بارگذاری نوع ۲، افزایش ظرفیت سازه، حدود ۱ درصد می‌باشد.
- ۹- با افزایش ارتفاع در سازه‌ها میرایی کمتر می‌شود. در نظر گرفتن بند ۱-۹-۴ آیین‌نامه نسبت به بدون آن، در سازه‌های کوتاه و بلند، میرایی کاهش می‌یابد ولی در سازه‌های متوسط در مدل با ۲۵٪ نسبت به بدون ۲۵٪ با افزایش میرایی روبرو خواهیم شد.

۱۰- لحاظ کردن بند ۱-۹-۴ آیین نامه نمی تواند تاثیر چندانی در سطح عملکرد سیستم دوگانه داشته باشد و به نظر می رسد این بند آیین نامه باید مورد بازنگری قرار گیرد و بایستی بجای قوی تر کردن و سخت تر کردن سازه، با لحاظ کردن این بند، به شکل پذیری سازه توجه بیشتری مبذول شود.

۳-۶- پیشنهادات

۱- در این تحقیق به بررسی عملکرد لرزهای سازه های فولادی متقارن توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی پرداخته شده است، لذا پیشنهاد می شود در ادامه این تحقیق مقایسه ای بین نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی با تحلیل استاتیکی غیرخطی در تعیین سطوح عملکرد لرزهای سازه ها صورت گیرد.

۲- بررسی اندرکنش سازه ها با پی و تاثیر در سطح عملکرد سازه ها در حالات متقارن و نامتقارن مفید به نظر می رسد.

۴- تمامی مدل هایی که در این تحقیق بررسی شده متقارن انتخاب شده اند، پیشنهاد می شود مدل های نامنظم در پلان و یا مدل هایی با چیدمان نامنظم مهاربندها نیز مورد بررسی قرار گیرد.

۵- پیشنهاد می شود، در کارهای بعدی مدلهایی با مهاربندهای واگرا در نظر گرفته شود.

۶- در ساختمانها، نحوه دیتایل و اجرای اتصالات از موارد بسیار مهم و کلیدی است که تاثیر بسیار زیادی بر روی نحوه عملکرد و رفتار سازه دارد. پیشنهاد می شود در کارهای بعدی عملکرد و معیارهای پذیرش آنها مورد بررسی دقیق قرار گیرد.

۷- در ارزیابی های انجام گرفته در این پایان نامه، اثر دیوارها و تیغه ها دیده نشده است و در صورتی که اثر دیوارهای پیرامونی و میانقابها در نظر گرفته شود رفتار سازه متفاوت خواهد بود لذا پیشنهاد میشود به طریق مناسبی نقش این میانقابها در عملکرد سازه ها بررسی شود.

منابع و مراجع

1. Farzad Naeim, "The Seismic Design Handbook", (2001).
2. Yu-Yuan Lin, Kuo-chun chang and Yuan-Li wang. "Comparison of displacement coefficient method and capacity spectrum method with experimental results of RC columns", Earthquake Engineering and Structural dynamics, p33-48, (2004).
3. Hamburger, R.O., "Defining Performance objectives", Seismic design methodologies for the next generation of codes, p 33-43, (1997).

4. Priestley, M.J.N., "*Performance based seismic design*", proceeding of 12th WCEE, Newzealand, (2000).
5. Krawinkler, H., "*Advancing performance-based earthquake engineering*", National Information Service for Earthquake Engineering, (1997).
6. Bertero, V.V., "*Performance - based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines*", seismic Design methodologies for the next generation of codes, p 1-31, (1997).
7. Federal Emergency Management Agency (FEMA). "*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 273(Guidelines)*", Washington D.C., (1997).
8. Federal Emergency Management Agency (FEMA). "*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 274(Commentary)*", Washington D.C., (1997).
9. Sac joint venture, "*Recommended seismic Evaluation and Upgrade criteria for Existing welded steel moment Frame Buildings*". Report FEMA 351, Washington D.C., (2000).
10. Federal Emergency Management Agency (FEMA). "*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 356 (Guidelines)*," Washington D.C., (2000).
11. Federal Emergency Management Agency (FEMA). "*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 357 (Guidelines)*", Washington D.C., (2000).
12. Applied Technology Council (ATC). "*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building. Rep. ATC-40*", Redwood City, California, (1996).
13. Ashraf Habibullah, Stephen Pyle, "*Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*", Structure Magazine, (1998).
14. Chopra AK, Goel RK., "*Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems*", Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, (1999)
15. Fajfar, P., "*Capacity Spectrum method Based on inelastic Demand Spectra*" Earthquake Engineering and structural Dynamics, 28, P979-993, (1999).
16. Lew, H.S, Kunnath, s.k. "*Evaluation of analysis procedures for performance-based seismic design of buildings*". 12th WCEE, Newzealand, (2000).

17. SAP 2000 Manual, "SAP 2000 Nonlinear 11.0.7" Computers and Structure Inc. Berkeley California, USA.
18. AISC, "Seismic provisions for structural steel buildings", (2002).
19. Bertero, V.V., "Performance -based seismic engineering: conventional VS. Innovative approaches". 12th WCEE Newzealand, (2000).
۲۰. پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، ۱۳۸۵؛ دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.
۲۱. پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، ۱۳۸۱؛ دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛
۲۲. آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (۱۳۸۴).
۲۳. مقررات ملی ساختمان- مبحث دهم- طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۷۹).
۲۴. مقررات ملی ساختمان- مبحث ششم- بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۰).
۲۵. محمد جباری س ا، نقشه پهنه‌بندی شتاب طیفی و تحلیل احتمالی خطر با رابطه‌های کاهندگی طیفی برای گستره شهر تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۸۳).

از سالها پیش در ایران طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله طبق آیین نامه ۲۸۰۰ انجام می‌شود که این آیین‌نامه تنها برای سازه‌هایی که قرار است ساخته شوند کاربرد دارد.

پس از وقوع چندین زلزله مخرب در کشور و معطوف شدن نظر هر چه بیشتر دست‌اندرکاران به اهمیت موضوع، لازم دانسته شد که برای ارزیابی تحلیلی وضعیت ساختمان‌های موجود، یعنی ساختمان‌هایی که قبلاً و طبق آیین‌نامه‌های قدیمی‌تر ساخته شده‌اند و یا اصولاً مقاوم در برابر زلزله نیستند، دستورالعملی تهیه شود و این مهم با درخواست سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی و توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله در سال ۱۳۸۲ مبنای تهیه دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در کشور قرار گرفت.

طبق دستورالعمل، تحلیل ساختمان‌های موجود به منظور ارزیابی لرزه‌ای آنها به چهار روش امکان‌پذیر است، این روش‌ها عبارتند از: روش استاتیکی خطی، روش دینامیکی خطی، روش استاتیکی غیرخطی و روش دینامیکی غیرخطی که معیارهای پذیرش در روش‌های خطی بر پایه ارزیابی نیروها می‌باشد در حالیکه در روش‌های غیرخطی این معیارها عموماً بر پایه ارزیابی تغییرشکل‌ها می‌باشند [۱۶].

فلسفه حاکم بر ارزیابی ساختمان‌ها در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، صرف نظر از روش تحلیل مورد استفاده، طراحی براساس عملکرد می‌باشد. بدین اساس رفتار یک ساختمان در برابر زلزله، نه با کاربرد ضریب یکسان برای تمام اعضای آن به عنوان ضریب رفتار، بلکه با کاربرد ضرایب اصلاحی موضعی روی مقاومت (رفتار) تک تک اعضای آن تعیین می‌شود که البته می‌تواند از عضوی به عضو دیگر متفاوت باشد. انتظار می‌رود ساختمان‌هایی که بر اساس این دستورالعمل بهسازی می‌شوند در هنگام وقوع زلزله عملکردی مطابق سطح مورد نظر داشته باشند.

