



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی عملکرد لرزه ای قابهای با دهانه بلند و ارتفاع کم با عدم رعایت ضابطه تیر ضعیف-
ستون قوی

سیده زینب حسینی الاصل

استاد راهنما :

دکتر جواد واثقی امیری

استاد مشاور:

دکتر علیرضا میرزا گل تبار

ماه و سال انتشار :

بهمن ۱۳۹۲





دانشکده : مهندسی عمران
گروه : سازه

بررسی عملکرد لرزه ای قابهای با دهانه بلند و ارتفاع کم با عدم رعایت ضابطه تیر ضعیف-
ستون قوی

دانشجو : سیده زینب حسینی الاصل

استاد راهنما:

دکتر جواد وثیقی امیری

استاد مشاور:

دکتر علیرضا میرزا گل تبار

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ۱۳۹۲

تقدیم بہ:

ہمسرو خانوادہ عزیزم بہ پاس حمایت ہامی فراوانشان

بالتقدير فراوان از اساتید کرامتقدر:

جناب آقای دکتر جواد واشقی امیری

جناب آقای دکتر علیرضا میرزاگل تبار

تعهد نامه

اینجانب سیده زینب حسینی الاصل دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی عملکرد لرزه ای قابهای با دهانه بلند و ارتفاع کم با عدم رعایت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی تحت راهنمایی دکتر جواد واثقی امیری متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است 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 تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک 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 افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، 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 نشر

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

چکیده:

امروزه با پیشرفت علوم و تکنولوژی نیازها و خواسته های جدیدی در زمینه مهندسی سازه رخ نموده است . معماران و مهندسان همواره در پی یافتن راه حل های جدید برای حل مسئله فضاهای محصور بوده اند. با صنعتی شدن و توسعه دنیای مدرن تقاضا برای استفاده از سازه های با دهانه بزرگ افزایش یافت. قاب های خمشی فلزی به صورت فزاینده ای در ساختمانهای با ارتفاع کم و دهانه زیاد در مناطقی که با خطر زلزله خیزی زیاد واقع شده اند، مورد استفاده قرار می گیرند. نتیجه طراحی چنین قابهایی ، طراحی تیرهایی با مقاطع بزرگ میشود. چنانچه طبق آئین نامه ، ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی برقرار گردد منجر به اجرای ستونهایی با مقاطع خیلی بزرگ و بیش از نیاز در این نوع سازه ها میگردد که خود سبب افزایش وزن سازه و غیر اقتصادی شدن طرح میگردد. در این راستا عملکرد لرزه ای در ۳ ساختمان با قاب خمشی فلزی دارای دهانه های ۵، ۷ و ۹ متر بر اساس نادیده گرفتن این اصل با استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی و بر پایه دستورالعمل بهسازی لرزه ای مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفت. برای تعیین نقطه عملکرد از روش طیف ظرفیت استفاده شده است. در نهایت آنالیزهای انجام شده نشان میدهند که جابجایی و جابجایی های نسبی طبقات در اینگونه سازه ها با افزایش طول دهانه افزایش می یابد. همچنین شاخص های بدست آمده نشان از آن دارد که با افزایش طول دهانه در اینگونه قابها عملکرد سازه در سطح ایمنی جانی کاهش یافته و احتمال فروریزش آن افزایش و میزان شکل پذیری اعضاء به شدت کاهش می یابد.

کلمات کلیدی :

