

اسدالرحمن



دانشکده: عمران و معماری

گروه: عمران - سازه

بررسی اثر پدیده خرابی پیش‌رونده در قابهای خمشی فولادی

دانشجو:

احسان رضوانی آهنگر کلایی

استاد راهنما:

دکتر علی کیهانی

استاد مشاور:

دکتر حمیدرضا توکلی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ۱۳۹۱



مدیریت تحصیلات تکمیلی

پدیده تعالی

فرم شماره (۶)

شماره:
تاریخ:
ویرایش:

فرم صورتجلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای احسان رضوانی آهنگر کلاسی رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان: بررسی اثر پدیده خرابی پیش رونده در قابهای خمشی فولادی که در تاریخ ۹۱/۱۱/۲۴ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

☐ قبول (با درجه: بسیار خوب امتیاز: ۲۰)	☐ دفاع مجدد	☐ مردود
--	------------------------------------	--------------------------------

۳- خوب (۱۷/۹۹ - ۱۶)

۲- بسیار خوب (۱۸/۹۹ - ۱۸)

۱- عالی (۲۰ - ۱۹)

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

۴- قابل قبول (۱۵/۹۹ - ۱۴)

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنما	دکتر علی کیهانی	استاد یار	
۲- استاد مشاور	دکتر حمیدرضا توکلی	استاد یار	
۳- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی گلی	استاد یار	
۴- استاد ممتحن	دکتر رامین/میر	استاد یار	
۵- استاد ممتحن	دکتر رضا نادری	استاد یار	

رئیس دانشکده: دکتر احمد احمدی

پروردگارا؛

نه میتوانم موهایشان را که در راه عزت من سفید شد، سیاه کنم

و نه برای دستهای پینه بسته شان که ثمره تلاش برای افتخار من است، مرهمی دارم

پس توفیقم ده که هر لحظه شکر گزارشان باشم و ثانیه های عمرم را در عصای دست بودنشان بگذرانم.

به پاس محبت های بی دریغشان که هرگز فروکش نمی کند

این مجموعه را به پدر و مادر عزیزم تقدیم می کنم

تشکر و قدردانی

منت خدای را غزوجل که به شمر نشستن این تحقیق مهربون الطاف بیکران اوست.

با نهایت سپاس از راهنمایی ها و زحمات بی دریغ استاد راهنمای بزرگوارم جناب آقای دکتر علی کیهانی که وقت پر ارزش خود را متواضعانه در طی انجام این اثر در اختیار اینجانب گذاشته و بهواره مشوق و کار کشای بنده بوده اند.

باسپاس از جناب آقای دکتر حمید رضا توکلی بابت همکاری صمیمانه ایشان.

و در خاتمه بر خود لازم می دانم که از جناب آقای مهندس علی رشیدی که اطلاعات پر ارزشی در اختیار اینجانب قرار داده و مراد انجام این تحقیق یاری نمودند کمال امتنان را داشته باشم.

تعهد نامه

اینجانب احسان رضوانی آهنگر کلایی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران – سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی اثر پدیده خرابی پیش رونده در قابهای خمشی فولادی تحت راهنمایی دکتر علی کیهانی متعهد می شوم:

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

تاریخ:

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق و نشر

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

* متن این صفحه نیز باید در ابتدای نسخه های تکثیر شده پایان نامه / رساله وجود داشته باشد.

چکیده

خرابی پیش‌رونده یک پدیده فاجعه‌بار در سازه هاست که می‌تواند بخاطر حوادث طبیعی یا عوامل انسانی اتفاق افتد. در مکانیزم خرابی پیش‌رونده، یک خرابی موضعی منفرد ممکن است سبب تغییر شکل‌های قابل توجهی شود که منجر به انهدام یک سازه گردد. خسارت‌های جانی و مالی فراوانی که به واسطه مکانیزم خرابی پیش‌رونده ممکن است در سازه اتفاق افتد، بررسی مقاومت و ظرفیت سازه‌ها در برابر این پدیده را امری الزامی جلوه می‌دهد.

هدف از این مطالعه بررسی مقاومت سازه‌های فولادی با قاب خمشی متوسط، در برابر پدیده خرابی پیش‌رونده در دو وضعیت حذف ستون کناری و میانی براساس دستورالعمل‌های DOD2005 و GSA2003، با استفاده از روش مسیر باربری جایگزین می‌باشد. به همین منظور تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی روی مدل‌های ۳ بعدی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 انجام شده است و به منظور بررسی دقیق این پدیده، مسئله حذف ستون‌های میانی و کناری در زمانهای بسیار کوتاه (0.0025, 0.005, 0.01) مورد بررسی قرار گرفت و در پایان اثر تعداد طبقات، طول و ارتفاع دهانه‌ها بر مکانیزم خرابی پیش‌رونده با مدل‌های ۳ بعدی مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج این تحلیل‌ها شامل مقدار جابجایی حداکثر نقطه هدف، شکل‌گیری مفاصل پلاستیک، مقادیر لنگرهای حداکثر مثبت و منفی تیرهای دهانه‌های آسیب‌دیده، شدت نوسانات جابجایی نقطه هدف ناشی از حذف آنی ستون و بررسی مقاومت سازه‌ها در برابر پدیده خرابی پیش‌رونده می‌باشد.

واژگان کلیدی :

خرابی پیش‌رونده، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، روش مسیر باربری

جایگزین.

فصل اول: پیشگفتار

- ۱-۱ مقدمه..... ۲
- ۲-۱ تعریف مساله..... ۳
- ۳-۱ مثالهایی از خرابی پیش رونده..... ۴
- ۱-۳-۱ رونا پوینت..... ۴
- ۲-۳-۱ ساختمان فدرال آلفرد مورا..... ۵
- ۳-۳-۱ ساختمان بانکرز تراست..... ۷
- ۴-۳-۱ برج الکوبار..... ۸
- ۵-۳-۱ نمونه هایی از ساختمان های آسیب دیده در زلزله..... ۹
- ۴-۱ هدف..... ۱۰
- ۵-۱ ساختار پایان نامه..... ۱۱

فصل دوم: مبانی خرابی پیش رونده

- ۱-۲ مقدمه..... ۱۴
- ۲-۲ مروری بر خرابی پیش رونده در اسناد و استانداردها..... ۱۵
- ۱-۲-۲ تعاریفی از خرابی پیش رونده/نا متجانس..... ۱۵
- ۲-۲-۲ انواع خرابی پیش رونده..... ۱۷
- ۳-۲-۲ دسته بندی انهدام پیش رونده..... ۲۰
- ۴-۲-۲ مقاومت سازه ای نسبت به خرابی پیش رونده..... ۲۱
- ۵-۲-۲ تنومندی سازه ای..... ۲۲
- ۶-۲-۲ روش های ارزیابی شاخص تنومندی..... ۲۵

۲۷.....	۷-۲-۲	روش های طراحی در برابر خرابی پیش‌رونده
۲۸.....	۸-۲-۲	استانداردها و راهنماهای اصلی کاهش خرابی پیش‌رونده
۳۱.....	۹-۲-۲	تحلیل خرابی پیش‌رونده
۳۴.....	۱۰-۲-۲	مقایسه ترکیبات بارگذاری و معیار های پذیرش
۳۶.....	۳-۲	مروری بر تکنیک های بهسازی ارائه شده برای مقابله با خرابی پیش‌رونده
۳۶.....	۱-۳-۲	نمونه هایی از بهسازی اعضای باربر
۳۷.....	۲-۳-۲	نمونه هایی از بهسازی اعضای خمشی
۳۹.....	۴-۲	مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه خرابی پیش‌رونده
۴۴.....	۵-۲	نتیجه گیری

فصل سوم: مدلسازی و فرضیات

۴۷.....	۱-۳	مقدمه
۴۷.....	۲-۳	مدل سازی اولیه در نرم افزار ETABS
۴۹.....	۳-۳	مدلسازی در SAP2000
۴۹.....	۱-۳-۳	اعمال مفاصل پلاستیک به سازه
۴۹.....	۱-۱-۳-۳	اعمال مفاصل پلاستیک به تیرها
۵۰.....	۲-۱-۳-۳	اعمال مفاصل پلاستیک به ستون ها
۵۰.....	۲-۳-۳	ایجاد Load Case مناسب برای مدل
۵۰.....	۱-۲-۳-۳	تعریف Load Case برای تحلیل دینامیکی غیر خطی (NDP)
۵۳.....	۲-۲-۳-۳	تعریف Load Case برای تحلیل استاتیکی غیر خطی (NSP)
۵۳.....	۴-۳	طراحی سازه در برابر خرابی پیش‌رونده
۵۴.....	۱-۴-۳	نحوه حذف المان باربر قائم خارجی
۵۵.....	۵-۳	ترکیب بارهای مورد استفاده در تحلیل خرابی پیش‌رونده

۵۵.....	۳-۵-۱ ترکیب بار در آیین نامه GSA2003
۵۵.....	۳-۵-۲ ترکیب بار در آیین نامه DOD2005
۵۶.....	۳-۶ طراحی بر اساس خرابی پیش رونده.....
۵۶.....	۳-۶-۱ روند طراحی بر اساس تحلیل استاتیکی غیر خطی NSP (Push down).....
۵۸.....	۳-۶-۲ روند طراحی بر اساس تحلیل دینامیکی غیر خطی NDP.....
۶۰.....	۳-۷ فرضیات مدلسازی.....

فصل چهارم: بررسی نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

۶۳.....	۴-۱ مقدمه.....
۶۴.....	۴-۲ تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیر خطی بر سازه ی قاب خمشی ۴ طبقه.....
۶۴.....	۴-۲-۱ تحلیل دینامیکی غیر خطی در آیین نامه GSA2003.....
۶۳.....	۴-۲-۱-۱ بررسی مقاومت سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حذف ستون وسط.....
۶۴.....	۴-۲-۱-۲ بررسی مقاومت سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حذف ستون گوشه.....
۶۹.....	۴-۲-۲ تحلیل استاتیکی غیر خطی در آیین نامه GSA2003.....
۶۹.....	۴-۲-۲-۱ بررسی مقاومت سازه در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت حذف ستون وسط.....
۶۹.....	۴-۲-۲-۲ پیرامونی.....
۷۲.....	۴-۲-۲-۳ بررسی مقاومت سازه در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت حذف ستون گوشه.....
۷۴.....	۴-۲-۳ تحلیل دینامیکی غیر خطی در آیین نامه DOD2005.....
۷۵.....	۴-۲-۳-۱ بررسی مقاومت سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حذف ستون وسط.....

۲-۳-۲-۴ بررسی مقاومت سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حذف ستون گوشه	۷۸
۴-۲-۴ تحلیل استاتیکی غیر خطی بر اساس آیین نامه DOD2005	۸۰
۱-۴-۲-۴ بررسی مقاومت سازه در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت حذف ستون وسط	۸۱
۲-۴-۲-۴ بررسی مقاومت سازه در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت حذف ستون گوشه	۸۳
۵-۲-۴ نتایج ناشی از تحلیل های دینامیکی و استاتیکی غیر خطی	۸۹
۳-۴ اثرات حذف آنی ستون	۹۰
۱-۳-۴ اثرات حذف آنی ستون در جابجایی نقطه هدف	۹۰
۲-۳-۴ اثرات حذف آنی ستون در مقدار حد اکثر لنگر خمشی تیر های دهانه های آسیب دیده	۹۸
۱-۲-۳-۴ اثرات حذف آنی ستون در مقدار لنگرهای منفی	۹۸
۲-۲-۳-۴ اثرات حذف آنی ستون در مقدار لنگر های مثبت	۱۰۲
۴-۴ تأثیر تغییرات زمان حذف ستون در میزان جابجایی نقطه هدف	۱۰۷
۵-۴ اثرات تغییر طول و ارتفاع دهانه ای سازه بر پدیده خرابی پیش رونده	۱۱۲
۱-۵-۴ مقدمه	۱۱۲
۲-۵-۴ بررسی تحلیل دینامیک غیر خطی بر سازه ها	۱۱۲
۳-۵-۴ بررسی میزان جابجایی نقطه هدف	۱۱۸
۶-۴ اثرات تعداد طبقات و دهانه ها بر پدیده خرابی پیش رونده	۱۲۰
۱-۶-۴ مقدمه	۱۲۰
۲-۶-۴ بررسی تحلیل دینامیکی غیر خطی بر سازه ها	۱۲۰
۳-۶-۴ بررسی میزان جابجایی نقطه هدف	۱۲۶

فصل پنجم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱-۵ نتیجه‌گیری.....	۱۳۰
۲-۵ پیشنهادات.....	۱۳۲
فهرست منابع.....	۱۳۳

فهرست اشکال

فصل اول

شکل ۱-۱. خرابی پیش رونده در ساختمان رونان پوینت.....	۵
شکل ۱-۲. خرابی پیش رونده در ساختمان آلفرد مورا.....	۶
شکل ۱-۳. ساختمان بانکرز تراست.....	۷
شکل ۱-۴. برج الکوبار.....	۸
شکل ۱-۵ الف. نمونه‌هایی از خرابی‌های موضعی ایجاد شده توسط زلزله.....	۹
شکل ۱-۵ ب. نمونه‌هایی از خرابی‌های موضعی ایجاد شده توسط زلزله.....	۱۰
شکل ۱-۶. نمونه‌ای از خرابی پیش رونده ایجاد شده توسط زلزله.....	۱۰

فصل دوم

شکل ۱-۲. نمونه‌ای از خرابی پیش رونده نوع مرکب بر اثر بار زلزله.....	۲۰
شکل ۲-۲. انواع مختلف قیدهای سهمیم در سالم ماندن سازه (یکپارچگی) DOD2005.....	۲۳
شکل ۲-۳. مقطع فولادی پر شده با بتن (Crawford, 2002).....	۳۸
شکل ۲-۴. کابل زنجیره وار برای انتقال بار از ستون حذف شده به اعضای سالم (Astaneh, 2003).....	۳۸
شکل ۲-۵. اتصال فولادی با Side Plate (Crawford, 2002).....	۳۹

شکل ۶-۲. استفاده از CFRP برای فراهم کردن پیوستگی در اعضای خمشی (Orton, 2007)..... ۳۹

فصل سوم

- شکل ۱-۳. نحوه اعمال بار به سازه..... ۵۱
- شکل ۲-۳. نحوه صحیح حذف ستون از سازه..... ۵۲
- شکل ۳-۳. نحوه اعمال تلاش‌ها به سازه در محل حذف ستون..... ۵۲
- شکل ۴-۳. موقعیت حذف ستون‌های پیرامونی در پلان سازه..... ۵۴

فصل چهارم

- شکل ۱-۴. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون میانی در GSA2003,NDP..... ۶۵
- شکل ۲-۴. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی و اعمال تلاش به سازه در GSA2003,NDP..... ۶۵
- شکل ۳-۴. نحوه تغییر شکل سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003,NDP (y-z, MB)..... ۶۶
- شکل ۴-۴. نحوه تغییر شکل سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003,NDP (x-z, MB)..... ۶۶
- شکل ۵-۴. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون کناری در GSA2003,NDP..... ۶۷
- شکل ۶-۴. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری و اعمال تلاش به سازه در GSA2003,NDP..... ۶۷
- شکل ۷-۴. نحوه تغییر شکل سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003,NDP (y-z, CB)..... ۶۸
- شکل ۸-۴. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003,NDP (x-z, CB)..... ۶۸
- شکل ۹-۴. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی در GSA2003,NSP..... ۷۰
- شکل ۱۰-۴. اعمال بارگذاری گام به گام ثقلی به دهانه‌های آسیب دیده میانی در GSA2003,NSP..... ۷۰
- شکل ۱۱-۴. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003,NSP (x-z, MB)..... ۷۱

شکل ۴-۱۲. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003,NSP	۷۱
شکل ۴-۱۳. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری در GSA2003,NSP	۷۳
شکل ۴-۱۴. اعمال بارگذاری گام به گام ثقلی به دهانه های آسیب دیده کناری در GSA2003,NSP	۷۳
شکل ۴-۱۵. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003,NSP	۷۴
شکل ۴-۱۶. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون میانی در DOD2005,NDP	۷۵
شکل ۴-۱۷. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی و اعمال تلاش به سازه در DOD2005,NDP	۷۶
شکل ۴-۱۸. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005,NDP	۷۶
شکل ۴-۱۹. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005,NDP	۷۷
شکل ۴-۲۰. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون کناری در DOD2005,NDP	۷۸
شکل ۴-۲۱. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری و اعمال تلاش به سازه در DOD2005,NDP	۷۹
شکل ۴-۲۲. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005,NDP	۷۹
شکل ۴-۲۳. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005,NDP	۸۰
شکل ۴-۲۴. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون میانی در DOD2005,NSP	۸۱
شکل ۴-۲۵. اعمال بارگذاری گام به گام ثقلی به دهانه های آسیب دیده میانی در DOD2005,NSP	۸۲
شکل ۴-۲۶. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005,NSP	۸۲
شکل ۴-۲۷. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005,NSP	۸۳

- شکل ۴-۲۸. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون کناری در DOD2005,NSP ۸۴
- شکل ۴-۲۹. اعمال بارگذاری گام به گام ثقلی به دهانه های آسیب دیده میانی در DOD2005,NSP ۸۴
- شکل ۴-۳۰. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه در گام ما قبل آخر تحلیل NSP (y-z) و (x-z) ۸۵
- شکل ۴-۳۱. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه در گام آخر تحلیل NSP (y-z) ۸۵
- شکل ۴-۳۲. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه در گام آخر تحلیل NSP (x-z) ۸۶
- شکل ۳-۳۳. سازه مورد نظر پس از حذف المان های آسیب دیده ۸۷
- شکل ۴-۳۴. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از تکرار طراحی و تحلیل NSP (y-z) و (x-z) ۸۸
- شکل ۴-۳۵. الف. مقایسه جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی و غیرخطی غیرمعمول (GSA2003,MB) ۹۱
- شکل ۴-۳۵. ب. مقایسه جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی و غیرخطی غیرمعمول (GSA2003,CB) ۹۱
- شکل ۴-۳۵. ج. مقایسه جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی و غیرخطی غیرمعمول (DOD2005,MB) ۹۱
- شکل ۴-۳۵. د. مقایسه جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی و غیرخطی غیرمعمول (DOD2005,CB) ۹۲
- شکل ۴-۳۶. الف. جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (GSA2003,MB) ۹۴
- شکل ۴-۳۶. ب. جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (GSA2003,CB) ۹۴
- شکل ۴-۳۶. ج. جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (DOD2005,MB) ۹۴
- شکل ۴-۳۶. د. جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (DOD2005,CB) ۹۵
- شکل ۴-۳۷. الف. مقایسه جابجایی نقطه هدف (GSA2003,MB) ۹۵
- شکل ۴-۳۷. ب. مقایسه جابجایی نقطه هدف (GSA2003,CB) ۹۶
- شکل ۴-۳۷. ج. مقایسه جابجایی نقطه هدف (DOD2005,MB) ۹۶
- شکل ۴-۳۷. د. مقایسه جابجایی نقطه هدف (DOD2005,CB) ۹۷
- شکل ۴-۳۸. الف. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها GSA2003,MB(Right beam,y-z) ۹۸
- شکل ۴-۳۸. ب. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها GSA2003,MB(Left beam,y-z) ۹۹

شکل ۳۸-۴ ج. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها	GSA2003,MB(x-z)	۹۹
شکل ۳۸-۴ د. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها	GSA2003,CB(y-z)	۹۹
شکل ۳۸-۴ ی. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها	GSA2003,CB(x-z)	۱۰۰
شکل ۳۹-۴ الف. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها	DOD2005,MB(Right beam,y-z)	۱۰۰
شکل ۳۹-۴ ب. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها	DOD2005,MB(Left beam,y-z)	۱۰۰
شکل ۳۹-۴ ج. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها	DOD2005,MB(x-z)	۱۰۱
شکل ۳۹-۴ د. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها	DOD2005,CB(y-z)	۱۰۱
شکل ۳۹-۴ ی. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها	DOD2005,CB(x-z)	۱۰۱
شکل ۴۰-۴ الف. مقایسه لنگرهای مثبت در	GSA2003,MB(Right beam,y-z)	۱۰۳
شکل ۴۰-۴ ب. مقایسه لنگرهای مثبت در	GSA2003,MB(Left beam,y-z)	۱۰۳
شکل ۴۰-۴ ج. مقایسه لنگرهای مثبت در	GSA2003,MB(x-z)	۱۰۴
شکل ۴۰-۴ د. مقایسه لنگرهای مثبت در	GSA2003,CB(y-z)	۱۰۴
شکل ۴۰-۴ ی. مقایسه لنگرهای مثبت در	GSA2003,CB(x-z)	۱۰۴
شکل ۴۱-۴ الف. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها	DOD2005,MB(Right beam,y-z)	۱۰۵
شکل ۴۱-۴ ب. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها	DOD2005,MB(Left beam,y-z)	۱۰۵
شکل ۴۱-۴ ج. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها	DOD2005,MB(x-z)	۱۰۵
شکل ۴۱-۴ د. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها	DOD2005,CB(y-z)	۱۰۶
شکل ۴۱-۴ ی. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها	DOD2005,CB(x-z)	۱۰۶
شکل ۴۲-۴ الف. جابجایی نقطه هدف در زمان های	(GSA2003,MB) T_3, T_2, T_1	۱۰۸
شکل ۴۲-۴ ب. جابجایی نقطه هدف در زمان های	(GSA2003,CB) T_3, T_2, T_1	۱۰۸
شکل ۴۲-۴ ج. جابجایی نقطه هدف در زمان های	(DOD2005,MB) T_3, T_2, T_1	۱۰۹
شکل ۴۲-۴ د. جابجایی نقطه هدف در زمان های	(DOD2005,CB) T_3, T_2, T_1	۱۰۹
شکل ۴۳-۴ الف. مقایسه جابجایی نقطه هدف در زمان های	(GSA2003,MB) T_3, T_2, T_1	۱۱۰
شکل ۴۳-۴ ب. مقایسه جابجایی نقطه هدف در زمان های	(GSA2003,CB) T_3, T_2, T_1	۱۱۱
شکل ۴۳-۴ ج. مقایسه جابجایی نقطه هدف در زمان های	(DOD2005,MB) T_3, T_2, T_1	۱۱۱
شکل ۴۳-۴ د. مقایسه جابجایی نقطه هدف در زمان های	(DOD2005,CB) T_3, T_2, T_1	۱۱۱
شکل ۴۴-۴ الف. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی و اعمال تلاش عضو به سازه	(L=7.5m,MB)	۱۱۳

- شکل ۴-۴۴ ب. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری و اعمال تلاش عضو به سازه
 ۱۱۳.....(L=7.5m,CB)
- شکل ۴-۴۴ ج. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی و اعمال تلاش عضو به سازه
 ۱۱۴.....(H=4.8m,MB)
- شکل ۴-۴۴ د. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری و اعمال تلاش عضو به سازه
 ۱۱۴.....(H=4.8m,CB)
- شکل ۴-۴۵ الف. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 ۱۱۵.....(L=7.5m,MB,y-z)
- شکل ۴-۴۵ ب. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 ۱۱۵.....(L=7.5m,MB,x-z)
- شکل ۴-۴۵ ج. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 ۱۱۶.....(L=7.5m,CB,y-z)
- شکل ۴-۴۵ د. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 ۱۱۶.....(L=7.5m,CB,x-z)
- شکل ۴-۴۶ الف. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 ۱۱۶.....(H=4.8m,MB,y-z)
- شکل ۴-۴۶ ب. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 ۱۱۷.....(H=4.8m,MB,x-z)
- شکل ۴-۴۶ ج. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 ۱۱۷.....(H=4.8m,CB,x-z,y-z)
- شکل ۴-۴۷ الف. جابجایی نقطه هدف در دهانه میانی به واسطه تغییر در طول و ارتفاع دهانه ها
 ۱۱۸.....
- شکل ۴-۴۷ ب. جابجایی نقطه هدف در دهانه کناری به واسطه تغییر در طول و ارتفاع دهانه ها
 ۱۱۸.....
- شکل ۴-۴۸ الف. مقایسه جابجایی نقطه هدف به واسطه تغییر در طول و ارتفاع دهانه ها
 ۱۱۹.....(DOD2005,MB)
- شکل ۴-۴۸ ب. مقایسه جابجایی نقطه هدف به واسطه تغییر در طول و ارتفاع دهانه ها
 ۱۱۹.....(DOD2005,CB)

- شکل ۴-۴۹ الف. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون و اعمال تلاش عضو حذف شده به سازه
 (11 Bays,MB)..... ۱۲۱
- شکل ۴-۴۹ ب. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون و اعمال تلاش عضو حذف شده به سازه
 (11 Bays,CB)..... ۱۲۱
- شکل ۴-۴۹ ج. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون و اعمال تلاش عضو حذف شده به سازه
 (6 Stories,MB)..... ۱۲۲
- شکل ۴-۴۹ د. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون و اعمال تلاش عضو حذف شده به سازه
 (6 Stories,CB)..... ۱۲۲
- شکل ۴-۵۰ الف. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 (11 Bays,MB,y-z)..... ۱۲۳
- شکل ۴-۵۰ ب. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 (11 Bays,MB,x-z)..... ۱۲۳
- شکل ۴-۵۰ ج. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 (11 Bays,CB,y-z)..... ۱۲۳
- شکل ۴-۵۰ د. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 (11 Bays,CB,x-z)..... ۱۲۴
- شکل ۴-۵۱ الف. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 (6 Stories,MB,y-z)..... ۱۲۴
- شکل ۴-۵۱ ب. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 (6 Stories,MB,x-z)..... ۱۲۴
- شکل ۴-۵۱ ج. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 (6 Stories,CB,y-z)..... ۱۲۵
- شکل ۴-۵۱ د. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل
 (6 Stories,CB,x-z)..... ۱۲۵
- شکل ۴-۵۲ الف. جابجایی نقطه هدف در دهانه میانی به واسطه تغییر در تعداد طبقات و دهانه ها
 ۱۲۶
- شکل ۴-۵۲ ب. جابجایی نقطه هدف در دهانه کناری به واسطه تغییر در تعداد طبقات و دهانه ها
 ۱۲۷

- شکل ۴-۵۳ الف. مقایسه جابجایی نقطه هدف به واسطه تغییر در تعداد طبقات و دهانه ها
 ۱۲۷.....(DOD2005,MB)
- شکل ۴-۵۳ ب. مقایسه جابجایی نقطه هدف به واسطه تغییر در تعداد طبقات و دهانه ها
 ۱۲۷.....(DOD2005,CB)

فهرست جداول

فصل دوم

- جدول ۲-۱. ترکیب بار جهت ارزیابی پتانسیل خرابی پیش رونده..... ۳۴
- جدول ۲-۲. معیار پذیرش خرابی پیش رونده بر اساس (DOD2005)..... ۳۵
- جدول ۲-۳. معیار پذیرش خرابی پیش رونده بر اساس (GSA2003)..... ۳۵

فصل چهارم

- جدول ۴-۱. معیار شکل پذیری اعضا در NDP, (GSA2003,CB)..... ۶۹
- جدول ۴-۲. معیار شکل پذیری اعضا در NSP, (GSA2003,MB)..... ۷۲
- جدول ۴-۳. معیار شکل پذیری اعضا در NSP, (GSA2003,CB)..... ۷۴
- جدول ۴-۴. معیار شکل پذیری اعضا در NDP, (DOD2005,MB)..... ۷۷
- جدول ۴-۵. معیار شکل پذیری اعضا در NDP, (DOD2005,CB)..... ۸۰
- جدول ۴-۶. معیار شکل پذیری اعضا در NSP, (DOD2005,MB)..... ۸۳
- جدول ۴-۷. معیار شکل پذیری اعضا در NSP, (DOD2005,CB)..... ۸۶
- جدول ۴-۸. مقادیر خرابی موجود و مجاز در سازه..... ۸۷
- جدول ۴-۹. معیار سطح عملکرد اعضا پس از تکرار طراحی در NSP, (DOD2005,CB)..... ۸۸

فصل اول

پیشگفتار

۱-۱- مقدمه

ایمنی سازه همواره تمایل کلیدی برای مهندسان طراح پروژه های مهندسی بوده است. یکی از مکانیزم های خرابی سازه که توجه زیادی را در دهه های اخیر به خود اختصاص داده است خرابی پیش رونده می باشد که یک یا چند عضو سازه ای بدلیل تصادف یا انفجار ناگهان خراب می شوند و هر بازتوزیع بار، باعث خرابی دیگر المان های سازه ای می شود و ساختمان بطور پیش رونده منهدم می شود. [1]

بطور کلی ساختمان ها برای شرایط بارگذاری با احتساب انفجارهای گاز، انفجارهای بمب، برخوردهای وسایل نقلیه، تصادم های هواپیما، طوفان، گردباد و از این قبیل بارها طراحی نمی شوند. از اینرو زمانی که ساختمان ها در معرض چنین بارهای غیرمعمولی قرار می گیرند، ممکن است متحمل آسیب های بزرگی شوند. توجه جامعه مهندسی در ابتدا بعد از انهدام بخشی از ساختمان رونان پوینت^۱ در لندن در سال ۱۹۶۸ به این موضوع معطوف شد. بعد از حوادث ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱، چندین کمیته

¹ Ronan Point

استاندارد سازی برای بهبود استانداردهای روش های طراحی در برابر خرابی پیش رونده شروع بکار کردند.[1]

پدیده خرابی پیش رونده را می توان با روش های تحلیلی متنوعی که از آنالیزهای بسیار ساده تا آنالیزهای بسیار پیچیده را شامل می شوند، مورد بررسی قرار داد که عموماً این تحلیل ها با بکارگیری نرم افزارهای اجزاء محدود که قابلیت کاملی برای در نظر گرفتن خواص دینامیکی و غیرخطی دارد قابل انجام است. واضح است که پدیده خرابی پیش رونده، به دلیل وقوع آن در یک بازه زمانی بسیار کوتاه و تحمیل شدن تغییر شکل های غیرخطی به المان ها پیش از گسیختگی، یک پدیده دینامیکی و غیرخطی می باشد.[2]

۱-۲- تعریف مساله

خرابی پیش رونده می تواند بخاطر خطراتی چون (انفجار، ضربه اتومبیل و آتش سوزی و....) یا خطراتی طبیعی چون زلزله باشد. نیروی زلزله می تواند نیروهای جانبی و تنش های پر قدرتی را ناشی شود. تاثیر این بار می تواند اعضای سازه ای را بیش از حد بار گذاری نماید که در نهایت به از دست رفتن یک یا چند عضو باربر منجر شود و امکان دارد که باعث خرابی اعضای سازه ای بیشتری شود. مشاهده خسارات زلزله در زمین لرزه های گذشته نشان می دهد که بارهای لرزه ای می تواند سبب خساراتی شود که باعث از دست رفتن تکیه گاهها شود و خرابی اولیه المان های سازه ای می تواند به دیگر اعضای باربر در مسیر های مختلف گسترش یابد.[3]

این پدیده همچنین می تواند برای سازه های طراحی شده بر اساس آئین نامه های جاری، حین رخداد زلزله های شدید مشکلاتی را بوجود آورد و حتی منجر به ویرانی کل سازه گردد. به عبارت دیگر، هر گونه ضعف در طراحی و یا اجرای المان های سازه ای ممکن است باعث بوجود آمدن پدیده خرابی

پیش رونده در سازه ها حین بارگذاری لرزه ای نیز گردد. لذا مطالعه و بررسی تأثیر این پدیده در سازه ها ضروری به نظر می رسد. [2]

۳-۱- مثالهایی از خرابی پیش رونده

نمونه هایی از سازه هایی که بصورت کلی یا جزئی دچار خرابی پیش رونده شده اند در واقع خیلی کم و دارای فاصله زمانی هستند. خرابی پیش رونده پدیده ایست که تدریجا در استانداردهای طراحی در نظر گرفته می شود. این امر نه بخاطر احتمال زیاد اتفاق افتادنش بلکه بخاطر طبیعت فاجعه بارش است. و به همین خاطر تمایل به سمت آن بعد از حادثه انهدام ساختمانهای تجارت جهانی در ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱ افزایش شدیدی یافت. در اینجا مختصرا به چند نمونه از خرابی پیش رونده اشاره شده است. توجه شود که لیست زیر همه خرابی های پیش رونده گذشته را شامل نمی شود. [1]

۱-۳-۱- رونان پوینت

رونان پوینت ساختمانی آپارتمانی بود که بین سال های ۱۹۶۶ تا ۱۹۶۸ ساخته شد. در ۱۶ می سال ۱۹۶۸ ، انفجار گاز زیر پانل دیوار خارجی در طبقه هجدهم، که در گوشه ساختمان ۲۲ طبقه بود اتفاق افتاد، سیستم سازه ای دیوار و سقف پیش ساخته بتن آرمه بود که دیوارها و سقف ها به هم پیچ می شدند و اتصالات با ملات پر می شدند. این بدان معنی است که اگر دیوار نگهدارنده پایینی حذف گردد، سقف ها پتانسیل زیادی برای ایستادگی در برابر خمش نخواهند داشت. بنابراین زمانی که پانل دیوار در طبقه هجدهم بوسیله انفجار به بیرون رانده شد، طبقات بالاتر منهدم شدند و سقوط نخاله های ریخته شده شروع به خرابی طبقات پایین تر تا طبقه همکف نمودند. همانطور که در شکل ۱-۱ دیده می شود انهدام این ساختمان بدلیل بی بهره بودن ساختمان از نامعینی لازم و ایستادگی اتصال سقف در برابر خمش ناشی از باز توزیع بصورت پیش رونده صورت گرفت. [1]



شکل ۱-۱. خرابی پیشرونده در ساختمان رونان پوینت [1]

۱-۳-۲- ساختمان فدرال آلفرد مورا^۱

این ساختمان بین سال های ۱۹۷۰ تا ۱۹۷۶ در شهر اوکلاهاما طراحی و ساخته شد ، که یک ساختمان اداری دولتی ایالات متحده بود. در ۱۹ آوریل ۱۹۹۵ هدف حمله یک کامیون با مواد منفجره در ضلع شمالی قرار گرفت. سیستم سازه ای شامل قاب بتن آرمه در نه طبقه بود. ویژگی خاص آن وجود شاهتیر انتقالی^۲ در طبقه سوم در سمت شمالی بود بطوریکه فاصله بین ستونهای طبقه همکف دو برابر دیگر طبقات بالاتر از خود بود.

سه ستون بطور ناگهانی بر اثر انفجار تخریب شدند و همه سقف بالای سر خود را به سمت انهدام پیش بردند، همانطور که در شکل ۱-۲ نشان داده شده است. این حادثه بعنوان مثالی در خرابی پیشرونده

¹ Alfred Murrah

² Transfer girder

بخاطر عدم ظرفیت سیستم قاب و شاهتیر انتقالی برای مقابله با لنگرها و برش های افزایش یافته کنار سه ستون حذف شده در طبقه همکف نگریسته می شود. اگر چه این ممکن است سوال برانگیز باشد که آیا مدلسازی خرابی سه ستون می تواند بعنوان خرابی موضعی در نظر گرفته شود یا خیر. تیم بررسی استنباط کرد که خرابی حتی یک ستون نیز منجر به انهدام بخش بزرگی از سازه می شد. دلیل این نتیجه گیری این بود که در کنار این حقیقت که خرابی ستون طبقه همکف اصلا در طول فرآیند طراحی در نظر گرفته نشد، استفاده از شاهتیر انتقالی و عدم پیوستگی در میلگردهای ستونهای منفجر شده، شاهتیر انتقالی را زمانی که ستون طبقه همکف حذف می شود تقریبا با مقاومت خمشی صفر رها می کند. [1]



شکل ۱-۲. خرابی پیشرونده در ساختمان آلفرد مورا [1]

۱-۳-۳- ساختمان بانکرز تراست^۱

این ساختمان مثالی از یک سازه است که از خرابی پیشرونده سالم ماند. این سازه ۴۰ طبقه اوائل سال ۱۹۷۰ در نیویورک ساخته شد درست جایی که برج تجارت جهانی جنوبی ایستاده بود. سیستم سازه‌ای شامل قاب فولادی معمولی بود با تیرهایی که در دو جهت با اتصال خمشی به ستون‌ها متصل بودند. این سازه ضربات نخاله‌های برج منهدم شده تجارت جهانی جنوبی را تحمل کرد. بخشی از دیوارهای خارجی برج جنوبی در طبقه ۲۳ به این ساختمان برخورد کرد که خسارت شامل خراب شدن سیستم‌های سقف، تیرهای محیطی، بین طبقات ۹ تا ۲۳ و خراب شدن ستون‌های خارجی بین طبقات ۹ تا ۱۸ بود. که در شکل ۱-۳-۱ دیده می‌شود. [1]



شکل ۱-۳-۱. ساختمان بانکرز تراست [1]

¹ Bunkers Trust

علیرغم از بین رفتن عضو باربر قائم، خرابی بیشتری جز آنچه مستقیماً بدلیل نخاله های برج منهدم شده تجارت جهانی جنوبی بوجود آورد ایجاد نشد. بطور واضح قابهای خمشی نامعینی و شکل پذیری کافی برای مقابله با تنش های باز توزیع شده بعد از حذف ستون را دارند و انرژی جنبشی ناشی از حذف ناگهانی ستون و افتادن نخاله ها را جذب می کنند.

۱-۳-۴- برج الکوبار^۱

کوبار تاورز یکی از چندین ساختمان آپارتمانی در الکوبار نزدیک دهران عربستان سعودی بود. در ۲۵ ژوئن سال ۱۹۹۶ یکی از ساختمان های آپارتمانی به شدت خسارت دید، زمانی که یک بمب سنگین در خیابان روبروی ساختمان منفجر شد. ساختمان، هشت طبقه و پلانی تی شکل داشت.



شکل ۱-۴. برج الکوبار [4]

¹ Khobar Towers

این ساختمان با سیستم دیوارها و سقف پیش ساخته بتن آرمه ، ساخته شد. کلیه بارهای قائم و جانبی بوسیله سیستم دیوار پیش ساخته تحمل می شد. انهدام محدود به سمت روبرو و دهانه بیرونی ساختمان شد. اگر چه دیوارهای برشی بوسیله انفجار از بین رفتند ولی انهدام جز در محدوده خسارت اولیه پیشرفت نکرد. بررسی ها نشان داد که سیستم بتن آرمه پیش ساخته شکل پذیری کافی برای مقابله با اتفاقات فوق العاده را داشته است. اتصالات داخل، سقف و دیوار نیز در اکثر قسمت ها سالم ماندند و دربرابر انهدام مقابله کردند.[4]

۱-۳-۵- نمونه هایی از ساختمان های آسیب دیده در زلزله

شکل های ۱-۵ و ۱-۶ نمونه هایی از ایجاد خرابی موضعی و پیش‌رونده ایجاد شده توسط زلزله را نشان می دهند.



شکل ۱-۵ الف. نمونه هایی از خرابی های موضعی ایجاد شده توسط زلزله [5]



شکل ۱-۵ ب. نمونه هایی از خرابی های موضعی ایجاد شده توسط زلزله [5]



شکل ۱-۶. نمونه ای از خرابی پیشرونده ایجاد شده توسط زلزله [6]

۴-۱- هدف

هدف اصلی این پایان نامه بررسی سازه فولادی قاب خمشی در برابر خرابی پیشرونده، بر اساس استانداردهای معتبر می باشد. روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیر خطی برای این منظور استفاده می گردند و به منظور درک بهتر، نتایج بدست آمده مقایسه می شوند. طبیعتاً همه روش ها بر اساس چندین فرض و سطوحی از ایده آل سازی هستند. لذا از روش مسیر باربری

جایگزین تحت سناریوی حذف یک ستون پیرامونی برای بررسی این پدیده در قاب های خمشی استفاده می گردد.

بدین منظور ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی متوسط، در ۷ دهانه و ۴ طبقه بصورت سه بعدی در نرم افزار ETABS با بارگذاری معمول و بدون حذف ستون طراحی اولیه شده و سپس در نرم افزار SAP2000 با حذف ستون های پیرامونی بحرانی (کناری و میانی) و بارگذاری مربوطه، تحلیل دینامیکی غیر خطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی شده است و برای بررسی مقاومت و ظرفیت سازه در برابر خرابی پیش رونده، سطح عملکرد اعضا بر اساس راهنمای DOD ویرایش سال ۲۰۰۵ و GSA2003 مقایسه گردیده است. همچنین به منظور بررسی دقیق پدیده خرابی پیش رونده، اثرات افزایش طول و ارتفاع دهانه و تعداد طبقات نیز بررسی شده است.

۱-۵- ساختار پایان نامه

این پایان نامه در ۵ فصل تهیه و تنظیم شده است که فصل های آن به شرح زیر می باشد:

فصل اول شامل تعریف مسئله، اهداف دنبال شده در این پایان نامه و همینطور شیوه و روند تحقیق و نیز نمونه هایی از خرابی پیش رونده می باشد.

در فصل دوم به بیان مبانی پدیده خرابی پیش رونده و به مقایسه ای کوتاه از مقررات و تعاریف مربوط به خرابی پیش رونده در آئین نامه های معتبر بین المللی ساختمانی پرداخته شده است.

در فصل سوم به بیان مدل ها و فرضیات، مدلسازی غیر خطی سازه و انواع روش های تحلیل مورد استفاده و مراحل بررسی مقاومت سازه تحت پدیده خرابی پیش رونده، پرداخته شده است.

در فصل چهارم به بیان مدلسازی و نحوه اعمال بارگذاری در تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیر خطی و بررسی نتایج حاصل از این تحلیل ها پرداخته می شود.

فصل پنجم نیز به نتیجه گیری و بحث پیرامون نتایج و در نهایت ارائه پیشنهادات جهت تحقیقات آتی می پردازد.

در انتهای این مجموعه نیز مراجع و پیوست ها ارائه شده است.

فصل دوم

مسابنی خرابی پیش رونده

۲-۱- مقدمه

خرابی پیش‌رونده را به صورت گسترش خرابی موضعی اولیه از عضوی به عضو دیگر که سرانجام به گسیختگی تمام سازه یا قسمت بزرگی از آن می‌انجامد تعریف می‌کنند. خطرات احتمالی و بارهای غیرعادی که می‌تواند موجب خرابی پیش‌رونده شود، شامل این موارد می‌باشند: خطای طراحی یا ساخت، آتش سوزی، انفجار گازها، اضافه بار تصادفی، تصادف وسایل نقلیه، انفجار بمب‌ها و غیره. چون احتمال وقوع این خطرات کم است، در طراحی سازه‌ای آنها را در نظر نمی‌گیرند یا با اندازه‌گیری‌های غیر مستقیم به آنها می‌پردازند. اکثر آنها ویژگی کنش طی مدت زمان نسبتاً کوتاه را دارند و به پاسخ‌های دینامیکی می‌انجامند. خرابی پیش‌رونده در ابتدا توجه محققین را در دهه ۷۰ میلادی، پس از گسیختگی جزئی برجی در رونان پوینت^۱ انگلستان به خود جلب کرد. پس از حملات تروریستی مرکز تجارت جهانی در ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱، علاقه مجدد به بررسی گسیختگی پیش‌رونده ایجاد گردید.

^۱ Ronan point

در آیین نامه های موجود ساختمانی، طراحی سازه ها برای بارهای قابل قبولیست که ممکن است در طول عمر سازه بر آن وارد شود. سازه ها را معمولاً برای حوادث غیر طبیعی که می توانند موجب خرابی های فراگیر شوند طراحی نمی کنند. اکثر آیین نامه های رایج فقط دارای توصیه های کلی برای تعدیل تأثیرگسیختگی پیش‌رونده در سازه هایی هستند که فراتر از بارهای طراحی شان بارگذاری می شوند. [2]

برای ادامه دادن به این بخش چندین تعریف برای واژه خرابی پیش‌رونده/نامتجانس¹ مرور شده است که با برخی مثالها همراه است سپس انواع خرابی پیش‌رونده و نگاهی کوتاه بر آیین نامه های معتبر به همراه مروری بر ادبیات فنی و طبقه بندی روش های کاهش خرابی پیش‌رونده بیان شده است.

۲-۲- مروری بر خرابی پیش‌رونده در اسناد و استانداردها

۲-۲-۱- تعاریفی از خرابی پیش‌رونده/نامتجانس

تعاریف مختلفی از خرابی پیش‌رونده در ادبیات فنی موضوع می توان یافت. برخی محققان از واژه پیش‌رونده استفاده می کنند ولی از آنجاییکه تقریباً همه خرابی های سازه ای شامل درجه خاصی از گسترش هستند ترجیح می دهند از واژه نامتجانس استفاده نمایند. که این واژه تا حدی مبهم است و استانداردها و دستورالعمل ها و دیگر منابع معمولاً از واژه خرابی پیش‌رونده استفاده می کنند. چند تعریف از خرابی پیش‌رونده که در استانداردها آمده است به شرح ذیل می باشد:

الف) حداقل بارهای طراحی ساختمانها و دیگر سازه های ایالات متحده (ASCE/SE 7-05)

این استاندارد خرابی پیش‌رونده را بصورت زیر تعریف می کند:

¹ Progressive /Disproportionate Collapse

"گسترش یک خرابی موضعی اولیه از المانی به المان دیگر که در نهایت منجر به انهدام کل سازه یا بخش نامتجانس بزرگی از آن می شود"

ب) موسسه ملی استاندارد و تکنولوژی ایالات متحده^۱ (NIST)

این موسسه در نشریه بهترین شیوه برای کاهش پتانسیل خرابی پیش‌رونده در ساختمانها چنین تعریفی را پذیرفته است:

"خرابی پیش‌رونده، گسترش یک خرابی موضعی از یک حادثه اولیه از المانی به المان دیگر است که در نهایت منجر به انهدام کل سازه یا بخش نامتجانس بزرگی از آن می شود که همچنین خرابی نامتجانس شناخته می شود"

پ) استاندارد اروپا^۲

استاندارد اروپا، استاندارد جداگانه ای برای خرابی پیش‌رونده ارائه نمی کند، اما در استاندارد کنش های تصادفی^۳ تعریفی از تنومندی^۴ ارائه می کند:

"توانایی یک سازه برای ایستادگی در برابر حوادثی چون آتش سوزی، انفجار، ضربه یا نتایج خطای انسانی، بدون خسارت دیدن بخشی نامتجانس نسبت به دلیل اصلی می باشد."

ت) مدیریت خدمات عمومی ایالات متحده^۵ (GSA)

مدیریت خدمات عمومی ایالات متحده در راهنمای طراحی و تحلیل در برابر خرابی پیش‌رونده در سال ۲۰۰۳، خرابی پیش‌رونده را بصورت زیر تعریف می کند :

¹ National Institute of Standard and Technology

² Euro Code

³ Accidental Actions

⁴ Robustness

⁵ U.S.General Services Administration

"موقعیتی که خرابی موضعی یک مولفه اولیه سازه ای منجر به انهدام اعضای متصل به آن و در نتیجه انهدام اضافی شود توجه شود که خرابی کلی ، نسبت به علت اولیه نامتجانس است." [1]

۲-۲-۲- انواع خرابی پیش‌رونده

الف) انهدام از نوع پنکیک^۱

مثالی از این نوع انهدام ، انهدام پیش‌رونده برجهای تجارت جهانی است. ضربات هواپیما و آتش سوزی منجر به خرابی های موضعی در ناحیه ضربه هواپیما شد. بعد از، از دست رفتن ظرفیت باربری قائم در تعداد محدودی از طبقات، بخش بالایی سازه شروع به افتادن و انباشت انرژی جنبشی کرد. برخورد با بخش سالم پایینی نیروی ضربه ای بزرگی را سبب می شود که خیلی بیش از ظرفیت های طراحی واقعی سازه است. این ضربه سازه ای منجر به از دست رفتن ظرفیت باربری قائم کل مقاطع برج در ناحیه ضربه گردید. واژه پیشنهادی برای این نوع انهدام، بعد از انهدام ساختمانی کوچکتر از برجهای تجارت جهانی استفاده گردید. دال های سقف این ساختمان ها روی یکدیگر انباشته شده توده ای کلوچه مانند ایجاد کردند. این نوع مکانیزم انهدام دارای ویژگی های زیر است:

- ✓ خرابی اولیه المان های باربر قائم
- ✓ جدا شدن اجزای سازه ای و افتادنشان در حرکت جسم صلب عمودی
- ✓ تبدیل انرژی پتانسیل ثقلی به انرژی جنبشی
- ✓ ضربه اجزای جدا شده و افتاده روی باقیمانده سازه
- ✓ خرابی دیگر المان های باربر قائم بخاطر نیروهای فشاری قائم که از بارگذاری ضربه ای نتیجه می شود.