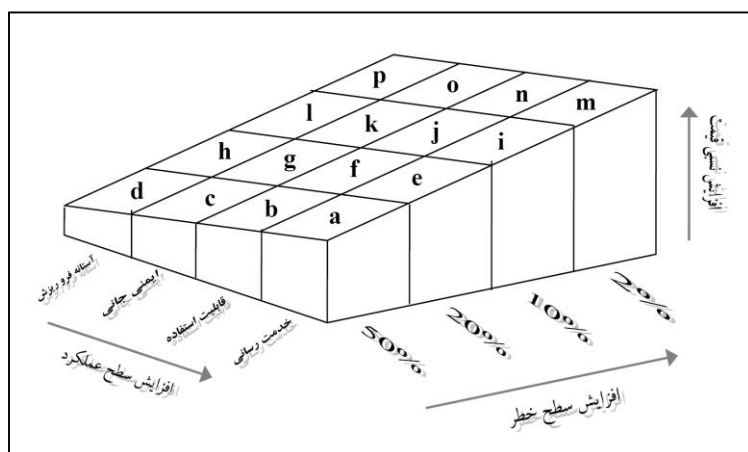
این دستورالعمل به عنوان یک روش ارزیابی و تعیین سطح عملکرد ساختمان‌های موجود می‌تواند به کار گرفته شود، اما باید توجه شود که ارزیابی توسط این دستورالعمل پیچیده‌تر و سخت‌گیرانه‌تر از روش‌های دیگر است، زیرا این دستورالعمل، برای طرح بهسازی بر مبنای ارزیابی دقیق وضع موجود تنظیم شده است. در این پیوست قسمت‌های مهمی از دستورالعمل بهسازی در رابطه با دو روش تحلیلی مهم ارزیابی لرزه‌ای یعنی دینامیکی خطی و استاتیکی غیرخطی بیان می‌شود.

الف-۲- هدف بهسازی

هدف بهسازی بر اساس عملکرد، بر پایه فلسفه ارزیابی لرزه‌ای به این صورت تعریف می‌شود که بتوان با ارزیابی ساختمان مشخص نمود که برای چه زلزله‌ای، چه عملکردی مورد انتظار است. به عبارت دیگر، هدف بهسازی از مجموعه‌ای از سطوح خطر و مجموعه‌ای از سطوح عملکرد تشکیل شده که مجموعه اول میزان خطر را مشخص می‌کند. به طور کلی، اهداف بهسازی در این دستورالعمل به پنج دسته تقسیم شده‌اند: مبنا مطلوب، ویژه، محدود و موضعی که با توجه به شکل (الف-۱) و جدول (الف-۱) رابطه عملکرد ساختمان و سطح خطر و نوع بهسازی مشخص است. به عنوان مثال برای بهسازی ویژه، محدود و موضعی که با توجه به شکل (الف-۱) و جدول (الف-۱) رابطه عملکرد ساختمان و سطح خطر و نوع بهسازی مشخص است. به عنوان مثال برای بهسازی ویژه باید سطوح عملکرد p و K هر دو با هم بعلاوه یکی از سطوح خطر a,e,i,b,f,j,n تامین گردد (تامین یکی از سطوح m,n,o به تنهایی نیز بهسازی ویژه محسوب می‌گردد). برای رسیدن به سطح عملکرد p باید در سطح خطر ۲ (۲درصد و ۵۰ سال) عملکرد آستانه فروریزش تأمین شود و برای رسیدن به عملکرد j، باید در سطح خطر ۱ (۱۰درصد در ۵۰ سال) قابلیت استفاده بی وقفه تأمین شود [۲۱].

الف-۳- سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد ساختمان بر مبنای عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای و به اختصار با یک شماره برای اجزای سازه‌ای و یک حرف برای اجزای غیر سازه‌ای در جدول (الف-۱) نشان داده شده است.



شکل (الف-۶): دامنه انتخاب سطوح عملکرد

جدول (الف-۱): دامنه انتخاب سطوح عملکرد و سطح عملکرد مورد بررسی در پایان نامه [۲۱]

سطح عملکرد ساختمان				سطح خطر زلزله
خدمت‌رسان بی‌وقفه A - 1	قابلیت استفاده بی‌وقفه B - 1	ایمنی جانی C - 3	آستانه فروریزش E - 5	
a	b	c	d	۵۰ درصد در ۵۰ سال
e	f	g	h	۲۰ درصد در ۵۰ سال
i	j	k	l	۱۰ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر ۱)
m	n	o	p	۲ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر ۲)

الف-۳-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای

سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای شامل چهار سطح عملکرد اصلی و دو سطح عملکرد میانی است.

سطوح عملکرد اصلی عبارتند از:

الف: سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده بی‌وقفه

ب: سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی

پ: سطح عملکرد ۵- آستانه فروریزش

ت: سطح عملکرد ۶- لحاظ نشده

سطوح عملکرد میانی عبارتند از:

ث: سطح عملکرد ۲- خرابی محدود

ج: سطح عملکرد ۴- ایمنی جانبی محدود

- سطح عملکرد ۱: قابلیت استفاده بی‌وقفه:

سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکنند و استفاده بی‌وقفه از آنها ممکن باشد.

- سطح عملکرد ۲: خرابی محدود:

سطح عملکرد خرابی محدود به سطح عملکردی اتلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد گردد، به گونه‌ای که پس از زلزله، با انجام مرمت بخش‌های آسیب دیده، ادامه بهره‌برداری از ساختمان میسر باشد.

- سطح عملکرد ۳: ایمنی جانی:

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عملکردی اتلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی به اندازه‌ای باشد که خسارت جانی حداقل گردد.

- سطح عملکرد ۵: آستانه فروریزش:

سطح عملکرد آستانه فروریزش به سطح عملکردی اتلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی گسترده در سازه ایجاد گردد، اما ساختمان فرو نریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

- سطح عملکرد ۶: لحاظ نشده:

چنانچه برای عملکرد اجزای سازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه‌ای، لحاظ نشده نامیده می‌شود.

الف-۳-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای

سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای ساختمان شامل پنج سطح عملکرد به شرح زیر می‌باشد:

الف: سطح عملکرد A- خدمت‌رسانی بی‌وقفه

ب: سطح عملکرد B- قابلیت استفاده بی‌وقفه

پ: سطح عملکرد C- ایمنی جانی

ت: سطح عملکرد D- ایمنی جانی محدود

ث: سطح عملکرد E- لحاظ نشده

- سطح عملکرد A: خدمت‌رسانی بی‌وقفه

سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه به سطح عملکردی اتلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله دچار خرابی بسیار جزئی شوند، به گونه‌ای که خدمت‌رسانی ساختمان به طور پیوسته انجام شود.

- سطح عملکرد B- قابلیت استفاده بی‌وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه به سطح عملکردی اتلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله دچار خرابی بسیار جزئی شوند، به گونه‌ای که پس از زلزله راه‌های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله‌ها، آسانسورها و روشنایی آنها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی‌وقفه میسر باشد.

- سطح عملکرد C: ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اتلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیر سازه‌ای در اثر زلزله خطر جدی برای جان ساکنین به‌وجود نیاورد.

- سطح عملکرد D: ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اتلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله به اندازه‌ای باشد که خسارت جانی حداقل گردد.

- سطح عملکرد E: لحاظ نشده

چنانچه برای عملکرد اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظ نشده نامیده می‌شود.

الف-۳-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان

سطح عملکرد کل ساختمان بر حسب سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای آن تعریف می‌شود.

- سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه ۱-A:

ساختمانی دارای سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه است که اجزای سازه‌های آن دارای سطح عملکرد (قابلیت استفاده بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌های آن دارای سطح عملکرد A (خدمت‌رسانی بی‌وقفه) باشند.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه ۱-B:

ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه است که اجزای سازه‌های آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌های آن دارای سطح عملکرد B (قابلیت استفاده بی‌وقفه) باشند.

- سطح عملکرد ایمنی جانی ۳-C:

ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازه‌های آن دارای عملکرد ۳(ایمنی جانی) و اجزای غیر سازه‌های آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشند.

- سطح عملکرد آستانه فرو ریزش ۵-E:

ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه فرو ریزش است که اجزای سازه‌های آن دارای سطح عملکرد ۵(آستانه فرو ریزش) باشند. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌های وجود ندارد (سطح عملکرد لحاظ نشده E).

برای آشنایی و انتخاب بهتر سطوح مختلف عملکرد ساختمان، میزان خسارت وارد بر اعضای اصلی و غیراصلی، جدول (الف-۲) ارائه شده است. این جدول صرفاً برای تجسم عملکرد ساختمان در سطوح مختلف می‌باشد و نباید مبنای ارزیابی ساختمان قرار داده شود.