عملکرد لرزه ای ، قاب خمشی ویژه ، تیر ضعیف ، شکل پذیری

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
فصل اول:	
۱-۱. مقدمه.....	۱
۲-۱. تعریف مسئله.....	۳
۳-۱. هدف مسئله.....	۴
۴-۱. ساختار پایان نامه.....	۵
۱-۲. پیکر بندی قاب خمشی.....	۶
۲-۲. رابطه تیر ضعیف – ستون قوی.....	۹
۳-۲. روش ظرفیت جزئی.....	۱۴
۱-۳-۲. مبنای محاسبات روش ظرفیت جزئی.....	۱۵
۴-۲. مروری بر تحقیقات انجام شده.....	۱۷
۵-۲. روش های تحلیل غیرخطی مورد استفاده.....	۲۱
۱-۵-۲. تحلیل استاتیکی غیر خطی (تحلیل پوش اور).....	۲۲
۱-۵-۲-۱. فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیرخطی.....	۲۴
۲-۵-۲-۱. روش های تعیین تغییر مکان هدف.....	۲۵
۳-۵-۲-۱. روش ضرایب.....	۲۶
۴-۵-۲-۱. روش طیف ظرفیت.....	۲۷
۵-۵-۲-۱. روش N_2	۲۸
۲-۵-۲. تحلیل دینامیکی غیر خطی (تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی).....	۲۹
۱-۲-۵-۲. معادله حرکت سیستم های دینامیکی غیر خطی.....	۳۰
۲-۲-۵-۲. حل مستقیم.....	۳۰
۳-۲-۵-۲. نحوه اعمال میرایی سازه.....	۳۳
۱-۳. مقدمه.....	۳۷
۲-۳. معرفی سازه های انتخابی.....	۳۷

۳۹	۳-۳. بارگذاری قابها در برابر زلزله
۴۰	۳-۳-۱. محاسبه ضریب زلزله
۴۰	۳-۳-۱-۱. محاسبه پارامترهای ضریب زلزله
۴۱	۳-۴. ترکیب بارگذاری ثقلی و توزیع بار جانبی در تحلیل پوش اور
۴۳	۳-۵. معرفی شتاب نگاشتهای مورد استفاده
۴۵	۳-۵-۱. مقیاس کردن شتاب نگاشت ها
۴۹	۳-۶. معرفی نرم افزار مورد استفاده
۴۹	۳-۷. روشهای مدلسازی
۵۱	۳-۷-۱. تعیین رفتار مفاصل در روش های غیر خطی
۵۲	۳-۷-۲. معرفی و اختصاص مشخصات مفاصل پلاستیک
۵۳	۳-۷-۲-۱. اختصاص مفاصل به تیرها
۵۴	۳-۷-۲-۲. اختصاص مفاصل به ستون ها
۵۸	۳-۸. تئوری تحلیل دینامیکی غیر خطی در برنامه Sap 2000
۵۹	۴-۱. مقدمه
۵۹	۴-۲. پاسخ های تحلیل غیر خطی استاتیکی (پوش آور)
۶۰	۴-۲-۱. نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی در مدل های با دهانه ۵ متر
۶۴	۴-۲-۲. نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی در مدل های با دهانه ۷ متر
۶۸	۴-۲-۳. نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی در مدل های با دهانه ۹ متر
۷۲	۴-۲-۴. منحنی های ظرفیت در مدل های مفروض بر اساس الگوهای بار جانبی
۷۲	۴-۲-۴-۱. منحنی ظرفیت بر اساس بارگذاری مثلی وارونه
۷۴	۴-۲-۴-۲. منحنی ظرفیت بر اساس بارگذاری یکنواخت
۷۵	۴-۲-۴-۳. منحنی ظرفیت بر اساس بارگذاری متناسب با شکل مود اول ارتعاشی
۷۷	۴-۲-۵. توزیع مفاصل پلاستیک بر اساس الگوهای بارگذاری
۸۶	۴-۲-۶. تغییر مکان جانبی طبقات بر اساس الگوهای بارگذاری
۹۲	۴-۲-۷. مدل خرابی رافائل و میر
۹۲	۴-۲-۷-۱. نمودار های مدل خرابی رافائل و میر
۹۴	۴-۳. نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی

۹۴	۱-۳-۴. نتایج تاریخچه تغییرات تغییر مکان جانبی بام.....
۱۰۵	۲-۳-۴. نمودار تغییر مکان جانبی طبقات.....
۱۱۳	۳-۳-۴. توزیع مفاصل پلاستیک تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی.....
۱۲۲	۱-۵. مقدمه.....
۱۲۲	۲-۵. نتیجه گیری.....
۱۲۴	۳-۵. پیشنهادات.....
۱۲۵	مراجع:

فهرست اشکال

عنوان	صفحه
فصل دوم:	
شکل ۱-۲: رفتار غیرخطی در قابها با تشکیل مفاصل در تیر.....	۷
شکل ۲-۲: محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها.....	۹
شکل ۳-۲: لنگر پلاستیک در تیرها در محل اتصال.....	۱۰
شکل ۴-۲: نیروها و لنگر در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها.....	۱۱
شکل ۵-۲: لنگر پلاستیک و نیروی برشی در ستونها در محل اتصال.....	۱۲
شکل ۶-۲: تشکیل مفاصل پلاستیک در روش ظرفیت جزئی.....	۱۵
شکل ۷-۲: توزیع بار در روش ظرفیت جزئی.....	۱۶
شکل ۸-۲: منحنی شتاب طیفی.....	۱۷
شکل ۹-۲: دال با برش اطراف ستون.....	۲۰
شکل ۱۰-۲: نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان.....	۲۲
شکل ۱۱-۲: منحنی بارافزون.....	۲۳
شکل ۱۲-۲: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ همراه با یکدیگر در فرمت ADRS.....	۲۸
شکل ۱۳-۲: رسم منحنی ظرفیت.....	۲۹
شکل ۱۴-۲: تبدیل منحنی ظرفیت به طیف ظرفیت.....	۲۹
شکل ۱۵-۲: رسم طیف تقاضای طرح و تبدیل آن به منحنی شتاب طیفی در برابر جابجایی طیفی.....	۲۹
شکل ۱۶-۲: تلاقی دو منحنی و محاسبه نقطه عملکرد.....	۳۰
فصل سوم:	
شکل ۱-۳: تیپ قاب های مورد بررسی.....	۳۸
شکل ۲-۳: منحنی شتاب - زمان زلزله های مختلف.....	۴۵-۴۶
شکل ۳-۳: طیف پاسخ ترکیبی ۷زوج شتاب نگاشت مقیاس شده به (1g) با میرایی ۵٪.....	۴۷
شکل ۴-۳: میانگین طیف پاسخ ترکیبی ۷زوج شتاب نگاشت و طیف پاسخ استاندارد ساختمان و طیف پاسخ میانگین مقیاس شده با ضریب مقیاس بدست آمده با میرایی ۵٪.....	۴۸
شکل ۵-۳: تعریف کلی نمودار نیرو - تغییر مکان برای گره های پلاستیک.....	۵۰
شکل ۶-۳: مدل گره پلاستیک خمشی و گره پلاستیک خمشی - محوری.....	۵۰
شکل ۷-۳: منحنی نیرو - تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزا فولادی.....	۵۲
فصل چهارم:	
شکل ۱-۴: منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلثی وارونه.....	۶۰

شکل ۲-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلی وارونه..... ۶۱

شکل ۳-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری یکنواخت..... ۶۱

شکل ۴-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری یکنواخت..... ۶۲

شکل ۵-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول..... ۶۲

شکل ۶-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول..... ۶۳

شکل ۷-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلی وارونه..... ۶۴

شکل ۸-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلی وارونه..... ۶۴

شکل ۹-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری یکنواخت..... ۶۵

شکل ۱۰-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری یکنواخت..... ۶۵

شکل ۱۱-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول..... ۶۶

شکل ۱۲-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول..... ۶۶

شکل ۱۳-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلی وارونه..... ۶۸

شکل ۱۴-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلی وارونه..... ۶۸

شکل ۱۵-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری یکنواخت..... ۶۹

شکل ۱۶-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری یکنواخت..... ۶۹

شکل ۱۷-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول..... ۷۰

شکل ۱۸-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول..... ۷۰

شکل ۴-۱۹. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۵ متر تحت بارگذاری جانبی مثلثی وارونه..... ۷۲

شکل ۴-۲۰. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۷ متر تحت بارگذاری جانبی مثلثی وارونه..... ۷۲

شکل ۴-۲۱. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۹ متر تحت بارگذاری جانبی مثلثی وارونه..... ۷۲

شکل ۴-۲۲. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۵ متر تحت بارگذاری جانبی یکنواخت..... ۷۳

شکل ۴-۲۳. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۷ متر تحت بارگذاری جانبی یکنواخت..... ۷۴

شکل ۴-۲۴. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۹ متر تحت بارگذاری جانبی یکنواخت..... ۷۴