¹Pancake

✓ و در نهایت گسترش خرابی در جهت عمودی.[7]

ب) انهدام از نوع زیپر^۱

مثالی از این نوع انهدام می‌تواند خرابی یک پل کابلی بر اثر پارگی یک کابل و گسترش خرابی به دیگر کابل‌ها و در نهایت انهدام کل پل باشد. مکانیزم انهدام نوع زیپر ویژگی‌های زیر را نشان می‌دهد.

✓ خرابی اولیه یک یا چند المان

✓ باز پخش نیروهای تحمل شده بوسیله این المان‌ها به باقیمانده سازه

✓ بارگذاری دینامیکی ضربه‌ای بخاطر ناگهانی بودن خرابی اولیه و باز پخش نیروها

✓ پاسخ دینامیکی سازه باقیمانده، به آن بارگذاری دینامیکی ضربه‌ای

✓ تمرکز نیروها در المان‌های باربری که در نوع و عملکرد مشابه هستند و در مجاورت یا

نزدیکی المان‌های خراب شده اولیه هستند

✓ بارگذاری بیش از حد و خرابی آن المان‌ها

✓ پیشرفت خرابی در جهت عرضی نسبت به نیروهای اصلی المان‌های خراب شده

پ) انهدام از نوع دومینو^۲

مکانیزم این نوع انهدام بصورت زیر است :

✓ واژگونی اولیه یک المان

✓ افتادن آن المان بصورت حرکت جسم صلب زاویه‌ای حول لبه پایینی

✓ تبدیل انرژی پتانسیل ثقلی به انرژی جنبشی

✓ ضربه جانبی لبه بالایی المان واژگون شده به نمای جانبی المان مشابه کناری

¹ Zipper

² Domino

✓ واژگونی المان‌های مجاور بخاطر نیروی هل دهنده افقی ناشی از المان ضربه زننده

✓ گسترش خرابی در جهت واژگونی. [7]

ت) انهدام از نوع مقطع^۱

تیری را در نظر بگیرید که تحت لنگر خمشی است یا میله‌ای که تحت کشش محوری است، زمانی که بخشی از سطح مقطع بریده می‌شود، نیروهای داخلی بوسیله باقیمانده سطح مقطع منتقل می‌شوند. افزایش متناظر در تنش در بعضی موقعیت‌ها می‌تواند سبب شکست در بخش‌های دیگر سطح مقطع شود. به روشی مشابه خرابی می‌تواند در کل سطح مقطع گسترش یابد. به این نوع از خرابی معمولاً خرابی پیش‌رونده گفته نمی‌شود. این نوع انهدام در تعریف شبیه به انهدام نوع زیپر است. فقط واژه المان با سطح مقطع عوض می‌شود. [7]

ث) انهدام از نوع ناپایداری^۲

خرابی سازه بخاطر ناپایداری بوسیله یک انحراف کوچک (نقص، بارگذاری جانبی)، منجر به تغییر شکل بزرگ یا انهدام می‌شود. سازه‌ها طوری طراحی می‌شوند که انهدام از نوع ناپایداری بطور معمول اتفاق نیفتند. این امر با فراهم کردن اجزای سازه‌ای اضافی که سازه را مهاربندی و سخت می‌کنند بدست می‌آید. در حالت استاتیکی این نوع خرابی کمانش نام دارد. مکانیزم انهدام نوع ناپایداری مشخصه‌های زیر را داراست:

✓ خرابی اولیه المان‌های مهاربندی یا سخت‌کننده که المان‌های باربر را در فشار پایدار کرده‌اند.

✓ ناپایداری المان‌های فشاری

¹ Section

² Instability

✓ از بین رفتن ناگهانی پایداری این المان‌های فشاری بخاطر یک انحراف کوچک

✓ گسترش انهدام یا خرابی. [7]

ج) انهدام از نوع مرکب^۱

بعضی از خرابی‌های پیش‌رونده، بطور کامل در طبقه بندی‌های گفته شده در قبل قرار نمی‌گیرند. انهدام بخشی از ساختمان‌موراء، نه تنها سناریوی پنکیک را نشان می‌داد بلکه برخی مشخصات سناریوی دومینو را نیز دارا بود. شکل ۱-۲ نیز نمونه‌ای دیگر این نوع خرابی تحت بار زلزله است. [7]



شکل ۱-۲. نمونه‌ای از خرابی پیش‌رونده نوع مرکب بر اثر بار زلزله [8]

۲-۲-۳- دسته بندی انهدام پیش‌رونده

انهدام‌های نوع زیپر و مقطع هر دو بوسیله باز توزیع نیروهای تحمل شده بوسیله المان‌های خراب شده یا بخش‌هایی از سطح مقطع به باقیمانده سازه تعریف می‌شوند. که برای این دسته واژه رده بازتوزیعی^۲ پیشنهاد می‌شود.

¹ Mixed

² Redistribution Class

برای انهدام‌های نوع پنکیک و دومینو واژه رده ضربه ای^۱ پیشنهاد می‌شود. دسته‌های دیگر شامل رده ناپایداری و رده مرکب هستند.[7]

۲-۲-۴- مقاومت سازه ای نسبت به خرابی پیش‌رونده

به منظور ایستادگی در برابر بارگذاری نامتعارف که باعث خرابی پیش‌رونده می‌گردد، چندین مشخصه در طراحی سازه ای و شکل یک سازه می‌تواند تاثیر مهمی بر مقاومت در برابر انهدام آن داشته باشد. این مشخصه‌ها بصورت زیر خلاصه شده‌اند:

الف) تنومندی^۲: توانایی سازه برای سالم ماندن در برابر خرابی موضعی است.

ب) یکپارچگی^۳: شرایطی است که اعضای سازه ای حتی بعد از وقوع حوادث غیر متعارف متصل به یکدیگر باقی می‌مانند و به عبارت دیگر سیستم‌های سازه ای در طول زمان حیات خویش از هم منفصل نشوند.

پ) پیوستگی^۴: اتصال داخلی المان‌های سازه ای در یک سیستم سازه ای است.

ت) شکل‌پذیری^۵: توانایی سازه برای تحمل تغییر شکل بعد از رسیدن به شرایط تسلیم است.

ث) اضافه مقاومت چند وجهی^۶: توانایی دیگر اعضای سازه ای برای تحمل بار بیشتر در حالتیکه دیگر اعضا خراب یا منهدم شده‌اند است. یعنی اگر یک خرابی در یک المان اتفاق افتد، دیگر المان‌های باقیمانده سیستم سازه ای بتوانند همچنان در برابر بار ایستادگی نمایند.

¹ Impact Class

² Robustness

³ Integrity

⁴ Continuity

⁵ Ductility

⁶ Redundancy

مقاومت سازه در برابر پدیده خرابی پیش‌رونده ترکیبی از اثرات همه شرایط اشاره شده در بالاست. اگر یک سازه این شرایط را داشته باشد، بعنوان سازه ای که آسیب پذیری کمتری نسبت به خرابی پیش‌رونده دارد در نظر گرفته می‌شود. بنابراین در طراحی سازه در برابر خرابی پیش‌رونده شخص باید جنبه های مختلف اشاره شده در بالا را در نظر گیرد.

یک سازه طراحی شده با در نظر گرفتن مقاومت در برابر بار جانبی زلزله در نواحی فعال لرزه ای ممکن است مشخصه های طراحی مشابهی همانند آنچه برای طراحی در برابر خرابی پیش‌رونده لازم است داشته باشد. تحقیقات نشان داده اند جزئیات و مقاوم سازی خوب برای رسیدن به مقاومت لرزه ای برای یک سازه می‌تواند یک سطح ایمنی بالاتری را در برابر پدیده خرابی پیش‌رونده فراهم کند.[3]

۵-۲-۲- تنومندی سازه ای

برای کاهش خطر خرابی پیش‌رونده در هنگام از دست رفتن المان های سازه ای خواص سازه ای زیر باید در طراحی مشارکت داده شوند که مجموعاً تنومندی^۱ را تولید می‌کند که سازه ها را قادر به محدود نمودن گسترش خسارت بخاطر شروع یک حادثه می‌کند.

الف) اضافه مقاومت چند وجهی^۲

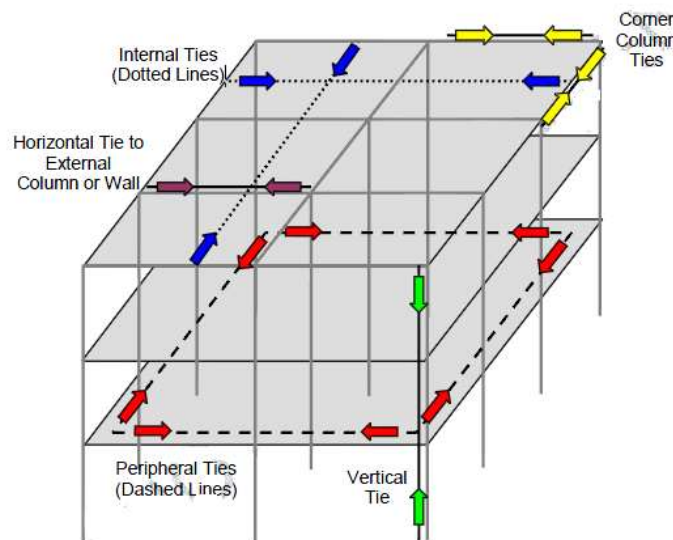
ایجاد مسیر های باربر اضافی در سیستم باربر قائم، کمک به تضمین مسیر های بار جایگزین قابل دسترس در هنگام خرابی موضعی المان های سازه ای می‌کند.

¹ Robustness

² Redundancy

ب) مقید کردن^۱

از دست رفتن المان‌های سازه‌ای اصلی، منتج به باز توزیع بار و تغییر شکل اعضا می‌شود. این فرآیند لازم به انتقال بارها از میان سازه‌ها بطور عمودی و افقی در مسیرهای باربر دارد. بخش زیادی از توانایی سازه در باز توزیع یا انتقال بارها در امتداد این مسیرها بر اساس پیوستگی داخلی بین اعضای مجاور هم است. شکل ۲-۲ از UFC 4-023-03(DOD 2005) گرفته شده است که این قیدها را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۲. انواع مختلف قیده‌های سهیم در سالم ماندن سازه (یکپارچگی)^۲ (DOD2005)

پ) شکل‌پذیری

در یک حادثه فاجعه بار، اعضا و اتصالات آن ممکن است مقاومتشان را در تغییر شکل‌های بزرگ (تغییر مکان یا دوران) حفظ کنند و باز توزیع بار متناظر با از دست رفتن المانهای سازه‌ای کلیدی را انجام دهند.

¹ Tie

² integrity

ت) مقاومت برشی مناسب

المان‌های سازه‌ای در موقعیت‌های آسیب‌پذیر، مثل تیرهای محیطی یا دال‌ها باید طوری طراحی شوند که در برابر بار برشی متناظر با لنگر خمشی نهایی در هنگام از دست دادن یک المان ایستادگی کنند. شکست برشی یک حالت خرابی ترد است و نباید در مکانیزم خرابی کنترل‌کننده باشد. ظرفیت برشی باید همیشه از ظرفیت خمشی تجاوز کند تا یک پاسخ انعطاف‌پذیر را نتیجه دهد.

ث) ظرفیت مناسب جهت مقابله با بارگذاری برگشتی^۱

المان سازه‌ای اولیه شامل (ستونها، تیرها و سیستم باربر جانبی) و المان‌های ثانویه همچون (دال‌ها) باید بر اساس تکنیک‌های قابل قبولی برای مقابله با بارگذاری برگشتی در نقاط آسیب‌پذیر طراحی شوند. و بعلاوه معیارهای طراحی زیر برای دستیابی تنومندی کلی سازه پیشنهاد شده است:

✓ در سازه‌های قابی دهانه‌ستون‌ها باید محدود شود، دهانه زیاد ستون‌ها احتمال اینکه سازه

بتواند قادر به باز توزیع بار در هنگام خرابی ستون باشد را کاهش می‌دهد.

✓ دهانه‌های بیرونی اغلب نسبت به خسارت آسیب‌پذیرترند. بخصوص برای ساختمان‌هایی که

نزدیک به خیابان‌های عمومی هستند. همچنین توانایی کمتری در باز توزیع بارها در هنگام

حذف عضو دارند بنابراین مطلوب است که دهانه کوچکتری در مجاورت بیرونی ساختمان

داشته باشیم تا محدوده خسارت را کاهش دهیم.

✓ از دست رفتن شاهتیر انتقالی^۲ یا ستونی که آن را نگه می‌دارد بخش بزرگی از ساختمان را

ناپایدار می‌کند. این تیرها در قسمت بیرونی ساختمان اغلب برای فضای ورودی بزرگ تعبیه

می‌شوند و اثرات آسیب‌پذیری نسبت به انفجار را افزایش می‌دهند. مطلوب تر این است که

از این سیستم پرهیز شود و در عوض از سیستم‌های انتقال دهنده نامعین تری بجای آن

استفاده شود. [4]

¹ Load reversal

² Transfer girder

۲-۲-۶- روش های ارزیابی شاخص تنومندی

بعد از انهدام ساختمان رونان پوینت محققان زیادی مقالاتی درباره خرابی پیش رونده ارائه کرده اند. استانداردها تشویق به طراحی و ساخت ساختمان های تنومند تر می کنند.

ترکیبی از مفاهیم زیر که در مقالات آمده اند برای دستیابی به تنومندی لازم است :

۱. ایجاد یک پلان خوب که حتی زمانی که یک مولفه کلیدی خراب می شود به مقاومت در برابر بارهای جانبی دست می یابد.

۲. یک سیستم مقید کننده در میان المان های سازه ای و دور تا دور ساختمان در کل فراهم شود تا کل سازه به یکدیگر نگه داشته شود.

۳. برای سازه های بزرگ از درز انقطاع استفاده شود.

۴. طراحی دال های سقف طوری باشد که آرماتور گذاری کافی داشته باشد.

۵. ایجاد یک سیستم با نامعینی بالا طوری که مسیر های باربری ثانویه زمانی که المان های کلیدی حذف می شوند وجود داشته باشند.

۶. جزئیات را شکل پذیر کنیم طوری که بتوانند کرنش های زیاد را بدون خرابی کلی تجربه کنند.

۷. مقاومت برشی اعضا را بهبود دهیم زیرا بطور معمول ملاحظات خمشی حاکم هستند.

لازم است محققان رفتار توانایی سقف ها را برای عملکرد زنجیره وار، رفتار ستون ها زمانی که تغییر شکل های بزرگی را تجربه می کنند و اتصالاتی که تحت دوران های بسیار زیاد قرار می گیرند، زمانی که تنها برای تحمل برش انتهایی تیر طراحی شده اند را تحقیق نمایند.[9]

اخیرا تحقیقات زیادی درباره تنومندی^۱ انجام شده است و پیشنهادهایی برای چگونگی کمی سازی آن ارائه گردیده است. تنومندی می تواند به سه روش مختلف ارزیابی گردد:

(۱) روش غیراحتمالاتی

(۲) روش احتمالاتی

(۳) روش بر اساس ریسک

که در اینجا تنها به توضیحی کوتاه در مورد روش غیر احتمالاتی بسنده می شود. بر اساس این روش برای اندازه گیری تنومندی می توان از نسبت مقاومت ذخیره شده (RSR) که بصورت زیر بدست آید کمک گرفت:

$$RSR = \frac{R_C}{S_C} \quad (۱-۲)$$

جایی که R_C ظرفیت برش پایه و S_C بار طراحی است. تنومندی همچنین می تواند به کمک ضریب تاثیر پسماند (RIF) با تعریف زیر بدست آید :

$$RIF_i = \frac{RSR_{Fi}}{RSR_{intact}} \quad (۲-۲)$$

جاییکه RSR_{Fi} و RSR_{intact} به ترتیب نسبت مقاومت ذخیره شده در سازه سالم و سازه ای که المان i در آن خسارت دیده می باشند. اگر بار طراحی برای سازه سالم و خسارت دیده برابر باشد، RIF می تواند بصورت زیر نوشته شود: [10]

$$RIF_i = \frac{R_{C(Fi)}}{R_{C(intact)}} \quad (۳-۲)$$

بنابراین تنومندی می تواند بصورت تقسیم ظرفیت سازه خسارت دیده به سالم ارزیابی شود. اگر سازه سالم و خسارت دیده ظرفیت یکسانی داشته باشند این مقدار ۱ است و اگر سازه خسارت دیده هیچ

^۱ Robustness

ظرفیتی نداشته باشد این نسبت صفر است. برای بارگذاری جانبی، ظرفیت برش پایه می‌تواند توسط تحلیل استاتیکی بار افزون پیدا شود. [11]

۷-۲-۲- روش‌های طراحی در برابر خرابی پیش‌رونده

بوسیله سه روش می‌توان احتمال ایجاد خرابی پیش‌رونده را کاهش داد.

(۱) کنترل حادثه: که به حفاظت در برابر حادثه‌ای که ممکن است اتفاق افتد و باعث خرابی

پیش‌رونده گردد، برمی‌گردد و بطور کلی ملاحظه عملی برای مهندس طراح نیست.

(۲) طراحی غیر مستقیم: برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده، بوسیله تعیین حداقل الزامات در مقاومت، پیوستگی و توسعه کافی مسیر باربری جایگزین در صورت خرابی بخشی از سازه استفاده می‌شود.

(۳) طراحی مستقیم: این روش مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده و توانایی جذب خسارت را بعنوان بخشی از طراحی در نظر می‌گیرد. روش مقاومت موضعی مشخص و روش مسیر باربری جایگزین بعنوان دو روش اصلی در روش طراحی مستقیم شناخته می‌شوند.

الف) روش مقاومت موضعی مشخص^۱ (SLRM)

یک راه برای اعمال این روش اعمال ضرایب به بارهای معمول است. اما باید اعتراف کرد که افزایش ضریب اطمینان در یک حالت حدی نمی‌تواند خیلی موثر باشد. طوریکه بارگذاری نامتعارف می‌تواند سبب تغییر مود خرابی شود. در نتیجه مدل تحلیلی را برای مود خرابی واقعی نامناسب می‌سازد. بنابراین موثرتر است که یک بار نامتعارف مشخص تعیین شود و به یک حالت حدی ویژه ارجاع داده شود. این معیار مستقیماً برای المان‌های سازه‌ای بکار می‌رود که از

¹ Specific Local Resistance Method

دست رفتن آن عملکرد باقیمانده سازه را بخطر می‌اندازد که آن را المان کلیدی^۱ می‌نامند.

ب) روش مسیر باربری جایگزین^۲ (APM)

این روش روی حالتی از سازه بعد از دست رفتن بعضی از المان‌ها بدون در نظر گرفتن دلیل آن تمرکز می‌کند. این روش می‌تواند با فرض اینکه در بین المان‌های اولیه سازه، تنها یک المان در یک زمان قادر به تحمل بار نباشد انجام می‌شود و رفتار سازه ارزیابی می‌گردد. [9]

۲-۸- استانداردها و راهنماهای اصلی کاهش خرابی پیش‌رونده

الف) راهنمای مدیریت خدمات عمومی ایالات متحده (GSA)

در ژوئن سال ۲۰۰۳، مدیریت خدمات عمومی ایالات متحده (GSA) به روز ترین نسخه از راهنماهای کاهش خرابی پیش‌رونده را برای کاربرد در ساختمان‌های فدرال ایالات متحده منتشر کرد. این سند یک روش فلوچارتی را برای اینکه آیا ساختمان مورد نظر نیاز به بررسی با جزئیات کامل در برابر خرابی پیش‌رونده دارد یا خیر فراهم می‌کند. این سند روشهای پیچیده غیر خطی و یا دینامیکی را مجاز میداند ولی تنها، روش استاتیکی خطی را با جزئیات توضیح می‌دهد. ترکیب بار مرده و زنده مشخص شده است و ضریب تقویت دینامیکی^۲ به منظور در نظر گرفتن اثرات دینامیکی برای تحلیل استاتیکی مشخص شده است. حادثه مورد نظر خرابی یک ستون در طبقه همکف است. روش استاتیکی خطی در واقع شامل محاسبات استاتیکی متوالی است که در نهایت به یک تقریب از مقدار خرابی در سازه می‌رسد.

¹ Key element

² Alternate Load Path Method

ب) راهنمای وزارت دفاع ایالات متحده (DOD)

در ژوئن سال ۲۰۰۵، وزارت دفاع ایالات متحده به روز ترین راهنمای خود را برای جلوگیری از خرابی پیش رونده منتشر کرد. ساختمان ها بر اساس سطح حفاظت لازم تقسیم بندی شده اند. زمانی که سطح حفاظت خیلی کم یا کم باشد لازم است، ایمنی سازه بوسیله قیدهای افقی و عمودی تامین شود، در حالیکه برای سطوح حفاظت بالاتر، روش مسیر باربری جایگزین علاوه بر روش نیروی مقید کننده^۱ استفاده می شود. یک روش گام به گام برای تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی فراهم شده است. ترکیب بار شامل مرده، زنده و بار باد مشخص شده است. علاوه بر ضریب تقویت دینامیکی^۲ در تحلیل های استاتیکی، روش گام به گام DOD در تحلیل استاتیکی خطی در فلسفه کلی شبیه روش GSA است. آخرین نسخه این راهنما با نام UFC در سال ۲۰۰۹ منتشر شد.

پ) استاندارد انگلستان^۳ (BS)

این استاندارد مقرراتی برای ایجاد قیدهای افقی وضع کرده است که تمایل به تضمین این دارد که سازه بتواند با استفاده از اثرات زنجیره وار^۳ روی ستون از دست رفته پل بزند. همانطور که قبلا اشاره شد این روش متعلق به روش طراحی غیر مستقیم است. زمانی که این الزامات فراهم نشود استاندارد لازم می داند که توانایی پل زدن برای حالت المان حذف شده کنترل گردد. ترکیب بار پیشنهادی ترکیبی از بار مرده، زنده و باد است. و هیچ ضریب تقویت دینامیکی تعیین نشده است. اگر محدوده خسارت دیده از معیار پذیرش تجاوز نماید، المان کلیدی خاصی باید برای تحمل فشار استاتیکی اضافی ۳۴ کیلو نیوتن بر متر مربع طراحی شود. استاندارد بریتانیا به نظر می رسد ترکیبی از سه روش طراحی اشاره شده در قسمت قبل باشد.

^۱ Tie Force

^۲ British Standard

^۳ Catenary

ت) استاندارد حداقل بارهای وارده به ساختمان ایالات متحده (ASCE 7)

این استاندارد روش‌های بحث شده تا اینجا را لیست می‌کند. علاوه بر روش طراحی غیر مستقیم، استاندارد راهنمایی‌هایی را برای سالم ماندن ساختمان پیشنهاد می‌کند. ترکیب بار جهت استفاده در روش مسیر باربری جایگزین مشخص شده است ولی ضریب بار دینامیکی اعمال نمی‌شود. برای روش مقاومت موضعی مشخص، استاندارد ترکیب باری برای کنترل توانایی المان سازه‌ای برای ایستادگی در برابر یک بار بزرگ مثل فشار بمب فراهم می‌کند.

ث) استاندارد اروپا^۱

استاندارد اروپا نیز سه روش بحث شده تاکنون را می‌پذیرد. ساختمانها بر اساس نتیجه‌ای که انهدام ایجاد می‌کند به چهار بخش طبقه‌بندی میشوند. برای پایین‌ترین رده هیچ الزامی برای خرابی پیش‌رونده لازم نیست. برای دومین رده تنها الزامات نیروی مقیدکننده تعیین شده است. برای دو رده باقیمانده نه تنها الزامات قیدی باید فراهم شود بلکه سازه باید برای از دست رفتن المان باربر قائم برای خسارتی که از یک ناحیه مشخص تجاوز نمی‌کند طراحی شود. اگر محدوده خسارت خیلی گسترده باشد، المان باربر قائم بعنوان یک المان کلیدی در نظر گرفته می‌شود و باید طوری طراحی شود که در برابر فشار اضافی ۳۴ کیلونیوتن بر متر مربع ایستادگی کند. و باز هم هیچ روش محاسباتی برای روش مسیر باربری جایگزین مشخص نشده است.

¹ Euro Code

ج) موسسه ملی تکنولوژی و استاندارد ایالات متحده (NIST)

این سند در سال ۲۰۰۷ با عنوان "بهترین روش ها برای کاهش پتانسیل خرابی پیش رونده در ساختمانها" منتشر شد. که به نظر نمی آید جزئیاتی از روشهای عددی برای شبیه سازی خرابی پیش رونده را فراهم کرده باشد. در عوض مروری بر روش های کاهش خرابی پیش رونده و برخی راهنمایی ها برای سالم ماندن سازه و نیز مروری بر استانداردهای طراحی در دسترس همانند GSA و DOD ارائه کرده است.

بررسی ها نشان می دهد که برخی استانداردها شامل مقررات خاصی برای طراحی در برابر خرابی پیش رونده هستند در حالیکه دیگر استانداردها بیشتر روی مقررات کلی تری مربوط به یکپارچگی^۱ و تنومندی^۲ هستند. آنها براهمیت منظم بودن سازه، درجه نامعینی، شکل پذیری و پیوستگی تاکید می کنند.[1]

۲-۹- تحلیل خرابی پیش رونده

یک تحلیل خرابی پیش رونده لازم است تا توانایی یک سازه برای مقابله با بارگذاری های غیر معمول تعیین شود. چندین روش وجود دارد که می تواند استفاده شود: استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیر خطی. هر یک از آنها مزایا و معایبی دارند. خلاصه کوتاهی از روش های مختلف تحلیل در اینجا ارائه شده است.

الف) تحلیل استاتیکی خطی: سریع ترین و آسان ترین روش برای اجراست اما اثرات دینامیکی و غیر خطی بودن هندسی و مصالح را در نظر نمی گیرد. همچنین این تحلیل تنها برای تحلیل سازه های با شکل منظم و ساده قابل کاربرد است.

¹ Integrity

² Robustness

ب) تحلیل استاتیکی غیر خطی: که اثرات غیر خطی بودن هندسی و مصالح را در نظر می‌گیرد ولی اثرات دینامیکی را بطور مستقیم در تحلیل در نظر نمی‌گیرد. این روش نسبتاً ساده است و اطلاعات مهمی درباره رفتار سازه می‌دهد.

پ) تحلیل دینامیکی خطی: شامل رفتار دینامیکی پاسخ سازه می‌شود اما اثرات غیر خطی هندسی و مصالح را در نظر نمی‌گیرد بنابراین زمانی که سازه تغییر شکل های پلاستیک بزرگی را تجربه کند ممکن است نتایج خوبی ندهد.

ت) تحلیل دینامیکی غیر خطی: دقیق ترین نتایج را می‌دهد. و هم اثرات غیر خطی هندسی و مصالح و هم اثرات دینامیکی را شامل می‌شود. اما این کار پیچیده و وقت گیر است.

زمانی که یک سازه خرابی پیش رونده را تجربه می‌کند، پاسخ سازه بوسیله اثرات دینامیکی تاثیر می‌گیرد. بنابراین لازم است که رفتار دینامیکی سازه در تحلیل خرابی پیش رونده در نظر گرفته شود. همچنین انتظار می‌رود که رفتار غیر خطی سازه بطور قابل ملاحظه ای رفتار خرابی پیش رونده را تحت تاثیر قرار دهد. زیرا قبل از رسیدن به شرایط انهدام، یک سازه و مولفه هایش باید از حد الاستیک تجاوز کرده باشند. با در نظر گرفتن این مطالب می‌توان استنباط کرد که تحلیل استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی غیر خطی مناسب ترین روش ها برای ارزیابی رفتار خرابی پیش رونده سازه ها در میان دیگر روش هاست.

در تحلیل استاتیکی غیر خطی، اثرات دینامیکی در پاسخ ها بطور مستقیم در نظر گرفته نمی‌شوند. علیرغم این محدودیت، تجربیات نشان داده اند که نتایج بدست آمده بوسیله تحلیل استاتیکی غیر خطی می‌تواند همچنان دید با ارزشی از رفتار سازه تحلیل شده بدهد. نتایج در اکثر حالات محافظه کارانه است. جذابیت این روش سادگی آن نسبت به روش تحلیل دینامیکی غیر خطی است. مطالعات نشان می‌دهد که تحلیل استاتیکی غیر خطی می‌تواند تقریب خوبی از تقاضای تغییر شکل و عدم پیوستگی را مشخص کند و پایداری کلی سیستم سازه ای را ارزیابی کند. تحلیل استاتیکی غیر خطی همچنین اثبات کرده که تقریب خوبی از تقاضای لرزه ای سازه می‌دهد. بنابراین روش تحلیل

استاتیکی غیر خطی یک روش جایگزین با ارزش نسبت به روش پیچیده تر دینامیکی برای تحلیل رفتار خرابی پیش‌رونده سازه هاست.

با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی منحنی ظرفیت^۱ یک سازه می‌تواند بوسیله تحلیل بار افزون^۲ انجام شود. منحنی ظرفیت، بینشی را فراهم می‌کند که آیا یک سازه ظرفیت مناسبی برای مقابله با شرایط بارگذاری دارد یا خیر. برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای، روش تحلیل باید اثرات بارهای جانبی را در کنار بارهای ثقلی در نظر بگیرد. که آن نیاز به یک ابزار تحلیلی دارد که بتواند پاسخ سازه از خرابی موضعی اولیه تا انهدام جزئی و رفتار هنگام انهدام و بعد از انهدام سازه را نشان دهد. روش های تحلیل خرابی پیش‌رونده تنها اثر بار ثقلی را در نظر می‌گیرند و توانایی مدل کردن همه اثرات خرابی پیش‌رونده در اثر اضافه بارگذاری در طول زلزله را ندارند. بعلاوه افتادن نخاله ها از اعضای منهدم شده ممکن است بارگذاری ضربه ای قابل ملاحظه ای را به دیگر اعضا در باقیمانده سیستم اعمال کنند که لازم است در تحلیل ها در نظر گرفته شوند.

در این ارائه اهمیت اثرات بار لرزه ای در رفتار خرابی پیش‌رونده سازه ها نیز بحث می‌شود. بنظر می‌رسد که خرابی پیش‌رونده لرزه ای سازه ها می‌تواند بوسیله اصلاح روش های تحلیلی جاری، تحلیل شوند.

✓ ابزارهای تحلیلی

چندین ابزار برای تحلیل خرابی پیش‌رونده جهت تعیین توانایی یک سازه در مقابله با بارگذاری نامتعارف وجود دارد. تعداد زیادی نرم افزار در دسترس هستند که می‌توانند برای این هدف و گزینه های ویژه برای خرابی پیش‌رونده در سازه ها مفید باشند.

¹ Capacity curve

² Push over analysis

محققان بسته های نرم افزاری اجزای محدود شامل SAP2000, STAAD, PERFORM3D, OPENSEES را برای ارزیابی رفتار خرابی پیش رونده سازه های قابی استفاده می کنند. بسته های نرم افزاری تحلیل اجزای محدود برای سیستم های پیوسته مثل FLEX, ANSYS, ABAQUS, LARSA, DIANA میتواند استفاده شود. [3]

۲-۲-۱۰- مقایسه ترکیبات بارگذاری و معیار های پذیرش [4]

همانگونه که در جدول ۱-۲ مشاهده می گردد، استانداردهای مختلف ترکیبات متفاوتی از بارگذاری را جهت ارزیابی خرابی پیش رونده ارائه می کنند.

جدول ۱-۲. ترکیب بار جهت ارزیابی پتانسیل خرابی پیش رونده

آئین نامه	ترکیب بارها پس از حذف فرضی یک عضو
BS	$(1 \pm 0.5)D + \frac{L}{3} + \frac{W}{3}$
NBCC	$D + \frac{L}{3} + \frac{W}{3}$
ASCE	$(0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S) + 0.2W$
DOD UFC(2005)	تحلیل دینامیکی غیرخطی $(0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S) + 0.2W$ تحلیل استاتیکی $2[(0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S)] + 0.2W$
GSA(2003)	تحلیل استاتیکی $(D + 0.25L) \times 2$ تحلیل دینامیکی $D + 0.25L$

D: بار مرده L: بار زنده W: بار باد S: بار برف

معیارهای پذیرش متفاوتی نیز جهت حالت حدی ایجاد خرابی پیش‌رونده ارائه شده است که مهمترین آنها به شرح ذیل است.

برای روش‌های تحلیل غیر خطی راهنمای DOD2005 حداکثر دوران مفاصل پلاستیک را بعنوان معیاری برای خرابی پیش‌رونده تعیین می‌کند. جدول ۲-۲ این معیارهای پذیرش را نشان می‌دهد.

جدول ۲-۲. معیار پذیرش خرابی پیش‌رونده بر اساس (DOD2005) [12]

مولفه	دوران (را دیان) - سطح عملکرد
تیرهای فولادی	CP (آستانه فرو ریزش)
ستون‌های فولادی	LS (ایمنی جانی)

جدول ۳-۲ معیارهای پذیرش تحلیل غیر خطی را براساس راهنمای GSA2003 نشان می‌دهد.

جدول ۳-۲. معیار پذیرش خرابی پیش‌رونده بر اساس (GSA2003) [13]

مولفه	شکل پذیری	دوران (را دیان)
تیرهای فولادی	20	0.21
ستون‌های فولادی (کنترل شونده در کشش)	20	0.21
ستون‌های فولادی (کنترل شونده در فشار)	1	-

تغییر مکان‌های تسلیم با تحلیل Push-down استاتیکی غیر خطی بدست می‌آیند و حداکثر تغییر مکان‌ها از تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی محاسبه می‌شوند. نسبت شکل‌پذیری نیز نسبت حداکثر تغییر مکان به تغییر مکان تسلیم می‌باشد. [14]

زمانی که تمام تیرها و یا ستون‌های واقع در دهانه‌ای که ستون زیر حذف گردیده از معیارهای فوق تجاوز نمایند سازه مورد نظر بعنوان سازه‌ای با پتانسیل ایجاد خرابی پیش‌رونده شناخته خواهد شد و می‌بایست در طراحی تجدید نظر نمود.

۲-۳- مروری بر تکنیک‌های بهسازی ارائه شده برای مقابله با خرابی پیش‌رونده

دو هدف اصلی برای بهسازی سازه‌های موجود، جهت مقابله با خرابی موضعی المان‌های سازه‌ای و فراهم کردن باز توزیع بار برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده در کل سازه است. برای نیل به این هدف، تامین پیوستگی^۱، شکل‌پذیری^۲ و مقاومت^۳ در کل ساختمان، المان‌ها و اتصالات لازم بنظر می‌رسد. مشخصات کلیدی در طراحی بهسازی توسط (Crawford 2002) پیشنهاد شده است. نکته کلیدی این است که سازه باید رفتار شکل‌پذیر و غیر خطی قابل اعتمادی داشته باشد و مسیرهای باربری اضافی برای دستیابی به حداکثر حفاظت فراهم شود. چندین تکنیک بهسازی برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف برای کاهش پتانسیل خرابی پیش‌رونده برای سازه‌های موجود ارائه شده است. [15]

¹ Continuity

² Ductility

³ Strength

۲-۳-۱- نمونه هایی از بهسازی اعضای باربر

دلایل اصلی بهسازی اعضای باربر (ستون ها، دیوارهای برشی، پانل های بتنی و) بصورت زیر هستند:

- ۱) مقاومت در برابر بارهای وارده اولیه مثلاً مقاوم سازی ستون ها برای مقابله با بار انفجار
 - ۲) مقاومت در برابر بارهای ثانویه، مثلاً افزایش ظرفیت ستون ها برای ایستادگی در برابر بارهای اضافی زمانی که دیگر اعضای باربر منهدم می شوند.
- چنین بهسازی هایی می توانند با تکنیک های زیر انجام شوند:
- ✓ پوشش ستون ها با استفاده از ورق های فولادی، که یک تکنیک کلاسیک برای بهسازی اعضای فشاری است که تاثیرش بر ستون های فولادی و بتنی اثبات شده است.
 - ✓ پر کردن ستون ها با بتن، برای فراهم کردن راه حلی ارزان تر نسبت به تکنیک قبلی. اما محدود به برخی از اشکال ستون فولادی می شود که بتوان بتن را درون آن ریخت.
 - ✓ پوشاندن ستون ها با پلیمر مسلح شده با الیاف کربن^۱ CFRP. این تکنیک مزایایی نسبت به پوشاندن با فولاد دارد. از آن جمله اینکه ارزان تر است، وزن کمتری به سازه اضافه می کند و نصب آن نیاز به جوشکاری و حمل ورق های سنگین ندارد و اندازه ستون را افزایش نمی دهد و با هر شکل ستونی سازگار است.

۲-۳-۲- نمونه هایی از بهسازی اعضای خمشی

دلیل اصلی برای بهسازی اعضای خمشی فراهم کردن پیوستگی در طول عضو خمشی است. طوری که در حالت از دست دادن المان باربر، هندسه سازه ای جدید قادر به مقابله با تغییر شکل ها باشد و رفتاری شکل پذیر نشان دهد. چنین بهسازی می تواند با هر یک از تکنیک های زیر انجام شود:

¹ Carbon Fiber Reinforced Polymers

- ✓ استفاده از کابل برای گره زدن المان‌های سازه‌ای به یکدیگر. این روش مناسب برای پانل‌های پیش‌ساخته است. جایی که برای گره زدن پانل‌ها در محل اتصالات استفاده می‌شود. همچنین پیوستگی و شکل‌پذیری را نیز فراهم می‌کند. این تکنیک کفایت خود را در ساختمان‌های کوبار که تحت حمله تروریستی قرار گرفت نشان داد. جایگاه پانل‌های پیش‌ساخته در مقایسه با بار وارده خیلی قوی نبودند، اما عملکرد کلی مناسب بود.
- ✓ استفاده از کابل‌های زنجیره‌وار^۱. با نصب کابل‌هایی دور تا دور ساختمان، زمانی که ستون منهدم می‌شود و بخشی از سقف شروع به خیز می‌کند، عملکرد زنجیره‌وار کابل‌ها، بار را به ستون‌های مجاور منتقل می‌کند و از انهدام جلوگیری می‌نماید. آستانه^۲ در سال ۲۰۰۳ درباره این تکنیک بصورت تجربی و تحلیلی بحث کرده و استنباط نمود که در جلوگیری از انهدام سازه‌های فولادی موثر بوده و هزینه مناسب و نصب آسانی دارد.
- ✓ بهسازی اتصالات فولادی با استفاده از ورق‌های کناری^۳، که پیوستگی مورد نیاز بین دو تیر را در محل ستون ایجاد می‌کند.
- ✓ استفاده از پلیمر مسلح شده با الیاف کربن^۴ (CFRP) برای مقابله با مساله کمبود پیوستگی.



شکل ۲-۴. کابل زنجیره‌وار برای انتقال بار از

ستون حذف شده به اعضای سالم (Astaneh)



شکل ۲-۳. مقطع فولادی پر شده

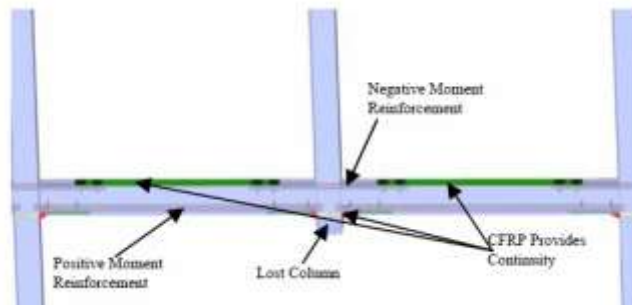
با بتن (Crawford, 2002)

¹ Catenary Cables

² Astaneh

³ Side Plates

⁴ Carbon Fiber Reinforced Polymers



شکل ۲-۶. استفاده از CFRP برای فراهم کردن پیوستگی در اعضای خمشی (Orton, 2007)

شکل ۲-۵. اتصال فولادی با Side Plate (Crawford, 2002)

۲-۴- مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه خرابی پیش‌رونده

خطر بمب گذاری تروریستی، تمایلاتی جهت کاهش خرابی پیش رونده ایجاد نموده است. مطالعات روی ساختمان آلفرد مورا در اوکلاهاما و کوبار تاورز در عربستان سعودی، که هر دو در معرض بمب گذاری قرار گرفتند، بیان می کند که جزئیات سازه ای پیشنهاد شده برای نواحی لرزه ای می تواند در کاهش خطر خرابی پیش رونده موثر باشد.

کورلی^۱ و همکاران در سال ۱۹۹۸ پیشنهاد کردند که قابهای خمشی ویژه و سیستم های دوگانه زمانی که خطر لرزه ای و یا انفجار وجود دارد مد نظر قرار گیرند.

¹ Corley

فراهیم^۱ در سال ۱۹۷۲ نشان داد که المان سازه ای طراحی شده برای ایستادگی در برابر زلزله ال-سنترو قادر به مقاومت در برابر انفجار گاز نیز هست.

یکی از اولین افرادی که در زمینه تکنیک های کاهش خرابی پیش رونده فعالیت نمود و اغلب کارهای مربوط به خرابی پیش رونده به آن ارجاع داده می شود الینگوود و لیندکر^۲ در سال ۱۹۷۸ است که نویسندگان سه روش اشاره شده در قبل را برای خرابی پیش رونده بحث می کنند و پیشنهاد می‌نمایند. از یک یا دو روش مستقیم علاوه بر روش غیر مستقیم استفاده شود.

✓ ویبوو و لاو^۳ در سال ۲۰۰۹ [3] مروری کوتاه بر پدیده خرابی پیش رونده در سازه ها را ارائه کردند. روش ها و الزامات چندین استاندارد برای جلوگیری از خرابی پیش رونده بحث شد. محدودیت ها و مزایای روش های تحلیل در دسترس برای ارزیابی خرابی پیش رونده سازه ها خلاصه گردید. اهمیت تاثیر بار لرزه ای در رفتار خرابی پیش رونده سازه ها نیز بحث گردید. استنباط شد که خرابی پیش رونده لرزه ای سازه ها می تواند با اصلاح روش های جاری تحلیل گردد.

✓ بهروز عسگریان و فرشاد هاشمی در سال ۱۳۸۹ [16] به بررسی خرابی پیش رونده در قاب های فولادی مهاربندی شده پرداختند. نتایج تحلیل بر اساس روش مسیر باربری جایگزین نشان داد که حذف ستون های گوشه در ساختمان های مهاربندی شده نسبت به ستون میانی حالت بحرانی تریست. علاوه بر آن نشان داده شد که ضریب دینامیکی مد نظر UFC و GSA برای تحلیل استاتیکی در تمام موارد محافظه کارانه نیست و از اینرو لازمه بررسی خرابی پیش رونده تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه ها برای یافتن پاسخ های منطقی می باشد.

¹ Ferahiam

² Elingwood&Leyendeker

³ Wibowo & Lau

✓ کپیل کاندلوال و شریف تاویل^۱ در سال ۲۰۰۹ [17] خرابی پیش‌رونده در قاب‌های مهاربندی شده فولادی طراحی شده بر اساس معیارهای لرزه‌ای را مورد بررسی قرار دادند. مدل‌های دو بعدی ده طبقه از قاب‌های مهاربندی شده محبوب شامل SCBF و EBF استفاده گردید و با استفاده روش APM مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده این قاب‌ها مقایسه گردید. شبیه‌سازی‌ها نشان داد که قابهای مهاربندی با سیستم EBF که برای خطر لرزه‌ای زیاد طراحی شده اند نسبت به سیستم SCBF طراحی شده برای خطر لرزه‌ای متوسط نسبت به خرابی پیش‌رونده ایجاد شده بر اثر بار ثقیلی کمتر آسیب می‌پذیرند. استنباط شد که این امر دنباله شکل‌پذیری مناسب تر سیستم EBF می‌باشد.

✓ هارتانتو ویوو و سیلونا رشوتکینا^۲ در سال ۲۰۰۹ [18] با استفاده از روش APM خرابی پیش‌رونده در پل‌های بتنی را در طول زلزله مدلسازی کردند. نتایج تاثیر قابل توجه پدیده خرابی پیش‌رونده در عملکرد پلها در طول زلزله را نشان می‌دهد. همچنین نیاز بر در نظر گرفتن مکانیزم خرابی پیش‌رونده در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های جدید تاکید شده و اعلام گردید که پدیده خرابی پیش‌رونده می‌تواند در طول زلزله ایجاد گردد و محدود به بار ثقیلی و انفجار نیست و روش APM می‌تواند رفتار خرابی پیش‌رونده پل‌ها را پیش‌بینی کند.

✓ نیلسن^۳ در پایان نامه کارشناسی ارشد خود در سال ۲۰۰۹ [11] به روش‌های مختلف محاسبه تنومندی^۴ که شاخص مهمی برای تعیین سالم ماندن سازه در برابر یک خرابی موضعی اولیه است اشاره نمود. در کل فهمیده شد که شکل‌پذیری و قیود اضافی، مقاومت در برابر بارهای عمودی و افقی پیش‌بینی نشده و خطاهای انسانی را افزایش می‌دهد.

¹ Kapil Khandelwal & Sherif El-Tawil

² Hartanto Wibowo & Silvena Reshotkina

³ Nielsen

⁴ Robustness

✓ جینکو کیم و تای وان کیم^۱ در سال ۲۰۰۸ [14]، در تحقیقی ظرفیت مقاوم در برابر خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی را مورد بررسی قرار داده اند. در این تحقیق روش‌های تحلیلی استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی بر طبق آئین‌نامه‌های GSA2003 و DOD2005 برای مقایسه ارائه شده است. با مقایسه نتایج تحلیل ها، نتیجه می شود که تحلیل دینامیکی غیرخطی ابزاری دقیق برای ارزیابی پتانسیل خرابی پیش رونده در سازه های ساختمانی می‌باشد.

✓ جس کارن و داوید هاگتون^۲ در سال ۲۰۰۵ [19] به ارزیابی پتانسیل خرابی پیش رونده در قابهای فولادی با اتصالات مختلف پرداختند. در این تحقیق بعد از تحلیل دینامیکی غیر خطی یک قاب ۲۳ طبقه فولادی که یک ستون بحرانی را بدلیل بارگذاری نامتعارف از دست داده بود، تاریخچه زمانی دوران ها و تغییر شکل های بدست آمده به یک مدل اجزای محدود با جزئیات کامل مقطع تیر و ستون و اتصالات مختلف تیر به ستون اعمال گردید. مشخص شد که اتصال ورق کناری^۳ رفتار مناسبی جهت تحمل تغییر شکل های ایجاد شده و مقابله با خرابی پیش رونده دارد.

✓ جینکو کیم و داوون آن^۴ در سال ۲۰۰۹ [20]، اثر عملکرد زنجیره وار در پتانسیل خرابی پیش رونده در ساختمان های فولادی با قاب خمشی را بررسی کردند. تحلیل های دینامیکی و استاتیکی غیر خطی در مدل های سه و شش طبقه با مهاربند و بدون مهاربند با استفاده از روش APM پیشنهاد شده توسط راهنمای GSA2003 انجام شد و نتایج مقایسه گردید. زمانی که عملکرد زنجیره وار در تحلیل استاتیکی غیر خطی در نظر گرفته شد منحنی Push-down بدست آمده بالاتر از منحنی بدون در نظر گرفتن عملکرد زنجیره وار قرار گرفت.