الف-۴- ضریب آگاهی

درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری شده از ساختمان موجود، توسط ضریب آگاهی k، در روابط محاسبه ظرفیت هر یک از اجزای سازه اعمال می‌گردد. ضریب آگاهی با استفاده از جدول (الف-۳) متناسب با هدف انتخاب شده برای بهسازی و سطح اطلاعات تعیین می‌گردد. در تحلیل‌های خطی، اطلاعاتی

در سطح حداقل، مجاز می‌باشد. اما در تحلیل‌های غیرخطی، جمع‌آوری اطلاعات باید در سطح متعارف یا جامع انجام گیرد.

الف-۵- ظرفیت اجزاء سازه

ظرفیت اجزاء سازه به دو دسته ظرفیت مورد انتظار و کرانه پایین تقسیم می‌گردد:
 ظرفیت مورد انتظار اجزاء (Q_{CE}) که با استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح تعیین می‌گردد.
 کرانه پایین ظرفیت اجزاء (Q_{CL}) که با استفاده از کرانه پایین مقاومت مصالح تعیین می‌گردد.

جدول (الف-۲): سطوح عملکرد و خرابی پیش‌بینی شده [۲۱]

سطح عملکرد ساختمان				خرسارت کلی ساختمان
آستانه فروریزش E - 5	ایمنی جانی C - 3	قابلیت استفاده بی‌وقفه B - 1	خدمت‌رسان بی‌وقفه A - 1	
شدید	متوسط	کم	بسیار کم	
سختی و مقاومت باقیمانده ناچیز ولی ستونها و دیوارها عمل می‌کنند. تغییرشکل‌های ماندگار زیاد است.	سختی و مقاومت باقیمانده در تمام طبقات وجود دارد. سیستم باربر ثقلی عمل می‌کند. گسیختگی دیوارها خارج	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی‌کند. تغییرشکل ماندگار و ترک‌خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی‌کند. تغییرشکل ماندگار و ترک‌خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود	اعضای سازه‌ای

دیوارها و دست‌اندازهای مهارنشده گسیخته می‌شوند. ساختمان در آستانه فروریزش است.	از صفحه آنها رخ نمی‌دهد. تغییر شکل ماندگار در سازه وجود دارد.			
خرابی گسترده در اعضای غیرسازه‌ای ایجاد می‌شود.	از خطرات فروریزش اشیاء جلوگیری می‌شود اما بسیاری از تاسیسات ساختمان و عناصر معماری صدمه می‌بینند.	آسانسورها قابل استفاده مجدد باقی می‌مانند. تجهیزات اطفاء حریق قابل استفاده هستند. تاسیسات ساختمان دچار خرابی ناچیز می‌شوند به گونه‌ای که با تعمیر جزئی قابل استفاده می‌شوند.	تمام سیستم‌های لازم برای عملکرد ساختمان فعال باقی می‌مانند. دیوارهای داخلی و نما و سقفها ترک نمی‌خورند. خرابی‌های ناچیز ایجاد شده و سیستم تاسیسات و برق‌رسانی فعال باقی می‌مانند.	اعضای غیرسازه‌ای

جدول (الف-۳): ضریب آگاهی [۲۰]

ویژه		مطلوب یا پایین تر		هدف بهسازی
جامع	متعارف	متعارف	حداقل	سطح اطلاعات
۱	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	ضریب آگاهی K

الف-۶- روش‌های تحلیل سازه

برای بدست آوردن نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های اجزای سازه در اثر زلزله سطح خطر انتخاب شده، بایستی سازه به یکی از روش‌های زیر تحلیل شود:

۱. روش استاتیکی خطی
۲. روش دینامیکی خطی
۳. روش استاتیکی غیرخطی
۴. روش دینامیکی غیرخطی

الف-۶-۱- تفاوت روشهای تحلیل خطی و غیرخطی

دستورالعمل بهسازی اصولاً دو روش تحلیل را مشخص نموده است: خطی و غیرخطی هر یک از این دو روش به دو صورت استاتیکی و دینامیکی می‌توانند اجرا شوند. با شرایطی که در دستورالعمل بهسازی تعیین

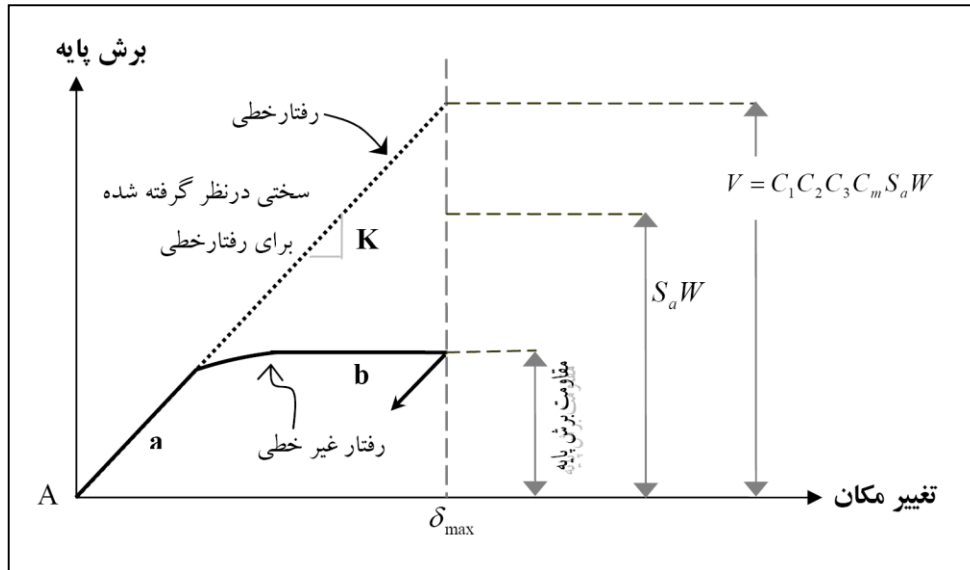
گردیده، روش خطی تقریباً در شرایط خیلی محدودی قابل بکارگیری است و در واقع هدف آیین‌نامه بهسازی این است که طراحان اغلب برای تحلیل سازه، از روش غیرخطی (استاتیکی یا دینامیکی) استفاده کنند. از این رو، وجه تمایز اصلی دستورالعمل بهسازی با آیین‌نامه‌های طراحی مانند استاندارد ۲۸۰۰ در استفاده از روش غیرخطی است. علت اصلی انتخاب روش غیرخطی، جایگزینی فلسفه طراحی براساس عملکرد به جای طراحی براساس مقاومت است که روش نگرش به طراحی لرزه‌ای و نحوه تحلیل و طراحی سازه را بطور بنیادی دگرگون ساخته است به منظور مقایسه روشهای خطی و غیرخطی در بخشهای بعدی این پیوست مبانی دو روش دینامیکی خطی و استاتیکی خطی مورد بررسی قرار می‌گیرند.^{۱۱}

الف-۶-۲- تفاوت روش استاتیکی خطی در دستورالعمل بهسازی با روش‌های

آیین‌نامه‌های طراحی فعلی

در روشی که در حال حاضر در آیین‌نامه‌های طراحی فعلی مانند استاندارد ۲۸۰۰ در تعیین برش پایه طراحی برای لحاظ کردن رفتار غیرالاستیک سازه‌ها بکار می‌رود، ابتدا برش پایه بوسیله ضریبی به نام ضریب کاهش نیرو یا ضریب رفتار (R) کاهش می‌یابد و نیروی کاهش یافته برای تحلیل سازه و تعیین تقاضاهای هر یک از المان‌ها بکار می‌رود. اما در روشی که در دستورالعمل یا (FEMA273 و FEMA356) آمده است، برش پایه نه تنها کاهش نمی‌یابد بلکه بوسیله ضرایبی تشدید هم می‌شود که با اعمال آن به مدل الاستیک خطی ساختمان، تغییرمکان‌های ایجاد شده با ماکزیمم تغییرمکان‌هایی که در طول زلزله طرح انتظار می‌رود، تقریباً برابر باشد. طبیعی است که با توجه به اینکه پاسخ ساختمان در برابر زلزله طراحی معمولاً غیرالاستیک خواهد بود، نیروهای داخلی محاسبه شده برای اعضاء، بیشتر از آن چیزی است که در تسلیم ساختمان به وجود می‌آید. برای اصلاح این مسئله و لحاظ کردن رفتار غیرالاستیک سازه، ضریب m برای کاهش تقاضای اعضاء شکل‌پذیر بکار می‌رود. این تفاوت مهم که بین روش دستورالعمل (FEMA273 و FEMA356) و روش آیین‌نامه‌های فعلی وجود دارد در شکل (الف-۲) نشان داده شده است.