شکل ۴-۲۵. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۵ متر تحت بارگذاری جانبی متناسب با شکل مود اول..... ۷۵

شکل ۴-۲۶. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۷ متر تحت بارگذاری جانبی متناسب با شکل مود اول..... ۷۵

شکل ۴-۲۷. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۹ متر تحت بارگذاری جانبی متناسب با شکل مود اول..... ۷۶

شکل ۴-۲۸. شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه..... ۷۷

شکل ۴-۲۹. شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه..... ۷۷

شکل ۴-۳۰. شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه..... ۷۸

شکل ۴-۳۱. شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه..... ۷۸

شکل ۴-۳۲. شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه..... ۷۹

شکل ۴-۳۳. شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه..... ۷۹

شکل ۴-۳۴. شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت..... ۸۰

شکل ۴-۳۵. شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت..... ۸۰

شکل ۴-۳۶. شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت..... ۸۱

شکل ۴-۳۷. شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت..... ۸۱

شکل ۴-۳۸. شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت..... ۸۲

- شکل ۴-۳۹) شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت..... ۸۲
- شکل ۴-۴۰) شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول..... ۸۳
- شکل ۴-۴۱) شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول..... ۸۳
- شکل ۴-۴۲) شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول..... ۸۴
- شکل ۴-۴۳) شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول..... ۸۴
- شکل ۴-۴۴) شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول..... ۸۵
- شکل ۴-۴۵) شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول..... ۸۵
- شکل ۴-۴۶) الف: نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار مثلثی وارونه..... ۸۶
- شکل ۴-۴۶) ب: نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت ترکیب بار مثلثی وارونه..... ۸۷
- شکل ۴-۴۷) الف: نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار یکنواخت..... ۸۸
- شکل ۴-۴۷) ب: نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار یکنواخت..... ۸۹
- شکل ۴-۴۸) الف: نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار متناسب با شکل مود اول..... ۹۰
- شکل ۴-۴۸) ب: نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار متناسب با شکل مود اول..... ۹۱
- شکل ۴-۴۹) نمودار شاخص خرابی رافائل -میر در مدل‌های انتخابی..... ۹۳
- شکل ۴-۵۰) تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله لندرز..... ۹۵-۹۶
- شکل ۴-۵۱) تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله امپریال ولی..... ۹۶-۹۷
- شکل ۴-۵۲) تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله لوما پریتا..... ۹۷-۹۸
- شکل ۴-۵۳) تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله نورتریج..... ۹۹-۱۰۰
- شکل ۴-۵۴) تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله سن فرناندو..... ۱۰۰-۱۰۱
- شکل ۴-۵۵) تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله کوبه..... ۱۰۱-۱۰۲
- شکل ۴-۵۶) تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله چی چی..... ۱۰۲-۱۰۴
- شکل ۴-۵۷) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله لندرز..... ۱۰۵
- شکل ۴-۵۸) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله امپریال ولی..... ۱۰۶
- شکل ۴-۵۹) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله لوما پریتا..... ۱۰۷
- شکل ۴-۶۰) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله نورتریج..... ۱۰۸
- شکل ۴-۶۱) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله سن فرناندو..... ۱۰۹
- شکل ۴-۶۲) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله کوبه..... ۱۱۰

شکل ۴-۶۳) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله چی چی.....۱۱۱

شکل ۴-۶۴) الف: نمودار تغییر مکان نسبی میانگین طبقات درمدلهای با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی.....۱۱۲

شکل ۴-۶۴) ب: نمودار تغییر مکان نسبی میانگین طبقات در مدلهای بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی.....۱۱۲

شکل ۴-۶۵) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لندرز.....۱۱۳

شکل ۴-۶۶) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لندرز.....۱۱۳

شکل ۴-۶۷) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لندرز.....۱۱۴

شکل ۴-۶۸) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله امپریال ولی.....۱۱۴

شکل ۴-۶۹) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله امپریال ولی.....۱۱۵

شکل ۴-۷۰) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله امپریال ولی.....۱۱۵