¹ Jinkoo Kim & Taewan Kim

² Jesse Karns & David Houghton

³ Side Plate

اثرات زنجیره وار همانند دهانه ها و مهاربندهای اضافی حرکات جانبی را کاهش دادند ولی تغییر در تعداد طبقات بر عملکرد زنجیره وار تاثیر قابل توجهی ندارد.

✓ احمد ساعد و علی سعید در سال ۲۰۰۷ [15] مروری بر روشهای طراحی ، تحلیل و تکنیک های بهسازی در برابر خرابی پیش رونده انجام دادند.

✓ خالد جلال و تامر الساوی در سال ۲۰۱۰ [21] اثرات استراتژی های مختلف بهسازی در کاهش خرابی پیش رونده در قاب های فولادی طراحی شده برای بار ثقلی با استفاده از روش APM پیشنهاد شده توسط GSA و DOD را بررسی نمودند. پاسخ تحلیل های دینامیکی غیر خطی سه بعدی برای سازه های با تعداد و طول دهانه های مختلف در قاب های فولادی ۱۸ طبقه با موقعیت حذف ستون متفاوت مقایسه گردید. مشخص شد که نوع بارگذاری در پتانسیل ایجاد خرابی پیش رونده تاثیر گذار بوده طوری که همه سناریو های حذف ستون با بارگذاری بر اساس DOD منتج به انهدام ساختمان گردید ولی برای بارگذاری بر اساس GSA چنین اتفاقی نیفتاد. همچنین نشان داده شد که افزایش مقاومت تیرها بسیار موثر تر از افزایش سختی می باشد.

✓ منگ هاو و چنگ لانگ جیان^۱ در سال ۲۰۰۷ [22] خرابی پیش رونده برای ساختمان های بتن آرمه طراحی شده بر اساس ضوابط لرزه ای را بررسی نمودند. تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی انجام گرفت. نتایج نشان داد که استفاده از ضریب دینامیکی ۲ در تحلیل استاتیکی غیر خطی نتایج محافظه کارانه ای می دهد. آنها پیشنهاد نمودند که معیارهای پذیرش متفاوتی برای روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی استفاده شود.

✓ فنگ فو^۲ در سال ۲۰۱۰ [23] رفتار یک ساختمان کامپوزیت فولادی ۲۰ طبقه بصورت سه بعدی تحت سناریوی حذف ستون با نرم افزاز آباکوس بررسی کرد. مطالعات پارامتریک بر

¹ Meng Hao & Cheng-Long Jiang

² Feng Fu

اساس تغییر مقاومت بتن، مقاومت فولاد سازه ای و فاصله مش ها انجام شد. نتایج نشان داد که سناریوی حذف یک ستون محتمل ترین حادثه است. بنابراین اکثر تحقیقات انجام شده روی حذف یک ستون متمرکز شده اند. سطح مقطع مش ها تاثیر ناچیزی در رفتار سازه داشت ولی افزایش فاصله مش ها تغییر شکل ها را افزایش داد.

✓ مین لیو^۱ در سال ۲۰۱۱ [24] به طراحی قابهای فولادی باربر لرزه ای در برابر خرابی پیش رونده با استفاده از روش APM، راهنمای UFC2009 پرداخت. تحلیل های استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی انجام گرفت. مشخص شد که استفاده از روش استاتیکی خطی منجر به پاسخ های محافظه کارانه می شود. ولی بیان شد اگر چه استفاده از روش های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی منجر به پاسخ های اقتصادی تری می شوند ولی محاسبات پیچیده تری دارند. این تحقیق برای قاب های دو بعدی انجام گرفت ولی بنا به نظر محقق برای رسیدن به نتایج واقعی تر باید از مدل های سه بعدی استفاده نمود.

✓ تاوان کیم و جینکو کیم^۲ در سال ۲۰۰۹ [26] به مطالعه عملکرد لرزه ای و خرابی پیش رونده قاب های فولادی با سه نوع اتصال لرزه ای پرداختند. بر اساس نتایج تحلیل لرزه ای تفاوت کمی در نوع اتصالات مشاهده شد ولی پتانسیل خرابی پیش رونده سازه های طراحی شده برای لرزه خیزی متوسط بطور قابل توجهی با نوع اتصال تغییر می کند. سازه های طراحی شده برای لرزه خیزی بالا در مقابل خرابی پیش رونده ایمن تر بودند.

¹ Min Liu

² Taewan Kim & Jinkoo Kim

۲-۵- نتیجه‌گیری

مطالعات تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که تعداد محدودی از استاندارد های بین المللی ساختمان، دارای مقررات ویژه جهت طراحی سازه ها در برابر خرابی پیش رونده می باشند، شایان ذکر است بیشتر آنها بر طرح سازه ای مناسب، افزایش درجات نامعینی، شکل پذیری و پیوستگی تاکید دارند. همچنین دو هدف اصلی بهسازی ساختمان های موجود، دفع شکست موضعی و تامین توزیع مجدد بار به منظور جلوگیری از خرابی پیش رونده در کل سازه می باشد. بدین منظور ایجاد پیوستگی، شکل پذیری و مقاومت در اتصالات و المان های سازه ضروری می باشد. هم چنین در زمان ارائه جزئیات مربوط به تقویت المان های سازه ای باید این احتمال را که المان های تقویت شده به دلیل افزایش سختی و مقاومت بار اضافی جذب می کنند را در نظر گرفت. در صورت تغییر سختی نسبی ستون ها در یک قاب خمشی، ممکن است توزیع نیرو ها در قاب در اثر دیگر شرایط بارگذاری مانند باد یا زلزله، تقاضای جدیدی را در المان های تقویت شده یا دیگر المان ها بوجود آورد. بنابر این در هنگام طراحی برای افزایش مقاومت المان های خاص در برابر خرابی پیش رونده باید اثرات متعاقب این کار را بر روی رفتار سازه در طی رخداد های قابل پیش بینی لحاظ نمود. و آئین نامه های GSA, DOD(UFC), بطور جامع تر و با جزئیات بیشتر به بررسی پدیده خرابی پیش رونده در ساختمان ها پرداخته اند و در اکثر تحقیقات مرتبط با پدیده خرابی پیش رونده از این آئین نامه ها استفاده شده است.

فصل سوم

مدلسازی و فرضیات

۳-۱- مقدمه

در فصول قبل نگاهی بر مسئله خرابی پیش‌رونده و مروری بر ادبیات فنی صورت گرفت. در ابتدای این فصل مشخصات قاب های مورد بررسی و روش بارگذاری آنها و فرضیات مورد استفاده، معرفی شده است. در ادامه به منظور بررسی فرآیند خرابی پیش‌رونده، به نحوه ایجاد مدل در نرم افزار SAP2000 پرداخته شده است. در پایان این فصل روند طراحی تحت خرابی پیش‌رونده بیان شده است.

۳-۲- مدل سازی اولیه در نرم افزار ETABS

ساختمان های مورد مطالعه در این پایان نامه، در ۴ طبقه بصورت سه بعدی و با ۷ دهانه ۵ و ۷/۵ متری و با ارتفاع طبقات ۳/۲ و ۴/۸ متری و همچنین در ۴ طبقه با ۱۱ دهانه ۵ متری و در ۶ طبقه با ۷ دهانه ۵ متری و ارتفاع ۳/۲ متر، در نظر گرفته شده اند. این سازه ها دارای اسکلت فلزی، با سیستم

باربر جانبی از نوع قاب خمشی متوسط^۱ (IMF) می باشند. طراحی اولیه و الاستیک سازه ها بر اساس روش حدی^۲ (LRFD) مبحث دهم مقررات ملی انجام شده است. [26]

نیروی زلزله بر اساس روش پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم بدست آمده است. الزامات معمول و ویژه طرح لرزه‌ای شامل کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل لاغری و ... بر اساس ضوابط لرزه ای پیوست استاندارد ۲۸۰۰ صورت گرفته است [27]

ساختمان ها از نوع مسکونی با اهمیت متوسط فرض شده اند. منطقه مورد مطالعه با لرزه خیزی زیاد و خاک نوع II در نظر گرفته شده است. تمامی اتصالات و تکیه گاهها صلب فرض شده و سیستم از نوع تیرچه بلوک و بارگذاری سقف به صورت شطرنجی می باشد. بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ایران انجام شده است.

بار مرده ناشی از سقف و تیغه های داخلی برای طبقات 620 Kg/m^2 و برای بام مقدار 550 Kg/m^2 در نظر گرفته شده است.

همچنین بار زنده وارد بر سطح طبقات برابر با 200 Kg/m^2 و برای بام 150 Kg/m^2 در نظر گرفته شده است.

برای تیغه های پیرامونی علاوه بر بارهای ذکر شده بار دیوارهای خارجی، معادل 250 Kg/m^2 در نظر گرفته شده است. بارهای خیالی $DN = 0.002(DL)$ و $LN = 0.002(LL)$ در دو جهت X و Y، که برای پوشش دادن خطاهای احتمالی طراحی می باشد، به صورت جانبی به تراز طبقات اعمال شده است. ضمناً بر خلاف روش تنش مجاز، از تحلیل $P-\Delta$ نیز به همراه تحلیل مودال استفاده شده است. برای محاسبه ی وزن هر طبقه در هنگام زلزله، کل بار مرده و ۲۰ درصد از بار زنده لحاظ شده است. مقاطع مورد استفاده در تیرها از نوع مقاطع اروپایی IPE و ستون ها از نوع BOX می باشد.

^۱ Intermediate Moment Frame

^۲ Load and Resistance Factor Design

برای تیر و ستون از فولاد ST37 با حد اقل تنش تسلیم $F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ و $F_u = 3600 \text{ Kg/cm}^2$ استفاده شده است.

۳-۳- مدلسازی در SAP2000

پس از اینکه سازه اولیه در نرم افزار ETABS طراحی شد از مقاطع طراحی شده توسط این نرم افزار، جهت ساخت مدل در نرم افزار SAP2000 استفاده می گردد و سپس پارامترهای مورد نظر جهت ایجاد مدل مناسب برای اعمال اثر خرابی پیش رونده در دو حالت استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی به سازه اعمال می گردد.

۳-۳-۱- اعمال مفاصل پلاستیک به سازه

از آنجایی که قصد داریم از دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی برای بررسی اثر خرابی پیش رونده بر روی سازه استفاده نماییم، به سازه اجازه می دهیم که وارد فاز غیر خطی شود، لذا نیاز به تعریف مفاصل پلاستیک برای اعضای سازه ای داریم.

۳-۳-۱-۱- اعمال مفاصل پلاستیک به تیرها

تیرهای قاب خمشی، اعضای خمشی می باشند و به وسیله تغییر شکل کنترل می گردند. لذا مفاصلی که برای تیرها تعریف شده است از نوع کنترل شونده توسط تغییر شکل می باشد که در فواصل 0.05 L و 0.95 L آنها اعمال شده است.

پارامترهای مورد نیاز برای تعریف مفاصل، از آیین نامه Fema356 استخراج شده است. [28]

۳-۱-۲- اعمال مفاصل پلاستیک به ستون ها

ستون های قاب خمشی، اعضای هستند که می توانند هم کنترل شونده توسط نیرو و هم کنترل شونده توسط تغییر شکل باشند. برای اعمال مفصل پلاستیک به ستون ها نیاز است که ابتدا مشخص شود که کدام ستون کنترل شونده توسط نیرو و کدام ستون کنترل شونده توسط تغییر شکل می باشد. به همین منظور ابتدا باید نسبت $\frac{P}{p_{cl}}$ را در ستون ها کنترل کرد. بنابراین در گام اول مفاصلی از نوع نیرویی به ستون ها اعمال شده و در گام بعدی سازه تحت تحلیل push over قرار می گیرد. اگر نسبت $\frac{P}{p_{cl}} > 0.5$ شود ستون کنترل شونده توسط نیرو خواهد بود و مفاصل نیرویی در فاصله $0.5L$ به ستون اعمال می گردد. اما اگر $\frac{P}{p_{cl}} < 0.5$ باشد ستون کنترل شونده توسط تغییر شکل خواهد بود و مفاصل از نوع $P-M_2-M_3$ در فواصل $0.05L$ و $0.95L$ به ستون اعمال می گردد. (با توجه به موضوع پایان نامه تنها به توضیح اجمالی آن بسنده شده است).

۳-۲- ایجاد Load Case مناسب برای مدل

تعریف صحیح یک Load Case و اعمال مناسب به سازه، جهت بررسی اثر خرابی پیش‌رونده در رسیدن به جوابهای قابل قبول بسیار حائز اهمیت می باشد. از آنجایی که در این پایان نامه دو روش تحلیل برای خرابی پیش‌رونده در نظر گرفته شده است لذا برای هر روش یک Load Case مناسب تعریف شده است.

۳-۲-۱- تعریف Load Case برای تحلیل دینامیکی غیر خطی^۱ (NDP)

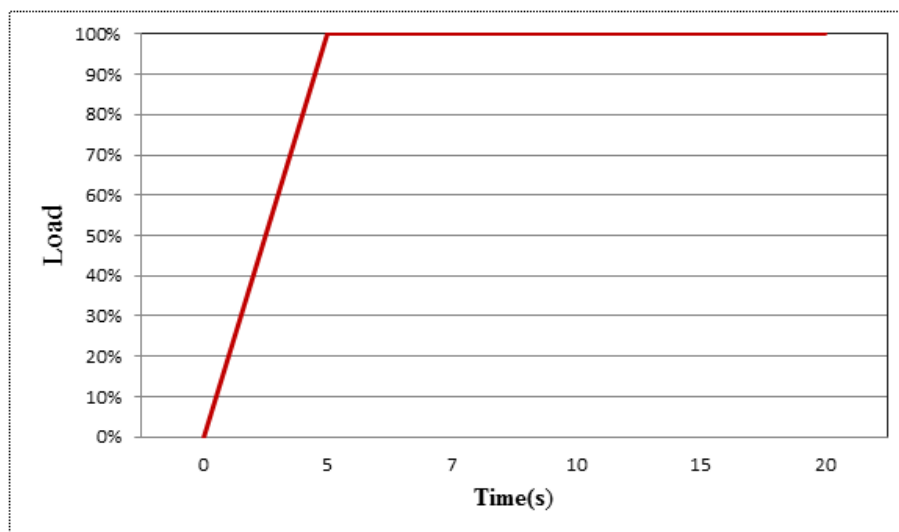
دقیق ترین روش تحلیل برای بررسی خرابی پیش‌رونده، تحلیل دینامیکی غیر خطی می باشد.

^۱ Nonlinear Dynamic Procedure

همانطور که در فصل دوم اشاره شد، در تحلیل دینامیکی غیر خطی نیاز به دو مدل سازه ای می باشد
الف) مدل سالم (بدون نقص)

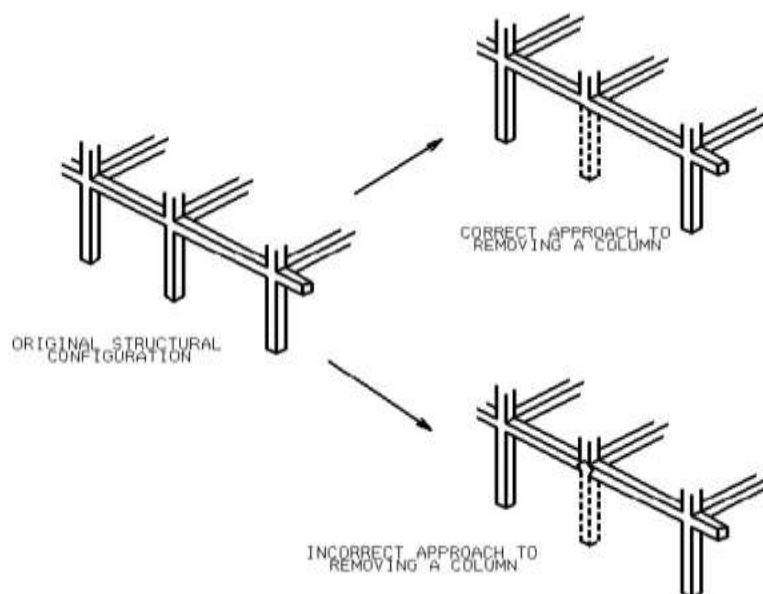
ب) مدل تحت خرابی عضو باربر (ناقص)

در حالت اول به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی، ابتدا باید تابع تاریخچه زمانی تعریف شود. برای این کار تابع زمانی خود را از نوع RAMP انتخاب کرده و در مدت زمان ۲۰ ثانیه به سازه اعمال می گردد. این تابع که از دو قسمت تشکیل شده، ابتدا در مدت ۵ ثانیه به صورت خطی با توجه به آیین نامه مورد نظر (GSA2003 , DOD2005) افزایش یافته تا کل بار به سازه اعمال شود و سپس به مدت ۱۵ ثانیه و به صورت ثابت ادامه می یابد.



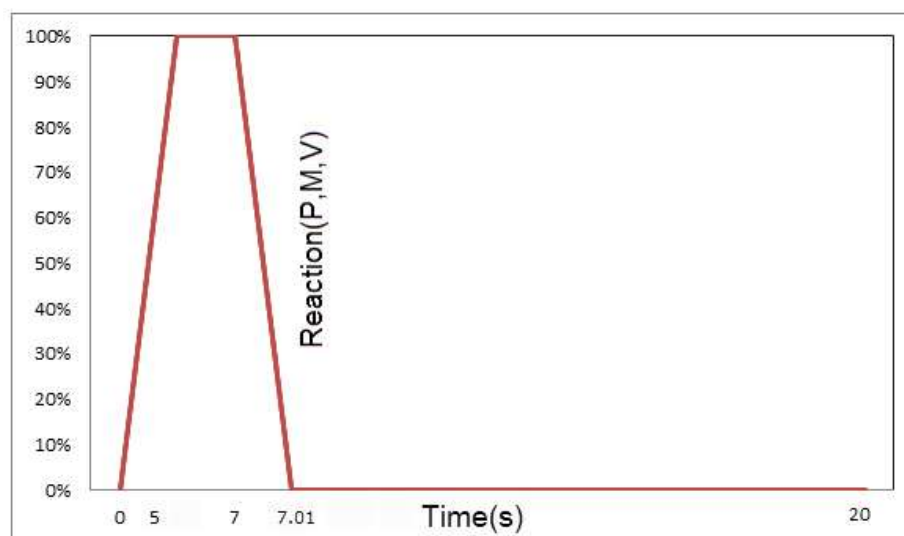
شکل ۳-۱. نحوه اعمال بار به سازه

در گام دوم، ابتدا عضوی که قرار است حذف شود مشخص می شود و مقادیر نیروهای داخلی آن بدست می آید. سپس عضو به طور مناسب همانند شکل ۳-۲ از سازه حذف می گردد و نیروهای داخلی آن عضو (P,M,V) به جای عضو حذف شده در خلاف جهت نیروهای داخلی به اتصال مورد نظر اعمال می شود.



شکل ۳-۲. نحوه صحیح حذف ستون از سازه

پس از اعمال تلاش‌های ستون حذف شده به سازه، تابع تاریخچه زمانی مرتبط با آن از نوع RAMP با ۴ قسمت در ۲۰ ثانیه به صورت شکل ۳-۳ در نرم افزار ایجاد می گردد.



شکل ۳-۳. نحوه اعمال تلاش‌ها به سازه در محل حذف ستون

همان گونه که ملاحظه می شود تا ۵ ثانیه مقدار تلاش ها به حد اکثر می رسد و به مدت ۲ ثانیه ثابت می ماند تا بالانس و تعادل ایجاد گردد و سپس به صورت کاملاً ناگهانی از سازه حذف می گردد. پس از تعریف این تابع تاریخچه زمانی، هر دو تابع بیان شده، در یک Load Case برای انجام تحلیل

دینامیکی غیر خطی به سازه اعمال می گردد. (اعمال نیروهای داخلی و حذف آنی آن جهت نشان دادن اثر ضربه ناشی از حذف ستون می باشد)

۳-۲-۲-۲- تعریف Load Case برای تحلیل استاتیکی غیر خطی^۱ (NSP)

یکی از معمول ترین روشهای تحلیل خرابی پیش رونده تحلیل استاتیکی غیر خطی می باشد. در این روش نیز همانند روش تحلیل دینامیکی، بارها متناسب با آیین نامه مورد نظر به کل سازه اعمال می گردد ولی با این تفاوت که برای نشان دادن اثر ضربه ناشی از حذف ستون به گونه ای دیگر عمل می شود، بدین صورت که ابتدا ستون مورد نظر حذف گردیده و سپس بارهای ثقلی در دهانه هایی که مرتبط به ستون حذف شده می باشند به صورت مرحله ای افزایش یافته تا به دو برابر مقدار اعمال شده در دهانه های دیگر برسد. نحوه تعریف Load Case مناسب جهت اعمال صحیح نکات فوق الذکر به سازه، از اهمیت بالایی برخوردار می باشد.

۳-۴ طراحی سازه در برابر خرابی پیش رونده

همان طور که در فصل دوم به آن اشاره شد روشهای متعددی به منظور طراحی سازه ها در برابر خرابی پیش رونده وجود دارد. اما یکی از بهترین آنها روش مسیر جایگزین^۲ (APM) می باشد. این روش روی حالتی از سازه که بعد از دست رفتن بعضی از المان ها، بدون در نظر گرفتن دلیل آن، ایجاد می گردد تمرکز می کند..

در دو حالت روش مسیر جایگزین (APM) توسط آیین نامه ها توصیه می شود.

۱- برای حالتی که یک عضو باربر عمودی (ستون) نتواند مقاومت موضعی مورد نیاز را فراهم کند.

^۱ Nonlinear Static Procedure

^۲ Alternate Path Method

۲- برای سازه هایی با ارتفاع متوسط^۱ (MLOP) و زیاد^۲ (HLOP) که نیازمند به محافظت می باشند.

برای سازه هایی که جزء MLOP و HLOP هستند روش APM به دو صورت اعمال می شود.

۱- حذف ستون داخلی (internal column removal)

۲- حذف ستون پیرامونی (external column removal)

که در این پایان نامه فرض شده است سازه مورد نظر از نوع دوم باشد.

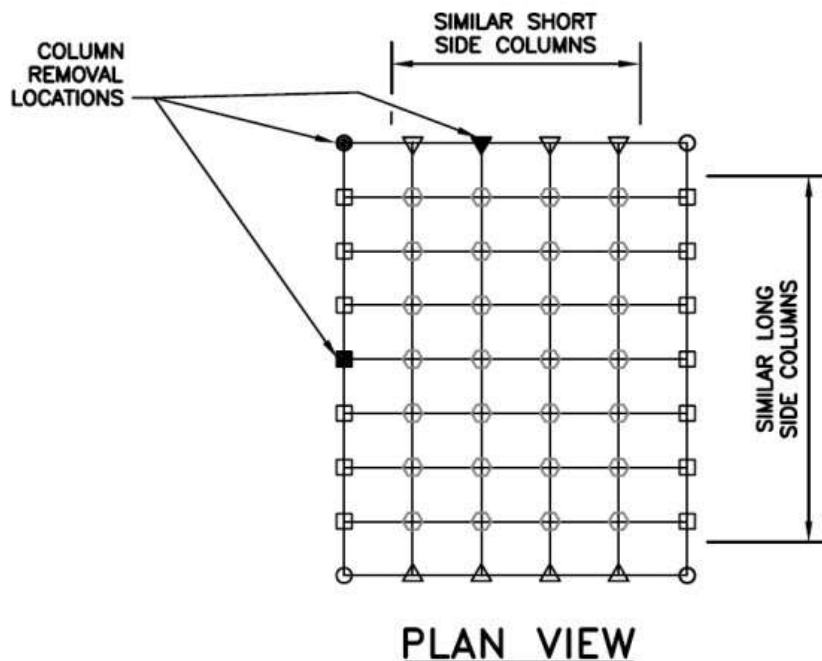
۳-۴-۱- نحوه حذف المان باربر قائم خارجی (external column removal)

در یک پلان سازه ای محل حذف ستون پیرامونی به شرح زیر می باشد.

۱- در گوشه پلان

۲- در وسط ضلع کوچکتر پلان

۳- در وسط ضلع بزرگتر پلان



شکل ۳-۴. موقعیت حذف ستون های پیرامونی در پلان سازه

^۱ Medium Level of protection

^۲ High Level of protection

همچنین در مکان هایی که سازه در پلان دچار تغییرات هندسی می شود می توان ستون محل تقاطع، در تغییر هندسی را حذف نمود و یا حتی دهانه هایی که ابعاد دهانه نسبت به دهانه های دیگر افزایش یافته، می تواند مکان هایی برای حذف ستون باشد. علاوه بر موارد فوق، طراح می تواند از قضاوت مهندسی خود نیز در جهت انتخاب ستون مورد نظر یاری گیرد.

۳-۵- ترکیب بارهای مورد استفاده در تحلیل خرابی پیش رونده

آیین نامه های متفاوتی به منظور بررسی اثر خرابی پیش رونده موجود می باشند. اما در این پایان نامه به ترکیبات بار دو آیین نامه GSA2003 و DOD2005 پرداخته شده و از این دو آیین نامه در بارگذاری سازه های مورد بررسی استفاده شده است.

۳-۵-۱- ترکیب بار در آیین نامه GSA2003

در آیین نامه GSA2003 ترکیب بار معرفی شده به صورت زیر می باشد.

DL+0.25 LL

که در آن DL: بار مرده و LL: بار زنده می باشد.

همچنین در تحلیل استاتیکی غیر خطی برای در نظر گرفتن اثرات دینامیکی حذف ستون مورد نظر،

ضریب ۲ در ترکیب بار لحاظ می شود .
 $2(DL+0.25 LL)$

۳-۵-۲- ترکیبات بار در آیین نامه DOD2005

در این آیین نامه بر خلاف آیین نامه GSA2003، هم ضرائب بار مرده و زنده تغییر کرده و هم علاوه

بر بارهای ثقلی بارهای جانبی نیز معرفی شده است که به صورت زیر می باشد:

$(1.2 \text{ or } 0.9) DL + (0.5 LL \text{ or } 0.2 S) + 0.2 W$

در رابطه فوق:

DL: بار مرده

LL: بار زنده

S: بار برف

W: بار باد

در این پایان نامه از ترکیب بار زیر جهت بارگذاری سازه ها استفاده شده است.

$$1.2 DL + 0.5 LL + 0.2 WL$$

که همانند آیین نامه GSA2003 در تحلیل استاتیکی غیر خطی از ترکیب بار زیر جهت در نظر گرفتن اثرات دینامیکی بر روی سازه استفاده می شود.

$$2(1.2 DL + 0.5 LL) + 0.2 WL$$

در این پایان نامه مقدار DL و LL همان مقداری است که در طراحی سازه اولیه استفاده شده و بار باد نیز بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، به صورت دستی و با توجه به اینکه سازه مورد نظر در شهر تهران واقع شده است، محاسبه و به تراز طبقات در دو جهت x و y اعمال شده است.

۳-۶- طراحی بر اساس خرابی پیش رونده

در این پایان نامه از دو روش تحلیل غیر خطی به منظور طراحی سازه در مقابل پدیده خرابی پیش رونده استفاده شده است که در ادامه به طور اجمالی به شرح آنها پرداخته می شود.

۳-۶-۱- روند طراحی بر اساس تحلیل استاتیکی غیر خطی (Push down) NSP

برای انجام تحلیل و طراحی بر اساس روش استاتیکی غیر خطی مراحل زیر باید صورت گیرد.

۱- در ابتدا عضو باربر قائم، به صورت یکی از دو حالت زیر از سازه حذف می شود.

الف) در حالتی که عضو بنا به دلایلی مقاومت موضعی قائم خود را از دست داده باشد.

ب) در حالت MLOP و HLOP که نحوه و موقعیت حذف ستون در آن، در این فصل توضیح داده شده است.

۲- ترکیب بار $1.2 DL + 0.5 LL + 0.2 WL$ به تمام سازه اعمال می گردد و سپس ترکیب بار ثقلی $1.2DL + 0.5 LL$ به صورت بار افزون و گام به گام، حداقل در ده مرحله به دهانه هایی که ستون مورد نظر در آن حذف شده اند افزوده می شود تا اثر دینامیکی حذف ستون لحاظ گردد. ضمناً باید توجه داشت که نرم افزار مورد استفاده توانایی اعمال بار مرحله ای به سازه را دارا باشد.

۳- پس از پایان تحلیل، با توجه به اینکه المان های مورد نظر، کنترل شونده از نوع نیرویی باشند و یا اینکه کنترل شونده از نوع تغییر شکل، با معیارهای پذیرش متناسب با رفتارشان مقایسه می شوند.

۴- در صورتیکه در طول فرایند تحلیل و کامل شدن بارگذاری، هیچ یک از المان های سازه ای مورد نظر، از معیارهای پذیرش تجاوز نکنند، تحلیل به درستی و کامل انجام شده و سازه مورد نظر مقاومت کافی را در برابر خرابی پیش رونده را دارا می باشد. اما اگر هر یک از المان های سازه ای از معیارهای پذیرش متناسب تجاوز نماید، باید مراحل زیر انجام گیرد:

الف) ابتدا مدل سازه ای باید بهبود یابد به عبارت دیگر عضو یا اعضای که از معیار پذیرششان عبور کرده اند مشخص و به درستی از سازه حذف می شوند.

ب) اعضای سازه با توجه به نحوه بارگذاری عضو حذف شده، دوباره بارگذاری می شوند.

اگر عضوی که از معیار پذیرش تجاوز کرده تحت بار ضریب دار قرار گرفته بوده، همان میزان بار مستقیماً به بخشی از سازه که زیر عضو مورد نظر قرار دارد اعمال می شود. اما اگر عضوی که از معیار پذیرشش تجاوز کرده تحت بار ضریب نبوده باشد، ابتدا این بار ضریب دار شده و پس از آن مستقیماً به بخشی از سازه که زیر آن قرار دارد اعمال می گردد.

ج) آنالیز از بخشی که المان حذف شده و سازه پس از حذف بهبود یافته، آغاز می‌شود و فرایند بارگذاری انجام می‌شود تا اینکه کل بار به سازه اعمال گردد یا اینکه در حین تحلیل عضو دیگری، از معیار پذیرش خود تجاوز نماید.

د) پس از اینکه تحلیل خاتمه یافت میزان خسارت بوجود آمده با میزان خسارت مجاز تعریف شده مقایسه می‌شود. اگر میزان خسارت بوجود آمده از خسارت مجاز بیشتر باشد سازه از ابتدا طراحی اولیه شده و مجدداً تحلیل می‌گردد. اما اگر خسارت بوجود آمده، از خسارت مجاز کمتر باشد، دوباره اعضای مورد نظر با معیارهای پذیرش مقایسه می‌گردند.

میزان خسارت مجاز با توجه به داخلی یا پیرامونی بودن ستون، متفاوت است. در این پایان نامه از آنجایی که ستون حذف شده پیرامونی می‌باشد، میزان خسارت مجاز به صورت زیر تعریف می‌شود. میزان خسارت مجاز در بالای عضو حذف شده باید از 70 m^2 (750 ft^2) یا ۱۵ درصد از مجموع از سقف مورد نظر و سقف پایینی عضو حذف شده، کمتر باشد.

ه) اگر هر یک از اعضا در تحلیل جدید از معیار پذیرش تجاوز نکند، تحلیل و طراحی به درستی خاتمه یافته است.

اما اگر اعضا از معیار پذیرش خود تجاوز نمایند مراحل الف تا ه مجدداً تکرار می‌شوند تا اینکه یا میزان خسارت از حد پذیرش تجاوز یابد (که در این صورت باید سازه از ابتدا طراحی شده و دوباره مراحل تحلیل را طی نماید)، و یا اینکه دیگر هیچ عضوی نباشد که از معیار پذیرش خود تجاوز کرده باشد (که در این صورت تحلیل و طراحی به پایان رسیده است).

۳-۶-۲- روند طراحی بر اساس تحلیل دینامیکی غیر خطی NDP

۱- ابتدا جرم سازه به صورت واقعی در مدل توزیع می‌شود. بارهای متمرکز و جرم‌های متمرکز در مدل قرار نمی‌گیرند.

۲- قبل از حذف المان باربر در سازه، سازه باید به یک تعادل استاتیکی تحت اثر ترکیب بار مورد نظر برسد. این عمل جزء مراحل تحلیل می باشد.

۳- بعد از اینکه مدل تحت بارگذاری به تعادل رسید، عضو مورد نظر از سازه به صورت ناگهانی حذف می شود. در تحلیل دینامیکی غیر خطی نیز همانند تحلیل استاتیکی غیر خطی، عضو باربر قائم، تحت یکی از دو حالت زیر از سازه حذف می شود.

الف) در حالتی که عضو مورد نظر مقاومت موضعی خود را بنا به دلایلی از دست داده باشد.

ب) برای آنالیز سازه های MLOP و HLOP که محل حذف ستون در این نوع آنالیز، به طور کامل شرح داده شده است.

۴- تحلیل دینامیکی ادامه می یابد تا اینکه سازه به یک شرایط پایدار و ثابت برسد. (منظور از پایداری، رسیدن جابه جایی نقطه هدف (محل حذف ستون) به یک مقدار ثابت پس از انجام یک سری نوسانات رفت و برگشتی می باشد).

۵- در حین تحلیل و یا بعد از پایان یافتن تحلیل، المان های مورد نظر، چه المان های کنترل شونده توسط نیرو و چه المان های کنترل شونده توسط تغییر شکل، با معیارهای پذیرش تعریف شده مقایسه می شوند.

۶- اگر هیچ یک از المان های سازه ای در طی فرایند تحلیل دینامیکی غیر خطی از معیار پذیرش مربوط به همان المان تجاوز نکند، تحلیل انجام شده کامل بوده و سازه در برابر خرابی پیش رونده مقاومت مورد نیاز را دارا می باشد. اما اگر هر یک از اعضا از معیار پذیرش خود تجاوز نمایند باید مراحل زیر انجام گیرد.

الف) در گام اول ابتدا اعضای که از معیار پذیرش تجاوز کرده اند مشخص می شوند و سپس به صورت ناگهانی از سازه حذف می گردند.

ب) بعد از حذف المان های آسیب دیده، دوباره سازه بارگذاری مجدد می شود. به این صورت که قبل از ادامه یافتن تحلیل، بارهای المان حذف شده به منظور نشان دادن اثر ضربه دو برابر شده و به بخشی از سازه که دقیقاً زیر المان حذف شده می باشد اعمال می گردد.

ج) آنالیز از جایی که سازه بهبود یافته و اعضای آسیب دیده حذف شوند آغاز می گردد. بارگذاری و تحلیل ادامه می یابد تا اینکه سازه به تعادل برسد یا اینکه اعضای دیگر سازه از معیارها پذیرش تجاوز نمایند.

د) در هر لحظه ای که آنالیز در اثر تجاوز اعضا از معیار پذیرش خود متوقف گردید، میزان خسارت بوجود آمده نسبت به خسارت مجاز مقایسه می شود. اگر خسارت بوجود آمده از خسارت مجاز تجاوز نمود، آنالیز متوقف و سازه دوباره از ابتدا طراحی و تحلیل می شود. برای ستون های پیرامونی مقدار خسارت مجاز سطح آسیب دیده در بالای عضو حذف شده باید کمتر از 70 m^2 و یا ۱۵ درصد مجموع سطح بالا و پایین المان حذف شده باشد.

ه) اگر میزان خسارت بوجود آمده از خسارت مجاز تجاوز نکرد و مدل سازه ای به تعادل و ثبات رسید سازه مقاومت کافی را در برابر خرابی پیش رونده داراست. اگر میزان خسارت بوجود آمده از خسارت مجاز تجاوز نکرد اما یکی از اعضا از معیار پذیرش خود تجاوز نمود، مراحل الف تا ه تکرار می شود تا اینکه یا سازه به تعادل برسد و یا اینکه خسارت بوجود آمده از خسارت مجاز تجاوز نماید.

۷-۳- فرضیات مدلسازی

در این پایان نامه فرضیات و ایده آل سازی هایی جهت مدلسازی انجام گرفته است. رفتار غیر خطی مصالح به صورت الاستیک-پلاستیک کامل بدون لحاظ کردن اثر سخت شوندگی کرنشی در نظر گرفته شده است.

علیرغم وجود محدودیت های موجود در راهنماها برای تلاش های برشی در اعضا، از کنترل آنها صرف نظر شده و صرفاً تغییر شکل های خمشی و کنترل مفاصل پلاستیک خمشی مورد بحث قرار گرفته است.

در تمامی اعضای خمشی محل مفاصل پلاستیک 0.05L و 0.95L در نظر گرفته شده است. برای رسیدن به جواب های دقیق در تحلیل دینامیکی غیر خطی سعی شده سازه از لحاظ هندسه متقارن و از لحاظ تعداد و طول دهانه ها در هر دو راستای x و y با هم برابر باشد.

فصل چهارم

بررسی نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی

غیرخطی

۴-۱- مقدمه

در بررسی اثر خرابی پیش رونده بر روی سازه ها ۴ روش تحلیلی وجود دارد که ۲ تای آنها روش های خطی و ۲ تای آنها روش های غیر خطی می باشند. در میان این روش ها روش های غیر خطی مستدل تر و دقیق تر می باشند. لذا در این پایان نامه از تحلیل های غیر خطی جهت بررسی اثر خرابی پیش رونده بر روی سازه ها استفاده می شود.

در این فصل ابتدا یک سازه ی ۴ طبقه ی قاب خمشی متوسط در هر دو راستا، با ۷ دهانه ی ۵ متری در راستای x و y و ارتفاع ۳/۲ متر در هر طبقه، بر اساس دو آیین نامه GSA2003 و DOD2005 تحت اثر خرابی پیش رونده قرار می گیرد و با دو روش آنالیز استاتیکی و دینامیکی غیر خطی تحلیل می شود و نتایج حاصل از آن مورد بررسی قرار می گیرد. در ادامه اثر حذف ناگهانی ستون و زمان حذف آن در تحلیل های دینامیکی غیر خطی و تاثیر آن بر تیر های دهانه های وابسته به عضو باربر مورد بررسی قرار گرفته است. در پایان، چهار مدل سازه ای با توجه به آیین نامه DOD2005 تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی قرار می گیرند تا اثر طول و تعداد دهانه ها، ارتفاع و تعداد طبقات بر

پدیده خرابی پیش رونده بررسی گردد. در این فصل تمامی مدل ها برای رسیدن به جوابهای منطقی و دقیق به صورت سه بعدی طراحی شده اند.

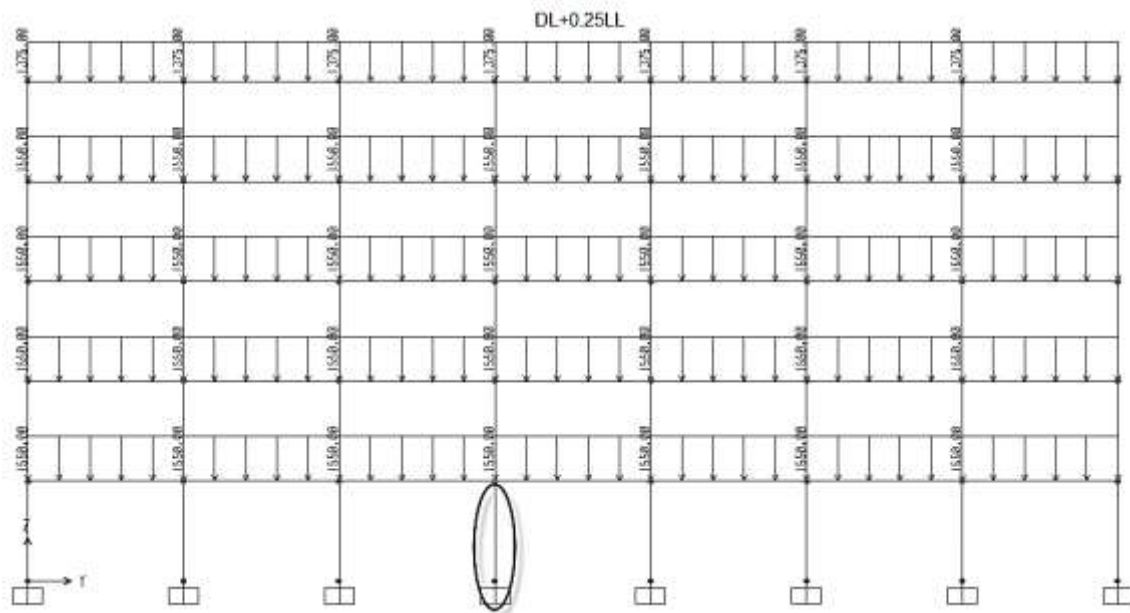
۴-۲- تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیر خطی بر سازه ی قاب خمشی ۴ طبقه

به منظور بررسی اثر خرابی پیش رونده طبق دو آیین نامه GSA2003 و DOD2005 بر اساس روش APM، همان طور که در فصل قبل به آن اشاره شده است، حذف عضو باربر در مکان و موقعیت های خاصی از پلان سازه اتفاق می افتد که در این پایان نامه با توجه به تقارن کامل سازه در پلان، ستون گوشه و ستون میانی پیرامونی به عنوان دو موقعیت هدف برای حذف ستون در نظر گرفته شده اند.

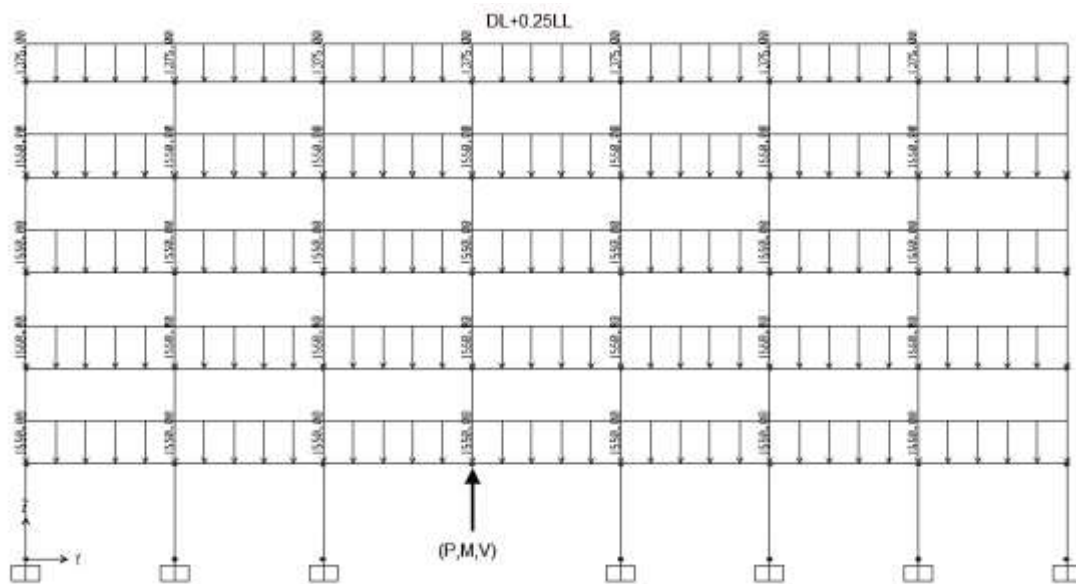
۴-۲-۱- تحلیل دینامیکی غیر خطی در آیین نامه GSA2003

۴-۲-۱-۱- بررسی مقاومت سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حذف ستون میانی

در این روش ابتدا سازه سالم با توجه به آیین نامه GSA2003 بارگذاری شده تحلیل دینامیکی غیر خطی بر روی سازه ی سالم انجام می گیرد. سپس ستون مورد نظر (ستون وسط) حذف شده و همانطور که در فصل سوم بدان اشاره شد، تلاش ستون (P, M, V) که در سازه سالم محاسبه شده بود، در موقعیت ستون حذف اعمال می گردد. تحلیل دینامیکی غیر خطی با توجه به شرایط جدید تکرار می گردد و در حین تحلیل تلاش های ستون در زمانی برابر با 0.01s به صورت آنی از سازه حذف می شود تا اثرات دینامیکی حذف ستون بر سازه لحاظ گردد.

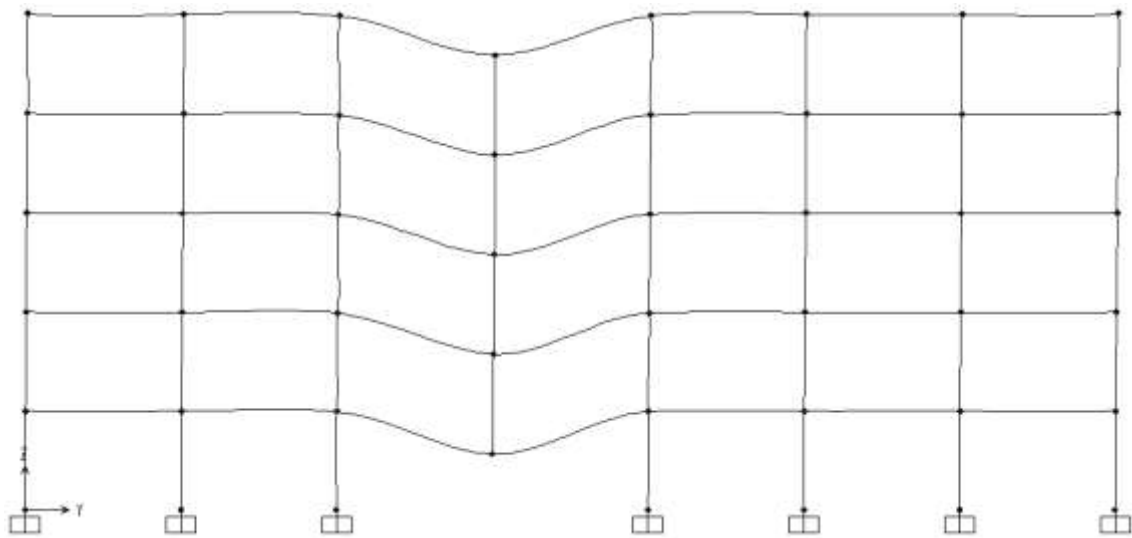


شکل ۴-۱. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون میانی در GSA2003,NDP

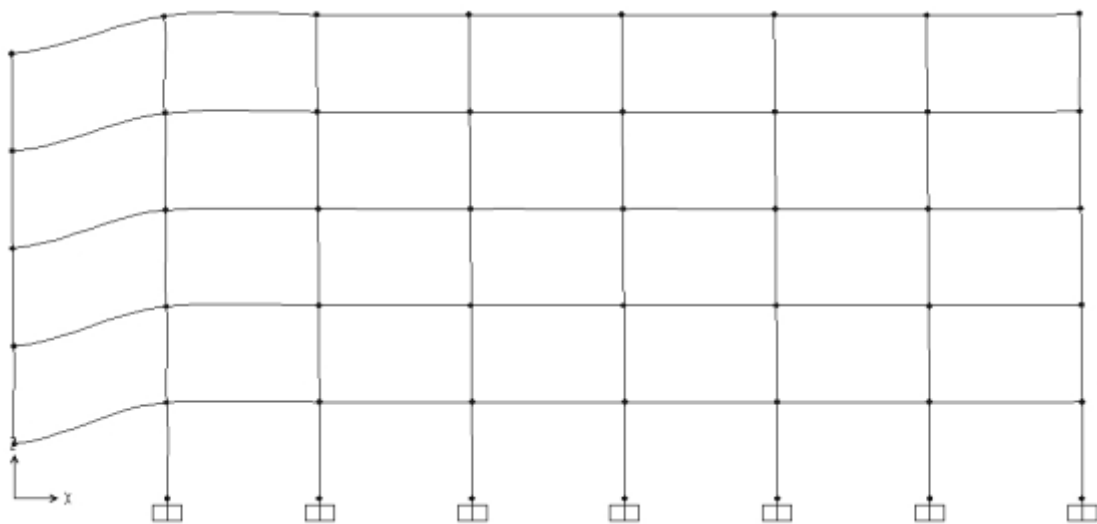


شکل ۴-۲. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی و اعمال تلاش به سازه در GSA2003,NDP

پس از پایان تحلیل دینامیکی غیر خطی همان گونه که در شکل های ۴-۳ و ۴-۴ مشاهده می شود، هیچ گونه مفصل پلاستیکی در سازه تشکیل نشده است و سازه به مرز تسلیم نرسیده است.