۱- نکته: در مطالعات موردی این پایان نامه تنها روش استاتیکی غیر خطی استفاده قرار می‌گیرد.



شکل (الف-۷): اساس روش تحلیل استاتیکی غیرخطی [۲۱]

الف-۶-۳- روش تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی می‌تواند به روش طیفی یا تاریخچه زمانی انجام شود. با توجه به اینکه روش تحلیل طیفی کاربرد عملی بیشتری دارد لذا تنها ضوابط روش مذکور در این پیوست مورد بررسی قرار می‌گیرد.

الف-۶-۳-۱- فرضیات خاص در تحلیل دینامیکی خطی

رفتار سازه را می‌توان به صورت ترکیب خطی از حالت‌های مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یکدیگر، محاسبه نمود.

زمان تناوب ارتعاشات سازه در هر مورد در طول زلزله ثابت است.

در تحلیل دینامیکی خطی، مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی، پاسخ سازه در زلزله سطح خطر مورد نظر در ضرایبی ضریب می‌شود تا حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه‌های شکل‌پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیرخطی خواهند داشت بزرگتر از نیروهای قابل تحمل در سازه بر آورد می‌شوند. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می‌گردد.

الف-۶-۳-۲- ملاحظات خاص تحلیلی

۱- برخلاف آیین‌نامه‌های طرح ساختمان‌های جدید، در دستورالعمل نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی خطی برای مساوی قرار دادن برش پایه تحلیل استاتیکی خطی اصلاح نمی‌گردند. به همین جهت معمولاً برش پایه در روش تحلیل دینامیکی خطی به دلیل مشارکت مودهای بالاتر، کوچکتر از روش استاتیکی خطی بدست می‌آید.

۲- تعداد مودهای ارتعاش در تحلیل طیفی باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم موثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده حداقل ۹۰٪ باشد. بعلاوه در هر امتداد، حداقل باید سه مود اول نوسان و حداقل تمام مودهایی که دارای زمان تناوب بیش از ۰/۴ ثانیه هستند در نظر گرفته شوند.

۳- نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روش‌های آماری شناخته شده مانند جذر مجموع مربعات (SRSS)، روش ترکیب مربعی کامل (CQC) و یا روش‌های که اندرکنش بین مودها را دقیق‌تر در نظر می‌گیرد، انجام شود ترکیب اثر حداکثر مودها در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در مواردی که زمان تناوب دو یا چند مود سازه به یکدیگر نزدیک باشد باید صرفاً با روش‌هایی که اندرکنش مودهای ارتعاشی را در نظر می‌گیرد، انجام شد.

۴- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان بر حسب میزان شتاب، جرم و توزیع جرم هر طبقه با استفاده از تحلیل دینامیکی بدست می‌آید.

۵- مقادیر نیروها و تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل دینامیکی خطی باید در ضرایب C_3, C_2, C_1 ضرب شوند تا تغییرمکان‌های حاصل به تغییرمکان‌های واقعی هنگام زلزله طرح نزدیک شود.

الف-۶-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، بار جانبی به تدریج افزایش داده می‌شود تا آنجا که تغییرمکان مرکز جرم به تغییرمکان هدف برسد. تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی به هنگام افزایش بار جانبی به طور مداوم تحت نظر قرار می‌گیرند و با معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار می‌گیرند. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که:

۱- رفتار غیرخطی تک تک اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می‌گردد.

۲- اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییرشکل برآورد می‌گردد.

الف-۶-۴-۱- ملاحظات مدل‌سازی و تحلیل روش استاتیکی غیرخطی

۱- در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید مدل رفتار غیرخطی به صورت غیرخطی یا در حالت ساده شده به صورت دو خطی برای هر یک از اجزاء سازه تعریف شود.

۲- در طول تحلیل، هنگام افزایش تدریجی بار جانبی، تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی تمام اجزاء محاسبه شده و با ظرفیت آنها (فصل ۴، ۵، ۶ دستورالعمل) مقایسه می‌شود.

۳- برخلاف روش‌های تحلیل خطی، نیروهای داخلی حاصل از این روش به دلیل در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، برابر مقادیر مورد انتظار تحت زلزله طرح می‌باشد.

۴- بار جانبی به تدریج افزایش داده می‌شود تا تغییرمکان نقطه کنترل به $1/5$ برابر تغییرمکان هدف برسد تا هم طرح عملکرد سازه را در تغییرشکل‌های بیش از تغییرمکان هدف بشناسد و هم منحنی تغییرمکان نقطه کنترل برحسب نیروی برش پایه ترسیم شود و با استفاده از این منحنی زمان تناوب موثر به روش سعی و خطا بدست آید.

۵- پس از تعیین تغییرمکان هدف، نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های اعضای سازه متناظر با تغییرمکان هدف برای بررسی سطح عملکرد سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

- برای اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل‌ها با تغییرشکل‌های متناظر با سطح عملکرد مورد نظر براساس فصل‌های ۵، ۶ دستورالعمل مقایسه می‌شود.

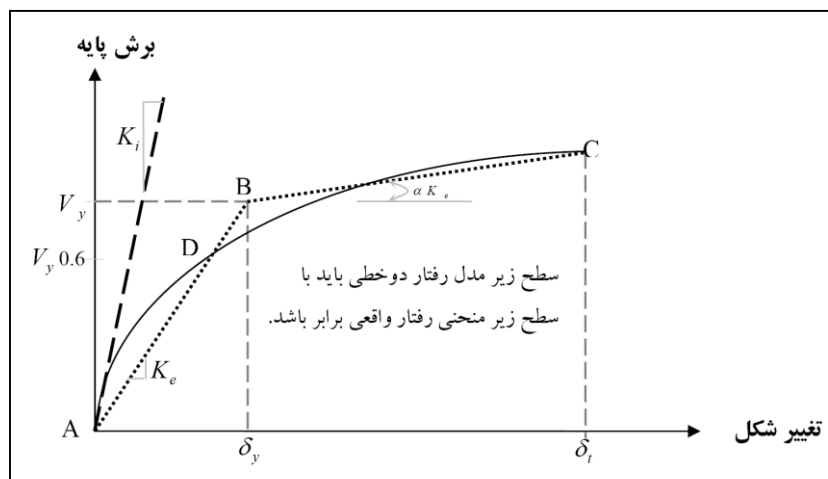
- برای اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو، نیروهای داخلی با ظرفیت اعضاء براساس فصل‌های ۵ و ۶ دستورالعمل مقایسه می‌شود.

الف-۶-۴-۲- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر

با داشتن منحنی تغییرمکان نقطه کنترل بر حسب برش پایه که قبل از توضیح داده شد، منحنی را به صورت دو خطی تبدیل می‌کنیم بدین صورت که با سعی اول $T_e=T_i$ تغییرمکان هدف δ_t مربوط به $T_e=T_i$ را بدست می‌آوریم و با آن δ_t روی منحنی نقطه C، نقطه B را چنان انتخاب می‌کنیم که سطح زیر مدل رفتار

دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد و همچنین طول پاره خط AD برابر 0.6AB باشد. شکل (الف-۳) و با بدست آوردن k_i و k_e مطابق شکل، مقدار T_e از رابطه زیر و با سعی و خطا بدست می آید.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{الف-۱})$$



شکل (الف-۸): منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان [۲۰]

الف-۶-۴-۳- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضاء ایجاد نماید. به همین جهت باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود.

۱- توزیع نوع اول

به عنوان توزیع نوع اول بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال گردد. برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگتر از یک هستند فقط می‌توان از روش سوم این نوع توزیع بار استفاده نمود.

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad \text{توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی مطابق رابطه}$$

از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

۲-۱- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر، از این توزیع زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در این مود مشارکت کند.

۳-۱- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

۲- توزیع نوع دوم

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

۱-۲- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

۲-۲- توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی بر حسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش تغییر داده می‌شود.

بار جانبی که به ترتیب فوق انتخاب می‌شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییرمکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف ثبت شود.