شکل ۴-۷۱) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لوما پریتا.....۱۱۶

شکل ۴-۷۲) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لوما پریتا.....۱۱۶

شکل ۴-۷۳) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لوما پریتا.....۱۱۶

شکل ۴-۷۴) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله نورتریج.....۱۱۷

شکل ۴-۷۵) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله نورتریج.....۱۱۷

شکل ۴-۷۶) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله نورتریج.....۱۱۸

شکل ۴-۷۷) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله سن فرناندو.....۱۱۸

شکل ۴-۷۸) الف: شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله سن فرناندو.....۱۱۸

- شکل ۷۹-۴ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله سن فرناندو..... ۱۱۹
- شکل ۸۰-۴ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله کوبه..... ۱۱۹
- شکل ۸۱-۴ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله کوبه..... ۱۱۹
- شکل ۸۲-۴ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله کوبه..... ۱۲۰
- شکل ۸۳-۴ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله چی چی..... ۱۲۰
- شکل ۸۴-۴ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله چی چی..... ۱۲۱
- شکل ۸۵-۴ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله چی چی..... ۱۲۱

فصل اول:

پیشگفتار

فصل اول - پیشگفتار

۱-۱. مقدمه

فلسفه طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله در غالب آیین نامه های کنونی زلزله در دنیا ، با توجه به انتظاراتی که از رفتار سازه در زمان وقوع زلزله وجود دارد ، اهداف زیر را در بر میگیرد:

الف: در ارتعاشات خفیف زمین ناشی از زلزله که ممکن است در طول عمر مفید ساختمان به دفعات اتفاق بیافتد باید از وقوع خسارتهای سازه ای و غیر سازه ای جلوگیری شود (شرایط حدی بهره برداری در حد سرویس دهی).

ب : در ارتعاشات متوسط زمین ناشی از زلزله که ممکن است در طول عمر مفید ساختمان گاهی اتفاق بیافتد باید از وقوع خسارت های سازه ای جلوگیری نمود و خسارت غیرسازه ای به حداقل برسد (شرایط حدی بهره برداری در حد آسیب پذیری).

ج : در ارتعاشات شدید زمین ناشی از زلزله که ممکن است در طول عمر مفید ساختمان به ندرت اتفاق بیافتد باید از خرابی سازه و یا وارد شدن خسارات جدی به آن جلوگیری نمود (شرایط حدی نهایی).

در یک دیدگاه کلی میتوان طراحی لرزه ای سازه ها را در دو مرحله طی نمود. در اولین و معمولاً مهمترین مرحله ، پیکره بندی و اساس یک سیستم سازه ای کارا با ملاحظه تمامی شرایط حدی محتمل ، از محدوده سرویس دهی تا حریم شرایط حدی نهایی تشکیل می یابد . این مرحله ، مجموعه هنر مهندسی زلزله و طراحی لرزه ای سازه ها را شامل میشود که شاید نتوان قوانین کاملاً ثابت و بلا تغییری را بر فکر و اندیشه همه مهندسان و طراحان برگزید بطوریکه سیستم طرح و ایجاد شده نه تنها اهداف رفتاری و عملکردی لرزه

ای را تامین نموده بلکه موجب تامین خواست و نظرات اقتصادی ، کاربردی و اجرایی سایر جنبه های وابسته اعم از کارفرما ، معمار و مجری طرح باشد. بطور عمومی و عرف ، این مرحله بر اساس دانش رفتار لرزه ای ساختمان ، تجربیات و قضاوت های مهندس طراح صورت میگیرد. قوانین و دانسته های موجود از اصول رفتار الاستیک و غیر الاستیک سازه و آگاهی از تخمین نیروهای حاصل از تحریکات زمین لرزه در این مرحله برای دستیابی به یک طرح کار آمد کفایت می نماید [۱] .