شکل ۴-۳. نحوه تغییر شکل سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003, NDP (y-z, MB)



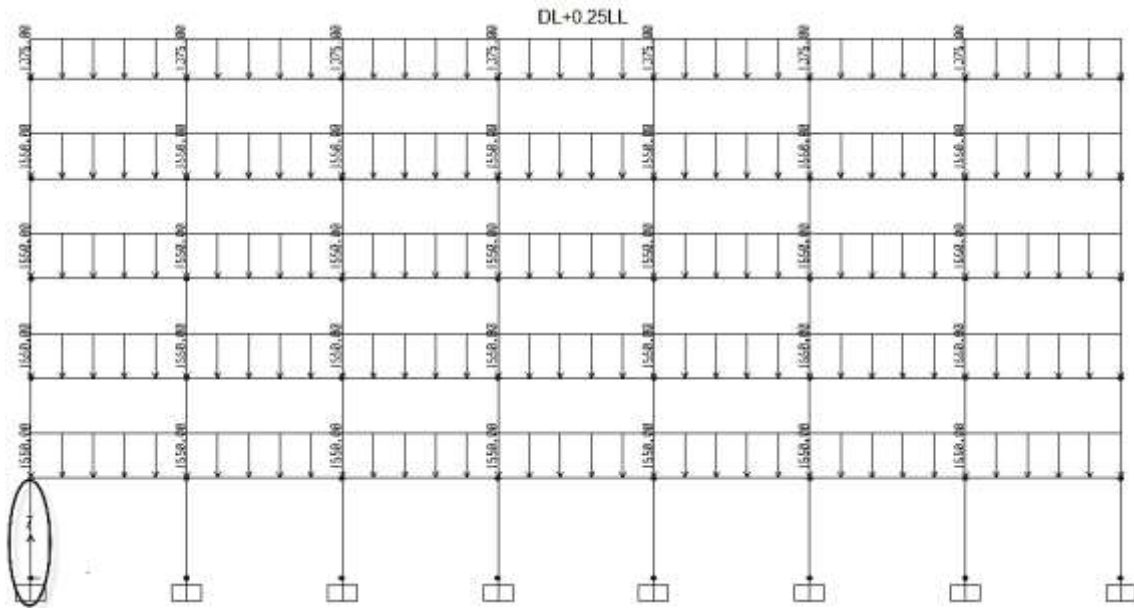
شکل ۴-۴. نحوه تغییر شکل سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003, NDP (x-z, MB)

این بدان معناست که سازه مورد نظر توانایی لازم جهت مقابله با خرابی پیش رونده تحت حذف ستون وسط بر اساس آیین نامه GSA2003 را دارا می باشد.

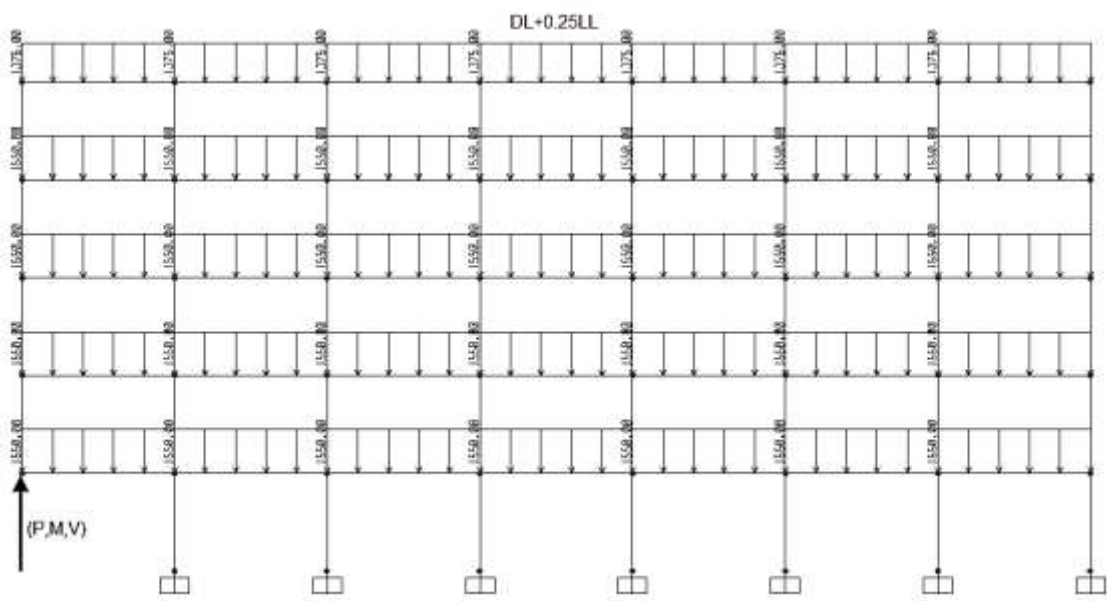
۴-۲-۱-۲-۴- بررسی مقاومت سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حذف ستون گوشه

در این روش همانند حالت قبل، ابتدا سازه سالم با توجه به ترکیب بار مورد نظر در آیین نامه بارگذاری می شود. سپس تحلیل دینامیکی غیر خطی برای سازه ی سالم انجام میگردد. ستون گوشه

ی مورد نظر پس از تعیین مقدار تلاش هایش از مدل اصلی حذف می گردد و تلاش های ستون حذف شده در محل مورد نظر به سازه وارد می گردد و تحلیل دینامیکی غیر خطی تکرار می شود، و به منظور دیدن اثرات حذف آنی ستون، تلاش عضو در حین تحلیل پس از آنکه کل بار به سازه اعمال شد و سازه تحت بارگذاری به یک بالانس رسید، از سازه در زمان $0.01s$ به صورت آنی حذف می گردد.

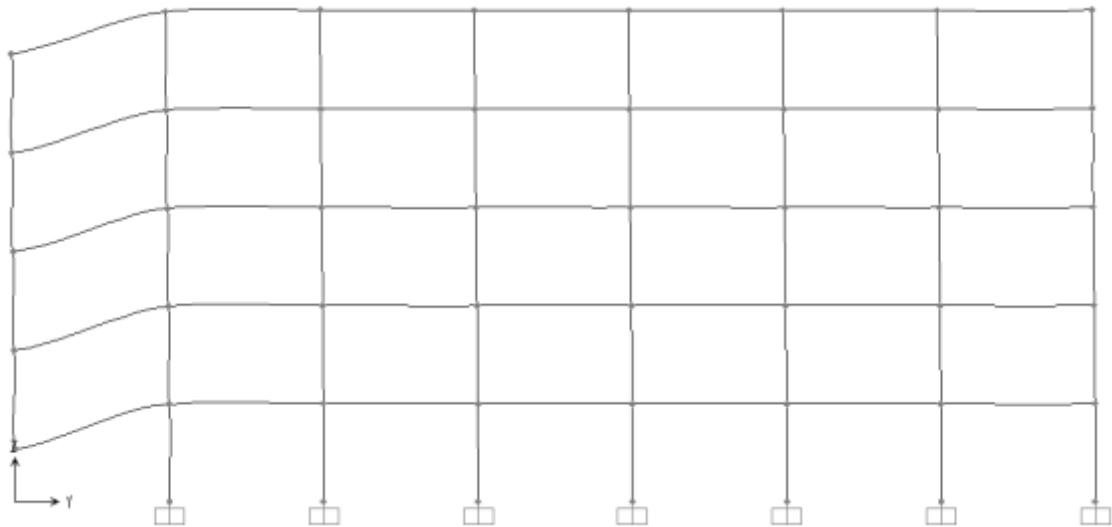


شکل ۴-۵. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون کناری در GSA2003,NDP

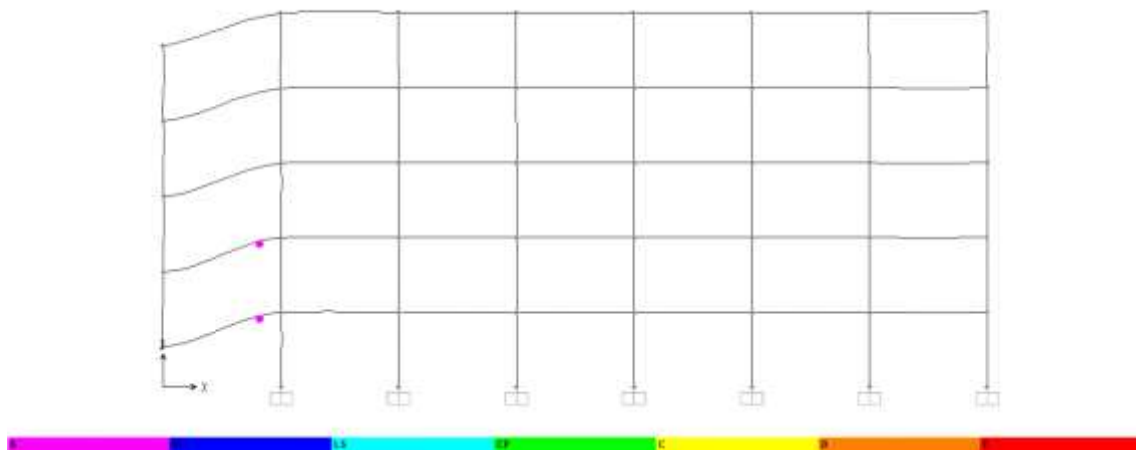


شکل ۴-۶. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری و اعمال تلاش به سازه در GSA2003,NDP

پس از خاتمه یافتن تحلیل دینامیکی غیر خطی، همان طور که در شکل های ۷-۴ و ۸-۴ مشاهده می شود، در راستای Y-Z هیچ گونه مفصل پلاستیکی تشکیل نشده است و به مرز تسلیم نرسیده است. اما در قاب X-Z دو مفصل پلاستیک در تیرهای طبقه اول و دوم تشکیل شده است.



شکل ۷-۴. نحوه تغییر شکل سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003,NDP (y-z,CB)



شکل ۸-۴. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003,NDP (x-z,CB)

بنابراین باید با معیار پذیرش توصیه شده توسط GSA2003، که همان معیار شکل پذیری است، کنترل شود. بنابر این باید میزان شکل پذیری اعضا (حد اکثر تغییر مکان قائم به تغییر مکان تسلیم) تعیین شده و با شکل پذیری مجاز در آیین نامه مقایسه گردد.

جدول ۴-۱. معیار شکل پذیری اعضا در NDP, (GSA2003,CB)

شکل پذیری مجاز	شکل پذیری موجود اعضا در دهانه های آسیب دیده								
	تیر	ستون		تیر راستای (y-z)		تیر راستای (x-z)		ستون	
		T	C						
طبقه اول	20	20	1	—	good	1	good		
طبقه دوم	20	20	1	—	good	1.07	good	—	good
طبقه سوم	20	20	1	—	good	—	good	—	good
طبقه چهارم	20	20	1	—	good	—	good	—	good
طبقه پنجم	20	20	1	—	good	—	good	—	good

همان طور که ملاحظه می گردد، مقدار شکل پذیری اعضا از معیار پذیرش تعریف شده تجاوز نکرده است. بنابراین، سازه فوق مقاومت لازم جهت خرابی پیش رونده را دارا می باشد.

۴-۲-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی در آیین نامه GSA2003

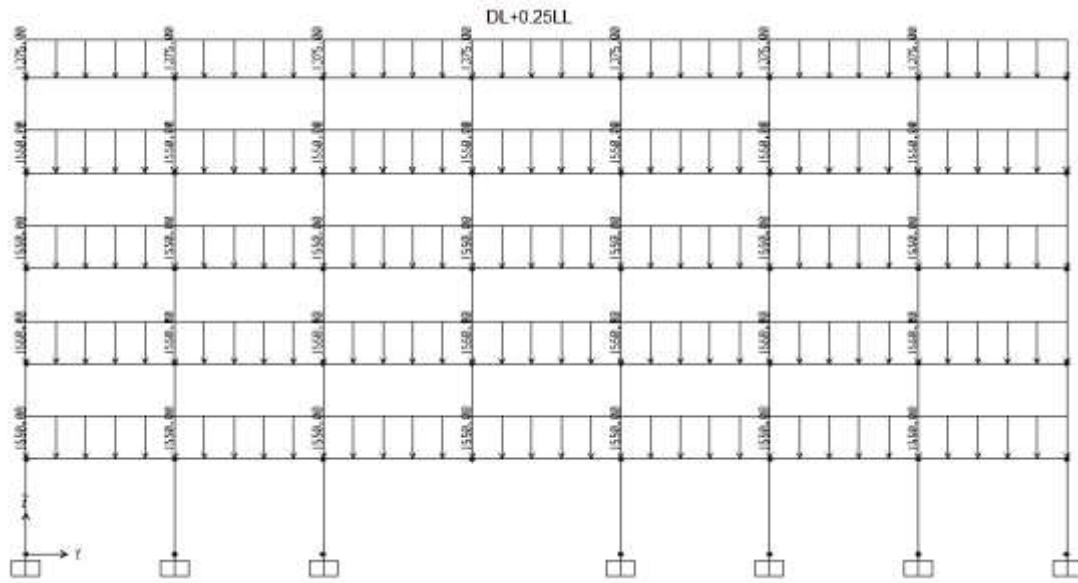
یکی از تحلیل های معمول در بحث خرابی پیش رونده، تحلیل استاتیکی غیر خطی می باشد که در بر دارنده ی خواص غیر خطی مصالح تحت بارگذاری استاتیکی می باشد. در این بخش طبق توصیه آیین نامه، تحلیل استاتیکی غیر خطی به منظور بررسی مقاومت سازه، مقاومت تحت خرابی پیش رونده در دو حالت حذف ستون میانی و کناری بررسی شده است.

۴-۲-۲-۱- بررسی مقاومت سازه در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت حذف

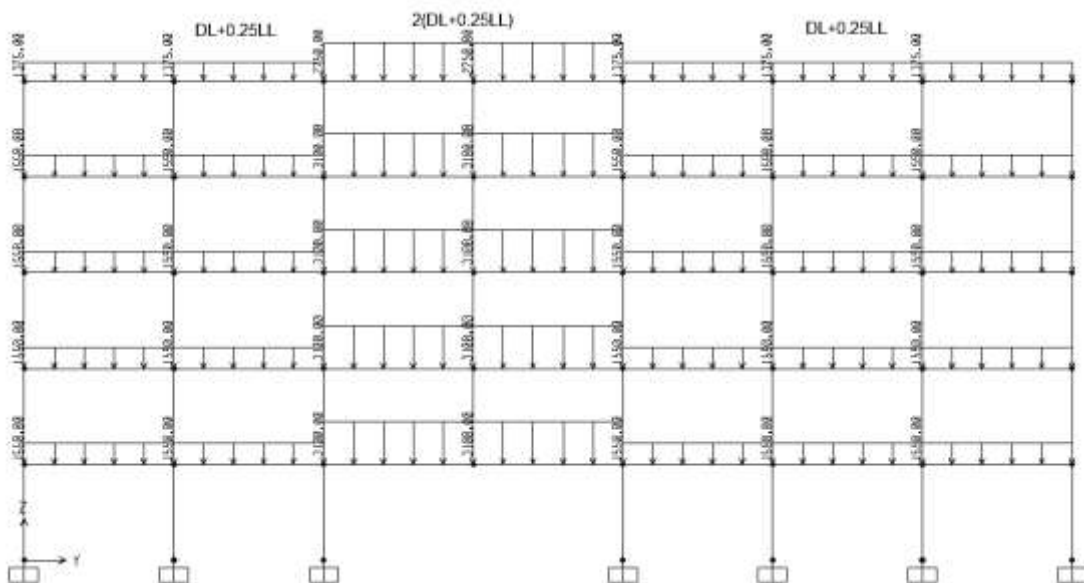
ستون میانی پیرامونی

در تحلیل خرابی پیش رونده به روش استاتیکی غیر خطی، ابتدا عضو باربر مورد نظر (ستون میانی) از سازه حذف شده و سپس تحت ترکیب بار توصیه شده توسط آیین نامه، بار گذاری می شود. با این

تفاوت که در دهانه هایی که وابسته به عضو حذف شده می باشند، ترکیب بار توصیه شده به صورت مرحله ای و گام به گام (۱۰ مرحله) به آن دهانه ها اعمال می گردد، تا اینکه به دو برابر بارهای اعمال شده در سایر دهانه ها برسد و در همین حین که سازه تحت بارگذاری گام به گام قرار می گیرد، تحلیل استاتیکی غیر خطی نیز انجام می پذیرد. بدین شکل که پس از اعمال بار در هر گام، سازه بررسی شده و اعضای مورد نظر با معیار پذیرش آیین نامه GSA2003 مقایسه می گردند.

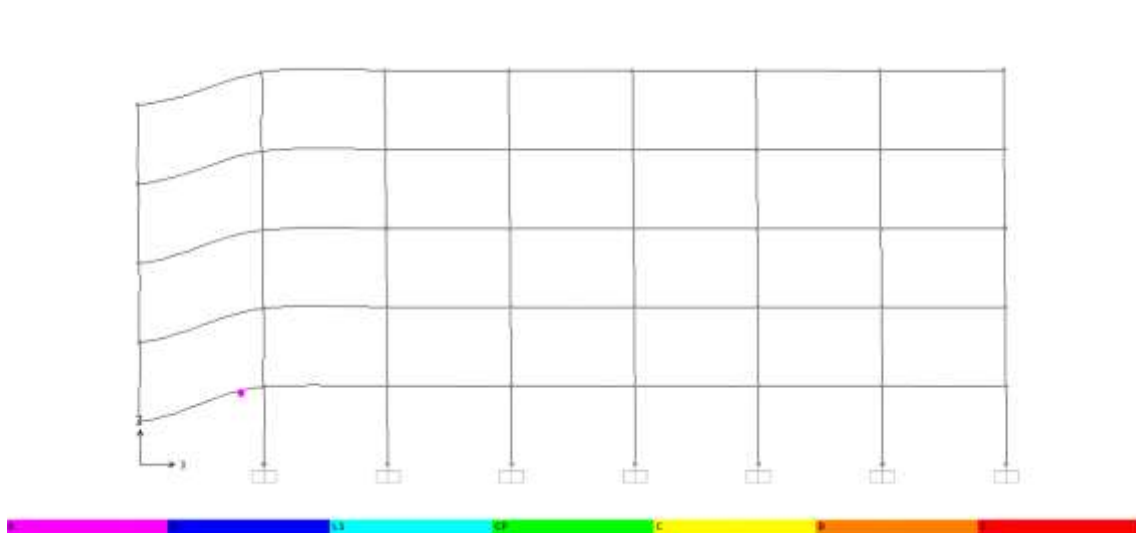


شکل ۴-۹. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی در GSA2003, NSP

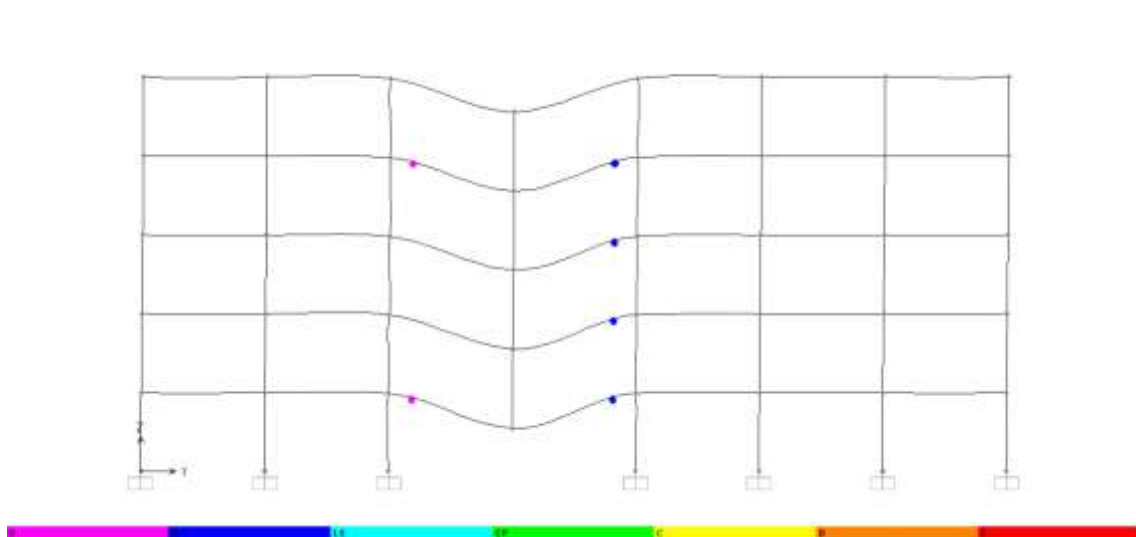


شکل ۴-۱۰. اعمال بارگذاری گام به گام ثقلی به دهانه های آسیب دیده میانی در GSA2003, NSP

در شکل های ۴-۱۱ و ۴-۱۲ نحوه تغییر شکل سازه و ایجاد مفاصل پلاستیک در راستای $x-z$ و $y-z$ تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی نشان داده شده است.

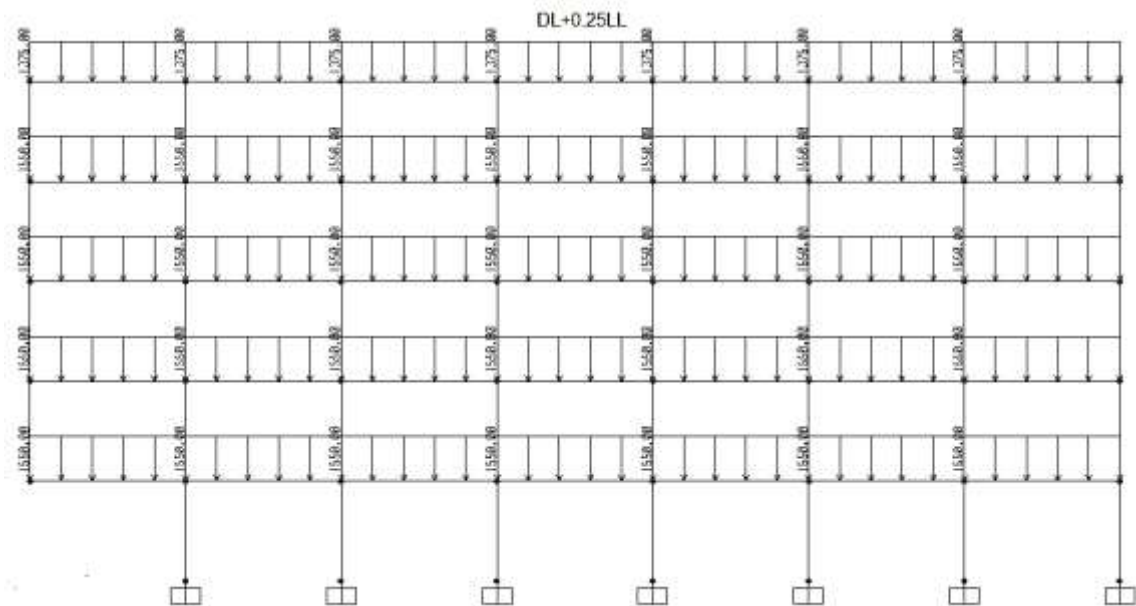


شکل ۴-۱۱. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003, NSP ($x-z, MB$)

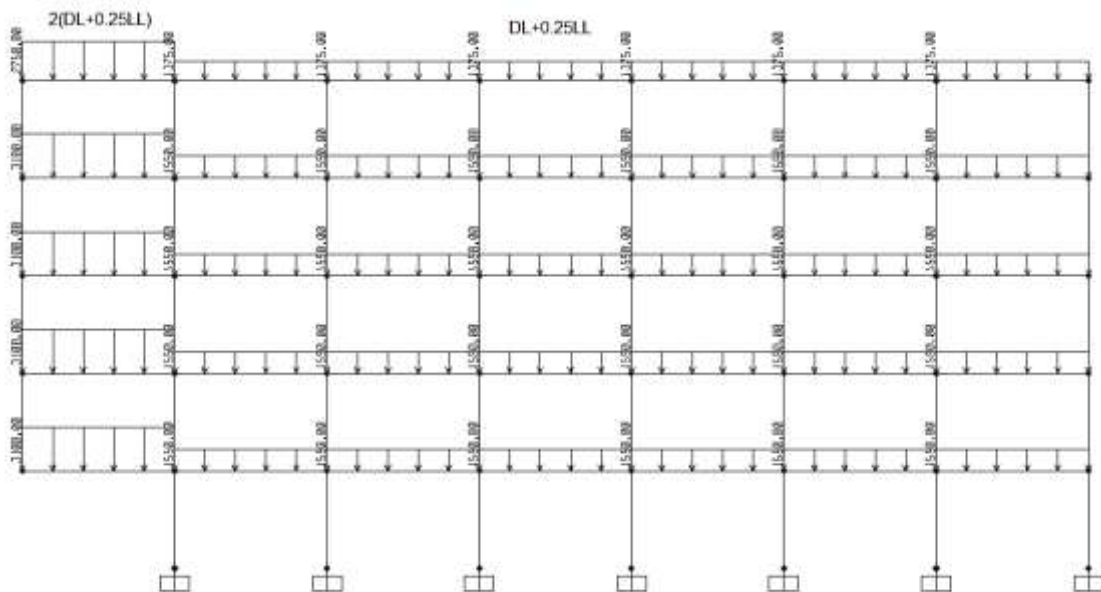


شکل ۴-۱۲. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003, NSP ($y-z, MB$)

لذا به منظور بررسی مقاومت سازه در برابر خرابی پیش رونده، اعضایی که در آنها مفاصل پلاستیک ایجاد شده است، مشخص می گردد، میزان شکل پذیری آنها تعیین شده و با شکل پذیری مجاز مقایسه می گردد.

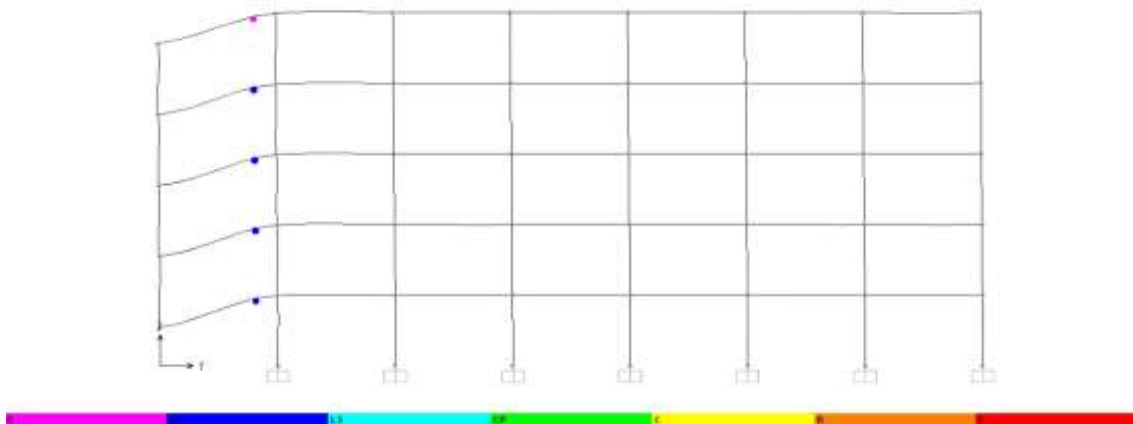


شکل ۴-۱۳. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری در GSA2003, NSP



شکل ۴-۱۴. اعمال بارگذاری گام به گام ثقلی به دهانه های آسیب دیده کناری در GSA2003, NSP

در شکل ۴-۱۵ نحوه تغییر شکل سازه و نحوه ایجاد مفاصل پلاستیک در دو راستای $x-z$ و $y-z$ در گام آخر نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۵. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل GSA2003, NSP (y-z) و (x-z) بنا براین اعضایی که در آن ها مفصل پلاستیک ایجاد شده است انتخاب می شوند. شکل پذیری آنها تعیین شده و با شکل پذیری مجاز آیین نامه GSA2003 مقایسه می گردد.

جدول ۴-۳. معیار شکل پذیری اعضا در NSP, (GSA2003, CB)

	شکل پذیری مجاز			شکل پذیری موجود اعضا در دهانه های آسیب دیده							
	تیر	ستون		تیر راستای (y-z)		تیر راستای (x-z)		ستون			
		T	C								
طبقه اول	20	20	1	1.72	good	1.7	good				
طبقه دوم	20	20	1	1.72	good	1.78	good			—	good
طبقه سوم	20	20	1	1.34	good	1.61	good			—	good
طبقه چهارم	20	20	1	1.34	good	1.56	good			—	good
طبقه پنجم	20	20	1	1.32	good	1.32	good			—	good

همان گونه که ملاحظه می گردد شکل پذیری هیچ کدام از اعضا از شکل پذیری مجاز تجاوز نکرده است. بنا بر این سازه مورد نظر مقاومت لازم جهت خرابی پیش رونده را دارا می باشد.

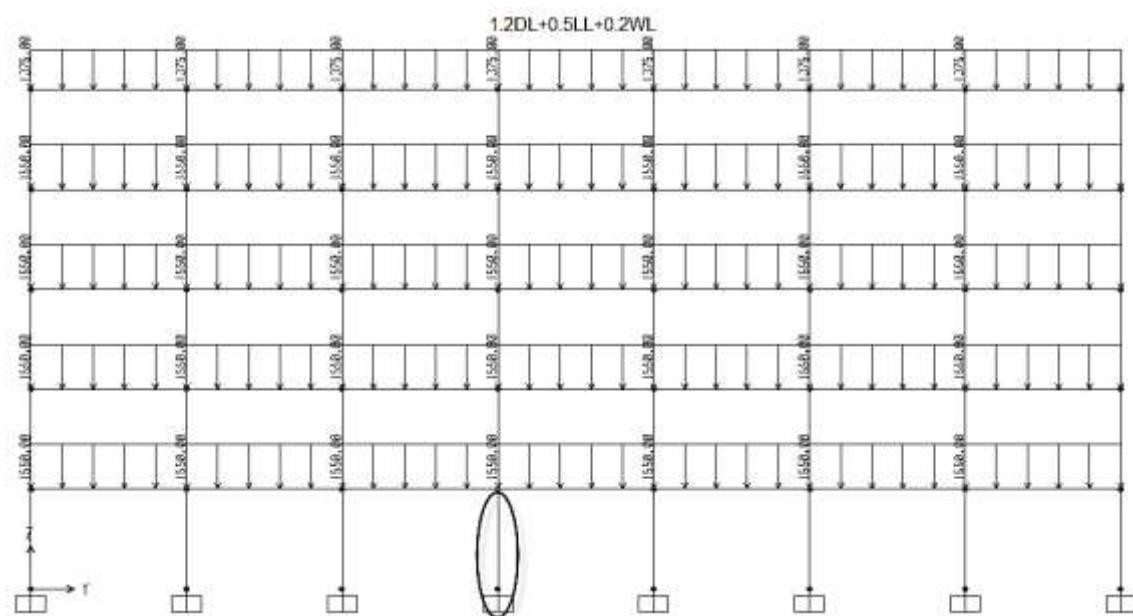
۴-۲-۳- تحلیل دینامیکی غیر خطی در آیین نامه DOD2005

دقیق ترین و سخت ترین روش تحلیلی برای بررسی اثر خرابی پیش رونده بر روی سازه ها، تحلیل دینامیکی غیر خطی می باشد. که هم دربردارنده ی خواص غیر خطی مصالح می باشد و هم اثرات

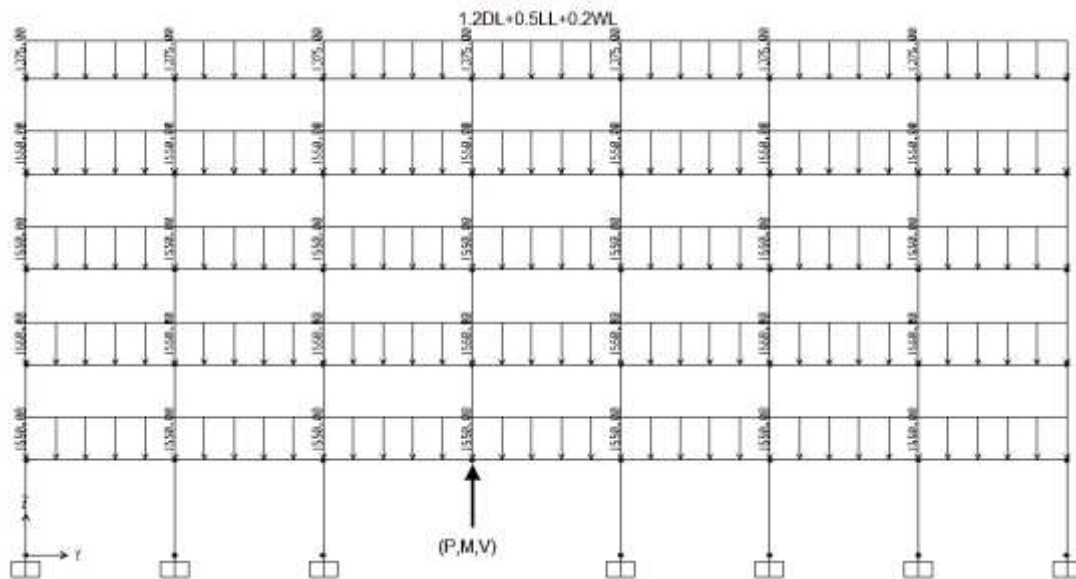
دینامیکی بارها را در نظر می گیرد. همه ی این عوامل سبب می شود که نتایج حاصل از تحلیل بسیار حساس، دقیق و زمان بر باشند. در این بخش به منظور بررسی خرابی پیش رونده، با توجه به آیین نامه، دو موقعیت برای حذف ستون در نظر گرفته می شود.

۴-۲-۳-۱- بررسی مقاومت سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حذف ستون میانی

به منظور بررسی خرابی پیش رونده تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی، ابتدا ترکیب بار توصیه شده توسط آیین نامه DOD2005، به کل سازه اعمال می گردد. پس از آن تحلیل دینامیکی بر روی سازه ی سالم انجام می پذیرد تا تلاشهای اعضا مشخص گردد. سپس عضو مورد نظر مشخص (ستون وسط)، و از سازه اصلی حذف می گردد و تلاش های آن در محل عضو در جهتی خلاف جهت تلاش ها به سازه وارد می شود. سپس تحلیل دینامیکی غیر خطی صورت می پذیرد و در حین تحلیل پس از اینکه کل بار به سازه وارد شد، تلاش های عضو به صورت آنی در 0.01s از سازه بر داشته می شوند تا اثرات حذف دینامیکی ستون بدین شکل بر سازه اعمال گردد.

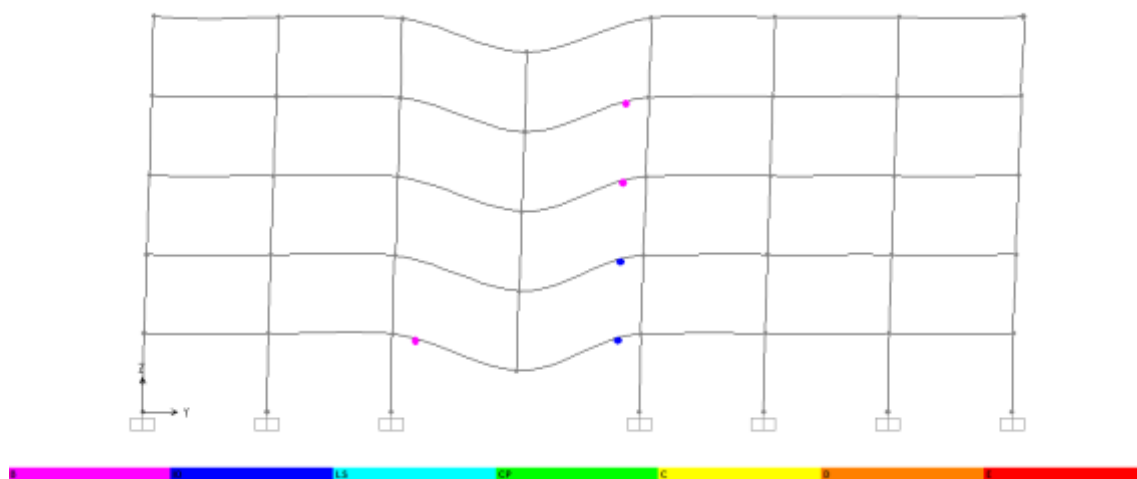


شکل ۴-۱۶. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون میانی در DOD2005,NDP

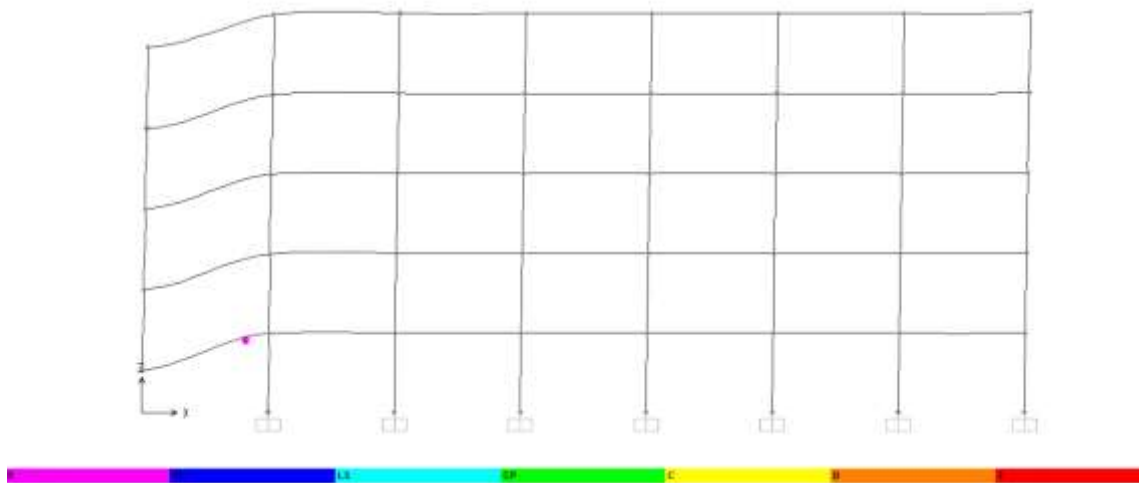


شکل ۴-۱۷. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی و اعمال تلاش به سازه در DOD2005,NDP

شکل های ۴-۱۸ و ۴-۱۹ نحوه تغییر شکل سازه و نحوه ایجاد مفاصل پلاستیک تحت بارگذاری و اثرات حذف ستون را نشان می دهند.



شکل ۴-۱۸. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005,NDP (y-z,MB)



شکل ۴-۱۹. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005, NDP (x-z, MB)

برای بررسی مقاومت سازه در برابر خرابی پیش رونده، اعضای مورد نظر مشخص شده و با معیار پذیرش در آیین نامه DOD 2005، که همان سطح عملکرد اعضا می باشد، مقایسه می گردد.

جدول ۴-۴. معیار سطح عملکرد اعضا در NDP, (DOD2005, MB)

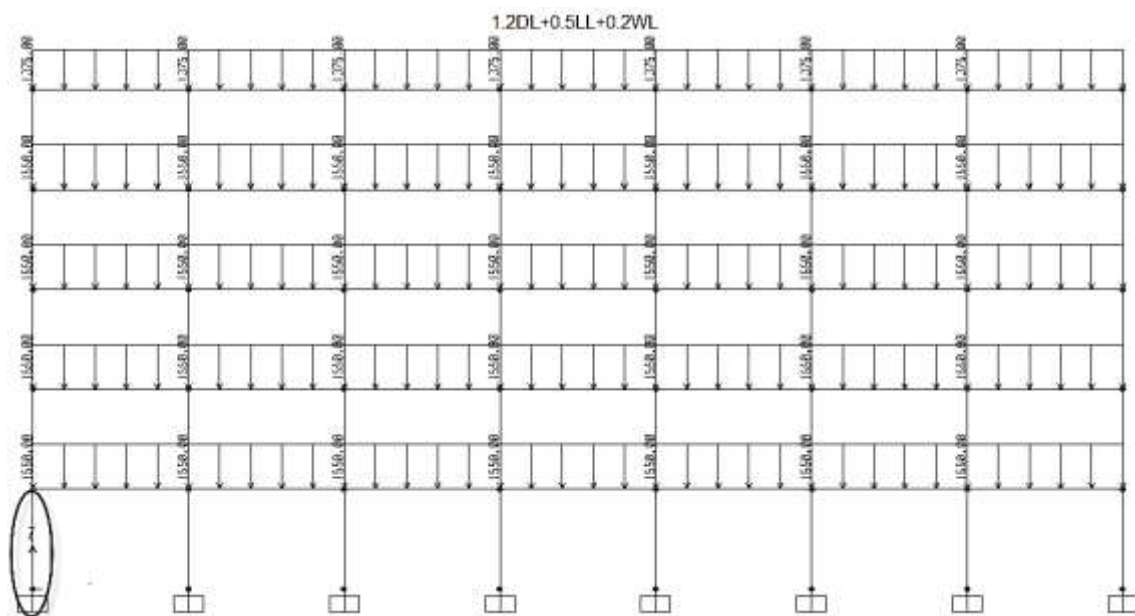
سطح عملکرد مجاز	سطح عملکرد موجود اعضا در دهانه های آسیب دیده									
	ستون	تیر (x-z)	تیر سمت راست (y-z)		تیر سمت چپ (y-z)		ستون	تیر		
طبقه اول			good	IO	good	<IO		CP	LS	
طبقه دوم	good	—	good	IO	good	—	good	CP	LS	—
طبقه سوم	good	—	good	<IO	good	—	good	CP	LS	—
طبقه چهارم	good	—	good	<IO	good	—	good	CP	LS	—
طبقه پنجم	good	—	good	—	good	—	good	CP	LS	—

همان گونه که ملاحظه می شود، هیچ کدام از اعضا، از معیار پذیرش توصیه شده در آیین نامه

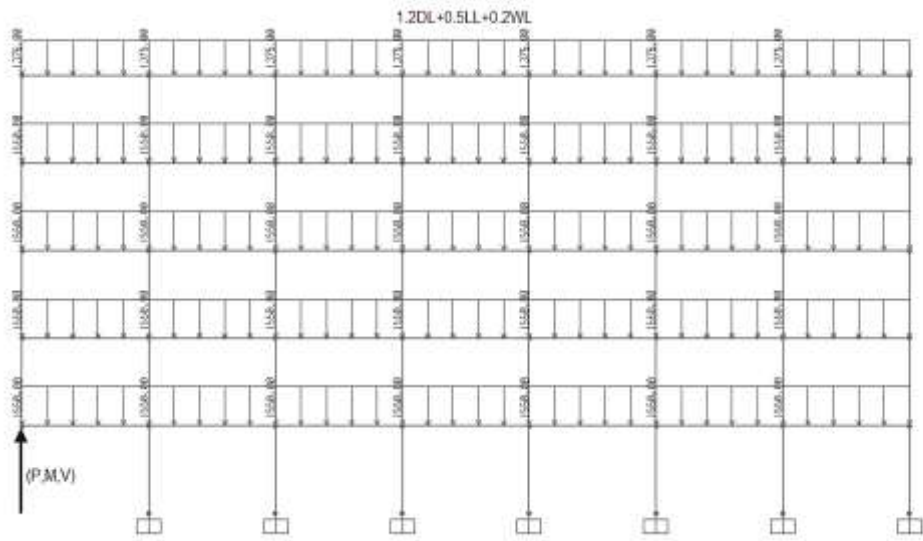
DOD2005 تجاوز نکرده اند. لذا سازه مقاومت لازم در برابر خرابی پیش رونده را دارا می باشد

۲-۳-۲-۴- بررسی مقاومت سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حذف ستون گوشه

به منظور بررسی مقاومت سازه در برابر خرابی پیش رونده تحت حذف ستون گوشه، ابتدا طبق روند توصیه شده توسط آیین نامه، سازه مورد نظر تحت بارگذاری اولیه قرار می گیرد و تحلیل دینامیکی غیر خطی بر سازه ی اولیه انجام می پذیرد تا تلاشهای اعضا تعیین گردد. سپس ستون گوشه مورد نظر به صورت صحیح از سازه حذف شده و تلاشهای آن در محل حذف ستون در خلاف جهت به سازه اعمال می گردد. سازه بار دیگر تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی قرار می گیرد و در حین فرآیند تحلیل تلاشهای ستون حذف شده به صورت ناگهانی در 0.01s از سازه برداشته می شوند تا اثرات دینامیکی حذف ستون گوشه در سازه لحاظ گردد.

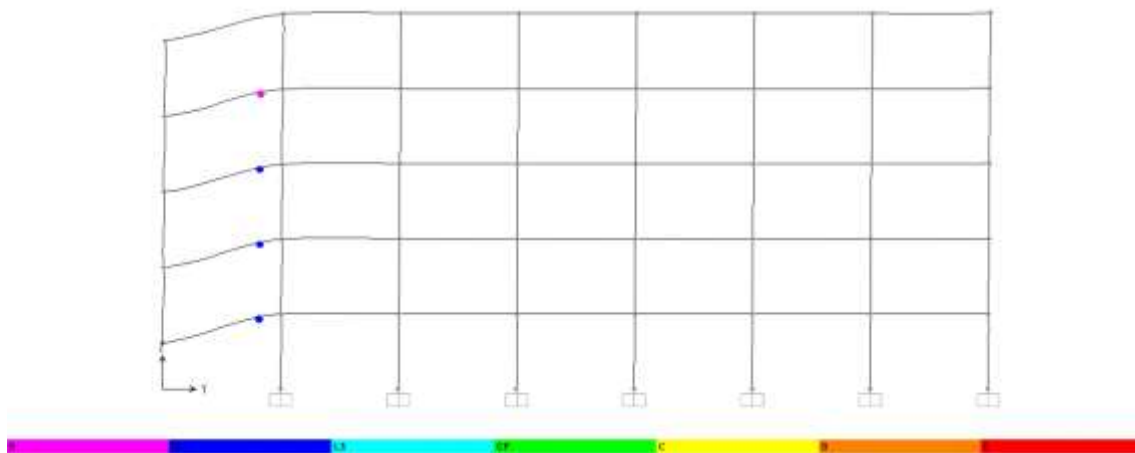


شکل ۲۰-۴. نحوه بارگذاری سازه پیش از حذف ستون کناری در DOD2005,NDP

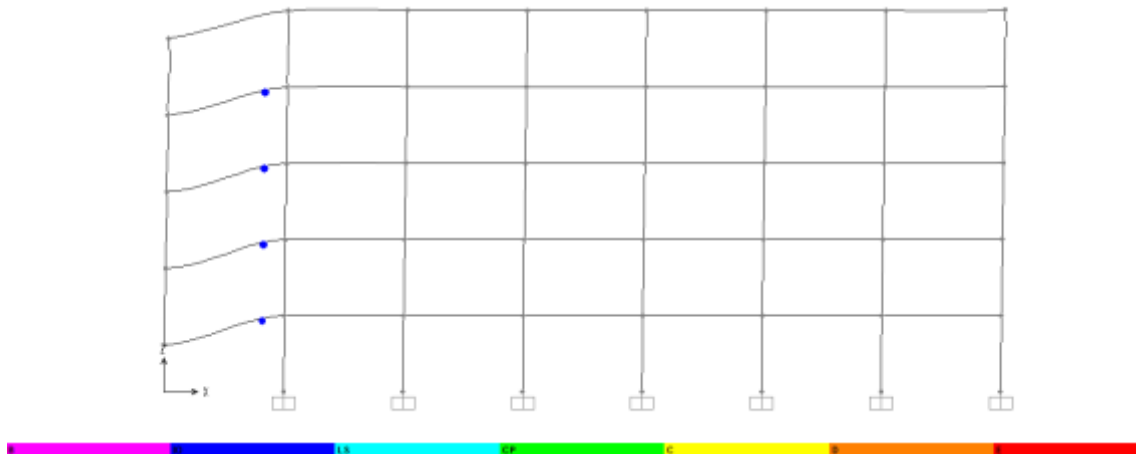


شکل ۴-۲۱. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری و اعمال تلاش به سازه در DOD2005,NDP

در شکل های ۴-۲۲ و ۴-۲۳ روند تشکیل مفاصل پلاستیک و تغییر شکل سازه در پایان تحلیل دینامیکی غیر خطی نشان داده شده است.