در تحلیل غیرخطی بارهای ثقیلی اعضاء در ترکیب با بار جانبی باید منظور گردد.

الف - ۶-۴-۴- تغییرمکان هدف

دو روش برای محاسبه تغییرمکان هدف وجود دارد که در دستورالعمل به روش اول اشاره شده است.

در روش اول، تغییرمکان هدف از رابطه (الف-۲) بدست می‌آید و روش دوم روش طیف ظرفیت نام دارد.

- بدست آوردن تغییرمکان هدف برای ساختمان‌های با دیافراگم صلب با استفاده از روش ضرایب

تغییرمکان:

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورده

گردد. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{الف-۲})$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان مطابق رابطه $T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ برای امتداد مورد نظر است.

C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می‌شود:

- ضریب مشارکت مود اول
- مقادیر تقریبی مطابق جدول (الف -۴)

جدول (الف-۴): مقدار ضریب C_0 [۲۰]

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی ^{۱۲}		سایر ساختمان‌ها
	توزیع نوع اول	توزیع بار یکنواخت	هر نوع توزیع بار
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

نکته: برای ساختمان‌های با جرم غیر یکنواخت در طبقات مختلف بهتر است مقدار C_0 با محاسبه ضریب مشارکت مود اول تعیین شود.

ضریب C_1 از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e \geq T_0 \rightarrow C_1 = 1.0 \quad (\text{الف-۳})$$

$$T_e < T_0 \rightarrow C_1 = \frac{[1.0 + [R-1] \frac{T_0}{T_e}]}{R} \quad (\text{الف-۴})$$

۲- منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در آن تمام طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی کوچکتر از طبقه زیرین باشد.

در هر صورت مقدار C_1 نباید کوچکتر از یک و بزرگتر از $1/5$ اختیار شود. در این رابطه T_0 زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح است و R نسبت مقاومت است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (\text{الف-۵})$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e و C_m ضریب جرم موثر در مود اول است که می‌تواند با استفاده از جدول یا از تحلیل دینامیکی بدست آید. ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیر ارتجاعی آنها را منظور می‌کند و مقدار آن با استفاده از جدول (الف - ۵) تعیین می‌گردد:

جدول (الف-۵): مقادیر ضریب C_2 [۲۰]

$T > T_0$		$T \geq 0.1$		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده بی‌وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۲	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	آستانه فروریزش

در جدول فوق قاب‌های نوع یک شامل سیستم‌های سازه‌ای هستند که در آنها بیش از ۳۰ درصد بار جانبی توسط اعضای حمل می‌شود که هنگام زلزله صدمه می‌بینند. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های مهاربندی شده با محورهای متقارب، قاب‌های با اتصالات نیمه صلب، قاب‌های با مهاربندی‌های لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، قاب‌های با دیوارهای بنایی غیر مسلح و دیوارهای غیرشکل‌پذیر در برش از این نوع می‌باشند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین $0/1$ تا T_0 مقدار C_2 با استفاده از درونیابی خطی محاسبه می‌شود.

ضریب C_3 برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) برابر ۱ و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|[R-1]^{1.5}}{T_e} \quad (\text{الف-۶})$$

الف-۷- معیارهای پذیرش

الف-۷-۱- روش‌های خطی:

الف-۷-۱-۱- برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی:

۱- تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط تغییرشکل است Q_{UD} ، تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می‌شوند:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (\text{الف-۷})$$

که در آن Q_G حد بالا و پایین اثرات بارهای بر اساس روابط (الف-۸) و (الف-۹) و Q_E تلاش‌های ناشی از نیروهای زلزله که بر اساس بندهای (۳-۳-۱-) یا (۳-۳-۲) دستورالعمل بهسای لرزه ای محاسبه می‌شوند و Q_{UD} ترکیب تلاش ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد. لازم به ذکر است که در روابط (الف-۸) و (الف-۹) Q_D بار مرده و Q_L بار زنده موثر براساس استاندارد ۵۱۹ می‌باشد.

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (\text{الف-۸})$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (\text{الف-۹})$$

۲- تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط نیرو است Q_{UF} باید به یکی از سه روش زیر تعیین گردد:

۱- حداکثر تلاشی که توسط سازه می‌تواند به عضو وارد گردد.

۲- حداکثر تلاشی که با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه می‌تواند در عضو ایجاد شود.

۳- تلاش‌های حاصل از ترکیب تلاش‌های Q_G و Q_E مطابق رابطه زیر:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (\text{الف-۱۰})$$

در رابطه فوق J ضریب کاهش بار است و برابر کوچکترین مقدار ${}^3\text{DCR}$ اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند اختیار می‌شود. به عنوان یک روش دیگر می‌توان مقدار J را برابر ۲/۰ در مناطق

زلزله خیر با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد، ۱/۵ در مناطق با خطر نسبی متوسط و ۱/۰ در مناطق با خطر نسبی کم اختیار نمود. در صورتیکه اعضای که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند ارتجاعی خطی باقی بمانند، J برابر ۱/۰ انتخاب شده و همچنین برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه نیز J برابر ۱/۰ می‌باشد.

الف-۷-۱-۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی

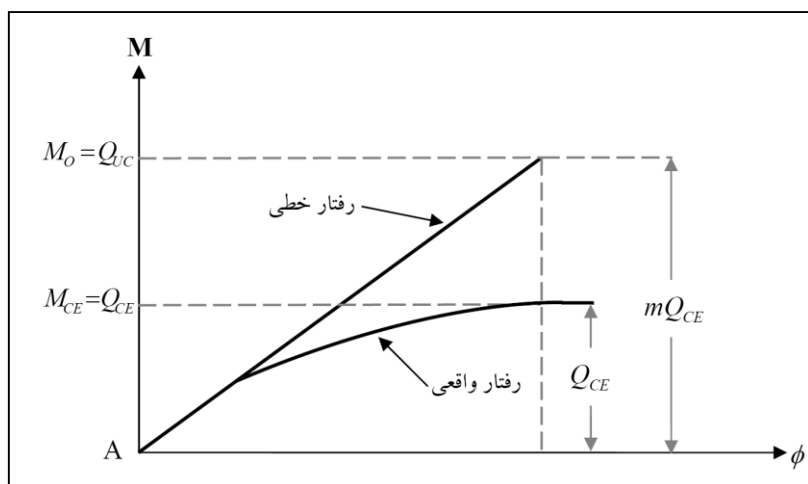
۱- تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند باید رابطه زیر را ارضاء نمایند:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (\text{الف-۱۱})$$

در این رابطه m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد و k ضریب آگاهی از جزئیات و مشخصات سازه بر اساس جدول (الف-۳) و Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند است. در روش تحلیل خطی، مدل سازه با رفتار ارتجاعی خطی تحت بارهای جانبی قرار داده می‌شود.

مقدار بارهای جانبی چنان انتخاب می‌شود که تغییرشکل سازه با آنچه در زلزله طرح پیش‌بینی می‌شود برابر شود. در این صورت نیروهای داخلی نیز با نیروهای هنگام زلزله طراح برابر خواهند بود اما چنانچه رفتار سازه هنگام زلزله غیرخطی باشد، که معمولاً نیز چنین است، آنگاه نیروهای حاصل از تحلیل، بیش از نیروهای هنگام زلزله خواهد شد. مقدار اختلاف بستگی به میزان غیرخطی شدن اعضا دارد. به همین جهت در رابطه فوق برای مقایسه نیروهای داخلی با ظرفیت عضو ضریب m وارد شده است. این ضریب بر حسب نوع رفتار عضو مشخص می‌شود. شکل (الف-۴) رفتار یک عضو کنترل شونده توسط تغییرشکل را نشان می‌دهد. در این شکل نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه با رفتار غیرخطی مطابق خط مستقیم می‌باشد. اما رفتار غیرخطی سازه مطابق خط منحنی است به همین جهت برای مقایسه نیرو و ظرفیت، به طور مجازی ظرفیت اعضا در ضریب m ضرب می‌شود.