هنگامیکه سیستم سازه ای در مرحله نخست تشکیل شد مدل ریاضی و فیزیکی آن وارد مرحله دوم طراحی میگردد. برای این مدل، طراح نیازمند برآورد رفتار و عملکرد لرزه ای و احتمالاً اصلاح مشخصه های رفتاری (مقاومت ، سختی ، ظرفیت تغییر شکل) میباشد تا سازه رفتار بهتری را در مقایسه با معیارهای عملکردی از خود به نمایش گذارد. مرحله دوم فرایند طراحی سازه ، بایستی شامل برآورد متغیرهای مربوط به تقاضا و ظرفیت در تمامی سطوح رفتاری قابل توجه باشد. لازمه این کار تعیین پارامترهای ظرفیتی و مقادیر مجاز متناظر و همچنین تخمین پارامترهای تقاضای ایجاد شونده توسط تحریکات زمین لرزه بوده که همگی این متغیرها وابسته به سطح عملکردی مورد توجه و بررسی خواهند بود.

عملکرد صحیح لرزه ای یک سازه مستلزم آن است که مقاومت قابل دسترسی و ظرفیت های تغییر شکل اعضا بیش از نیازهای تحمیل شده به سازه بر اثر زمین لرزه باشد. با توجه به رفتار سازه در زمان وقوع زمین لرزه، ارزیابی عملکرد دقیق آن باید توسط تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی و با استفاده از زمین لرزه های منتخب صورت گیرد. با ورود سازه به حیطه رفتار غیر خطی تحت اثر زلزله، جا به جایی ها نسبت به نیازها توصیف بهتری از پاسخ سازه ارائه داده و با محدود کردن تغییر مکانها به جای نیروها، سطح تخریب سازه به طرز مؤثرتری کنترل می شود [۲] .

تخمین نیازهای لرزه ای در سطوح عملکردی پایین مانند ایمنی جانی و جلوگیری از خرابی کلیه سازه، نیازمند ملاحظات گسترده رفتار غیر الاستیک سازه است. یکی از مؤثرترین عوامل کاهش ویرانیهای ناشی از زلزله، اصلاح روش های موجود و توسعه راهکارهای مفید و مناسب برای طراحی، ساخت و تعمیر ساختمان هایی است که آسیب های ناشی از زلزله در آنها شدید است. برای تحلیل عملکرد یک سازه در برابر زلزله روشهای متفاوتی وجود دارد که هر یک از آنها را با توجه به شرایط و مقتضیات طراحی می توان انتخاب کرد [۳].

۱-۲. تعریف مسئله

امروزه با پیشرفت علوم و تکنولوژی نیازها و خواسته های جدیدی در زمینه مهندسی سازه رخ نموده است. معماران و مهندسان همواره در پی یافتن راه حل های جدید برای حل مسئله فضاهای محصور بوده اند. با صنعتی شدن و توسعه دنیای مدرن تقاضا برای استفاده از سازه های با دهانه بزرگ افزایش یافت. قاب خمشی ویژه، قاب خمشی ای است که اجزای تشکیل دهنده آن، چنان طراحی و جزئیات بندی میشوند که در اثر نیروی زلزله، در ناحیه شکل پذیر اعضاء تغییر شکل های غیرارتجاعی قابل ملاحظه ای ایجاد شود. ناحیه شکل پذیر در این سیستم باربر جانبی لرزه ای، به طور عمده، مفصل پلاستیک ایجاد شده در دو سر تیر و مؤلفه شکل پذیر این ناحیه، خمش است.

قابها باید متناسب و دقیق باشند بگونه ای که زاویه حاصل از تغییر شکل نسبی بین طبقات بر اثر ترکیبی از تغییر شکل الاستیک و تشکیل مفاصل پلاستیک در مکانهای از قبل تعیین شده در قاب، بتواند بوجود آید. این حالت همچنین با کاهش موضعی سطح مقطع ستونها در مکانهای مورد نظر برای تشکیل مفاصل پلاستیک هم بدست می آید. مکان های دیگری که ممکن است بر اثر نوع پیکربندی و مقاومت نسبی

تیرها ستونها و اتصالات ، تغییر شکل پلاستیک در آنها اتفاق بیافتد شامل : الف) درون خود اتصال همانطور که در اتصالات نیمه صلب معمول است ب) در چشمه اتصال ستون ج) در ستون می باشد.