شکل ۴-۲۲. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005,NDP (y-z,CB)



شکل ۴-۲۳. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005, NDP (x-z, CB) به منظور بررسی مقاومت سازه در برابر خرابی پیش رونده، اعضایی که در آنها مفصل پلاستیک تشکیل شده است انتخاب شده و با معیار سطح عملکرد مجاز مقایسه می شود.

جدول ۴-۵. معیار سطح عملکرد اعضا در NDP, (DOD2005, CB)

	شکل پذیری موجود اعضا در دهانه های آسیب دیده		شکل پذیری مجاز	
	ستون		تیر	
	(x-z) تیر راستای		(y-z) تیر راستای	
ستون	good	IO	good	IO
طبقه اول	—	good	good	IO
طبقه دوم	—	good	good	IO
طبقه سوم	—	good	good	IO
طبقه چهارم	—	good	good	<IO
طبقه پنجم	—	good	good	—

همان گونه که ملاحظه می شود هیچ کدام از اعضا از معیار پذیرش تجاوز نکرده اند. بنابراین سازه مقاومت لازم در برابر خرابی پیش رونده را دارا می باشد

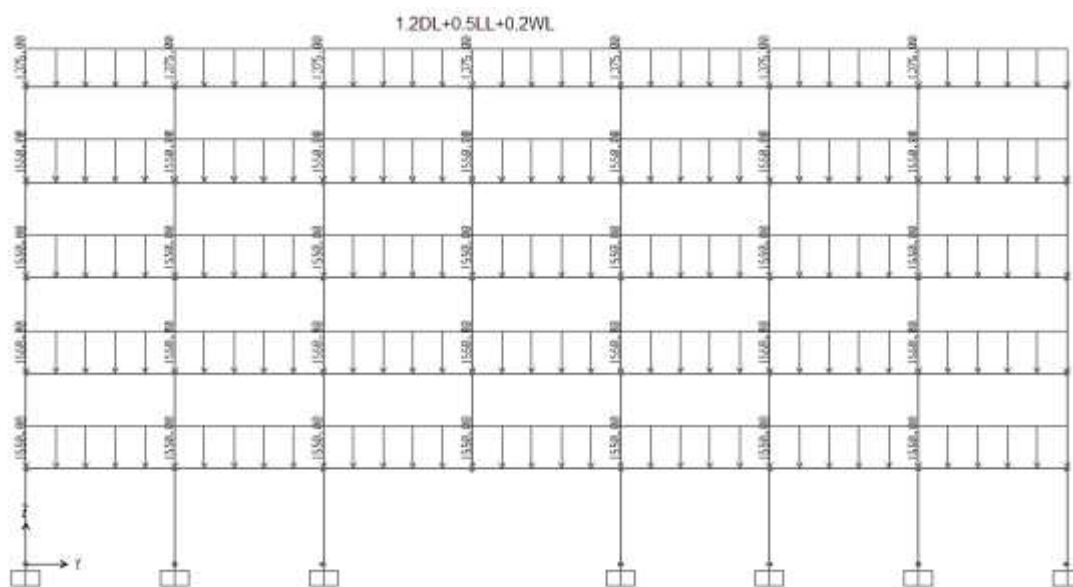
۴-۲-۴- تحلیل استاتیکی غیر خطی بر اساس آیین نامه DOD2005

اساس تحلیل دینامیکی غیر خطی در آیین نامه DOD2005 همانند تحلیل استاتیکی غیر خطی در آیین نامه GSA2003 می باشد. در این تحلیل نیز خواص غیر خطی مصالح لحاظ می گردد. با این

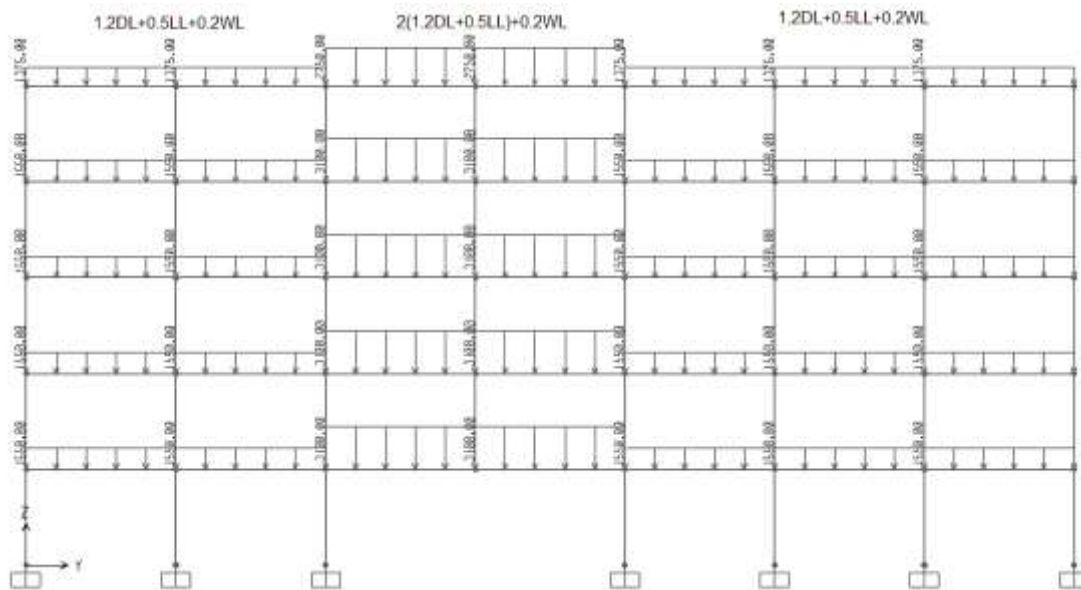
تفاوت که بر خلاف آیین نامه GSA 2003، که سازه تنها تحت بارگذاری ثقلی قرار می گرفت در این آیین نامه علاوه بر بارهای ثقلی، بارهای جانبی ضریب دار نیز به سازه اعمال می گردد که در ادامه به صورت اجمالی بدان اشاره می شود. در این بخش نیز، پدیده خرابی پیش رونده در دو حالت حذف ستون میانی و کناری مورد بررسی قرار می گیرد.

۴-۲-۴-۱- بررسی مقاومت سازه در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت حذف ستون میانی

در تحلیل خرابی پیش رونده به روش استاتیکی غیر خطی در گایین نامه DOD 2005، ابتدا عضو باربر مورد نظر (ستون وسط)، از سازه حذف می شود. سپس سازه تحت ترکیب بار توصیه شده توسط آیین نامه قرار می گیرد. پس از آنکه کل بار، هم بارهای ثقلی و هم بارهای جانبی، به سازه اعمال گردید، بارهای ثقلی به دهانه های وابسته به ستون حذف شده به صورت مرحله ای افزوده می گردند تا به دو برابر بارهای ثقلی اعمال شده نسبت به سایر دهانه ها برسد. تحلیل استاتیکی نیز در هر مرحله از بارگذاری در سازه صورت می پذیرد.

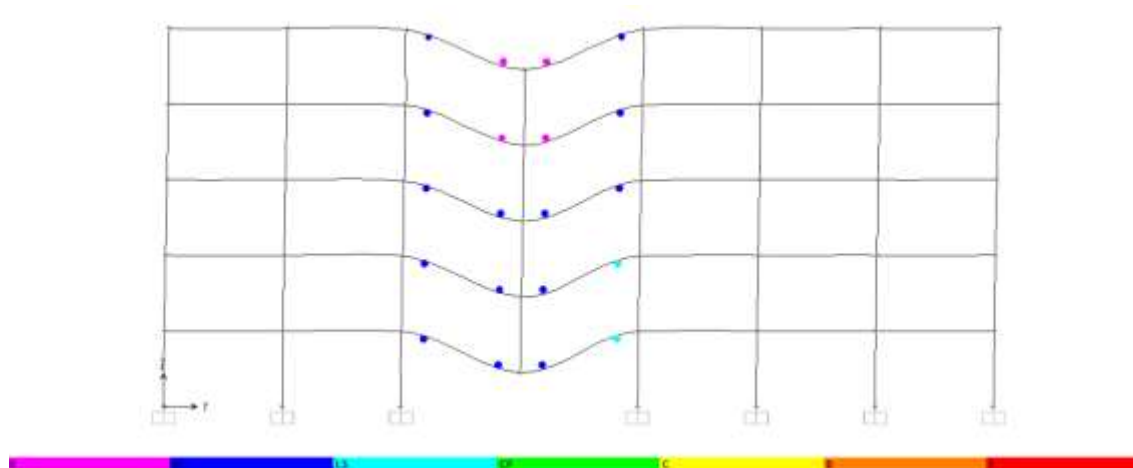


شکل ۴-۲۴. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی در DOD2005, NSP

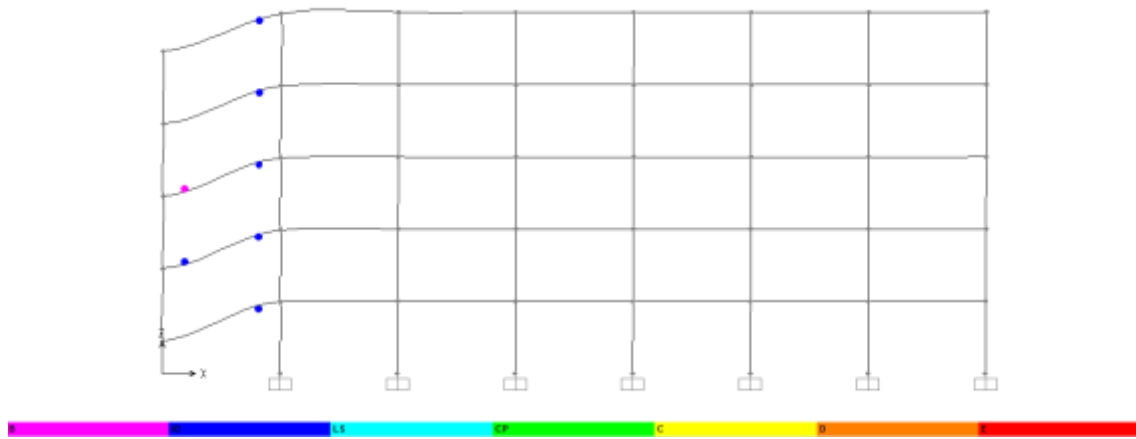


شکل ۴-۲۵. اعمال بارگذاری گام به گام ثقلی به دهانه های آسیب دیده میانی در DOD2005,NSP

شکل های ۴-۲۶ و ۴-۲۷ نحوه و روند ایجاد مفاصل و تغییر شکل نهایی سازه در راستای X-Z و y-Z را نشان می دهد.



شکل ۴-۲۶. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005,NSP (y-z,MB)



شکل ۴-۲۷. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل DOD2005, NSP (x-z, MB)
بنابراین برای بررسی مقاومت سازه در برابر خرابی پیش رونده، ابتدا اعضایی که در آنها مفصل پلاستیک تشکیل شده مشخص و سپس با معیار سطح عملکرد مجاز آیین نامه مقایسه می شوند.

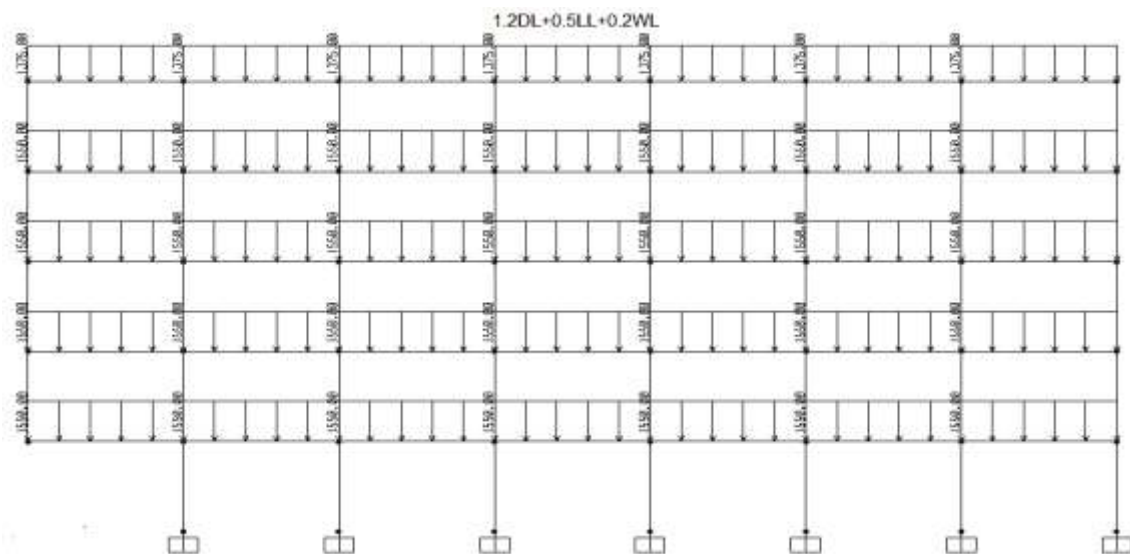
جدول ۴-۶. معیار سطح عملکرد اعضا در NSP, (DOD2005, MB)

سطح عملکرد مجاز	سطح عملکرد موجود اعضا در دهانه های آسیب دیده											
	تیر	ستون	تیر سمت چپ (y-z)			تیر سمت راست (y-z)			تیر پشتی (x-z)			ستون
			NM	PM		NM	PM		NM	PM		
طبقه اول	CP	LS	IO	IO	g	LS	IO	g	IO	—	g	
طبقه دوم	CP	LS	IO	IO	g	LS	IO	g	IO	IO	g	g
طبقه سوم	CP	LS	IO	IO	g	IO	IO	g	IO	<IO	g	g
طبقه چهارم	CP	LS	IO	<IO	g	IO	<IO	g	IO	—	g	g
طبقه پنجم	CP	LS	IO	<IO	g	IO	<IO	g	IO	—	g	g

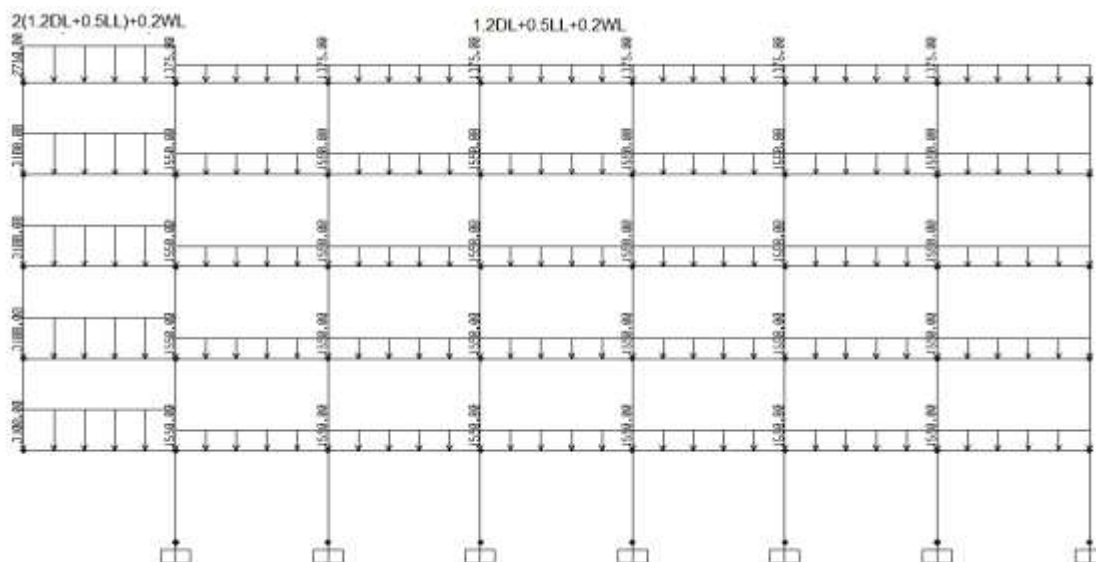
همان طور که ملاحظه می شود سازه مقاومت لازم جهت خرابی پیش رونده را دارا می باشد.

۴-۲-۴-۲- بررسی مقاومت سازه در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت حذف ستون گوشه

در این بخش نیز همانند بخش قبل، ابتدا ستون گوشه مورد نظر از سازه حذف می شود. سپس سازه تحت بارگذاری تعیین شده توسط آیین نامه DOD2005 قرار می گیرد با این تفاوت که دهانه هایی که وابسته به ستون حذف شده می باشند، بارهای ثقلی به صورت مرحله ای و گام به گام (۱۰ مرحله) به سازه اعمال می شود تا اینکه بارهای اعمالی به دو برابر بارهای ثقلی سایر دهانه ها برسد و در حین اعمال بار تحلیل استاتیکی غیر خطی نیز انجام می پذیرد.

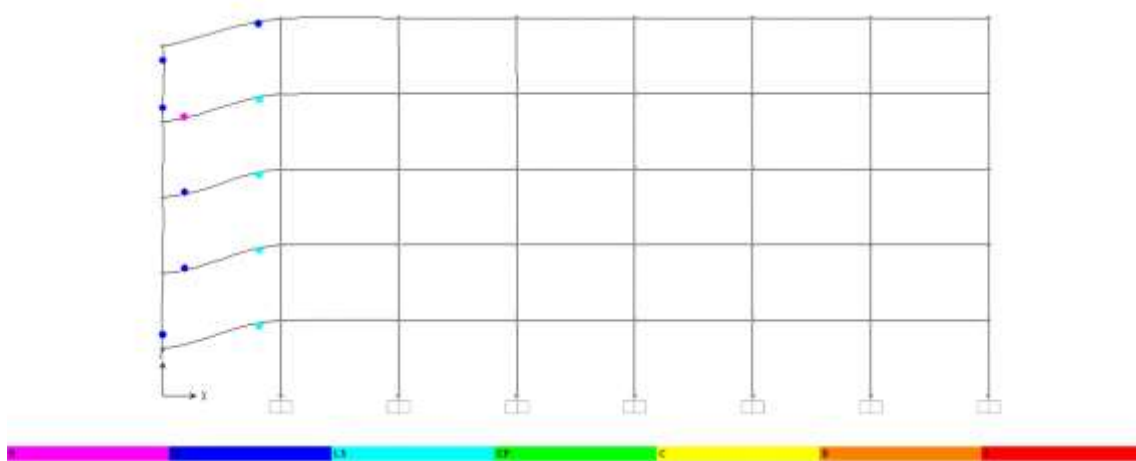


شکل ۴-۲۸. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری در DOD2005, NSP

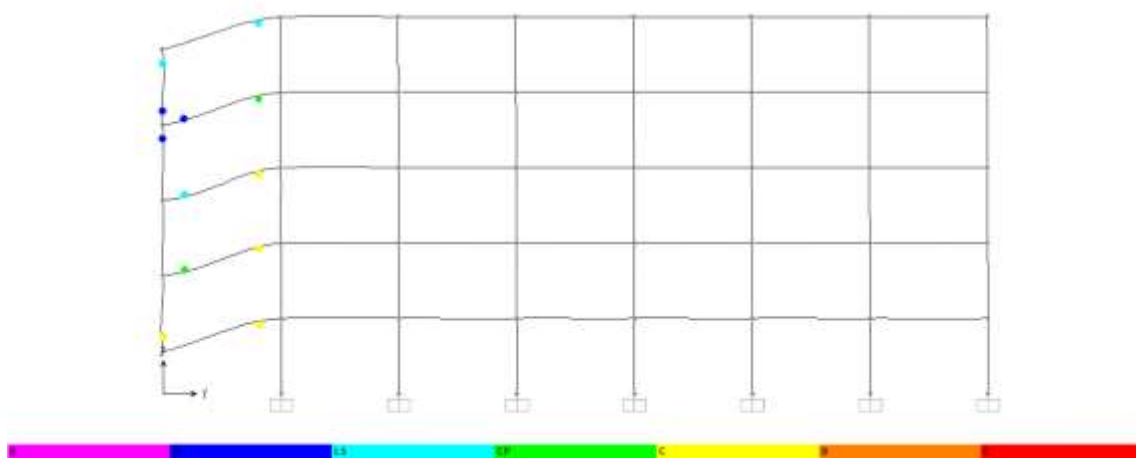


شکل ۴-۲۹. اعمال بارگذاری گام به گام ثقلی به دهانه های آسیب دیده کناری در DOD2005, NSP

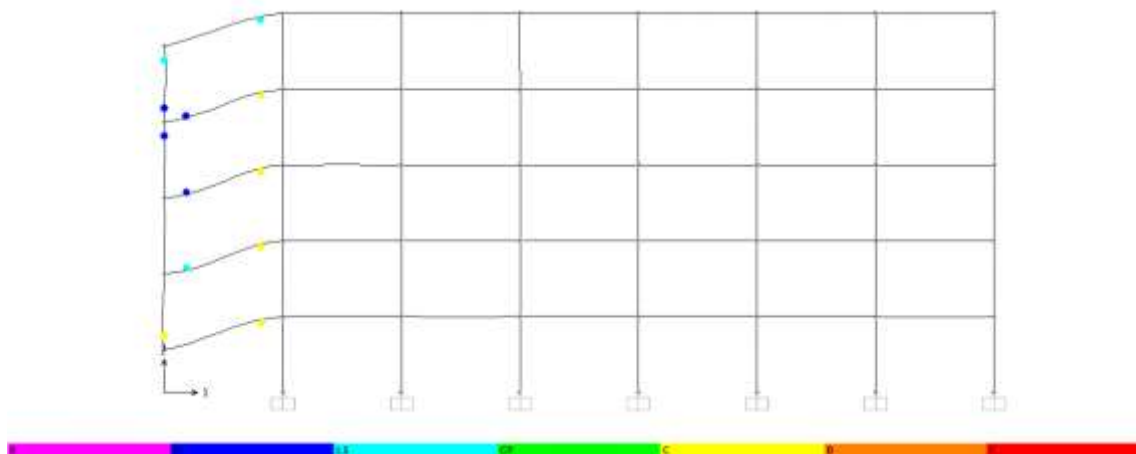
در شکل ۴-۳۰ نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و نحوه تغییر شکل سازه در گام ما قبل آخر نشان داده شده است.



شکل ۴-۳۰. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه در گام ما قبل آخر تحلیل NSP (y-z) و (x-z) همان گونه که در گام ما قبل آخر مشاهده می شود سازه توانایی مقابله با خرابی پیش رونده را دارا می باشد، اما وقتی گام آخر بارگذاری به سازه اعمال می شود و سازه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی قرار می گیرد، نرم افزار تحلیل مرحله آخر را به پایان نمی رساند و در اواسط تحلیل متوقف می گردد. لذا بعد از توقف نرم افزار، سازه مورد بررسی قرار می گیرد. همان گونه که در شکل های ۴-۳۱ و ۴-۳۲ ملاحظه می شود، اعضای مورد نظر مشخص شده و بر اساس جدول ۴-۷ با معیار پذیرش در آیین نامه DOD2005 مقایسه می گردد.



شکل ۴-۳۱. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه در گام آخر تحلیل NSP (y-z)



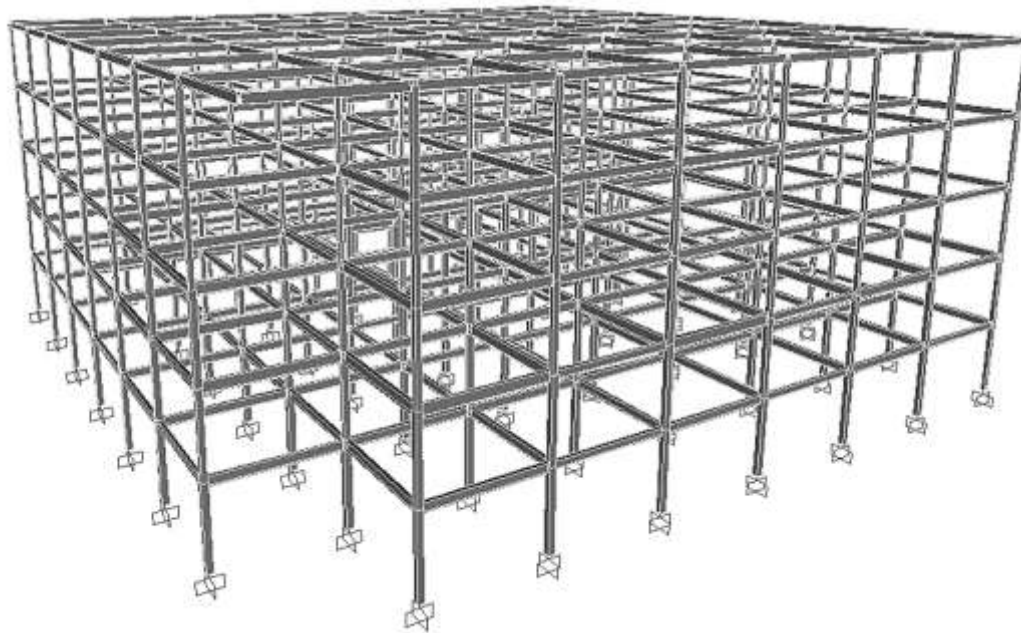
شکل ۴-۳۲. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه در گام آخر تحلیل NSP (x-z)

جدول ۴-۷. معیار سطح عملکرد اعضا در NSP (DOD2005, CB)

شکل پذیری مجاز	شکل پذیری موجود اعضا در دهانه های آسیب دیده									
	ستون	تیر	تیر راستای (y-z)			تیر راستای (x-z)			ستون	
			N.M	P.M		N.M	P.M			
طبقه اول	CP	LS	>CP	—	bad	>CP	—	bad		
طبقه دوم	CP	LS	>CP	CP	bad	>CP	CP	bad	>CP	bad
طبقه سوم	CP	LS	>CP	LS	bad	>CP	LS	bad	—	good
طبقه چهارم	CP	LS	CP	IO	good	>CP	IO	bad	IO	good
طبقه پنجم	CP	LS	LS	—	good	LS	—	good	LS	good

همان طور که ملاحظه می شود بعضی از اعضا از معیار پذیرش توصیه شده توسط آیین نامه تجاوز نموده اند. لذا طبق توصیه آیین نامه اعضایی که از معیار پذیرش عبور کرده اند، مشخص می شوند و به درستی از سازه حذف می گردند و پس از حذف اعضای آسیب دیده، بارهای آنها مستقیماً به طبقه زیرین اعضای حذف شده اعمال می گردد. بعد از اعمال بار، سازه مجدداً باید تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی قرار گیرد. بنابراین ابتدا اعضایی که از معیار پذیرش تجاوز کرده اند از سازه مورد نظر حذف می شوند.

شکل ۴-۳۳ سازه مورد نظر را پس از حذف اعضای آسیب دیده در راستای X-Z و Y-Z نمایش می دهد.



شکل ۴-۳۳. سازه مورد نظر پس از حذف المان های آسیب دیده

همان طور که ملاحظه می شود، پس از حذف اعضای آسیب دیده، اعضای باقی مانده به تنهایی قادر به حفظ پیوستگی در دهانه های خود نیستند. لذا تمامی سقف ها در دهانه های آسیب دیده از طبقه اول تا طبقه آخر تخریب می شود. بنابراین پس از تخریب سقف ها طبق توصیه آیین نامه، میزان خرابی با خرابی مجاز مقایسه می شود.

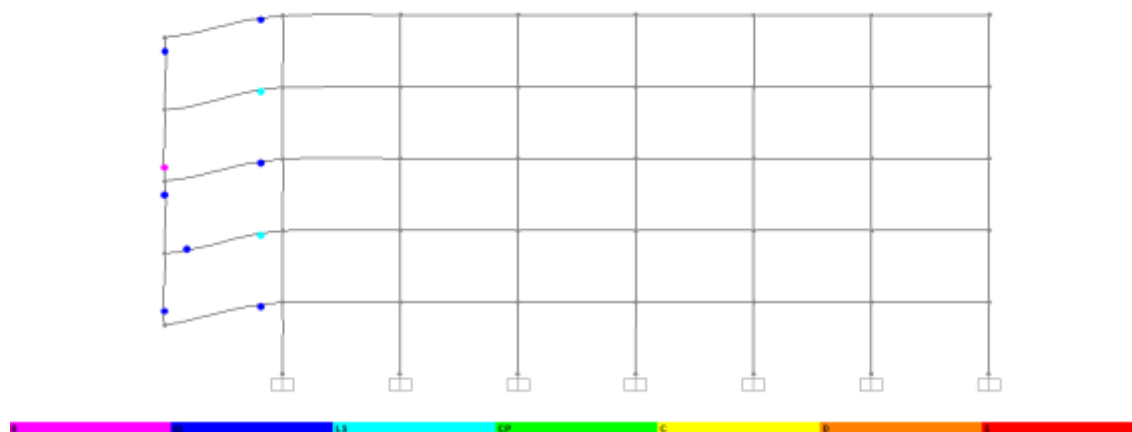
جدول ۴-۸. مقادیر خرابی موجود و مجاز در سازه

خرابی مجاز در آیین نامه	خرابی موجود در سازه
70 m ²	100 m ²

همان طور که ملا حظه می شود، میزان خرابی به وجود آمده از خرابی مجاز بیشتر می باشد. بنابراین سازه مقاومت کافی را در برابر خرابی پیش رونده ندارد و همان طور که در فصل سوم به آن اشاره شده است، باید فرآیند طراحی و تحلیل دوباره تکرار گردد. بنابراین سازه بار دیگر طراحی می شود و از

اعضای قوی تری بجای اعضای که آسیب دیده اند استفاده می گردد. پس از طراحی به منظور بررسی خرابی پیش رونده، دوباره سازه همانند قبل طبق ضوابط آیین نامه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی قرار می گیرد. ستون مورد نظر حذف شده و سازه تحت بارگذاری مرحله ای قرار می گیرد. در حین بارگذاری تحلیل استاتیکی غیر خطی صورت می گیرد.

شکل ۴-۳۴ نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک، بعد از تکرار طراحی را نشان می دهند.



شکل ۴-۳۴. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از تکرار طراحی و تحلیل (y-z) و (x-z)

بنابراین اعضای که در آنها مفصل پلاستیک تشکیل شده، جهت بررسی مقاومت سازه در برابر خرابی پیش رونده انتخاب شده و با معیار پذیرش توصیه شده در آیین نامه مقایسه می گردد.

جدول ۴-۹. معیار سطح عملکرد اعضا پس از تکرار طراحی در (DOD2005,CB), NSP

	شکل پذیری مجاز		شکل پذیری موجود اعضا در دهانه های آسیب دیده							
			تیر راستای (y-z)			تیر راستای (x-z)			ستون	
	تیر	ستون	N.M	P.M		N.M	P.M			
طبقه اول	CP	LS	IO	—	good	IO	—	good		
طبقه دوم	CP	LS	LS	IO	good	LS	IO	good	IO	good
طبقه سوم	CP	LS	IO	—	good	IO	—	good	IO	good
طبقه چهارم	CP	LS	LS	—	good	LS	—	good	<IO	good
طبقه پنجم	CP	LS	IO	—	good	IO	—	good	IO	good

همان طور که ملاحظه می گردد، اعضای جدید از معیار پذیرش آیین نامه تجاوز نمی کنند. بنابراین طراحی انجام شده درست و صحیح بوده است و سازه مقاومت لازم جهت خرابی پیش رونده را دارا می باشد.

۴-۲-۵- نتایج ناشی از تحلیل های دینامیکی و استاتیکی غیر خطی

نتایج بدست آمده از تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی توسط دو آیین نامه DOD2005 و GSA2003 به این مسئله اشاره دارد که آیین نامه DOD2005 نسبت به آیین نامه GSA2003 محتاط تر و سخت گیرانه تر عمل می کند.

تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در مدل های مختلف در این سازه، دلالت بر این دارد که تحلیل های استاتیکی غیر خطی به نسبت تحلیل های دینامیکی غیر خطی به نتایج بزرگ بینانه تری منتج می شود.

در بررسی مدل های سازه ای چه تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی و چه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی به این مسئله اشاره دارد که مدل ها تحت حذف ستون وسط نسبت به حذف ستون گوشه از مقاومت بالاتری در برابر خرابی پیش رونده برخوردار می باشند

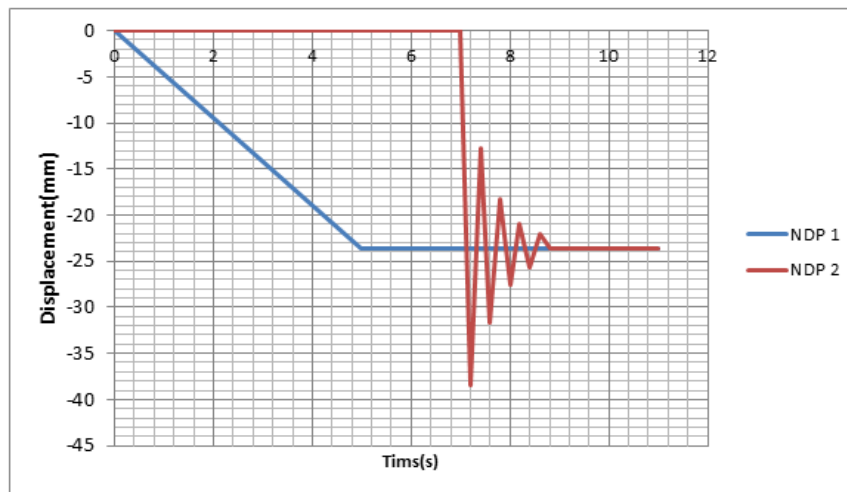
هر دوی این آیین نامه ها برای اینکه بتوانند اثرات حذف دینامیکی ستون را در تحلیل های استاتیکی غیر خطی لحاظ نمایند، از دو برابر کردن بارهای ثقلی در دهانه های وابسته به عضو حذف شده استفاده می نمایند. اما نتایج حاصل از تحلیل های استاتیکی غیر خطی نشان می دهند استفاده از ضریب ۲ برابر بارهای ثقلی منجر به جواب های بزرگ بینانه تری نسبت به تحلیل دینامیکی غیر خطی می شود.

۴-۳- اثرات حذف آنی ستون

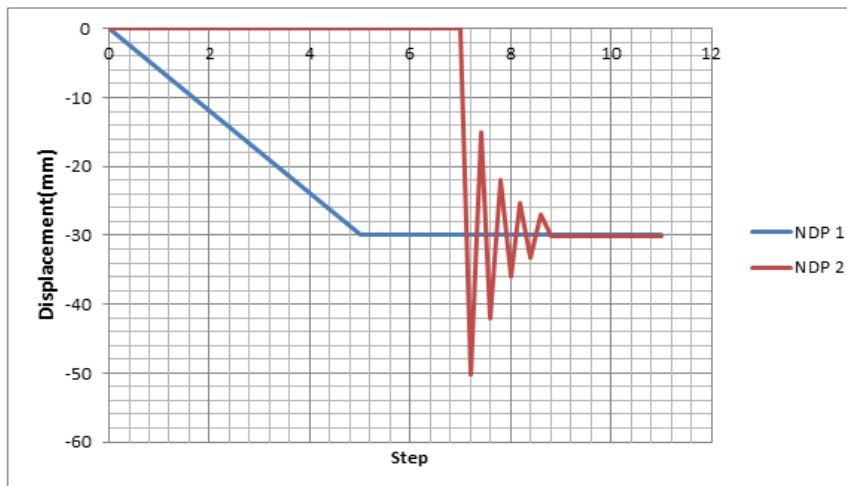
همان طور که در بخش ۴-۲ این فصل به طور کامل به آن اشاره شده است، به منظور لحاظ کردن اثرات دینامیکی حذف آنی ستون در تحلیل های دینامیکی غیر خطی، در آیین نامه ها توصیه شده پس از اینکه عضو مورد نظر از سازه حذف شد، تلاش این عضو در محل حذف عضو، به سازه در خلاف جهت تلاش ها اعمال شود. در حین تحلیل این تلاشها ناگهان حذف می شوند تا اثرات دینامیکی لحاظ گردد. در این بخش می خواهیم اثرات حذف آنی ستون را نسبت به حالتی که بعد از حذف ستون از سازه اصلی هیچ تلاشی به جای عضو حذف شده در سازه قرار نگیرد و تحلیل دینامیکی غیر خطی بدون حضور تلاش های عضو حذف شده انجام پذیرد، مقایسه گردد. در واقع قصد داریم سازه را تحت دو حالت با لحاظ کردن اثرات دینامیکی حذف ستون و بدون لحاظ کردن آن بررسی نماییم. (در این پایان نامه برای سادگی بیشتر، از تحلیل دینامیکی غیر خطی بدون در نظر گرفتن اثرات دینامیکی حذف ستون، به تحلیل دینامیکی غیر خطی غیر معمول یاد شده است). در ادامه نتایج حاصل از مقایسه با نتایج حاصل از تحلیل های استاتیکی غیر خطی قیاس می شوند. این مقایسه ها در دو بخش اثرات حذف آنی ستون در مقدار حد اکثر لنگر تیرهای دهانه های آسیب دیده و مقدار حداکثر جابجایی نقطه هدف، در دو وضعیت حذف ستون گوشه و وسط، با توجه به آیین نامه های مرتبط بررسی می شوند.

۴-۳-۱- اثرات حذف آنی ستون در جابجایی نقطه هدف

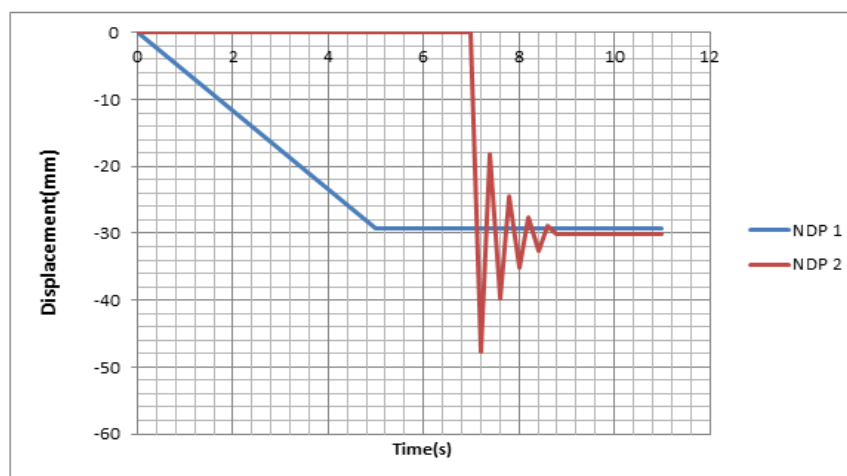
در این بخش مقدار جابجایی نقطه هدف در حذف ستون وسط و گوشه، در سه حالت استاتیکی غیر خطی، دینامیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی غیر معمول در دو آیین نامه مرتبط، توسط نمودار زیر بیان می گردد.



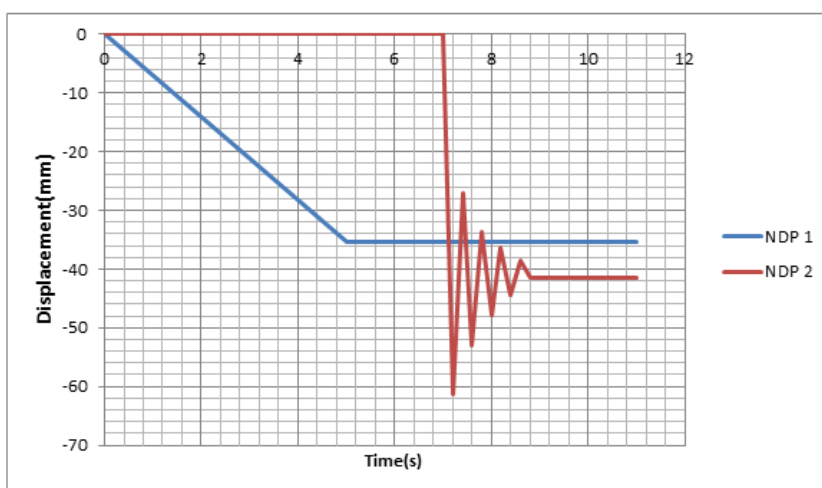
شکل ۴-۳۵ الف. مقایسه جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی و غیر خطی غیر معمول (GSA2003, MB)



شکل ۴-۳۵ ب. مقایسه جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی و غیر خطی غیر معمول (GSA2003, CB)



شکل ۴-۳۵ ج. مقایسه جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی و غیر خطی غیر معمول (DOD2005, MB)



شکل ۴-۳۵. د. مقایسه جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی و غیر خطی غیر معمول (DOD2005,CB)

MB : دهانه آسیب دیده میانی

CB : دهانه آسیب دیده کناری

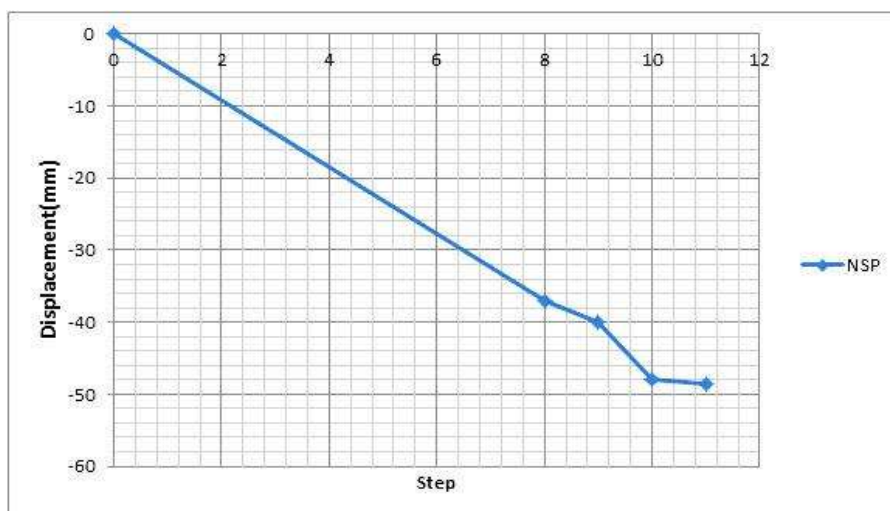
همان طور که در شکل های ۴-۳۵ الف تا د ملاحظه می شود، چه در حالت حذف ستون گوشه و چه وسط، وقتی سازه تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی قرار می گیرد، تا لحظه ای که تلاش های عضو در فرآیند تحلیل حضور دارد، جابجایی در نقطه هدف دیده نمی شود اما به محض اینکه این تلاش ها از سازه برداشته می شوند، اثر برداشت ناگهانی این تلاش ها از سازه سبب ایجاد ضربه در سازه می شود که باعث ایجاد نوعی حرکت نوسانی در جابجایی نقطه هدف می شود، که پس از مدت کوتاهی از شدت نوسانات کاسته شده و کاملاً به صورت خط مستقیم تبدیل می شود. اما اگر سازه از ابتدا در غیاب تلاش های عضو تحلیل می شد، همان طور که در شکل های فوق ملاحظه می شود، به علت اینکه تلاشی در نقطه هدف وجود ندارد، بلافاصله بعد از شروع تحلیل، سازه دچار تغییر شکل می شود و با گذشت زمان و افزایش شدت بارگذاری، میزان تغییر شکل و جابجایی نقطه هدف افزایش می یابد. پس از اینکه بارگذاری به صورت کامل به سازه اعمال گشت، میزان جابجایی نیز بدون هیچ نوسانی ثابت شده و تا پایان تحلیل به صورت ثابت ادامه می یابد.

در شکل های فوق ملاحظه می شود که مقدار جابجایی نقطه هدف در هر دو تحلیل دینامیکی، پس از پایان زمان تحلیل به یک عدد همگرا شده است، که دلالت بر این دارد که سازه تحت تحلیل

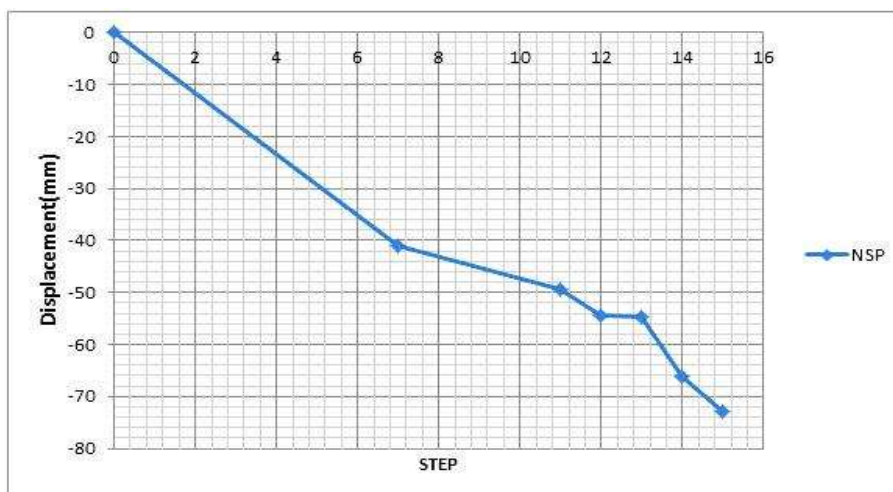
دینامیکی غیر خطی دچار تغییر شکل ماندگار شده است و نیز هیچ مفصل پلاستیکی در سازه بوجود نیامده است. اما ملا حظه می شود که مقدار جابجایی نقطه هدف پس از پایان تحلیل غیر خطی دینامیکی، نسبت به تحلیل دینامیکی غیر خطی غیر معمول، به یک عدد همگرا نشده است و این مقدار اختلاف جابجایی در نقطه هدف، در آیین نامه DOD2005 نسبت به GSA2003 محسوس تر می باشد.

همچنین موقعیت حذف ستون نیز در شدت این اختلاف تاثیر گذار بوده است. تفاوت در مقدار جابجایی نقطه هدف در پایان تحلیل های دینامیکی غیر خطی، از ایجاد تغییر شکل های ماندگار به واسطه ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه نشات می گیرد. هر چه تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در سازه بیشتر باشد، مقدار تغییر شکل های ماندگار در سازه بیشتر می گردد و میزان اختلاف در جابجایی نقطه هدف، پس از پایان تحلیل های دینامیکی افزایش می یابد. ضمناً ملاحظه می شود که در حالت حذف ستون گوشه در آیین نامه DOD2005 این اختلاف به بیشترین مقدار خود می رسد، که دلالت بر این دارد که در این حالت تعداد مفاصل پلاستیک بیشتری نسبت به سایر حالات تشکیل شده است.