همچنین ظرفیت شکل‌پذیری تمام اعضای غیر اصلی که در مدل سازی غیرخطی حذف شده‌اند باید با تغییر شکل‌های ایجاد شده در سازه مقایسه شود برای این منظور نیز لازم است از رابطه (الف-۱۱) استفاده شود.^{۱۳}



شکل (الف-۹): رفتار عضو کنترل‌شونده توسط تغییر شکل در تحلیل‌های خطی [۲۱]

۲- تلاش در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل‌شونده توسط نیرو هستند، باید رابطه زیر را ارضاء

نماید:

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF} \quad (\text{الف-۱۲})$$

که در آن Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند است. ضریب m از آن جهت در محاسبات وارد نمی‌شود که در این نقاط رفتار غیرخطی انتظار نمی‌رود همچنین تمام اعضای غیر اصلی که در محاسبات حذف شده‌اند باید مورد بررسی قرار گیرند. برای این منظور شکل‌های ناشی از تحلیل مدل به اجزای غیر اصلی تحمیل شده و آثار آن مورد بررسی قرار می‌گیرد.

الف - ۷-۲- روش غیرخطی:

۳- نسبت نیرو به ظرفیت (Demand Capacity Ratio)

الف-۷-۲-۱- برآورد نیروها و تغییرشکل های طراحی:

در روش های غیرخطی نیروها و تغییرمکان های حداکثر در هر عضو با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه قابل محاسبه است.

الف-۷-۲-۲- معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی

۱- در اعضای که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند، نباید تغییرشکل های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آنها باشد.

$$D_{UD} \text{ یا } \theta_{UD} \leq K (D_{CE} \text{ یا } \theta_{CE}) \quad (\text{الف-۱۳})$$

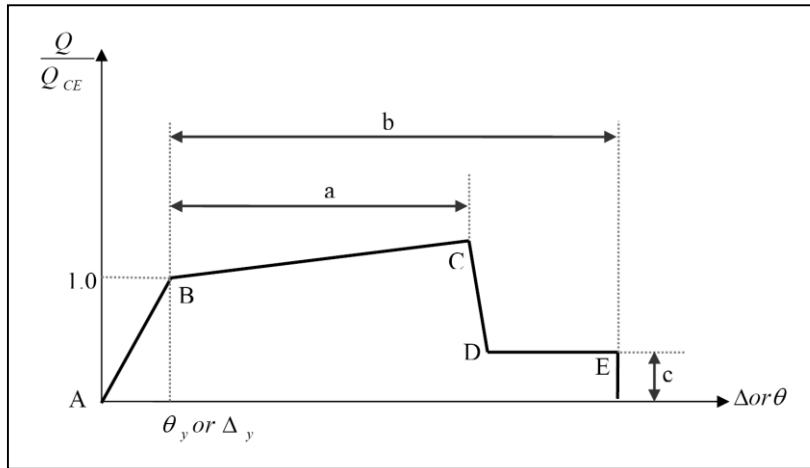
۲- در اعضای کنترل شونده توسط نیرو، باید نیروهای طراحی کوچکتر از کرانه پایین مقاومت اعضاء با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی که همزمان بر عضو وارد می شوند باشد.

$$Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (\text{الف-۱۴})$$

الف-۸- مطالعات بهسازی سازه های فولادی قاب خمشی با اتصال صلب

الف-۸-۱- تعیین سختی اعضای قاب در روش استاتیکی غیرخطی

منحنی نیرو تغییرشکل غیرخطی اجزاء باید بر پایه مدارک آزمایشگاهی یا تحلیل های انجام یافته تعیین شود. در روش استاتیکی غیرخطی به عوض استفاده از نتایج آزمایش یا تحلیل می توان از منحنی نیرو-تغییرمکان آورده شده در شکل (الف-۵) با مقادیر c, b, a که در جدول های (الف-۷) برای اجزای قابهای خمشی فولادی استفاده کرد.



شکل (الف-۱۰): منحنی نیرو-تغییرشکل تعمیم‌یافته برای اجزا فولادی [۷]

θ : کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون

θ_y : چرخش حد تسلیم

Δ : کل تغییرمکان ارتجاعی و خمیری

Δ_y : تغییرشکل حد تسلیم تعمیم یافته

مقادیر θ_y برای موقعی که نقطه عطف در وسط تیر یا ستون اتفاق می‌افتد از روابط زیر بدست می‌آید:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_b}{6EI_b} \quad \text{(الف-۱۵) در تیرها}$$

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_b}{6EI_b} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad \text{(الف-۱۶) در ستون‌ها}$$

Q_{CE} که عبارت است از ظرفیت خمشی مقطع، برای تیرها و ستون‌ها از روابط زیر بدست می‌آید:

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad \text{(الف-۱۷) در تیرها}$$

$$Q_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \quad \text{(الف-۱۸) در ستون‌ها}$$

پارامترهای ذکر شده در روابط فوق به صورت زیر تعریف می‌شوند:

Z : اساس مقطع خمیری

F_{ye} : تنش حد تسلیم مورد انتظار مصالح

I_b : لنگر اینرسی تیر

I_e : لنگر اینرسی ستون

E : ضریب ارتجاعی

P : نیروی محور عضو

P_{ye} : نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار عضو

الف-۸-۲- تعیین مقاومت اعضاء قاب

الف-۸-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱- تیرها: این اعضاء با عملکرد رفتاری کنترل شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته می‌شوند. مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} تیرها و دیگر اعضاء کنترل شونده توسط تغییرشکل در خمش کوچکترین مقدار حاصله از حالات حدی تسلیم، کمانش جانبی پیچشی، کمانش موضعی بال یا تسلیم برشی جان خواهد بود. در تیرهایی که شرایط فشردگی مقطع و کفایت مهار جانبی در صورت لزوم حاصل است (تیرهای مشمول مورد الف ماده های ۱-۲-۱-۱۰ و ۲-۲-۱-۱۰ و ۳-۲-۱-۱۰ مبحث ده مقررات ملی ساختمان ایران [۲۳] و هم چنین در تیرهای مدفون در بتن مشروط بر آنکه تسلیح لازم جهت جدا نشده بتن در هنگام وقوع زلزله فراهم باشد، مقدار Q_{CE} براساس حالت حدی تسلیم و از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$Q_{CE} = M_{CE} = M_{PCE} = ZF_{ye} \quad (\text{الف-۱۹})$$

در رابطه فوق M_{PCE} ظرفیت خمشی خمیری مورد انتظار مقطع است.

در تیرهایی که شرایط فشردگی مقطع و یا کفایت مهار جانبی ارضاء نمی‌گردد، مقدار Q_{CE} براساس حالات حدی کمانش موضعی بال و یا کمانش پیچشی و از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$Q_{CE} = M_{CE} = \frac{5}{3} F_b S \quad (\text{الف-۲۰})$$

در رابطه فوق F_b تنش خمشی مجاز براساس مبحث ده مقررات ملی ساختمان ایران بوده و برای محاسبه آن باید از F_{ye} به جای F_y استفاده نمود.

هرگاه مقاومت برشی جان بدون سخت کننده حاکم بر مقاومت تیر گردد، مقدار Q_{CE} براساس حالت حدی تسلیم برشی جان و از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 1.5F_v A_w \quad (\text{الف-۲۱})$$

که در رابطه فوق A_w سطح مقطع اسمی جان تیر و F_v تنش برشی مجاز می باشد و براساس ماده ۱۰-۱-۲-۴ مبحث ده مقررات ملی ساختمان ایران بسته به نسبت $\frac{h}{t_w}$ با استفاده از F_{ye} به جای F_y قابل محاسبه می باشد.

۲- ستون ها: این بند مربوط به ارزیابی مقاومت اعضای است که نیروی محوری در آنها قابل صرفه نظر کردن نمی باشد. رفتار این نوع اعضاء با عملکرد کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شود. کرانه پائین مقاومت، Q_{CL} ستون های فولادی تحت اثر نیروی محوری فشاری کوچکترین مقدار حاصل از حالت حدی کمانش ستون، کمانش موضعی بال یا جان خواهد بود. کرانه پائین مقاومت فشاری ستون ها ناشی از حالات حدی ذکر شده برای مقاطعی که دارای شرایط فشرده یا غیر فشرده می باشند براساس معادله زیر محاسبه می گردد.

$$Q_{CL} = P_{CL} = 1.7F_a A \quad (\text{الف-۲۲})$$

که در این رابطه F_a تنش مجاز محوری فشاری بوده که با قرار دادن کرانه پائین تنش حد تسلیم F_y مطابق با مبحث ده مقررات ملی ساختمان ایران قابل محاسبه می باشد.