در سازه های با قاب خمشی ویژه انتظار میرود که قادر به استهلاک انرژی خیلی زیادی در زمان تشکیل مفاصل پلاستیک باشد. به منظور دستیابی به عملکرد قابل اطمینان در این سازه ها در شکل دهی قاب ها باید ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی در نظر گرفته شود که در غیر اینصورت میتواند باعث تشکیل مفصل در ستون و فرو ریختن طبقه گردد. بنابراین اتصالات کاملاً گیردار تیر به ستون باید به گونه ای طراحی گردند که محل تشکیل مفصل پلاستیک را از بر ستون ها دور کند ، جایی که عملکرد سازه کمترین وابستگی را به ماده تشکیل دهنده و نحوه اجرای اتصالات جوشی دارا می باشد. همچنین باید حداکثر دقت لازم را در کیفیت و طراحی اتصال جوشی به کار برد. دور کردن محل تشکیل مفصل پلاستیک از ستونها میتواند با تقویت موضعی اتصال و یا کاهش سطح مقطع تیر در نزدیکی محل اتصال ، انجام شود

۱-۳. هدف مسئله

قاب های خمشی فلزی به صورت فزاینده ای در ساختمان های با ارتفاع کم و دهانه زیاد در مناطقی که با خطر زلزله خیزی زیاد واقع شده اند، مورد استفاده قرار می گیرند. نتیجه طراحی چنین قابهایی ، طراحی تیرهایی با مقاطع بزرگ میشود. چنانچه طبق آئین نامه ، ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی برقرار گردد منجر به اجرای ستونهایی با مقاطع خیلی بزرگ و بیش از نیاز در این نوع سازه ها میگردد که خود سبب افزایش وزن سازه و غیر اقتصادی شدن طرح میگردد. لذا در این پژوهش سعی میگردد تا عملکرد لرزه ای سازه را بر اساس نادیده گرفتن این اصل با استفاده از مطالعه عددی بر روی چند قاب و آنالیز استاتیکی و دینامیکی غیر خطی با نرم افزارهای اجزا محدودی ، جابجایی های نسبی طبقات و محل تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضا با مقادیر مجاز آئین نامه ای مقایسه گردند و راهکاری مناسب ارائه گردد.

۱-۴. ساختار پایان نامه

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

فصل اول شامل مقدمه و تعریف مسئله و هدف از انجام این تحقیق و ساختار آن می باشد.

در فصل دوم ابتدا به معرفی و بیان روابط مربوط به ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی اشاره می شود . سپس

روش های تحلیل و نتایج تحقیقات صورت گرفته در این زمینه مورد بررسی قرار میگیرد.

فصل سوم به معرفی مدل های تحلیل شده ، نرم افزار های انتخابی ، ایجاد مدل های غیر خطی و مراحل انجام

تحلیل غیر خطی می پردازد.

در فصل چهارم نتایج حاصل از تحلیل ها ارایه میگردد.

فصل پنجم نیز به نتیجه گیری ، بحث پیرامون نتایج و ارایه پیشنهادات جهت تحقیقات آتی میپردازد.

در انتهای این مجموعه نیز مراجع ارایه شده است.

فصل دوم:

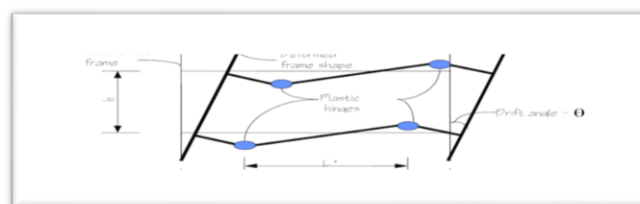
کلیات و مفاهیم و تحقیقات گذشته

فصل دوم - کلیات و مفاهیم و تحقیقات گذشته

۱-۲. پیکر بندی قاب خمشی

قاب خمشی ویژه ، قاب خمشی ای است که اجزای تشکیل دهنده آن ، چنان طراحی و جزییات بندی میشوند که در اثر نیروی زلزله، در ناحیه شکل پذیر اعضا ، تغییر شکلهای غیرارتجاعی قابل ملاحظه ای ایجاد شود. ناحیه شکل پذیر در این سیستم باربر جانبی لرزه ای، به طور عمده، مفصل پلاستیک ایجاد شده در دو سر تیر و مؤلفه شکل پذیر این ناحیه، خمش است.