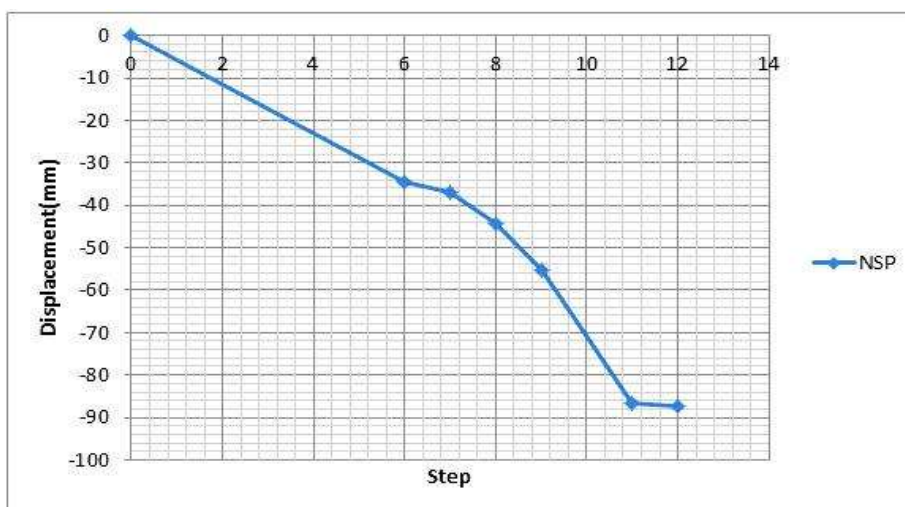
با مشاهده شکل های ۴-۳۶ الف تا د، نحوه جابجایی نقطه هدف تحلیل استاتیکی غیر خطی برای حالات حذف ستون گوشه و وسط در دو آیین نامه GSA2003 و DOD2005 مشخص می گردد.



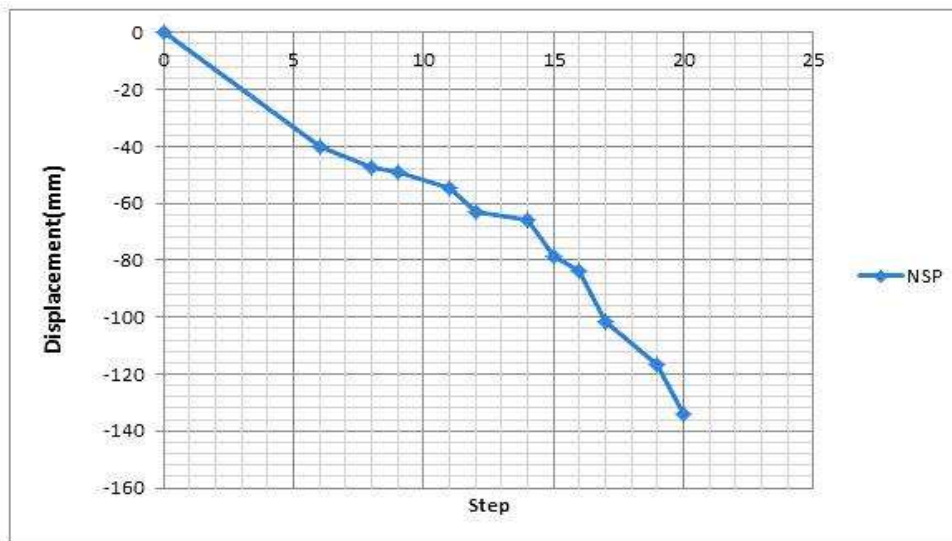
شکل ۴-۳۶ الف. جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی (GSA2003, MB)



شکل ۴-۳۶ ب. جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی (GSA2003, CB)



شکل ۴-۳۶ ج. جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی (DOD2005, MB)

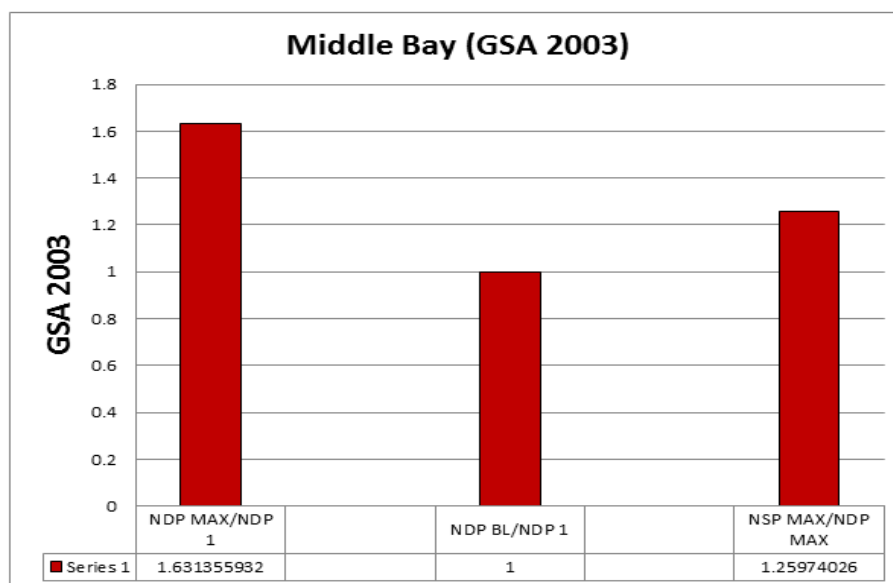


شکل ۴-۳۶. د. جابجایی نقطه هدف تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (DOD2005,CB)

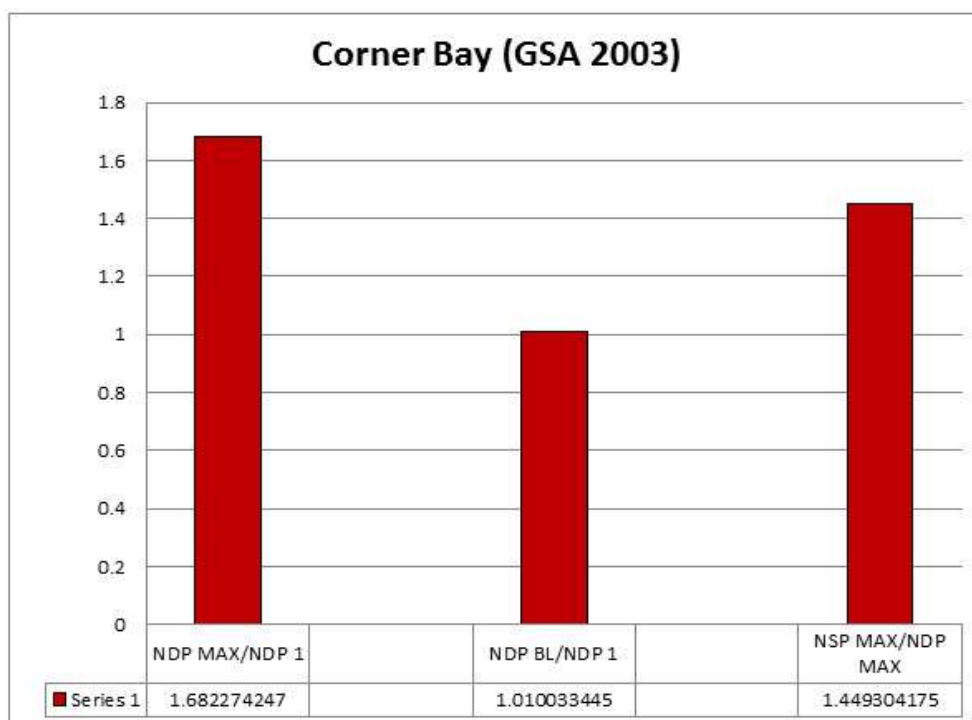
ملاحظه می شود که در تمام حالات مقدار حداکثر جابجایی نقطه هدف از جابجایی نقطه هدف در تحلیل های دینامیکی غیر خطی بیشتر بوده است که دلالت بر این امر می کند که ضریب ۲، برای در نظر گرفتن اثرات حذف دینامیکی، ضریب بزرگ بینانه می باشد.

در نمودارهای ۴-۳۷ تا د، حداکثر مقدار جابجایی نقطه هدف در حالات استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی معمول، در دو حالت حذف ستون وسط و گوشه در دو

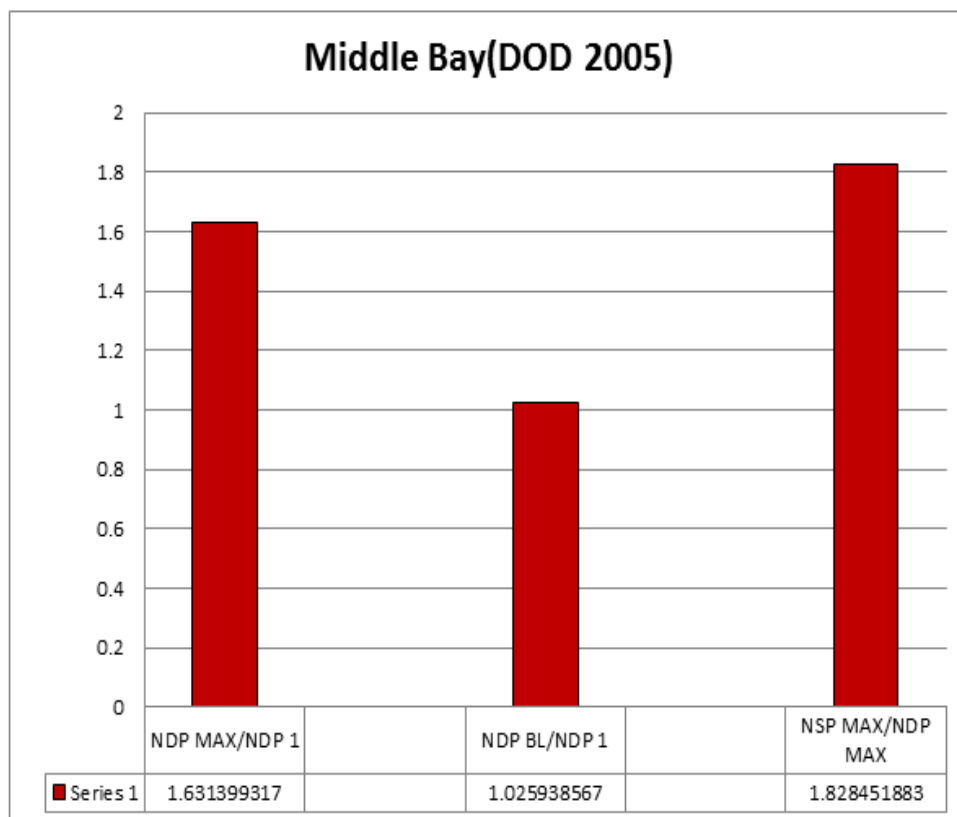
آیین نامه GSA2003 و DOD2005 مورد مقایسه قرار گرفت.



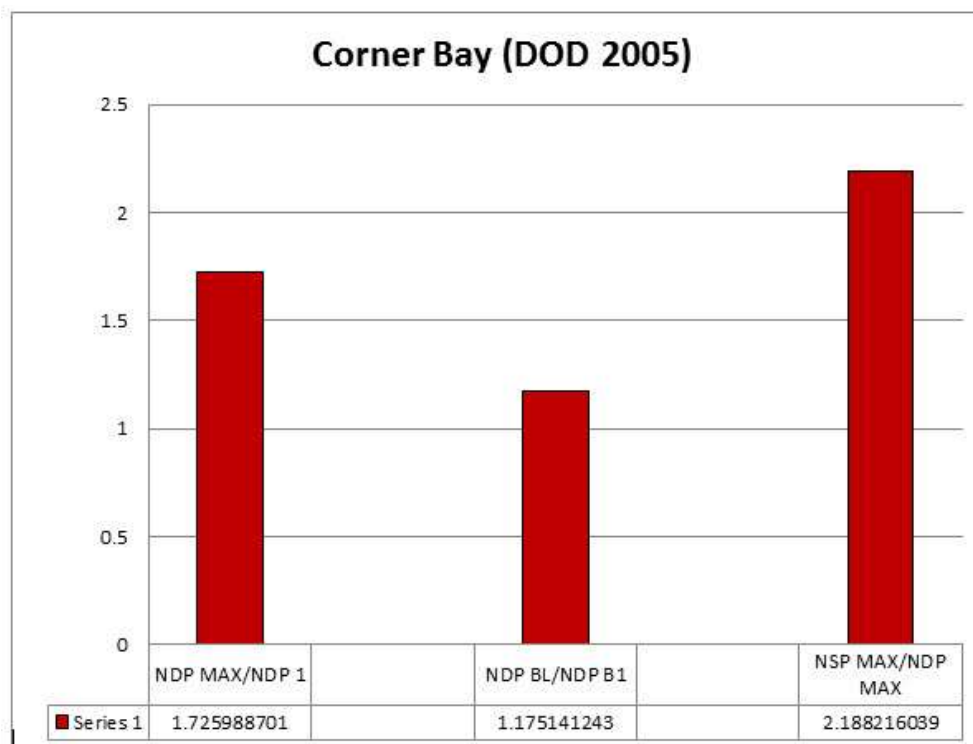
شکل ۴-۳۷. الف. مقایسه جابجایی نقطه هدف (GSA2003,MB)



شکل ۴-۳۷. مقایسه جابجایی نقطه هدف (GSA2003,CB)



شکل ۴-۳۷ ج. مقایسه جابجایی نقطه هدف (DOD2005,MB)



شکل ۴-۳۷. د. مقایسه جابجایی نقطه هدف (DOD2005,CB)

از مقایسه این نمودارها می توان این چنین دریافت که در تمامی حالات حداکثر مقدار جابجایی نقطه هدف در آیین نامه DOD2005 نسبت به آیین نامه GSA2003 بیشتر می باشد. همچنین ملاحظه می شود مقدار جابجایی های نقطه هدف در اثر حذف ستون های گوشه نسبت به ستون های وسط بیشتر بوده است که دلالت بر این موضوع دارد که سازه تحت حذف ستون وسط، مقاومت بیشتری در برابر خرابی پیش رونده دارند.

از دیگر نتایجی که می توان از مشاهده نمودارهای فوق برداشت نمود اثر ضربه ناشی از حذف آنی ستون ها می باشد. همانگونه که از مقایسه حداکثر مقدار جابجایی نقطه هدف تحت حذف ستون گوشه و وسط ملاحظه می شود، نتیجه می شود که اثر ضربه ناشی از حذف ستون بر دهانه هایی که ستون گوشه از آنها حذف می شود بیشتر می باشد که نشان می دهد دهانه های گوشه به نسبت دهانه های میانی، دهانه های بحرانی تر می باشند.

از مقایسه حداکثر مقدار جابجایی نقطه هدف تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی با حداکثر جابجایی بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در دو آیین نامه DOD2005 و GSA2003 می توان پی برد که نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی در آیین نامه DOD2005 به نسبت آیین نامه GSA2003 بزرگ بینانه تر می باشد.

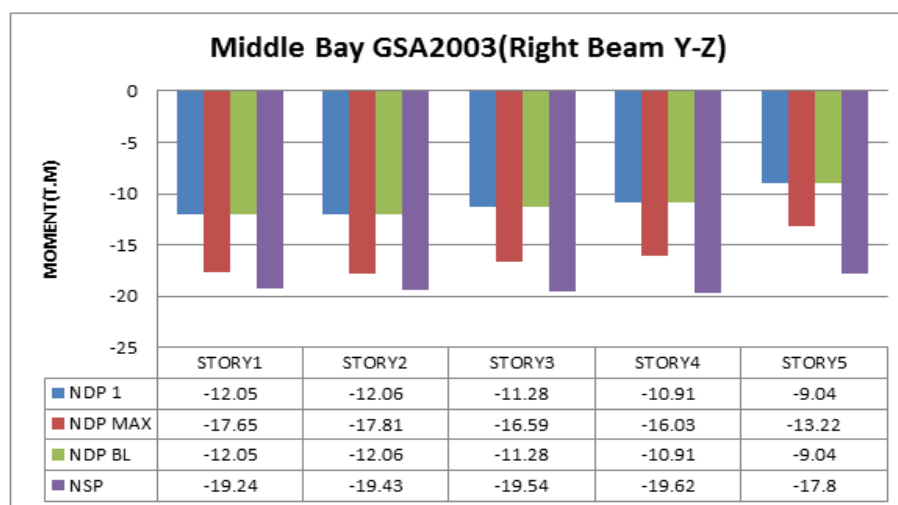
۴-۳-۲- اثرات حذف آنی ستون در مقدار حداکثر لنگر خمشی تیرهای دهانه های

آسیب دیده

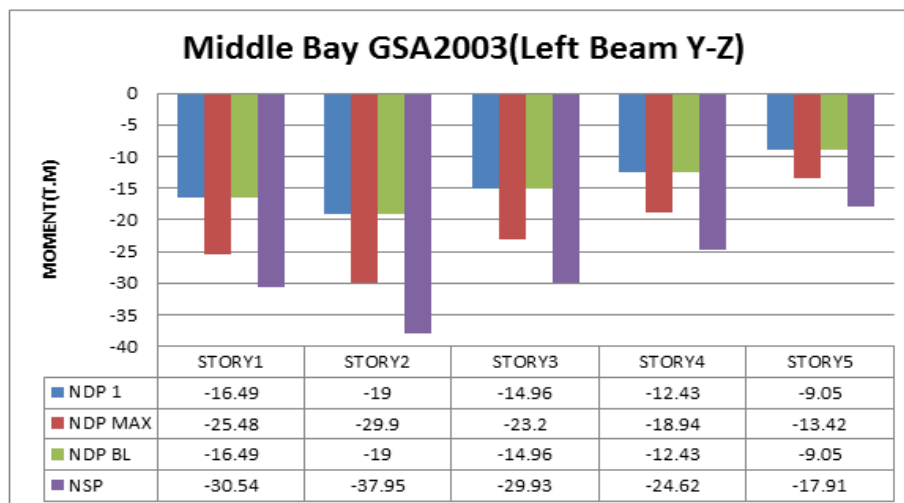
در این بخش مقادیر لنگرهای خمشی مثبت و منفی تیرهای دهانه های آسیب دیده در ۳ وضعیت استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی غیرمعمول در دو آیین GSA2003 و DOD2005 مورد بررسی قرار گرفته است.

۴-۳-۲-۱- اثرات حذف آنی ستون در مقدار لنگرهای منفی

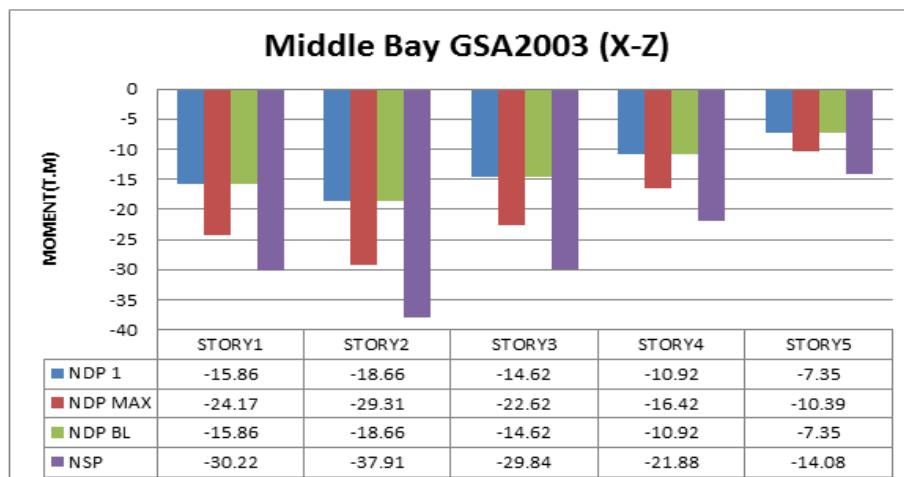
به منظور مشاهده اثرات حذف آنی ستون در لنگر منفی تیرها، حداکثر مقدار لنگرهای منفی در ۳ وضعیت تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی و دینامیک غیرمعمول تحت حذف ستون وسط و گوشه در نمودارهای زیر برای تمامی طبقات مورد بررسی واقع شده است.



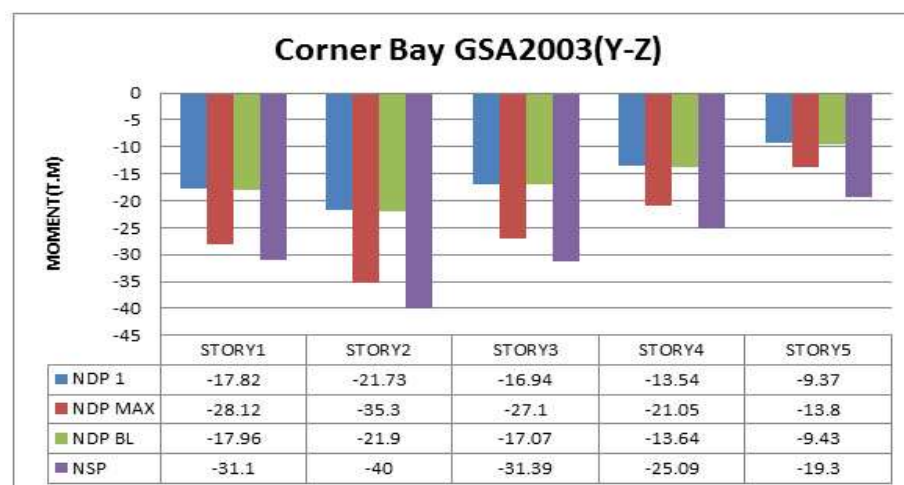
شکل ۴-۳۸ الف. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (Right beam,y-z) Middle Bay GSA2003



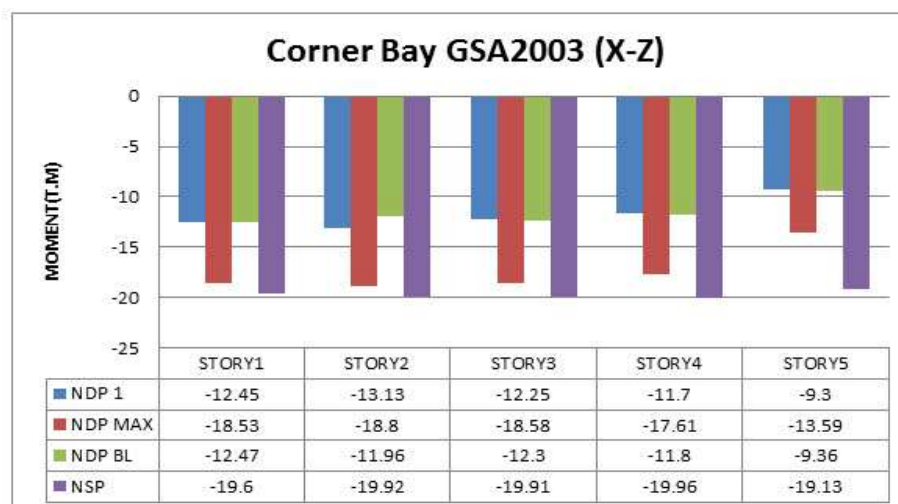
شکل ۴-۳۸. ب. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (GSA2003, MB(Left beam, y-z)



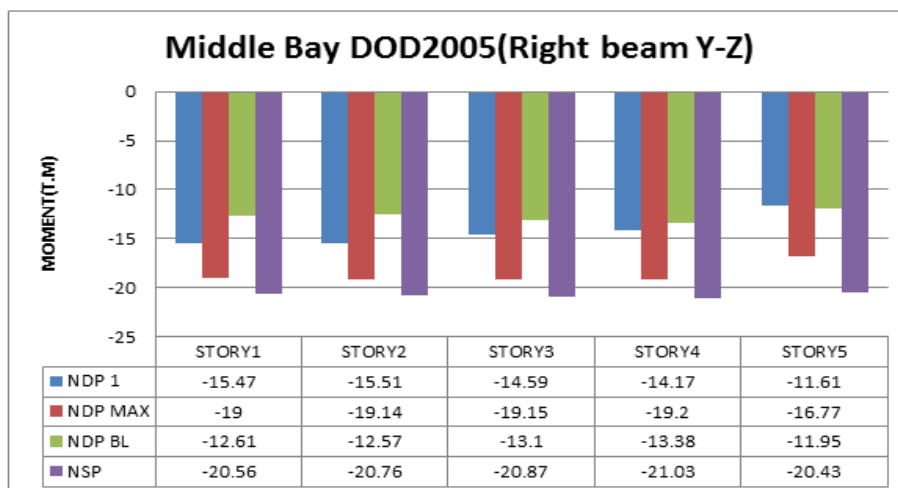
شکل ۴-۳۸. ج. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (GSA2003, MB(x-z)



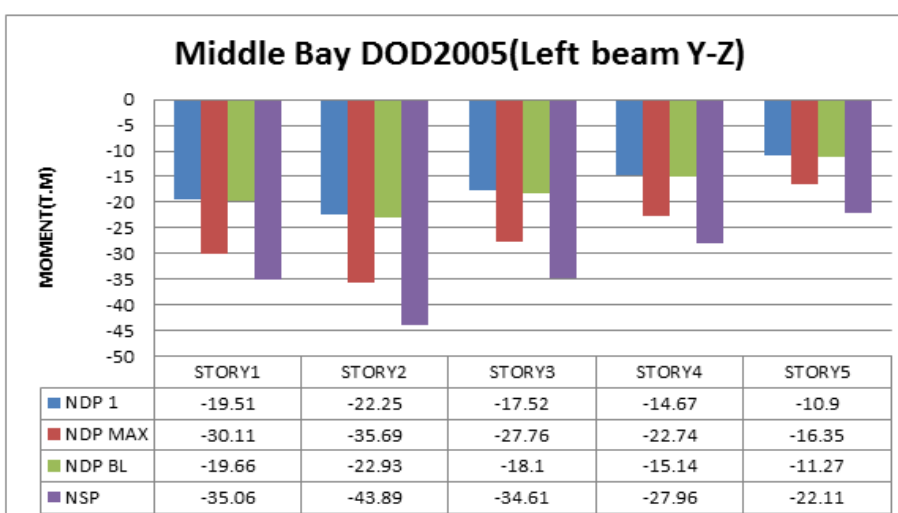
شکل ۴-۳۸. د. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (GSA2003, CB(y-z)



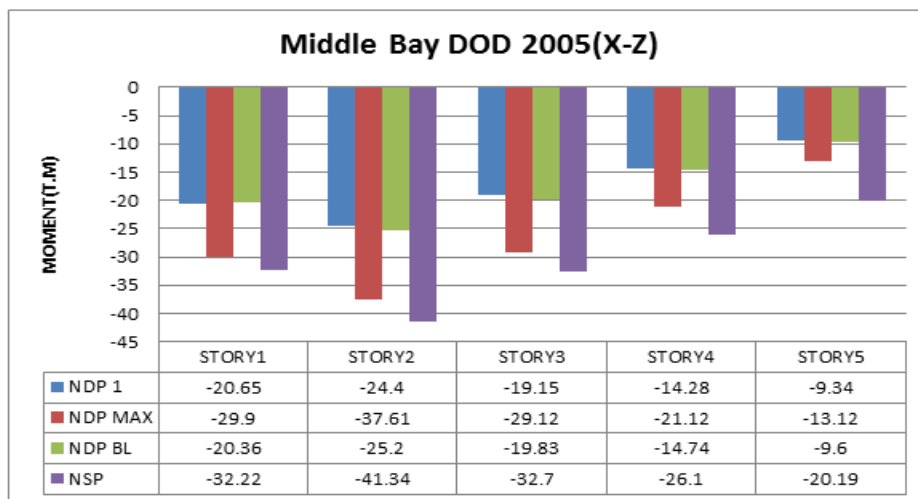
شکل ۴- ۳۸ ی. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (x-z), GSA2003, CB



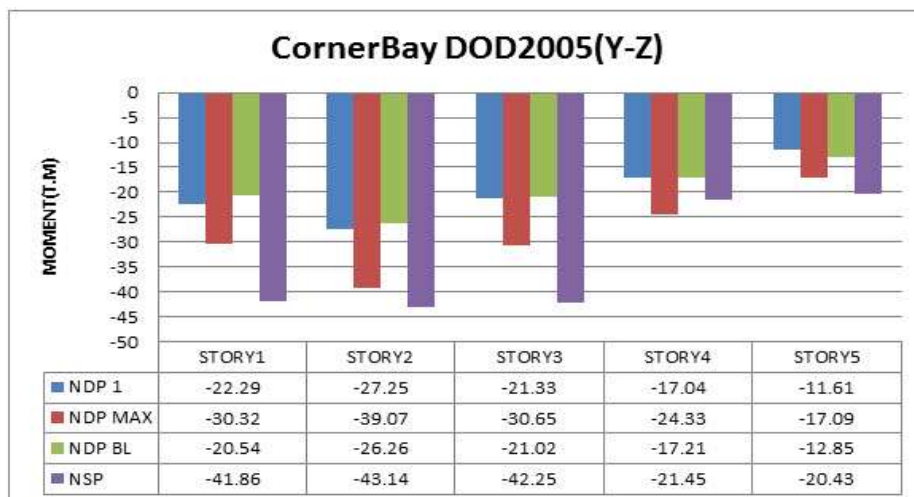
شکل ۴- ۳۹ الف. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (Right beam, y-z), DOD2005, MB



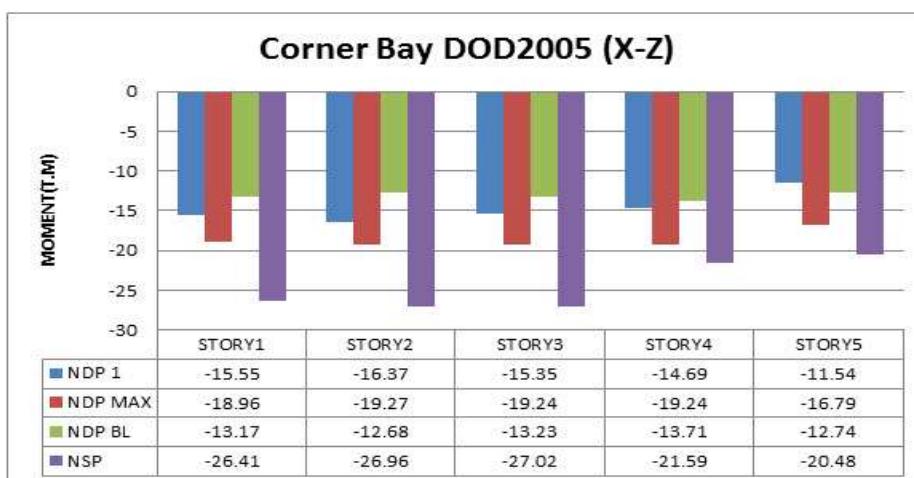
شکل ۴- ۳۹ ب. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (Left beam, y-z), DOD2005, MB



شکل ۴-۳۹. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (x-z) MB، DOD2005



شکل ۴-۳۹. د. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (y-z) CB، DOD2005



شکل ۴-۳۹. ی. مقایسه لنگرهای منفی در تیرها (x-z) CB، DOD2005

با مقایسه مقادیر لنگرهای منفی در ۳ حالت تحلیلی ذکر شده تحت دو آیین نامه DOD2005 و GSA2003 به این نتیجه خواهیم رسید که لنگرهای موجود در حالت استفاده از قواعد آیین نامه DOD2005 بیشتر از GSA2003 بوده که نشان دهنده این موضوع می باشد که، سازه ها در برابر خرابی پیش رونده تحت آیین نامه DOD2005 به نسبت GSA2003 از پتانسیل خرابی بیشتری برخوردار می باشند.

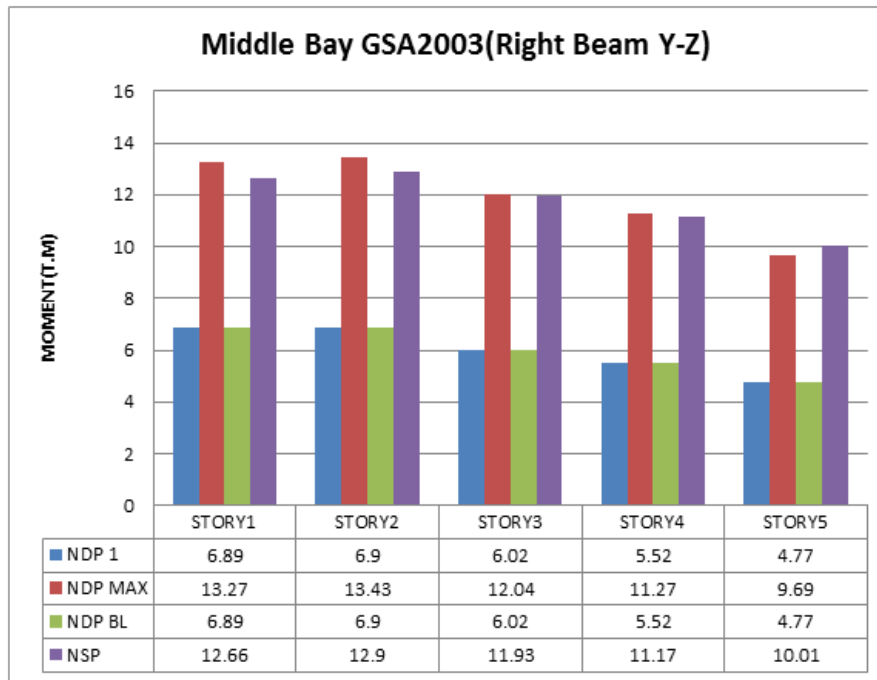
نکته دیگری که از بررسی اجمالی این نمودارها قابل فهم می باشد، تفاوت در مقادیر لنگر منفی حداکثر تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی به لنگر منفی حداکثر در تحلیل دینامیکی غیرخطی می باشد که این تفاوت در دهانه هایی که ستون گوشه از سازه حذف شده است به نسبت حذف ستون وسط محسوس تر بوده است که بار دیگر حساس تر بودن دهانه های گوشه نسبت به دهانه های وسط در خرابی پیش رونده را نشان می دهند.

از مقایسه لنگرهای منفی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی و دینامیک خطی غیرمعمول پس از پایان زمان تحلیل دو نتیجه قابل برداشت می باشد. اولاً اینکه اگر لنگرهای منفی در این دو حالت، برابر و مساوی شوند نشان دهنده این موضوع می باشد که در آن عضو مفصل پلاستیک تشکیل نشده است. اما اگر مقدار لنگر منفی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی از مقدار لنگر منفی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی غیرمعمول کمتر شد، نشان می دهد در آن عضو مفصل پلاستیک تشکیل شده است. در ضمن هر چه این اختلاف بیشتر باشد از مقاومت کمتری در برابر خرابی پیش رونده برخوردار می باشد.

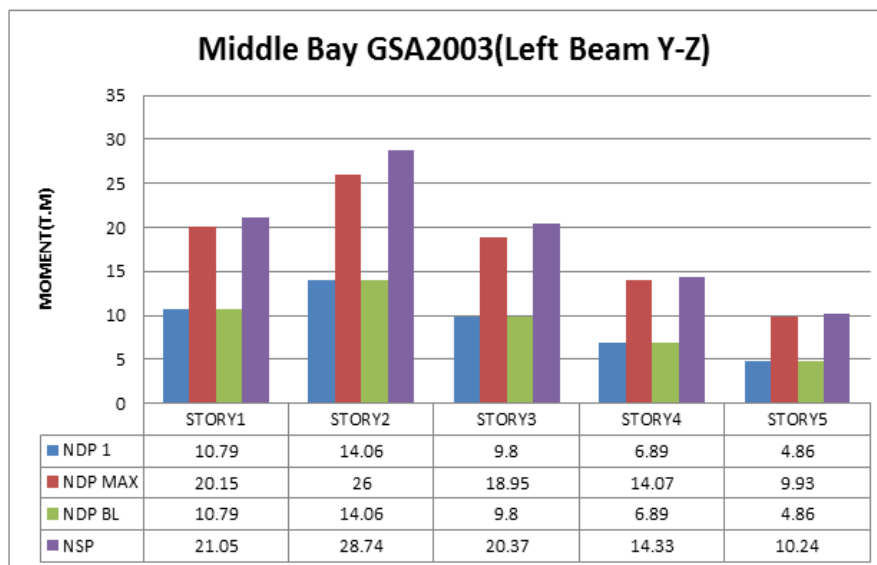
۴-۲-۳-۲- اثرات حذف آنی ستون در مقدار لنگرهای مثبت

هر چند که در بخش ۴-۲ طی تحلیل های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی بر روی سازه مورد نظر مشخص شده که مقاطع بحرانی تیرها بر تکیه گاه ها بوده و مقدار لنگرهای منفی به عنوان عامل تعیین کننده در شدت خرابی پیش رونده می باشد، ولی با این وجود بررسی لنگر مثبت تیرها نیز می تواند نتایج مفیدی در بر داشته باشد.

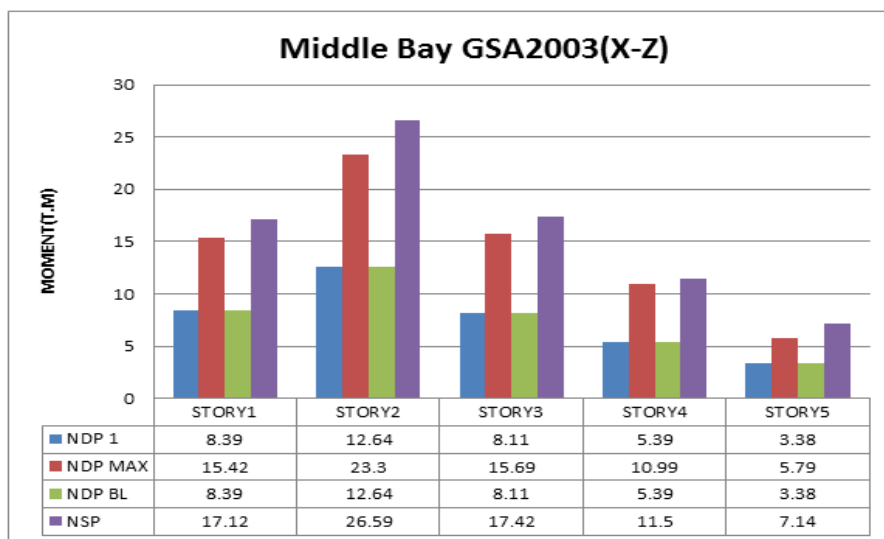
لذا مقدار لنگر مثبت تیرها در طی سه روش تحلیلی استاتیکی غیرخطی، دینامیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی غیرمعمول تحت حفظ ستون وسط و گوشه در دو آیین نامه GSA2003 و DOD2005 مورد بررسی قرار گرفته است.



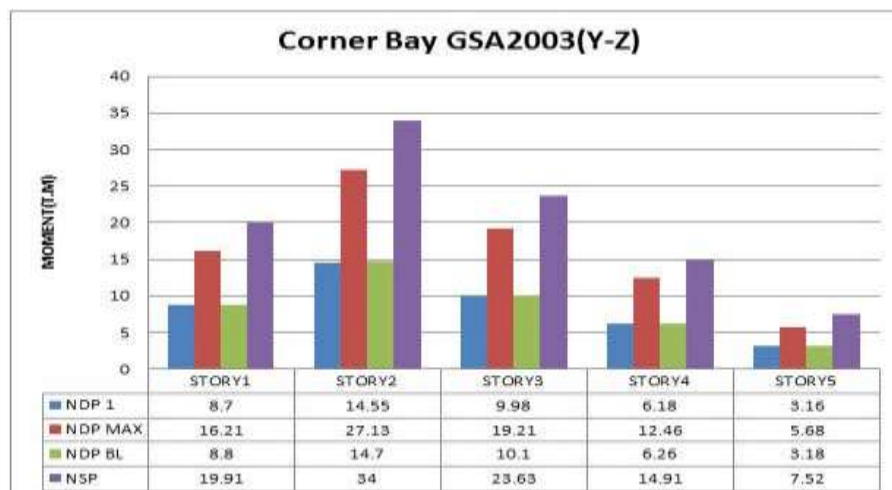
شکل ۴-۴۰ الف. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (Right beam,y-z) Middle Bay GSA2003



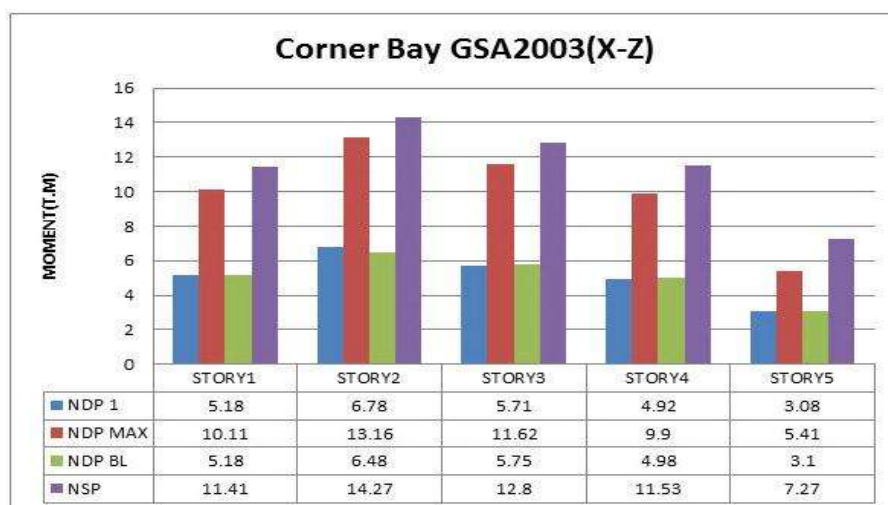
شکل ۴-۴۰ ب. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (Left beam,y-z) Middle Bay GSA2003



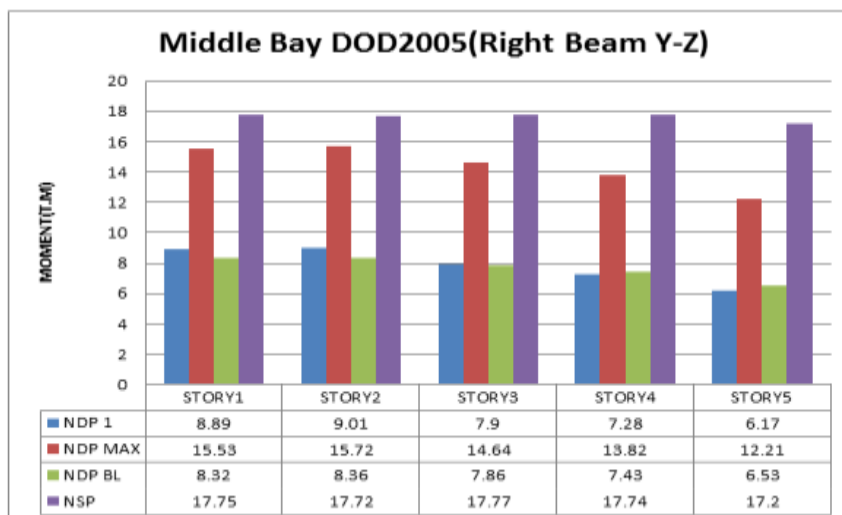
شکل ۴-۴۰. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (x-z), MB, GSA2003



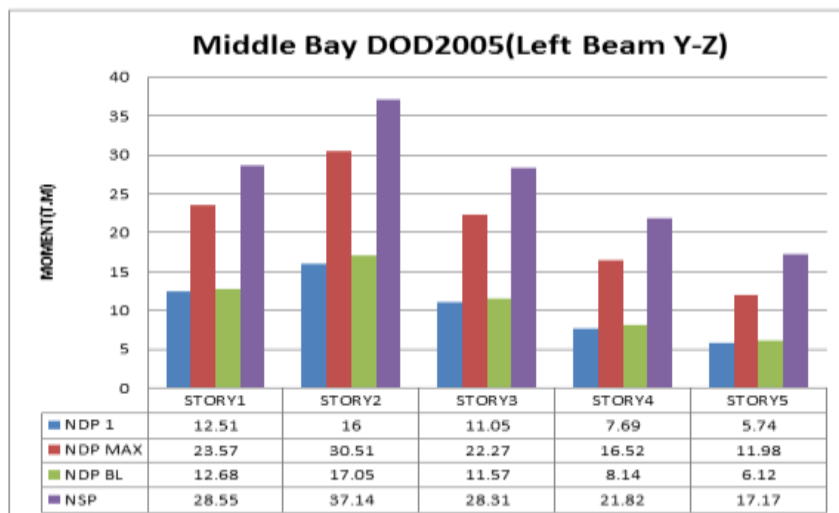
شکل ۴-۴۰. د. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (y-z), CB, GSA2003



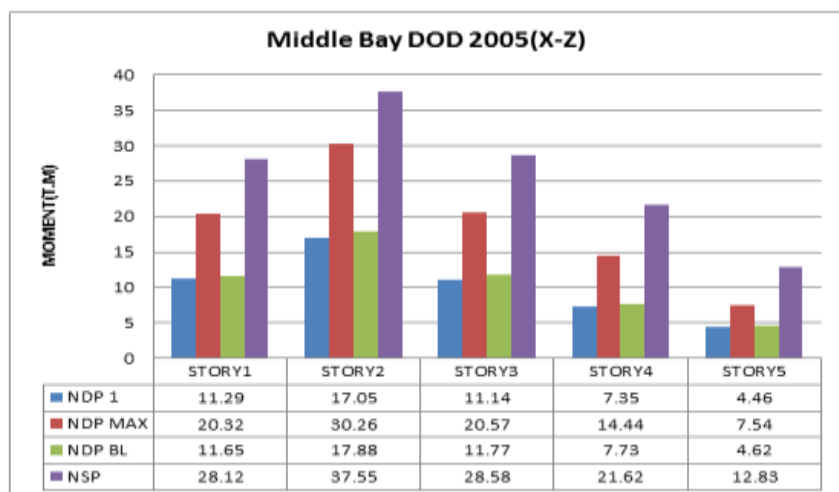
شکل ۴-۴۰. ی. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (x-z), CB, GSA2003



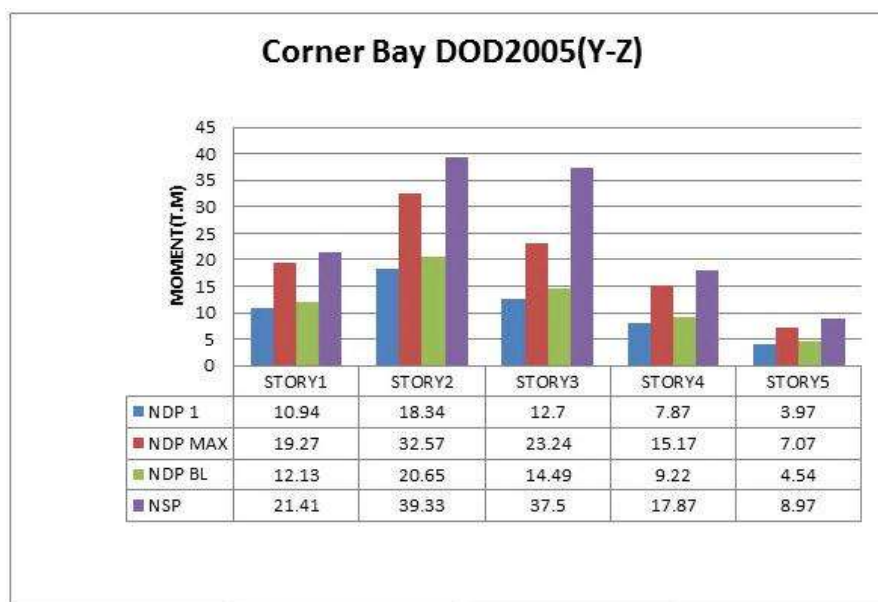
شکل ۴-۴ الف. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (Right beam,y-z) DOD2005,MB



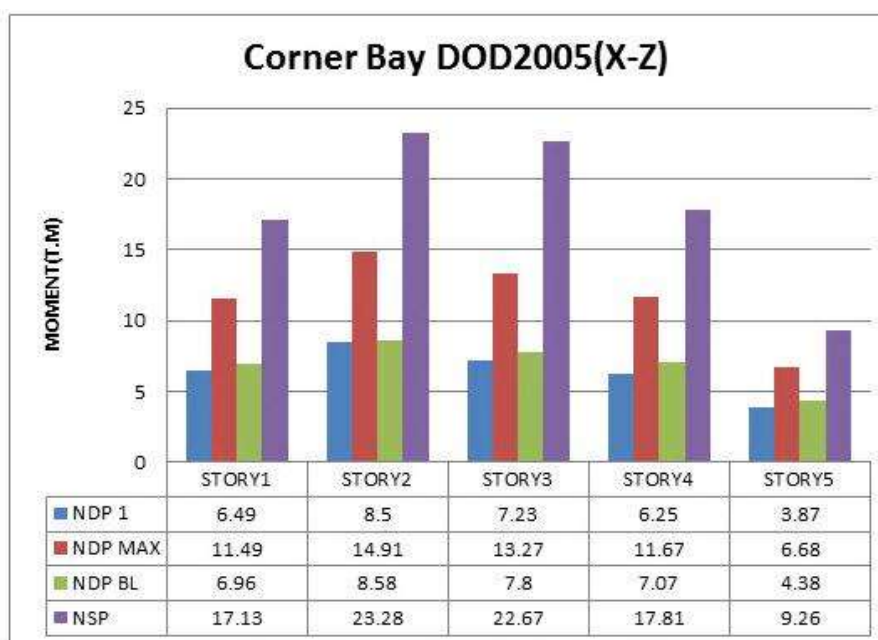
شکل ۴-۴ ب. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (Left beam,y-z) DOD2005,MB



شکل ۴-۴ ج. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (x-z) DOD2005,MB



شکل ۴-۴۱. د. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (y-z) DOD2005, CB



شکل ۴-۴۱. ی. مقایسه لنگرهای مثبت در تیرها (x-z) DOD2005, CB

اولین موضوعی که از ملاحظه این نمودارها می‌توان فهمید تفاوت در مقدار لنگر مثبت حداکثر تیرها براساس قواعد دو آیین‌نامه می‌باشد. ملاحظه می‌شود که مقدار لنگر مثبت حداکثر تیرها در آیین‌نامه DOD2005 نسبت آیین‌نامه GSA2003، همانند لنگرهای منفی حداکثر بیشتر می‌باشد. که بیانگر مقاومت بالاتر سازه در خرابی پیش رونده تحت GSA2003 می‌باشد.