F_a : تنش مجاز بار محوری است.

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2} * \frac{12}{23} \dots \dots \dots \frac{Kl}{r} \geq C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_{ye}}} \quad (\text{الف-۲۳})$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{Kl/r}{C_c}\right)^2\right] F_{ye}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{Kl/r}{C_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{Kl/r}{C_c}\right)^3} \dots \dots \dots \frac{Kl}{r} < C_c \quad (\text{الف-۲۴})$$

مقاومت مورد انتظار اعضاء تحت کشش، Q_{CE} از رابطه زیر بدست می آید:

$$Q_{CE} = T_{CE} = AF_{ye} \quad (\text{الف-۲۵})$$

الف-۸-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

رابطه نیرو-تغییرشکل باید برای هر جزء مطابق شکل (الف-۵) مشخص شود و مقادیر مقاومت مورد انتظار Q_{CE} و کرانه پایین مقاومت، Q_{CE} برای اجزای سازه فولادی مطابق بخش (الف-۸-۲-۱) محاسبه می‌شود.

الف-۸-۳- کنترل معیارهای پذیرش

الف-۸-۳-۱- روش‌های خطی

۱- تیرها: معیارهای پذیرش مشخص شده در این بند مربوط به اعضای خمشی است که نیروی محوری در آنها ناچیز می‌باشد.

مقادیر ضریب m که در معادله (الف-۱۱) استفاده می‌شود براساس جدول (الف-۶) تعیین می‌گردد. مقادیر داده شده در جدول براساس آن است که $L_b \leq L_c = \frac{635b_f}{\sqrt{F_{ye}}}$ (فاصله دو مهار جانبی متوالی می‌باشد). در صورتیکه مقدار $L_c < L_b \leq L_r = \frac{14 \times 10^5}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_{ye}}$ باشد، در اینصورت به جای استفاده مقدار m داخل جدول باید از مقدار m_e که از رابطه زیر حاصل می‌گردد استفاده نمود.

$$m_e = C_b \left(m - (m - 1) \frac{L_b - L_c}{L_r - L_c} \right) \leq m \quad (\text{الف-۲۶})$$

در رابطه فوق مقدار C_b با توجه به مبحث ده مقررات ملی ساختمان ایران محاسبه شده و مقدار m براساس جدول (الف-۶) و با فرض $L_b \leq L_c$ تعیین می‌گردد.

در صورتیکه مقدار $L_b > L_c$ گردد. مقدار m برابر یک انتخاب می‌گردد. در تیرهای مدفون شده در داخل بتن مشروط بر آنکه در هنگام وقوع زلزله بتن جدا نشود، از مقادیر m ردیف الف تیرها در جدول (الف-۶) می‌توان استفاده نمود.

۲-ستون‌ها: در ستون‌ها رفتار ستون بستگی به $\frac{P_{uf}}{P_{cl}}$ دارد. هرگاه $\frac{P_{uf}}{P_{cl}} \leq 0.5$ رفتار ستون از نظر خمش کنترل شونده توسط تغییرشکل و از نظر نیروی محوری کنترل شونده توسط نیرو است. لذا در ترکیب تنش‌ها معادله اندر کنش به صورت زیر است:

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \leq 1.0 \quad \text{الف-۲۷) هرگاه } \frac{P_{uf}}{P_{cl}} \leq 0.15 :$$

$$\text{الف-۲۸) اگر } 0.15 < \frac{P_{uf}}{P_{cl}} \leq 0.5 :$$

$$Q = \frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{C_{mx} M_{UDx}}{m_x \kappa \left(1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ex}}\right) M_{CEx}} + \frac{C_{my} M_{UDy}}{m_y \kappa \left(1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ey}}\right) M_{CEy}} \leq 1.0$$

و همچنین

$$H = \frac{P_{UF}}{\kappa A F_{ye}} + 0.85 \left(\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{PCEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{PCEy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{الف-۲۹)}$$

$$M_{UDy} \leq m_y \kappa M_{PCEy} \quad \text{الف-۲۹-الف)}$$

$$M_{UDx} \leq m_x \kappa M_{PCEx} \quad \text{الف-۲۹-ب)}$$

هرگاه $\frac{P_{uf}}{P_{cl}} > 0.5$ رفتار ستون هم از نظر خمشی و هم از نظر نیروی محوری کنترل شونده توسط

نیرو است و معادله اندر کنش به صورت زیر خواهد بود:

$$U = \frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{C_{mx} M_{UFx}}{m_x \kappa \left(1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ex}}\right) M_{CLx}} + \frac{C_{my} M_{UFy}}{m_y \kappa \left(1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ey}}\right) M_{CLy}} \leq 1.0 \quad \text{الف-۳۰)}$$

و همچنین

$$V = \frac{P_{UF}}{\kappa A F_{ye}} + 0.85 \left(\frac{M_{UFx}}{m_x \kappa M_{PCLx}} + \frac{M_{UFy}}{m_y \kappa M_{PCLy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{الف-۳۱)}$$

$$M_{UFx} \leq \kappa M_{PCLx} \quad \text{الف-۳۲)}$$

$$M_{UFy} \leq \kappa M_{PCLy} \quad \text{الف-۳۳)}$$

اعضاء فولادی تحت اثر نیروی محوری کششی با رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل می باشند و

لذا براساس معادله (الف-۱۱) ارزیابی می گردند.

ستون های فولادی که تحت اثر توأم نیروی محوری کششی و لنگر خمشی قرار دارند، اعضای با رفتار

کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب شده و در این حالت معادله ترکیب تنش به صورت معادله زیر خواهد

شد.

$$\frac{T_{UD}}{m_t \kappa T_{CE}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (\text{الف-۳۴})$$

در معادلات بالا:

P_{UF} : نیروی محوری ستون محاسبه شده براساس معادله (الف-۱۰) محاسبه می‌گردد.

P_{CL} : کرانه پایین مقاومت فشاری ستون که براساس معادله (الف-۲۲) محاسبه می‌گردد.

M_{UDx} : لنگر خمشی حول محور x عضو محاسبه شده براساس معادله (الف-۷) محاسبه می‌گردد.

M_{UDy} : لنگر خمشی حول محور y عضو محاسبه شده براساس معادله (الف-۷) محاسبه می‌گردد.

M_{CEx} : مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور x که براساس معادله (الف-۱۹) یا (الف-۲۰)

محاسبه می‌شود.

M_{CEy} : مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور y که براساس معادله (الف-۱۹) یا (الف-۲۰)

محاسبه می‌شود.

P_e : بار بحرانی اوپلر $P_e = \frac{23}{12} F'_e \times A$ که در آن F'_e براساس ماده ۱۰-۱-۶-۱-۱۰ مبحث ۱۰ مقررات

ملی ساختمان ایران محاسبه می‌شود.

C_m : ضریب تعیین شده در ماده ۱۰-۱-۶-۱-۱۰ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران

K : ضریب آگاهی براساس جدول (الف-۳)

M_{PCE} : ظرفیت خمشی خمیری مورد انتظار مقطع که براساس معادله (الف-۱۹) محاسبه می‌شود.

m_z : مقدار ضریب m برای ستون‌ها جهت خمش حول محور x با توجه به جدول (الف-۶)

m_y : مقدار ضریب m برای ستون‌ها جهت خمش حول محور y با توجه به جدول (الف-۶)

M_{UF} : لنگر خمشی حول محور x یا y محاسبه شده براساس معادله (الف-۱۰) محاسبه می‌گردد.

M_{CL} : کرانه پایین مقاومت خمشی عضو حول محور x و یا y که براساس معادله (الف-۲۰) و یا

جایگزینی F_{yLB} ، کرانه پایین حد تسلیم به جای F_{ye} محاسبه می‌گردد.

M_t : مقدار m برای تیر یا ستون کشش بوده که براساس جدول (الف-۲) تعیین می‌گردد.

T_{UD} : نیروی محوری کششی ستون محاسبه شده براساس معادله (الف-۷) محاسبه می‌گردد.

T_{CE} : مقاومت کششی مورد انتظار که براساس معادله (الف-۲۵) محاسبه می‌گردد.