از تفاوت در مقدار لنگرهای حداکثر مثبت در تحلیل استاتیکی غیرخطی نسبت به تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌توان بار دیگر به بزرگ‌بینانه بودن ضریب استفاده شده در ترکیب بار ثقلی، در تحلیل استاتیکی غیرخطی پی برد اما با تمام این تفاسیر اختلاف میان لنگرهای مثبت طی تحلیل استاتیکی و دینامیک غیرخطی به نسبت لنگر بار منفی تحت همین تحلیل‌ها، کمتر می‌باشد که نشان‌دهنده این موضوع است که پاسخ تحلیل استاتیکی غیرخطی در لنگرهای مثبت تیرها به جواب دقیق نزدیک‌تر می‌باشد.

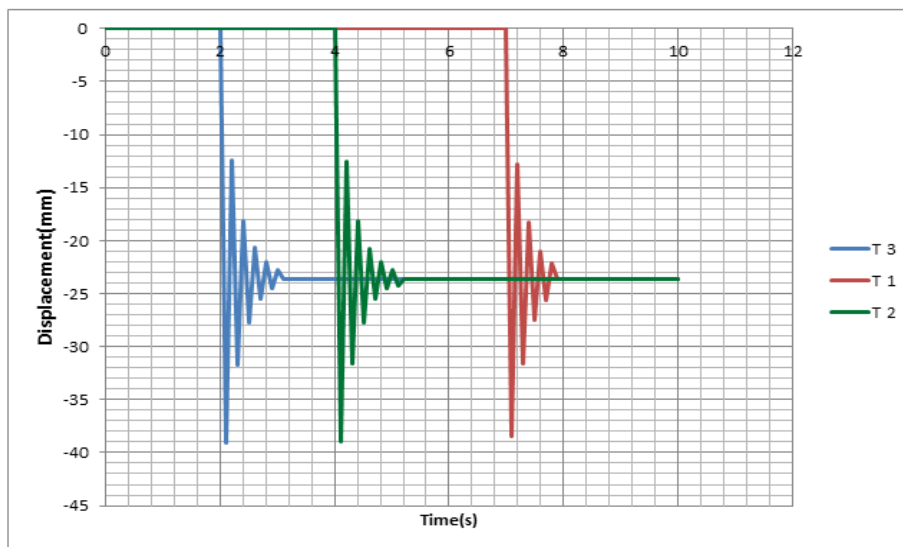
در این بخش همچنین مقدار لنگرهای مثبت حداکثر، طی تحلیل دینامیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی غیرمعمول با هم مقایسه شده‌اند. همانگونه که ملاحظه می‌شود اختلاف در نتایج بدست آمده در مقادیر لنگر مثبت حداکثر به نسبت لنگرهای منفی حداکثر تحت همان تحلیل‌ها، حاکی از آن است که اثر ضربه ناشی از حذف ستون‌ها در لنگرهای مثبت محسوس‌تر از لنگرهای منفی بوده است. و لنگرهای مثبت حساسیت بیشتری در برابر ضربه از خود نشان می‌دهند.

در پایان مقادیر لنگر مثبت حداکثر تیرها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی غیرمعمول مورد بررسی قرار گرفته است و ملاحظه می‌گردد در پایان زمان تحلیل، مقادیر لنگر مثبت در تحلیل دینامیکی غیرخطی نسبت به مقادیر لنگر مثبت در تحلیل دینامیکی غیرمعمول در تمامی حالات بیشتر بوده است، که نشان از آن دارد که هیچ مفصل پلاستیکی در ناحیه لنگر مثبت تیرها تشکیل نشده است.

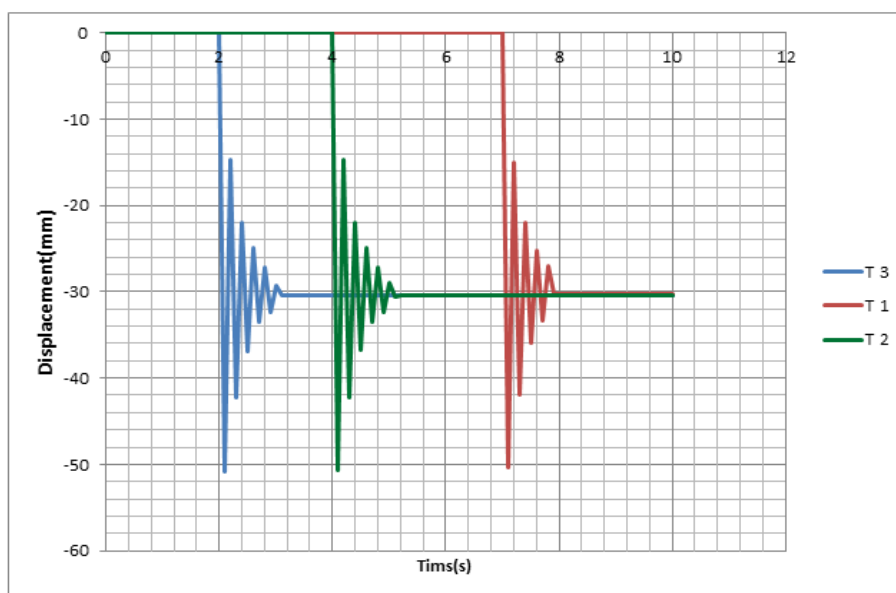
۴-۴- تأثیر تغییرات زمان حذف ستون در میزان جابجایی نقطه هدف

از آنجایی که در آیین‌نامه‌های DOD2005 و GSA2003، در تحلیل خرابی پیش‌رونده به روش دینامیکی غیرخطی، تنها به صورت کیفی به حذف آنی ستون جهت لحاظ کردن اثرات دینامیکی اشاره شده است و هیچ زمان مشخصی برای حذف آنی ستون بیان نشده است. به همین منظور تأثیر

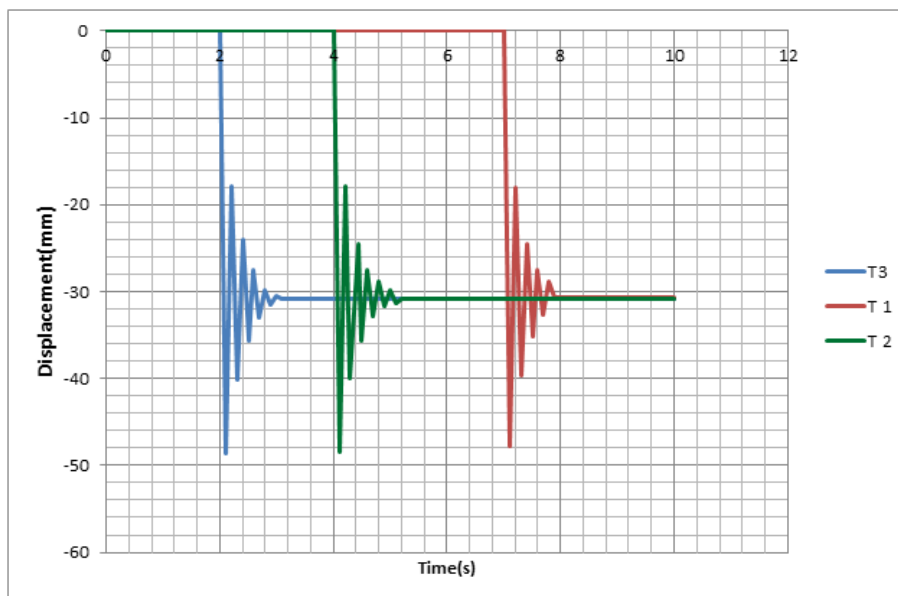
تغییر زمان در حذف آنی ستون، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در دو وضعیت حذف ستون گوشه و وسط در دو آیین نامه GSA2003 و DOD2003 مورد بررسی قرار می گیرد در این بخش برای بررسی اثر تغییر زمان حذف آنی ستون در جابجایی نقطه هدف، ستون های مورد نظر در سه زمان $T_1=0.01S$ و $T_2=0.005S$ و $T_3=0.0025S$ از سازه حذف می گردند و نتایج حاصله به صورت نمودارهای زیر بیان شده اند.



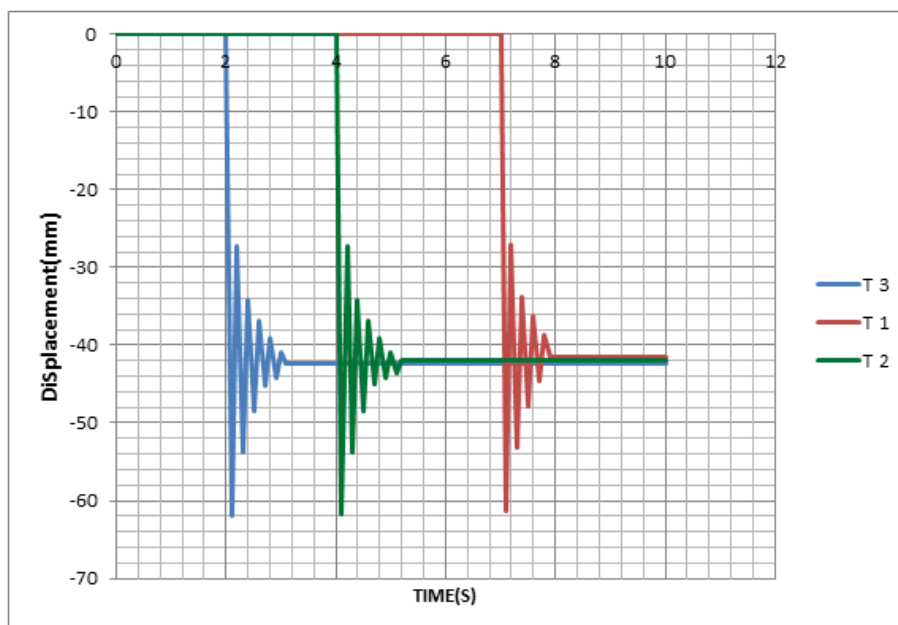
شکل ۴-۴۲ الف. جابجایی نقطه هدف در زمان های T_3, T_2, T_1 (GSA2003, MB)



شکل ۴-۴۲ ب. جابجایی نقطه هدف در زمان های T_3, T_2, T_1 (GSA2003, CB)



شکل ۴-۴۲ ج. جابجایی نقطه هدف در زمان های T_3, T_2, T_1 (DOD2005, MB)

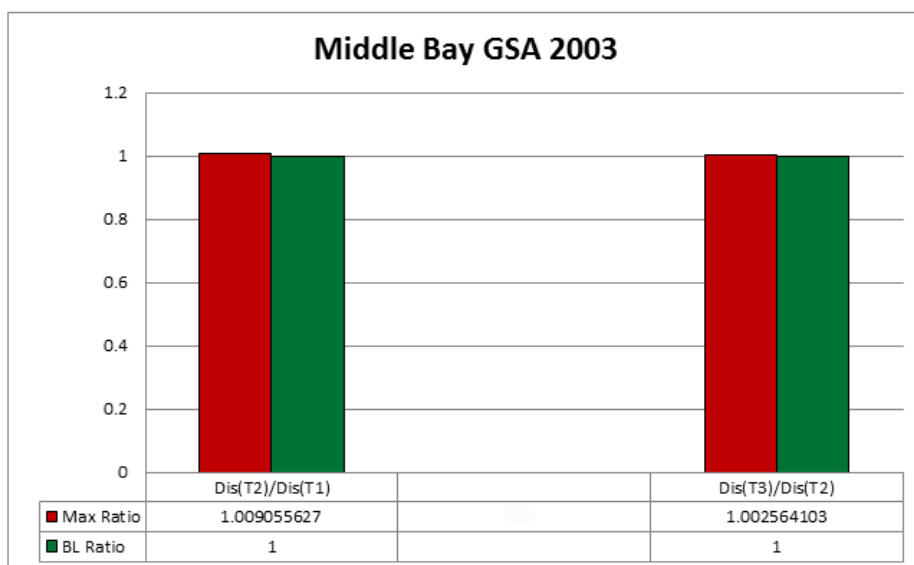


شکل ۴-۴۲ د. جابجایی نقطه هدف در زمان های T_3, T_2, T_1 (DOD2005, CB)

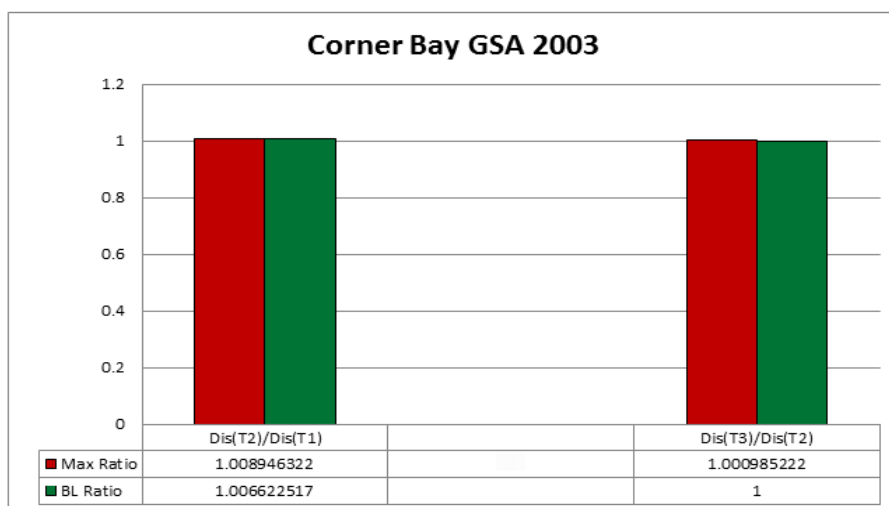
همانگونه که از نمودارهای فوق برداشت می شود هر چه عضو باربر (ستون) در زمان کوچکتی از سازه حذف شود نقطه هدف در بازه بزرگتری دچار نوسانات جابجایی می شود اما افزایش در مقدار نوسانات این جابجایی بسیار ناچیز و نامحسوس می باشد

وقتی ستون‌ها در سه زمان T_1 و T_2 و T_3 از سازه حذف می‌گردند. ضربه ناشی از حذف ستون در دهانه‌های کناری به نسبت دهانه‌های میانی محسوس‌تر و شدیدتر می‌باشد. همچنین دامنه نوسانات جابجایی نقطه هدف ناشی از حذف ستون‌ها در آیین‌نامه DOD2005 به نسبت آیین GSA2003 بیشتر می‌باشد.

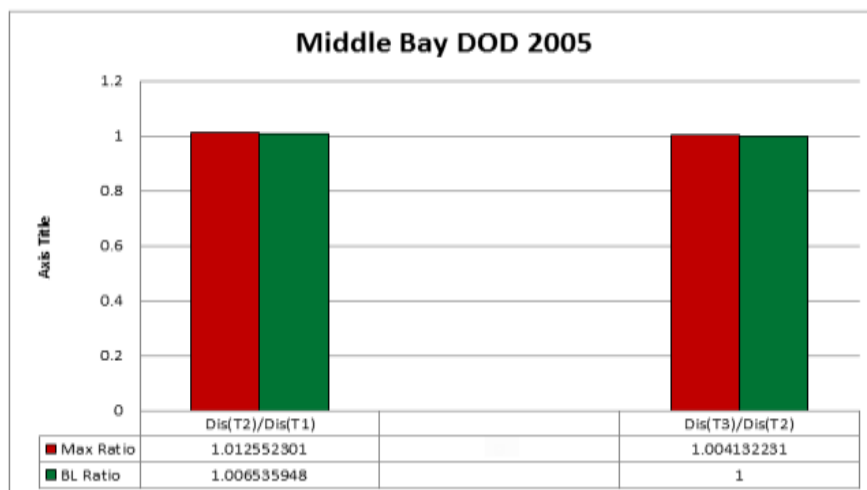
از مقایسه نمودارهای ۴-۴۳ الف تا د، مشخص می‌گردد که هر چه زمان حذف ستون به T_3 میل می‌کند اثرات ناشی از حذف آنی ستون کمتر شده، به طوری که از مقایسه مقدار جابجایی نقطه هدف در دو زمان T_2 و T_3 نسبت به دو زمان T_1 و T_2 می‌توان نتیجه گرفت، با اینکه زمان حذف ستون از T_1 و T_2 نصف شده و از T_2 و T_3 هم، همین اتفاق افتاده است ولی اختلاف در میزان جابجایی نقطه هدف به همین نسبت نبوده است. و میزان ضربه ناشی از حذف آنی ستون، با افزایش زمان کاسته شده بر میزان همگرایی جابجایی نقطه هدف افزوده شده است.



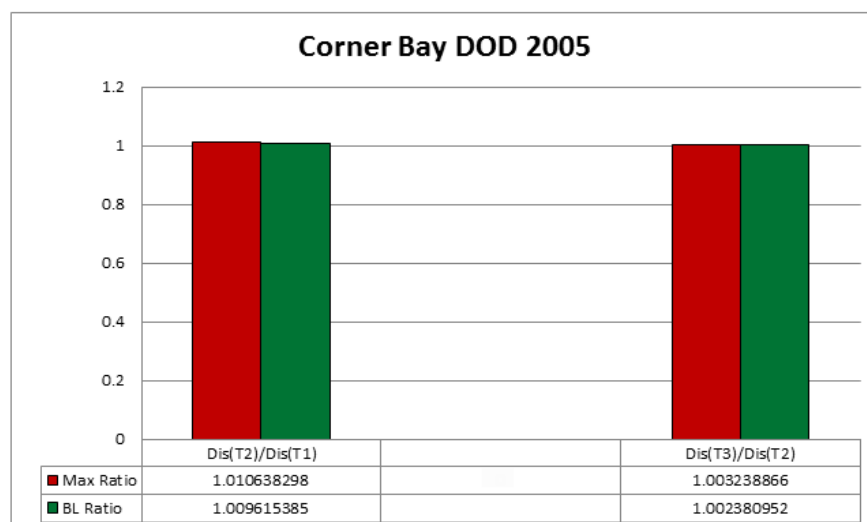
شکل ۴-۴۳ الف. مقایسه جابجایی نقطه هدف در زمان‌های T_3, T_2, T_1 (GSA2003, MB)



شکل ۴-۴۳ ب. مقایسه جابجایی نقطه هدف در زمان های T_1, T_2, T_3 (GSA2003,CB)



شکل ۴-۴۳ ج. مقایسه جابجایی نقطه هدف در زمان های T_1, T_2, T_3 (DOD2005,MB)



شکل ۴-۴۳ د. مقایسه جابجایی نقطه هدف در زمان های T_1, T_2, T_3 (DOD2005,CB)

۴-۵- اثرات تغییر طول و ارتفاع دهانه‌ی سازه بر پدیده خرابی پیش‌رونده

در این بخش به منظور دیدن اثرات تغییرات در طول و ارتفاع دهانه‌ها بر پدیده خرابی پیش‌رونده، دو مدل سازه‌ای قاب خمشی متوسط ایجاد شده است تا این اثرات به طور کامل مورد بررسی قرار گیرد.

۴-۵-۱- مقدمه

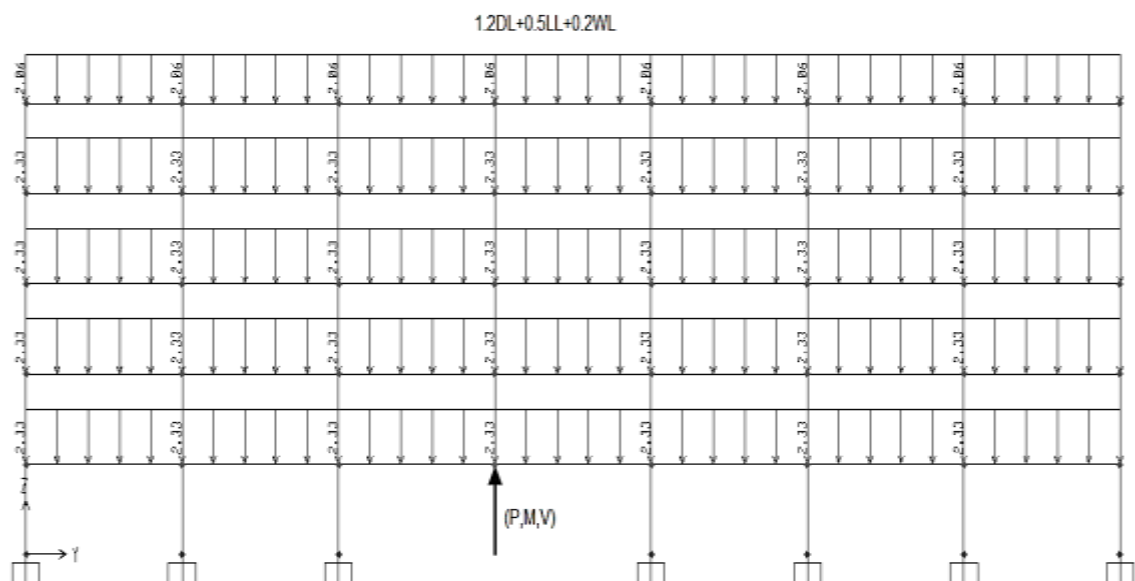
در خلق این دو مدل سازه‌ای، از تمام ویژگی‌ها، شرایط و مصالح مطرح شده در مدل اصلی بررسی شده در این پایان‌نامه استفاده شده است با این تفاوت که در این دو مدل تنها طول و ارتفاع دهانه‌ها افزایش یافته است. به طوری که در مدل اول طول دهانه‌ها نسبت به مدل اصلی $1/5$ برابر افزایش یافته است و طول دهانه به $7/5$ متر رسیده است و در مدل دوم نیز تنها ارتفاع دهانه‌ها $1/5$ برابر شده و به $4/8$ متر رسیده است. با این تغییرات دو مدل سازه‌ای ایجاد شده تا اثرات افزایش طول و ارتفاع دهانه‌ها بر پدیده خرابی پیش‌رونده بررسی شود.

همین‌طور به منظور رسیدن به جواب‌های دقیق هر دو مدل در دو موقعیت حذف ستون وسط و گوشه، تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی با توجه به آیین‌نامه DOD2005 مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

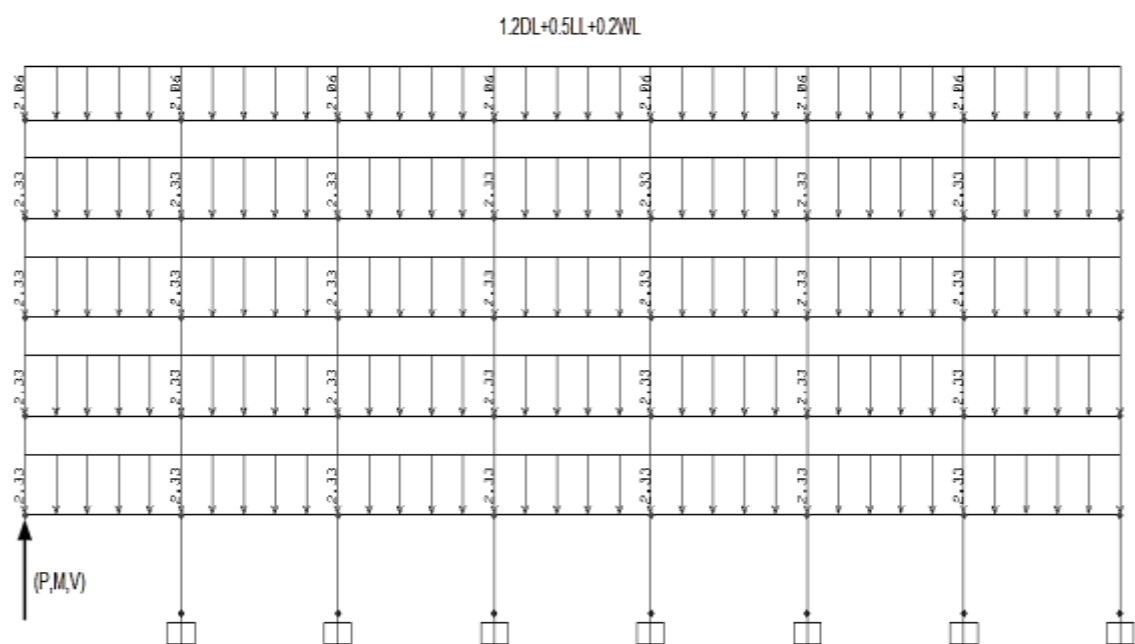
۴-۵-۲- بررسی تحلیل دینامیک غیرخطی بر سازه‌ها

با توجه به اینکه در بخش ۴-۲ پایان‌نامه به طور مفصل در مورد روش تحلیل دینامیکی غیرخطی بحث شده است در این قسمت تنها به صورت اجمالی به نحوه تحلیل دینامیکی غیرخطی دو مدل سازه‌ای تحت حذف ستون‌های وسط و گوشه پرداخته شده است.

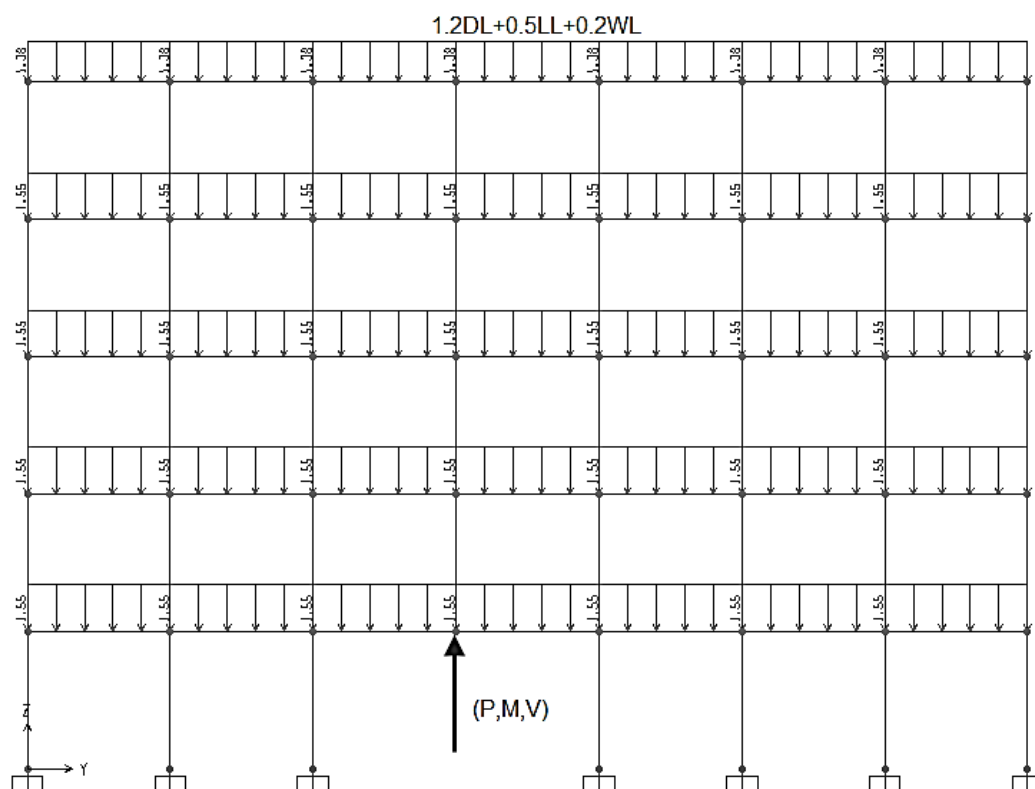
پس از طراحی اولیه دو مدل سازه‌ای، هر دوی آنها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی اولیه قرار می‌گیرند تا تلاش‌های اعضای باربر مورد نظر (ستون گوشه و وسط) تعیین گردد. سپس اعضای باربر از سازه‌ها حذف شده و تلاش‌های آن به جای آن اعضا در سازه اعمال می‌گردد.



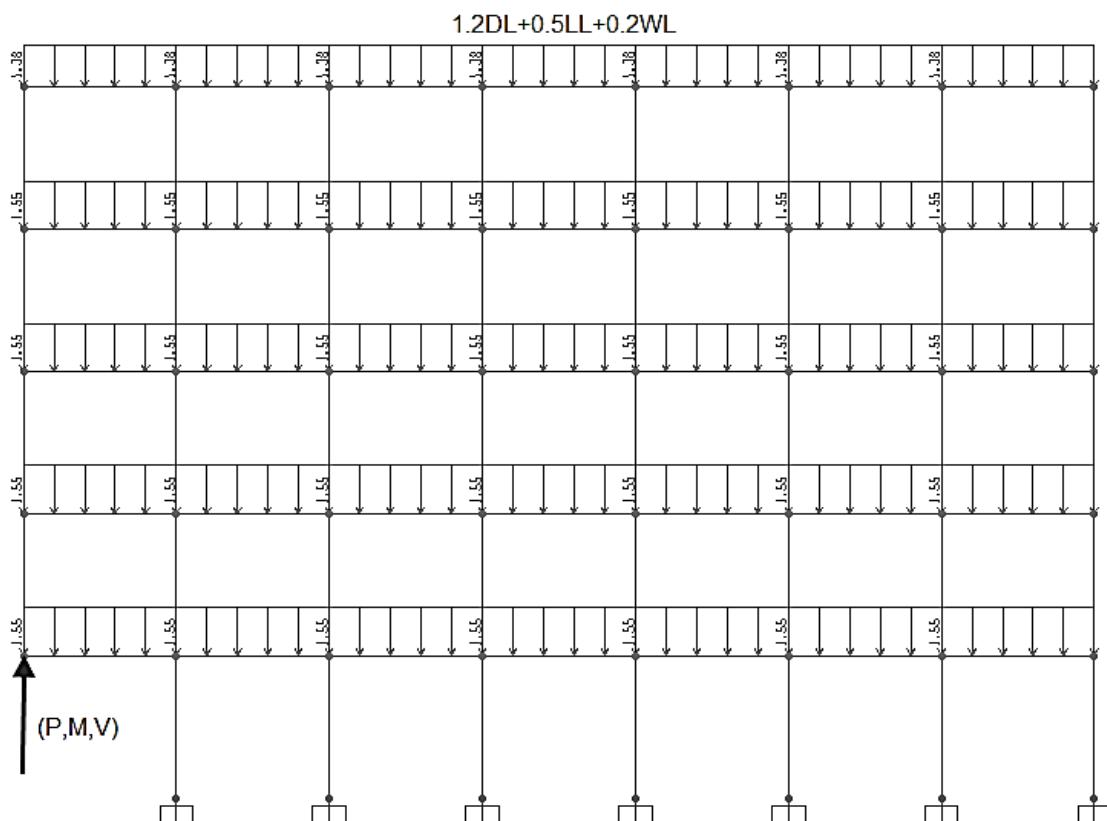
شکل ۴-۴ الف. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی و اعمال تلاش عضو به سازه ($L=7.5m, MB$)



شکل ۴-۴ ب. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری و اعمال تلاش عضو به سازه ($L=7.5m, CB$)

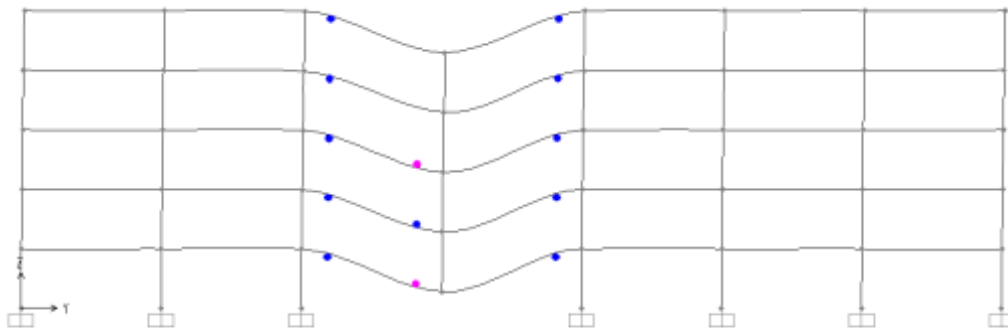


شکل ۴-۴ ج. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون میانی و اعمال تلاش عضو به سازه (H=4.8m, MB)

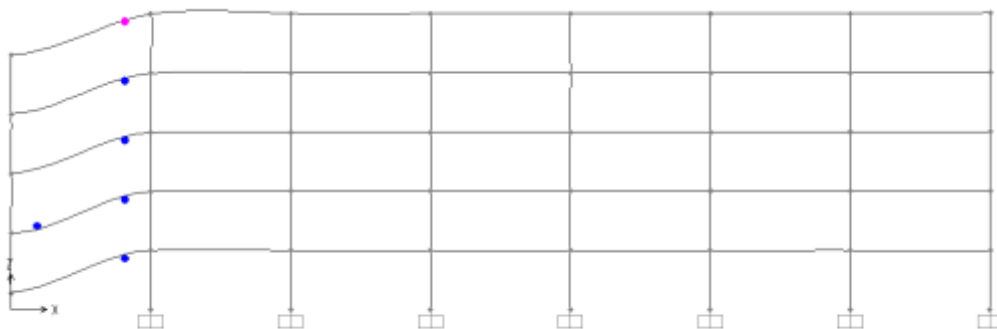


شکل ۴-۴ د. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون کناری و اعمال تلاش عضو به سازه (H=4.8m, CB)

سپس تحلیل دینامیکی صورت می‌پذیرد و در حین فرایند تحلیل، پس از اعمال کامل بارگذاری و ایجاد تعادل بین بارگذاری و تلاش‌ها، تلاش‌ها به صورت آنی در $0.01S$ از سازه برداشته می‌شوند تا اثرات دینامیکی حذف ستون‌ها بر سازه اعمال گردد. سپس تحلیل دینامیکی بعد از حذف تلاش‌ها ادامه می‌یابد تا آنکه زمان تحلیل به پایان رسد. در شکل‌های ۴-۴۵ الف تا د، و ۴-۴۶ الف تا ج، می‌توان نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک را در حالات مختلف مشاهده نمود.



شکل ۴-۴۵ الف. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل ($L=7.5m, MB, y-z$)



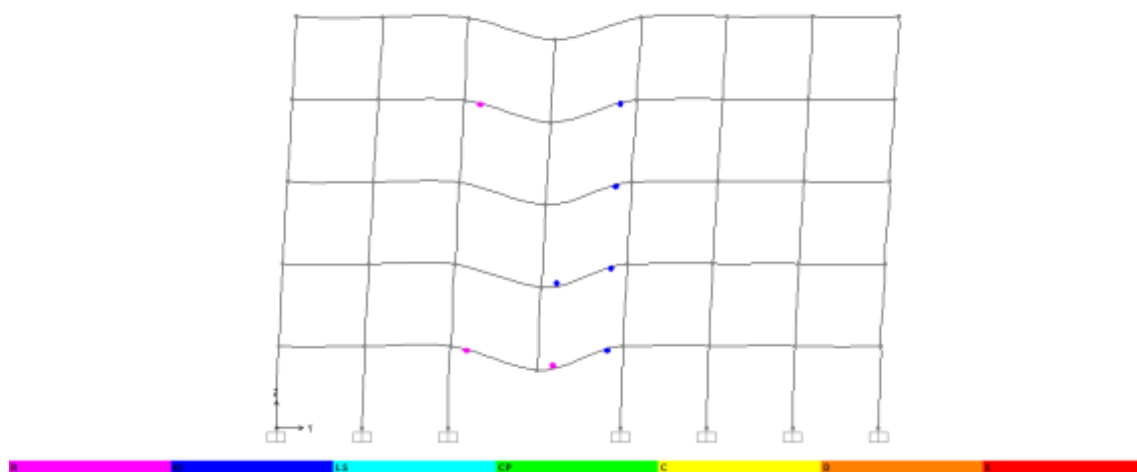
شکل ۴-۴۵ ب. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل ($L=7.5m, MB, x-z$)



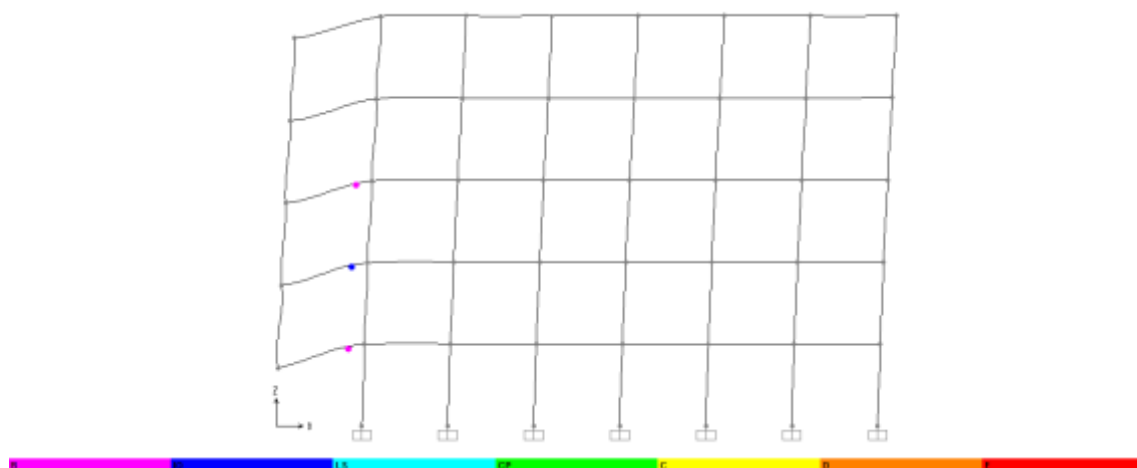
شکل ۴-۴۵. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل ($L=7.5m, CB, y-z$)



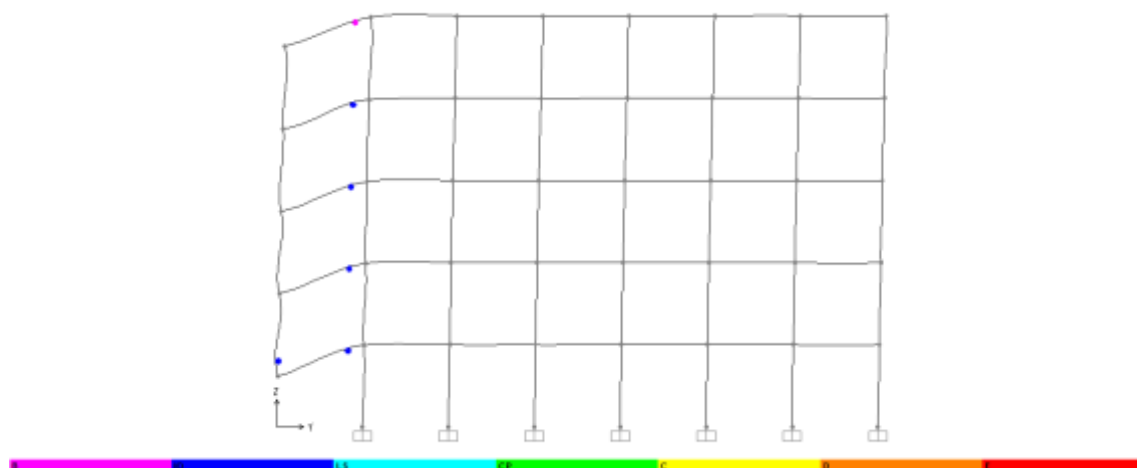
شکل ۴-۴۵. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل ($L=7.5m, CB, x-z$)



شکل ۴-۴۶. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل ($H=4.8m, MB, y-z$)



شکل ۴-۴۶ ب. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل ($H=4.8m, MB, y-z$)



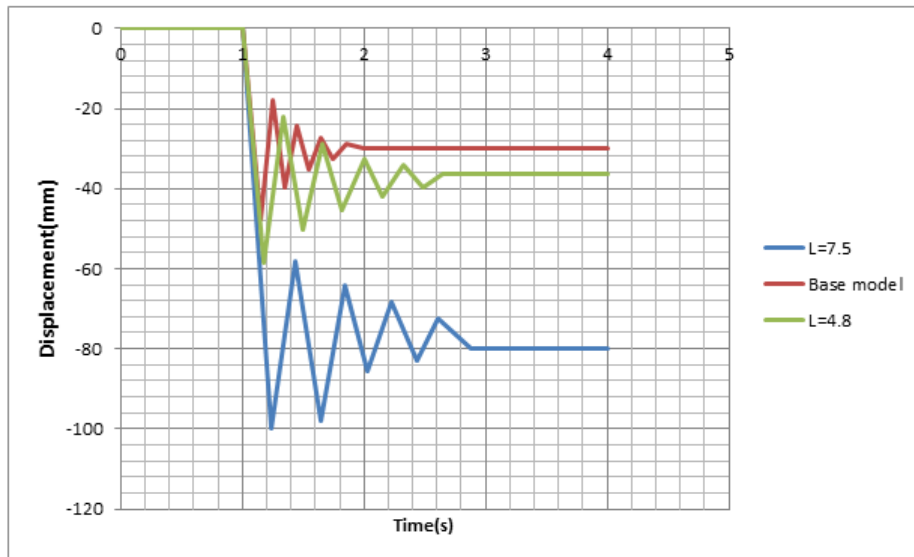
شکل ۴-۴۶ ج. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل ($H=4.8m, CB, x-z, y-z$)

همان گونه که در شکل های فوق ملاحظه می گردد هیچ یک از اعضایی که در آنها مفاصل پلاستیک تشکیل شده است از معیار پذیرش مجاز که در تیرها CP و برای ستون ها LS می باشد، تجاوز نکرده است. لذا با این تفاسیر می توان دریافت که سازه های مورد نظر مقاومت لازم در برابر خرابی پیش رونده را دارا می باشند.

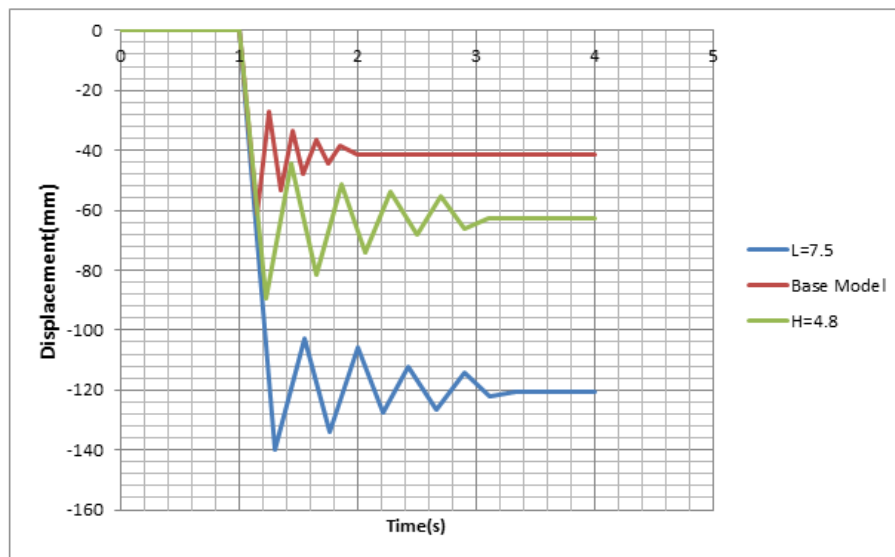
۴-۵-۳- بررسی میزان جابجایی نقطه هدف

به منظور بررسی اثرات افزایش طول و ارتفاع دهانه، بر پدیده خرابی پیش‌رونده، به تغییرات جابجایی و مقدار حداکثر جابجایی نقطه هدف پرداخته شده است.

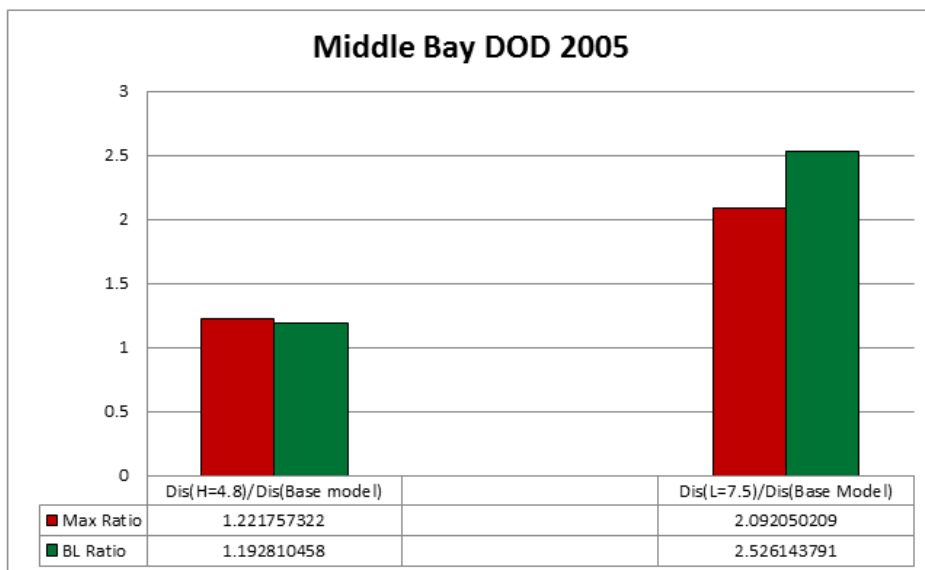
بنابراین مقدار جابجایی نقطه هدف در هر دو سازه، با سازه اصلی مقایسه می‌شود در ضمن تمام مقایسه‌ها در هر دو وضعیت حذف ستون گوشه و وسط، همان گونه که در اشکال ۴-۴۷ الف و ب، ۴-۴۸ الف و ب، مشاهده می‌شود صورت گرفته است.