الف-۸-۳-۲- روش‌های غیرخطی (کنترل معیارهای پذیرش)

۱- تیرها: عملکرد خمشی تیرها بر مبنای رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل می‌باشد. مقدار تغییرشکل دورانی خمیری مجاز این نوع اعضاء در جدول (الف-۷) دستورالعمل آورده شده است و باید $\theta_{UD} \leq K\theta_{CE}$ باشد.

۲- ستون‌ها: نیروی محوری فشاری در ستونها کنترل شونده توسط نیرو محسوب شده و P_{CL} براساس رابطه (الف-۲۲) محاسبه می‌شود.

تلاش خمشی در ستون‌های، همراه با نیروی محوری که در تغییرمکان هدف، مقدار نیروی محوری کمتر از $0.5P_{CL}$ می‌باشد، کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب شده و مقدار حداکثر مجاز دوران خمیری این اعضاء بسته به فشردگی مقطع و مقدار نیروی محوری از جدول (الف-۷) تعیین می‌شود. در این جدول θ_y براساس بند (الف-۸-۱) محاسبه می‌گردد. تلاش خمشی در ستون‌هایی که نیروی محوری در تغییرمکان هدف برابر و یا بیش از $0.5P_{CL}$ می‌باشد کنترل شونده توسط نیرو محسوب شده و باید توسط معادلات U و V (بخش الف-۸-۳-۱) ارزیابی شوند.

در جدول (الف-۶) معیار پذیرش در روشهای خطی در اجزای سازه‌های فولادی و در جدول (الف-۷) پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی در اجزای سازه‌های فولادی براساس FEMA356 که منطبق با معیارهای پذیرش و پارامترهای مدلسازی در دستورالعمل بهسازی می‌باشند آورده شده است.

جدول (الف-۶): معیار پذیرش در روشهای خطی - اجزاء سازه فولادی [۲۰]

ضریب m در روش خطی ^۱					جزء/اتلاش
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه اعضا	
CP	LS	CP	LS	IO	
تیرها-خمش					
۱۲	۱۰	۸	۶	۲	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
۴	۳	۳	۲	۱.۲۵	ب: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصله برای m					پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$
ستونها-خمش ^{۲,۳}					
برای $P_{UF} / P_{CL} \leq 0.15$					
۱۲	۱۰	۸	۶	۲	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
۳	۲	۲	۱.۲۵	۱.۲۵	ب: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصله برای m					پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$
برای $0.15 \leq P_{UF} / P_{CL} \leq 0.5$					
۷	۶	۵	۴	۱.۲	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
۱۸	۱۸	۱.۴	۱.۲	۱.۲	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصله برای m					پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$
۷	۶	۵	۳	۱.۲۵	تیرها و ستونها در کشش (به استثناء تیرها و ستونهای EBF)
۱۲	۱۲	۱۱	۸	۱.۵	چشمه اتصال- برش

۱- در مقاطع مرکب در صورتیکه بستها ملزومات بند ۲-۴-۲-۴-۵ دستورالعمل را ارضاء ننماید مقدار m باید نصف شود. حداقل مقدار m برابر ۱ می باشد.

۲- ستونها در قابهای خمشی یا مهار شده می توانند بر اساس ماکزیمم نیروی متحمل در اعضا متصله به ستون طراحی گردند. در ستونها با مقاطع مستطیل یا مربع شکل نسبت با نسبت b/t و عدد ۴۲۰ با عدد ۹۲۰ و همچنین عدد ۵۴۵ با عدد ۱۵۹۰ جایگزین شده و علاوه بر آن نسبت h/t نیز حذف گردد.

۳- ستونها با نسبت $P_{UF}/P_{CL} > 0.5$ شونده توسط نیرو محسوب می شوند.

$$m = 8(1 - 1.7 P_{UF}/P_{CL}) \quad ۴$$

$$m = \frac{32}{3}(1 - 1.7 P_{UF}/P_{CL}) \quad ۵$$

$$m = \frac{40}{3}(1 - 1.7 P_{UF}/P_{CL}) \quad ۶$$

$$m = 16(1 - 1.7 P_{UF}/P_{CL}) \quad ۷$$

جدول (الف-۷): معیار پذیرش در روشهای غیرخطی- اجزاء سازه فولادی [۲۰]

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدلسازی			جزء/تلاش
زاویه چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش	زاویه چرخش		
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه اعضا		بسماند	خمیری، رادیان	
CP	LS	CP	LS		IO		c	

تیرها-خمشی

$11\theta_y$	$9\theta_y$	$10\theta_y$	$6\theta_y$	θ_y	۰.۶	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	۰.۲	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون بایی خطی و کوچکترین مقدار حاصله								پ: مقادیر دیگر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$

ستونها-خمشی^{۱،۲}

برای $P_{UF} / P_{CL} \leq 0.15$

$11\theta_y$	$9\theta_y$	$10\theta_y$	$6\theta_y$	θ_y	۰.۶	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	۰.۲	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون بایی خطی و کوچکترین مقدار حاصله								پ: مقادیر دیگر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$

برای $0.15 \leq P_{UF} / P_{CL} \leq 0.5$

۴	۶	۳	۵	$0.25\theta_y$	۰.۲	۴	۳	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$	$0.8\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.25\theta_y$	۰.۲	$1.5\theta_y$	θ_y	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر داده شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون بایی خطی و کوچکترین مقدار حاصله								پ: مقادیر دیگر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$

۱- ستونها در قابهای خمشی یا مهار شده می‌توانند بر اساس ماکزیمم نیروی محتمل در اعضا متصله به ستون طراحی گردند. در ستونها با مقاطع مستطیل یا مربع شکل نسبت $b/2t$ با نسبت b/t و عدد ۴۲۰ با عدد ۹۲۰ و همچنین عدد ۵۴۵ با عدد ۱۵۹۰ جایگزین شده و علاوه بر آن نسبت h/t نیز حذف گردد.

۲- ستونها با نسبت $P_{UF}/P_{CL} > 0.5$ کنترل شونده توسط نیرو و محسوب می‌شوند.

$$۳- \text{چرخش خمیری} = 15(1 - 1.7 P_{UF}/P_{CL})$$

$$۴- \text{چرخش خمیری} = 15(1 - 1.7 P_{UF}/P_{CL})$$

$$۵- \text{چرخش خمیری} = 7(1 - 1.7 P_{UF}/P_{CL})$$

$$۶- \text{چرخش خمیری} = 12(1 - 1.7 P_{UF}/P_{CL})$$

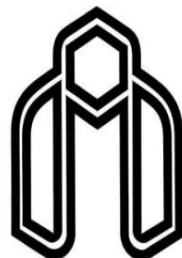
ABSTRACT

EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL FRAMES WITH DUAL SYSTEM

Mehdi Shayesteh

The current building codes such as Iranian seismic code (STANDARD NO. 2800) permit linear elastic analysis to predict the structural response and estimate seismic demands, since the actual response of most structures under the design earthquake loading results in inelastic behavior, linear elastic procedures are clearly inaccurate and inadequate. In recent technical notes that use performance-based design philosophy, such as FEMA356 and SEISMIC REHABILITATION CODE, nonlinear analysis procedures have gained importance to the extent that use of linear analysis is now very limited and designers have to use non-linear procedures. Since the IRANIAN SEISMIC CODE (STANDARD NO 2800) and SEISMIC REHABILITATION CODE are different in loading, analysis method and acceptance criteria, therefore seismic evaluation of buildings that design with standard no-2800 with SEISMIC REHABILITATION CODE can be useful. Therefore for this purpose six buildings with dual system (intermediate moment frame + concentric braced frame) with 5, 10 and 15 stories have been chosen and designed with IRANIAN SEISMIC CODE and then evaluated by using of static nonlinear procedure (pushover) according to SEISMIC REHABILITATION CODE and degree of weakness for each type of elements have been discussed.

Keywords: Seismic Evaluation, Steel Building, Nonlinear Static Procedure, STANDARD NO-2800, Dual System, Structural Performance.



Shahrood University of Technology
Department of Civil Engineering

EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL FRAME WITH DUAL SYSTEM

A THESIS
SUBMITTED AS A PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS

for the degree

MASTER OF SCIENCE

Field of Structural Engineering

By

Mehdi SHayesteh

1st Supervisor

Ali Keyhani Ph.D.

2nd Supervisor

Farnoosh Basaligheh M.Sc.

SHAHROOD, SEMNAN
September 2008