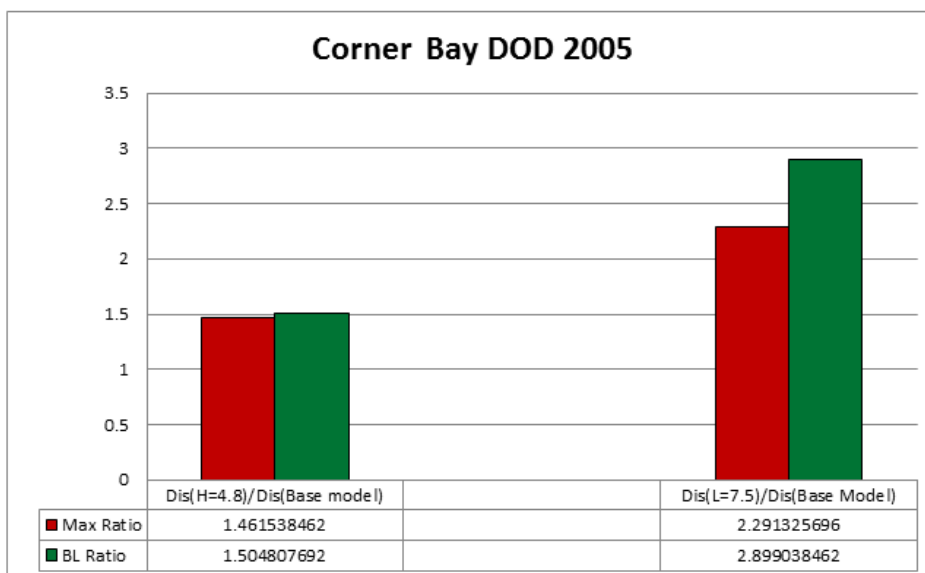
شکل ۴-۴۷ الف، جابجایی نقطه هدف در دهانه میانی به واسطه تغییر در طول و ارتفاع دهانه ها



شکل ۴-۴۷ ب، جابجایی نقطه هدف در دهانه کناری به واسطه تغییر در طول و ارتفاع دهانه ها



شکل ۴-۴ الف، مقایسه جابجایی نقطه هدف به واسطه تغییر در طول و ارتفاع دهانه ها (DOD2005,MB)



شکل ۴-۴ ب، مقایسه جابجایی نقطه هدف به واسطه تغییر در طول و ارتفاع دهانه ها (DOD2005,CB)

از مقایسه جابجایی‌های نقطه هدف در اشکال فوق در دو وضعیت حذف ستون گوشه و وسط می‌توان دریافت که همانند آنچه که در بخش‌های گذشته مشاهده شده است دهانه‌های کناری بحرانی‌تر از دهانه‌های میانی، در خرابی پیش‌رونده می‌باشند.

در ضمن می‌توان دریافت که سازه در هر دو وضعیت حذف ستون کناری و میانی در برابر تغییر طول دهانه به نسبت تغییر در ارتفاع آن از وضعیت بحرانی‌تری برخوردار می‌باشد و افزایش طول دهانه، تأثیر بسزایی در کاهش مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده دارد.

۴-۶- اثرات تعداد طبقات و دهانه‌ها بر پدیده خرابی پیش‌رونده

در این بخش، به منظور بررسی دقیق‌تر خرابی پیش‌رونده، دو مدل سازه‌ای از نوع قاب خمشی متوسط ایجاد شده است تا اثرات تعداد طبقات و تعداد دهانه‌ها، بر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار گیرد.

۴-۶-۱- مقدمه

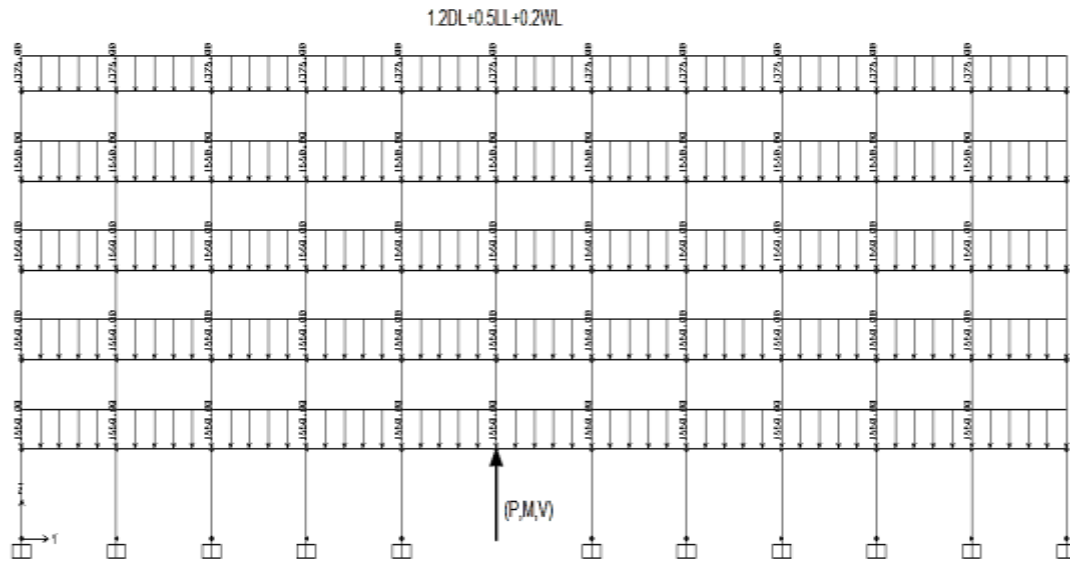
در ایجاد این دو مدل سازه‌ای، از تمام ویژگی‌ها، شرایط و مصالح مورد استفاده در مدل اصلی استفاده است با این تفاوت که تنها تعداد طبقات و تعداد دهانه افزایش یافته است. که به منظور بررسی اثرات تعداد طبقات بر خرابی پیش‌رونده، در ایجاد مدل اول، تنها به تعداد طبقات مدل اصلی افزوده شده به طوری از مدل اصلی یک مدل ۶ طبقه با همان ویژگی‌ها ایجاد شده است. در مدل دوم نیز تنها ۴ دهانه به مدل اصلی در هر دو راستا افزوده شده است تا اثرات تعداد دهانه در خرابی پیش‌رونده لحاظ گردد.

ضمناً به منظور رسیدن به جواب‌های دقیق هر کدام از مدل‌ها اشاره شده، در دو موقعیت حذف ستون وسط و ستون گوشه تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی با توجه به آیین‌نامه DOD2005 مورد بررسی قرار گرفته است.

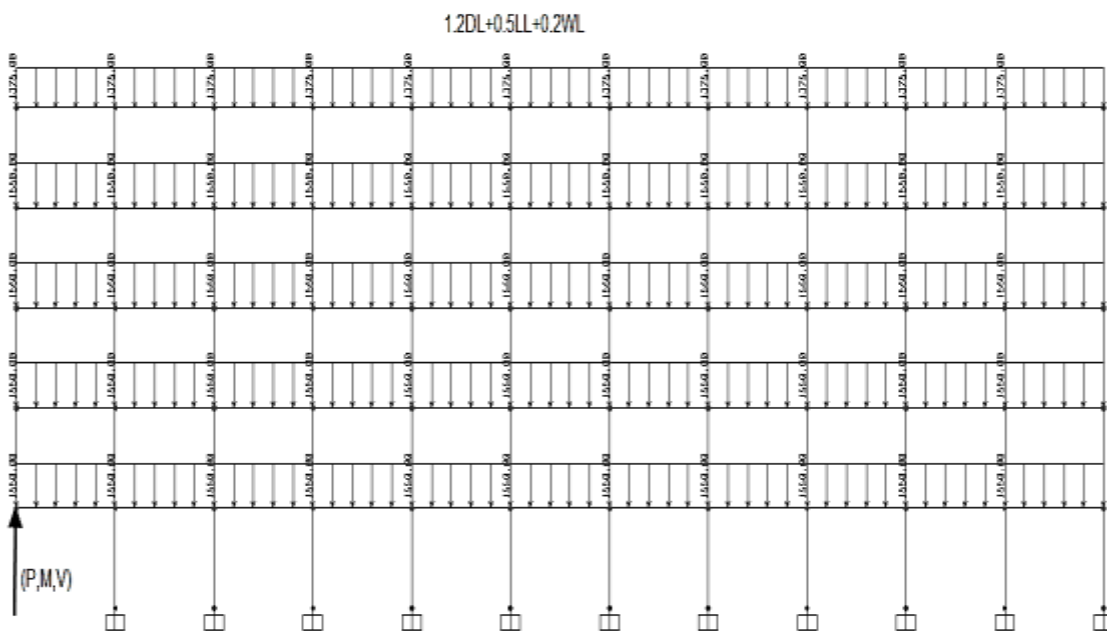
۴-۶-۲- بررسی تحلیل دینامیکی غیرخطی بر سازه‌ها

به منظور بررسی خرابی پیش‌رونده به روش دینامیکی غیرخطی بر مدل‌های ایجاد شده، همان‌گونه که به طور مفصل در این فصل بدان اشاره شده است. در ابتدا، پس از اینکه به منظور یافتن تلاش‌های ستون‌های مورد نظر، سازه‌ها تحت تحلیل دینامیک غیرخطی اولیه قرار گرفتند، ستون‌های مورد نظر از سازه حذف می‌شوند و تلاش آنها همان‌گونه که قبلاً اشاره شده بود به سازه اعمال می‌گردد و در

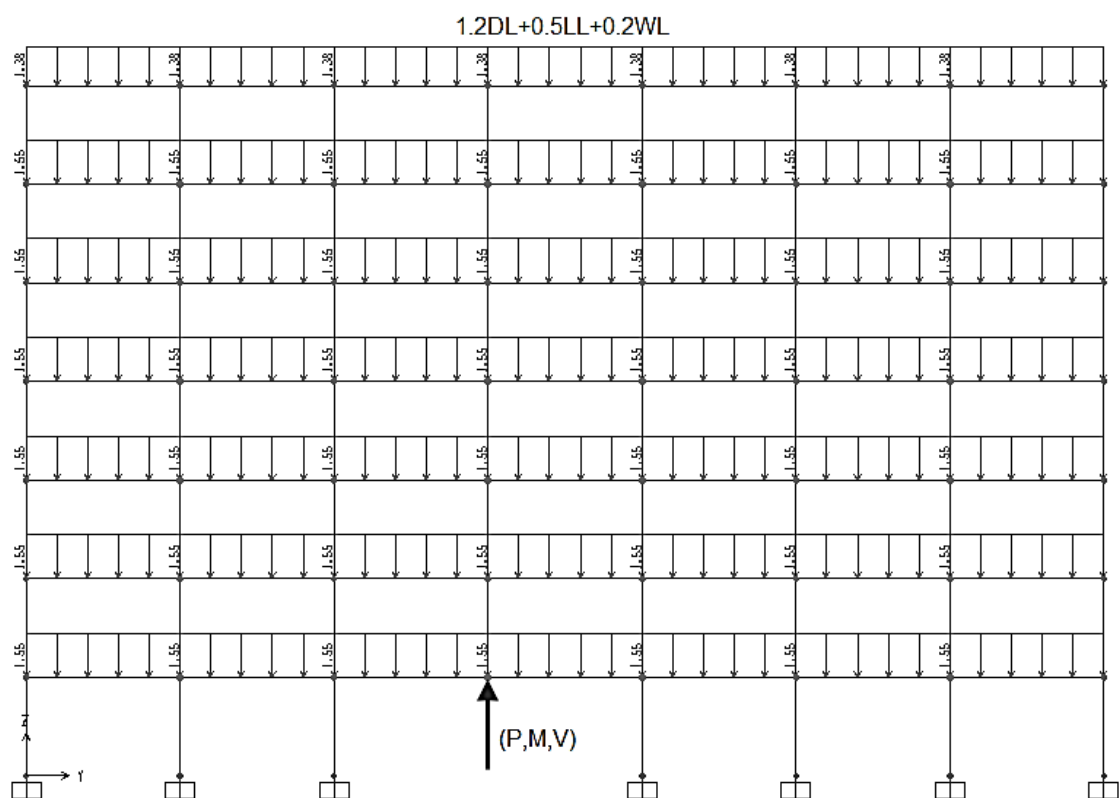
حین فرایند تحلیل، پس از اعمال کامل بارگذاری به سازه و ایجاد تعادل بین بارگذاری و تلاش‌ها، تلاش‌ها به صورت آنی در $0.01S$ از سازه برداشته می‌شوند تا اثرات دینامیکی حذف ستون‌ها بر سازه‌ها اعمال گردد. مراحل ذکر شده را می‌توان در شکل‌های ۴-۴۹ الف تا د، به صورت کامل مشاهده نمود.



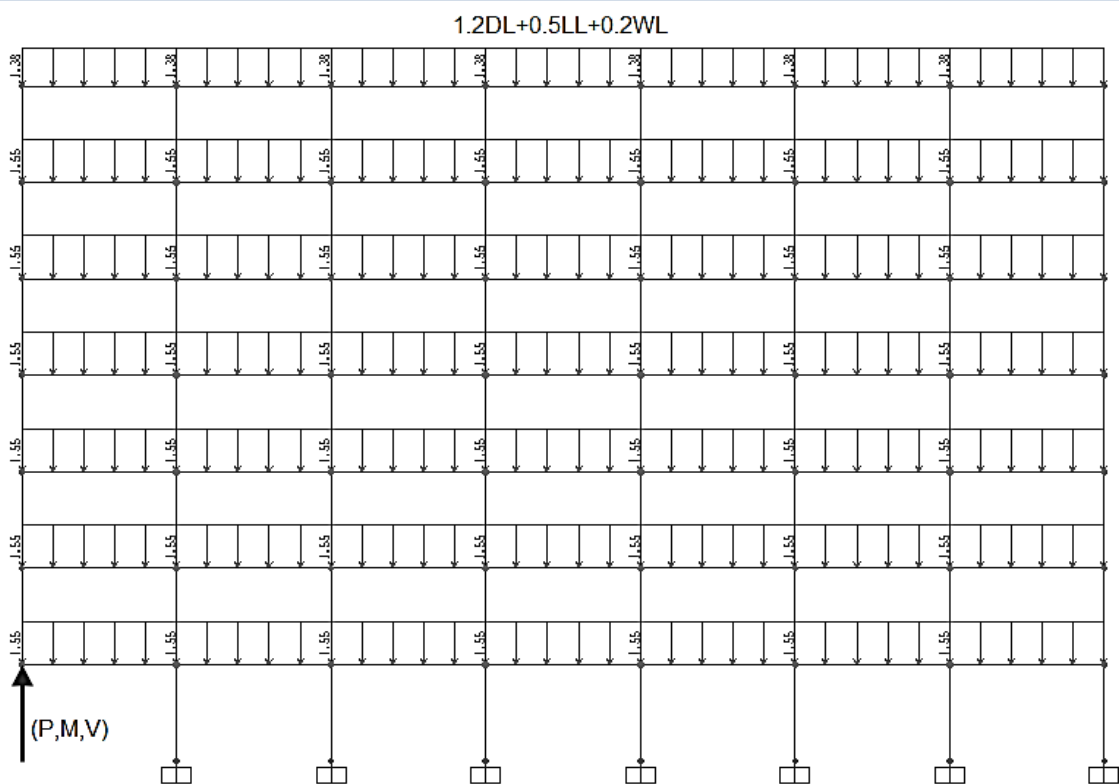
شکل ۴-۴۹ الف. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون و اعمال تلاش عضو حذف شده به سازه (11 Bays, MB)



شکل ۴-۴۹ ب. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون و اعمال تلاش عضو حذف شده به سازه (11 Bays, CB)

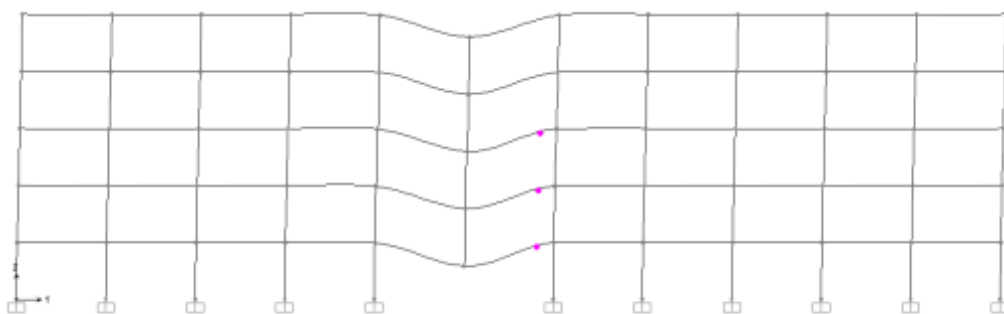


شکل ۴- ۴۹ ج. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون و اعمال تلاش عضو حذف شده به سازه (6 Stories, MB)

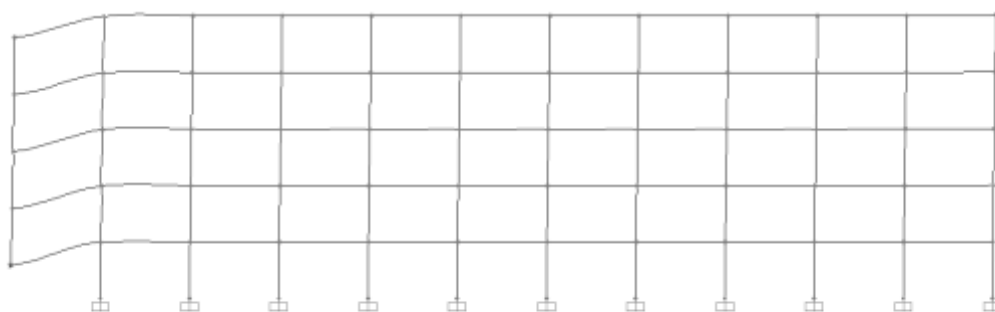


شکل ۴- ۴۹ د. نحوه بارگذاری سازه پس از حذف ستون و اعمال تلاش عضو حذف شده به سازه (6 Stories, CB)

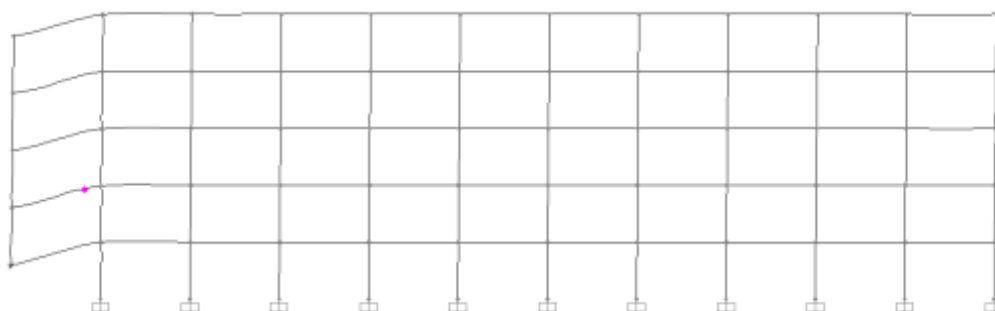
تحلیل دینامیکی بر سازه ها پس از حذف تلاش ها تا پایان زمان تحلیل ادامه می یابد. در شکل های ۵۰-۴ الف تا د، و ۵۱-۴ الف تا د، می توان نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک را در حالات مختلف مشاهده نمود.



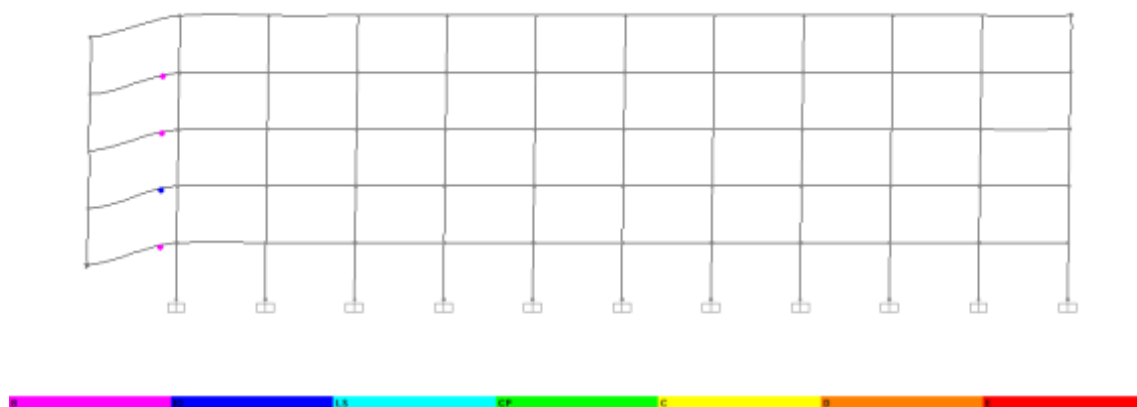
شکل ۵۰-۴ الف. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل (11 Bays, MB, y-z)



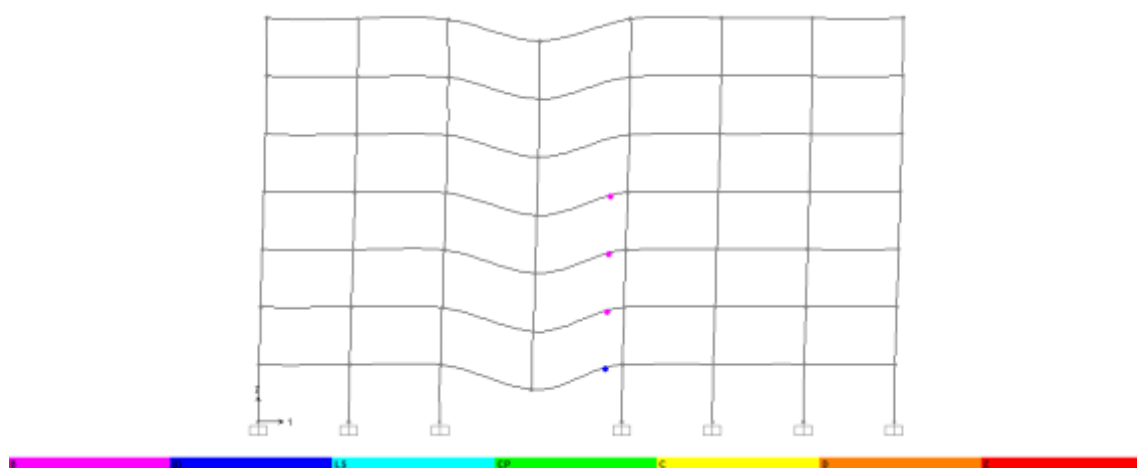
شکل ۵۰-۴ ب. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل (11 Bays, MB, x-z)



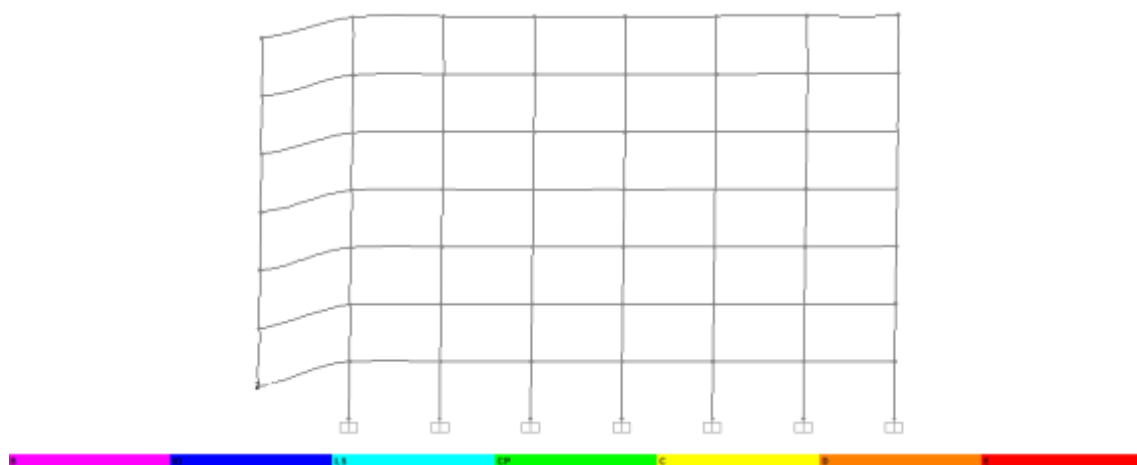
شکل ۵۰-۴ ج. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل (11 Bays, CB, y-z)



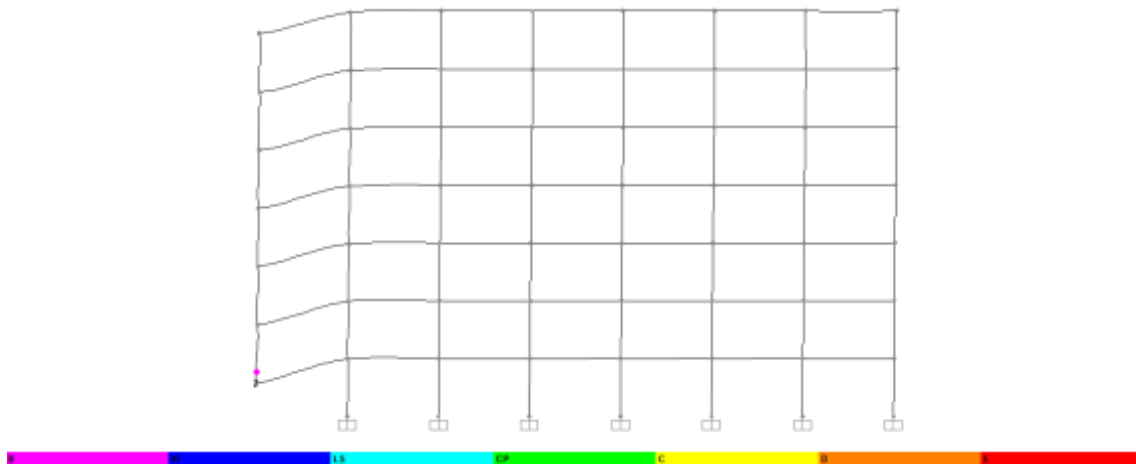
شکل ۴-۵۰. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل (11 Bays,CB,x-z)



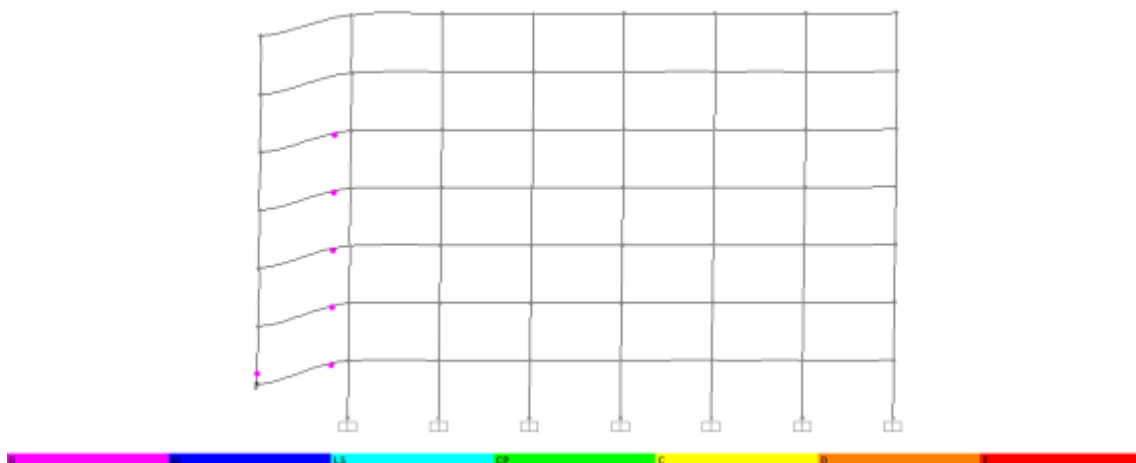
شکل ۴-۵۱ الف. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل (6 Stories,MB,y-z)



شکل ۴-۵۱ ب. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل (6 Stories,MB,x-z)



شکل ۴-۵۱. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل (6 Stories, CB, y-z)



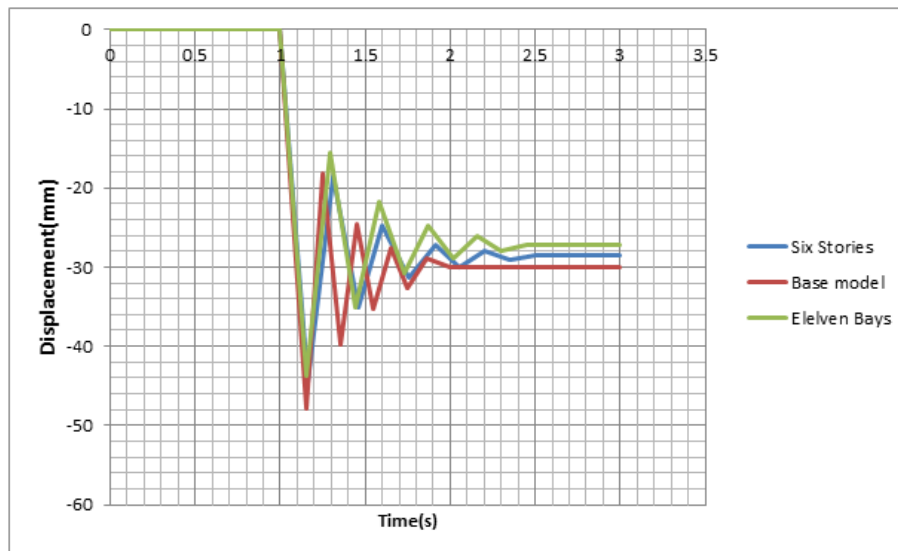
شکل ۴-۵۱د. نحوه تغییر شکل و ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه پس از اتمام تحلیل (6 Stories, CB, x-z)

همانگونه که در شکل‌های فوق ملاحظه می‌گردد، هیچ یک از اعضای که در آنها مفصل پلاستیک ایجاد شده است از معیار پذیرش مجاز در آیین‌نامه DOD2005 که براساس سطح عملکرد اعضا می‌باشد تجاوز نکرده است و همان‌گونه که قبلاً به آن اشاره شده است این معیار مجاز در تیرها سطح عملکرد CP و در ستون‌ها سطح عملکرد LS می‌باشد. با این تفاسیر، با توجه به اینکه همه اعضا شرایط مورد نظر را دارا می‌باشند می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌ها مقاومت لازم در برابر خرابی پیش‌رونده را دارا می‌باشند.

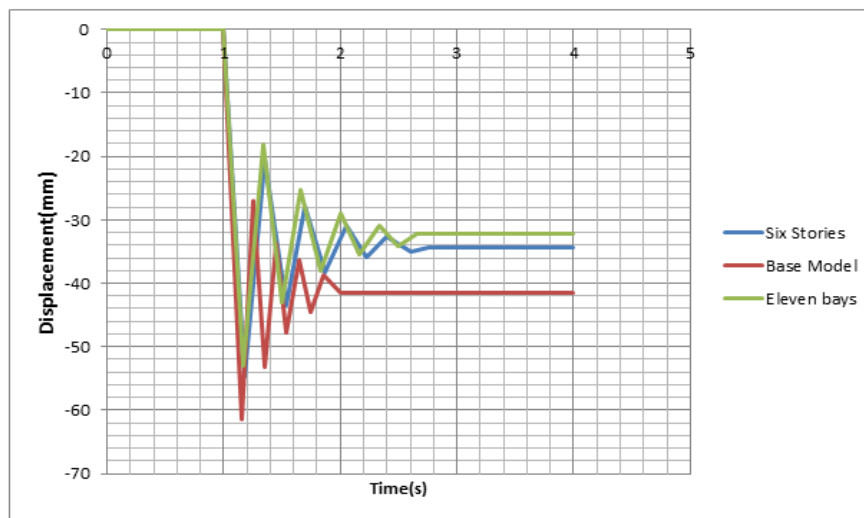
۴-۶-۳ بررسی میزان جابجایی نقطه هدف

به منظور درک و فهم بیشتر از اثرات افزایش تعداد طبقات و دهانه‌ها بر خرابی پیش‌رونده، به بررسی مقدار جابجایی حداکثر نقطه هدف پرداخته می‌شود.

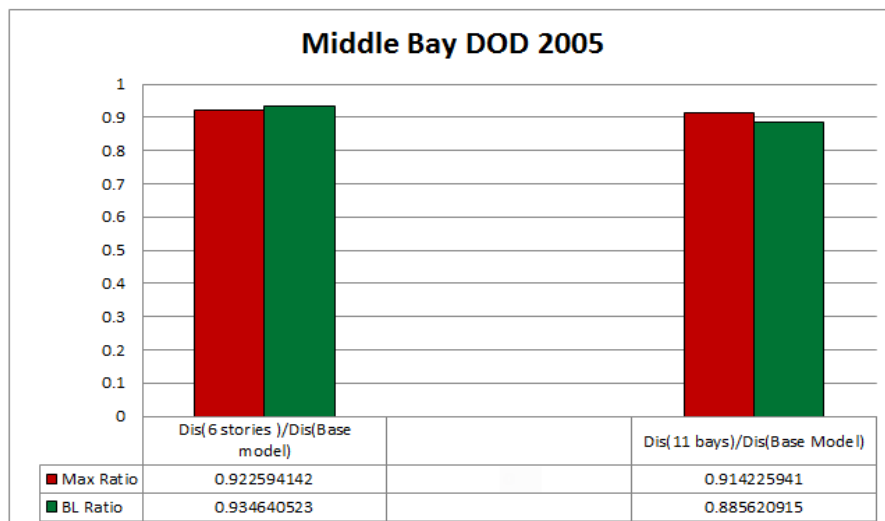
بنابراین مقدار جابجایی نقطه هدف در هر دو سازه مورد نظر با سازه اصلی مقایسه می‌شود. ضمناً این مقایسه‌ها در هر دو حالت حذف ستون وسط و گوشه، در شکل‌های ۴-۵۲ الف و ب، ۴-۵۳ الف و ب، مشاهده می‌شود.



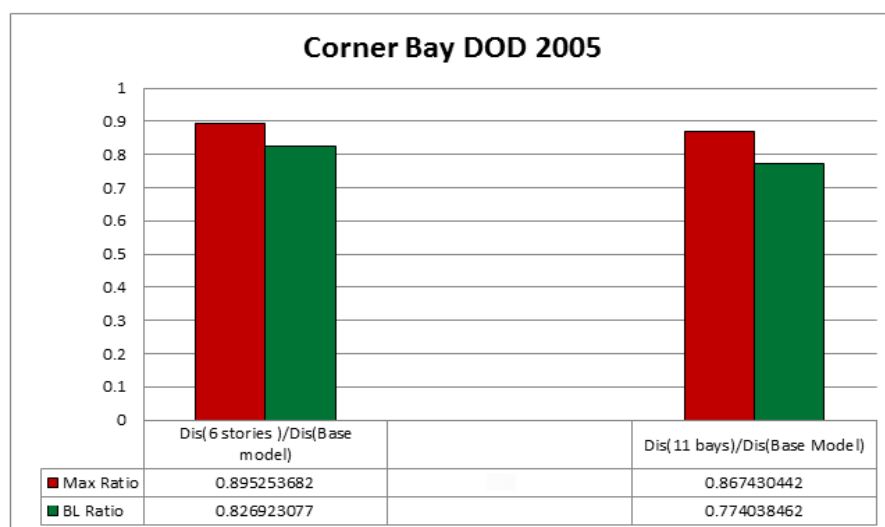
شکل ۴-۵۲ الف، جابجایی نقطه هدف در دهانه میانی به واسطه تغییر در تعداد طبقات و دهانه‌ها



شکل ۴-۵ب، جابجایی نقطه هدف در دهانه کناری به واسطه تغییر در تعداد طبقات و دهانه ها



شکل ۴-۵الف، مقایسه جابجایی نقطه هدف به واسطه تغییر در تعداد طبقات و دهانه ها (DOD2005,MB)



شکل ۴-۵ب، مقایسه جابجایی نقطه هدف به واسطه تغییر در تعداد طبقات و دهانه ها (DOD2005,CB)

از مقایسه جابجایی نقطه هدف در شکل فوق، تحت دو حالت حذف ستون و گوشه وسط می‌توان دریافت که در این دو حالت نیز همانند مثال‌های مورد بررسی در این پایان‌نامه دهانه‌های کناری بحرانی‌تر از دهانه‌های میانی، در برابر خرابی پیش‌رونده می‌باشند.

با بررسی مقدار جابجایی حداکثر نقطه هدف و مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل‌ها می‌توان دریافت که با افزایش تعداد طبقات و تعداد دهانه‌ها ظرفیت و مقاومت سازه در برابر پدیده خرابی پیش‌رونده افزایش می‌یابد.

فصل پنجم

نتیجہ گیری و پیشہ دات

۵-۱- نتیجه‌گیری

در این مطالعه مقاومت سازه‌های فولادی با قاب خمشی متوسط، در برابر پدیده خرابی پیش‌رونده در دو وضعیت حذف ستون کناری و میانی براساس دستورالعمل‌های DOD2005 و GSA2003، با استفاده از روش مسیر باربری جایگزین مورد بررسی قرار گرفته است. به همین منظور تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی روی مدل‌های ۳ بعدی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 انجام شده است. نتایج بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی بدین شرح می‌باشد:

✓ بررسی نتایج تحلیل‌ها براساس ضوابط آیین‌نامه‌ها بر روی مدل‌های سازه‌ای به این مسئله اشاره دارد که آیین‌نامه DOD2005 به نسبت آیین‌نامه GSA2003، محتاط‌تر و سخت‌گیرانه‌تر می‌باشد.

✓ با توجه به مقدار جابجایی حداکثر نقطه هدف و تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در مدل‌ها، می‌توان دریافت که تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به نسبت تحلیل‌های دینامیک غیرخطی از پاسخ‌های بحرانی‌تری برخوردار می‌باشند لذا با استناد به این نتایج می‌توان پی برد استفاده از ضریب افزایشی ۲ در ترکیب بارهای ثقلی جهت لحاظ کردن اثرات دینامیکی حذف ستون‌ها، محافظه کارانه می‌باشد.

✓ با بررسی مقاومت و ظرفیت مدل‌ها در برابر مکانیزم خرابی پیش‌رونده تحت حذف ستون کناری و میانی می‌توان دریافت که موقعیت عضو باربر حذف شده تأثیر بسزایی بر مقاومت و ظرفیت سازه می‌گذارد به طوری که تمامی مدل‌هایی که ستون کناری در آنها حذف شده‌اند به نسبت حذف ستون میانی، از مقاومت و ظرفیت کمتری در برابر مکانیزم خرابی پیش‌رونده برخوردار می‌باشند.

- ✓ اثر ضربه ناشی از حذف آنی ستون‌های کناری و میانی در مقدار و نوسانات جابجایی نقطه هدف در مدل‌های سازه‌ای دلالت بر این موضوع دارد که دهانه‌های کناری به نسبت دهانه‌های میانی از ظرفیت کمتر و وضعیت حساس‌تری در مطالعه مکانیزم خرابی پیش‌رونده برخوردار می‌باشند.
- ✓ از مقایسه نمودارهای جابجایی نقطه هدف در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با فرض حذف آنی ستون و دینامیکی غیرخطی با فرض عدم حضور ستون از ابتدا، می‌توان به دو نکته مهم دریافت.
- ۱- اگر این نمودارها در پایان زمان تحلیل به یک عدد همگرا شوند دلالت بر این امر دارد که در سازه هیچ مفصل پلاستیکی تشکیل نشده است.
- ۲- اگر نمودارها در پایان زمان تحلیل به یک عدد همگرا نشوند نشان‌دهنده آن است که در سازه مفصل پلاستیک ایجاد شده است و سازه دچار تغییر شکل‌های ماندگار شده است و هر چه میزان واگرایی بیشتر باشد سازه از مقاومت و ظرفیت کمتری در برابر مکانیزم خرابی پیش‌رونده برخوردار می‌باشد.
- ✓ از مقایسه مقادیر لنگرها حداکثر مثبت و منفی در تیرهای دهانه‌های آسیب‌دیده می‌توان دریافت که لنگرهای منفی به نسبت لنگرهای مثبت از نقش تعیین‌کننده‌ای در مکانیزم خرابی پیش‌رونده برخوردار می‌باشند.
- ✓ بررسی میزان اختلاف لنگرهای حداکثر مثبت و منفی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی با فرض حذف آنی ستون با مقادیر لنگرهای حداکثر مثبت و منفی در تحلیل دینامیکی غیرخطی با فرض عدم حضور ستون از ابتدا می‌توان دریافت که در اثر حذف آنی ستون، لنگرهای مثبت به نسبت لنگرهای منفی از حساسیت بیشتری برخوردار می‌باشند.
- ✓ به منظور بررسی تأثیر زمان در حذف آنی ستون‌ها، می‌توان از مقایسه نمودارهای جابجایی-زمان نقطه هدف در زمان‌های (0.0025, 0.005, 0.01) دریافت که هر چه زمان حذف ستون کوچک‌تر می‌شود اثرات حذف آنی بر جابجایی نقطه هدف به شکل نامحسوسی بیشتر شده و همچنین با

کاهش زمان از 0.01 به 0.0025، از شدت نرخ رشد مقدار جابجایی حداکثر نقطه هدف کاسته می‌شود.

✓ با بررسی مقدار جابجایی حداکثر نقطه هدف و مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل‌های مختلف سازه‌ای می‌توان دریافت که با افزایش تعداد طبقات و تعداد دهانه‌ها، ظرفیت و مقاومت سازه در برابر پدیده خرابی پیش‌رونده افزایش می‌یابد اما از سوی دیگر با افزایش طول دهانه‌ها و ارتفاع طبقات بر خلاف حالت اول مقاومت و ظرفیت سازه در برابر مکانیزم خرابی پیش‌رونده کاهش می‌یابد.

۵-۲- پیشنهادات

جهت تحقیقات آتی موارد زیر پیشنهاد می‌شود.

- ✓ بررسی تأثیر چشمه اتصال و طول ناحیه پلاستیک در ایجاد خرابی پیش‌رونده
- ✓ بررسی ایجاد خرابی پیش‌رونده سازه‌ها با در نظر گرفتن تأثیر عملکرد دال سقف
- ✓ بررسی ظرفیت و مقاومت سایر سازه‌ها، اعم از سازه‌هایی با سیستم قاب خمشی دوگانه و ویژه در پدیده خرابی پیش‌رونده
- ✓ بررسی ایجاد خرابی پیش‌رونده در اثر خرابی موضعی المان بار بر در اثر بار زلزله
- ✓ بررسی ایجاد خرابی پیش‌رونده در اتصالات مختلف

منابع

- [1] Menchel Kfir, Progressive collapse: comparison of main standards, formulation and validation of new computational procedures, PHD thesis, 2009
- [2] اکبرپور، سوده. خرابی پیشرونده و تاثیر آن بر عملکرد لرزه ای قابهای خمشی بتن آرمه. پایان نامه کارشناسی ارشد. دانشگاه علوم و فنون مازندران. ۱۳۹۰.
- [3] H. Wibowo & D.T Lau, Seismic Progressive Collapse Qualitative Point of View, Civil Engineering Dimension, 2009 Vol.11.No.1, 8-14
- [4] National Institute of Standard and Technology (NIST). Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings (Draft), 2006
- [5] Lei-Ming Zhag, Key Problems in Collapse Analysis of Structures, The 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China, 2008.
- [6] Elkholy Said, Numerical Study of Collapse Behavior of Steel Buildings due to Extremely High Seismic Load, JSCE, 2005.
- [7] Telford Thomas, Progressive collapse of structures, CPI Antony Rowe, UK, 2009
- [8] Lie-ping Ye, Lu Xing Zheng, Design Objective and Collapse Prevention for Building Structures in Mega-Earthquake, Earthq Eng & Vib, 2010, 9:189-199
- [9] Dusenberry Donald, Review of Existing Guidelines and Provisions Related to Progressive Collapse, Arlington, Massachusetts 02474, 2005.
- [10] Straub, D. & Faber, M. H. Risk based acceptance criteria for joints subject to fatigue deterioration', Journal of Offshore mechanics and Arctic Engineering, 2005, 127(2), 150-157.
- [11] Nielsen Jannie, Probabilistic Analysis of the Robustness of Earthquake resistant Steel Structures, Master thesis, Faculty of engineering , science and medicine, Aalborg University, 2009.
- [12] Unified Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Department of Defense, 2005
- [13] GSA. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. The U.S. General Services Administration; 2003.
- [14] Kim J, Kim T, Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames, Journal of Constructional Steel Research , 2009, 65 169-179

- [15] Saad Ahmad, Overview of Progressive Collapse Analysis and Retrofit Techniques, 5th international engineering and construction conference, Los Angeles, 2008.
- [16] عسگریان بهروز، فرشاد هاشمی رضوانی، بررسی گسیختگی پیشرونده در قاب های فولادی مهاربندی شده، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، مشهد، ایران، ۱۳۸۹.
- [17] Kapil K, El-Tawil S, Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames, Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65 699–708.
- [18] Hartanto Wibowo, Modelling Progressive Collapse of RC Bridges during Earthquakes, CSCE Annual General Conference, 2009.
- [19] Karns Jesse, David L. Houghton, Macro and Micro Nonlinear Methods to Assess Progressive Collapse Potential in Steel Frame Buildings, 4500 East Pacific Coast highway, Suite 100, Long Beach, California 90804, 2005.
- [20] Kim J, Dawoon An, Evaluation of Progressive Collapse Potential of Steel Moment Frames Considering Catenary Action, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2009, 18 455-465.
- [21] Khaled Galal, Tamer El-Sawy, Effect of Retrofit Strategies on Mitigating Progressive Collapse of Steel Frame Structures, Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66 520_531.
- [22] Meng-Hao Tsai, Bing-Hui Lin, and Cheng-Long Jiang, Investigation of Progressive Collapse Resistance for a Seismically Designed RC Building, 2nd International Conference on Urban Disaster Reduction, November 27~29, 2007
- [23] Feng Fu, 3-D nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-storey steel composite frame buildings - Parametric study, Engineering Structures, 2010, 32 3974–3980
- [24] Liu Min, Progressive collapse design of seismic steel frames using structural optimization, Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67 322–332
- [25] Taewan Kim, Jinkoo Kim, Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections, Journal of Constructional Steel Research 2009, 65 1316_1322
- [26] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان. طرح و اجرای ساختمانهای فولادی. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی. ۱۳۸۷.
- [27] استاندارد ۲۸۰۰. آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله. مرکز تحقیقات مسکن. ویرایش سوم. ۱۳۸۴.
- [28] FEMA 356, Pre standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency, 2000

Abstract

Progressive collapse is a disastrous phenomenon in structures that can happen due to natural accident or human factors. In progressive collapse the sudden failure of a single element collapse may cause considerable deformations that lead to the destruction of whole structure. Hence analysis of structures against this phenomenon is necessary.. The purpose of this study is to analysis the resistance of steel structures with intermediate moment frame against the progressive collapse phenomenon in the two conditions, i.e. omitting corner or middle column. This analysis is based on DOD2005 and GSA2003 codes through using the method of alternate load path method. To do this, nonlinear static and dynamic procedures on three dimensional models is carried out by using the SAP2000 software. In dynamic analysis the subject of deleting middle and corner columns in very short time(0.0025,0.005,0.01) is studied, and the effect of the number of stories, length and height of bays on progressive collapse mechanism is evaluated. The analysis include target point maximum displacement, plastic hinges creation, the amount of maximum positive and negative moments of beams in damaged bays. Also displacement fluctuations of target point due to instantaneous removal of column is investigated.

Key words

progressive collapse, nonlinear static procedure, nonlinear dynamic procedure, alternate load path method



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

Effect of progressive collapse phenomenon in steel moment frames

Ehsan rezvani ahangarkolaee

Supervisor: Dr.Ali keyhani

Adviser: Dr.Hamidreze tavakoli

February 2013