قابها باید متناسب و دقیق باشند بگونه ای که زاویه حاصل از تغییر شکل نسبی بین طبقات بر اثر ترکیبی از تغییر شکل الاستیک و تشکیل مفاصل پلاستیک در مکان های از قبل تعیین شده در قاب ، بتواند بوجود آید. شکل (۱-۲) قابی را نشان میدهد که در آن تغییر شکل نسبی غیر الاستیک بر اثر گسترش تغییر شکل خمشی پلاستیک (مفاصل پلاستیک) در تیر، به دور از بر ستون ، بوجود آمده است. این حالت همچنین با کاهش موضعی سطح مقطع ستونها در مکان های مورد نظر برای تشکیل مفاصل پلاستیک هم بدست می آید. مکان های دیگری که ممکن است بر اثر نوع پیکربندی و مقاومت نسبی تیرها ستونها و اتصالات ، تغییر شکل پلاستیک در آنها اتفاق بیافتد شامل : الف) درون خود اتصال همانطور که در اتصالات نیمه صلب معمول است؛ ب) در چشمه اتصال ستون ؛ج) در ستون می باشد.



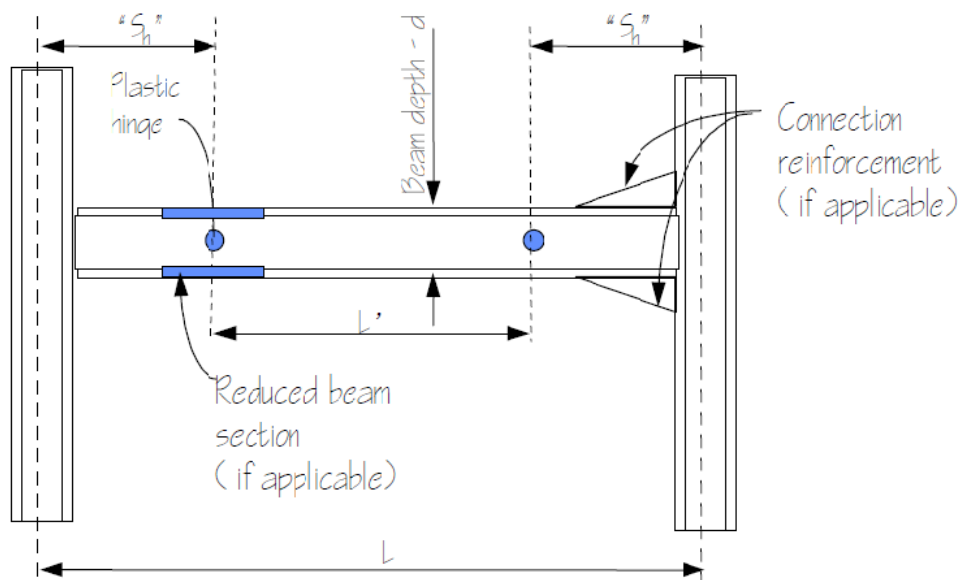
شکل ۱-۲: رفتار غیر خطی در قابها با تشکیل مفاصل در تیر

تغییر شکل غیر خطی در قاب ساختمانی منطبق است با گسترش تغییر شکل خمشی غیر خطی و یا تغییر شکل برشی در نقاط گسسته مختلفی از سازه . در تغییر مکان های غیر خطی بزرگ این نقاط می تواند به سمت تشکیل مفصل پلاستیک پیش برود شکل (۱-۲) که می تواند برابر با چرخش متمرکز قابل ملاحظه ای تحت یک بارگذاری ثابت (یا نسبتاً ثابت) تا زمانیکه تسلیم در تارهای کششی و تسلیم و کمانش در تارهای فشاری اتفاق بیافتد ، باشد . اگر به تعداد کافی مفاصل پلاستیک در یک قاب تشکیل شود یک مکانیزم تشکیل می شود و قاب تغییر شکل جانبی در حالت پلاستیک می دهد. این رفتار همراه با استهلاک انرژی خیلی زیاد و خرابی قابل توجه بالقوه ای در المان های با تغییر شکل زیاد می باشد. شکل گیری مفاصل پلاستیک در ستونها ، بر خلاف تیرها ، مورد قبول نیست چرا که ممکن است به تشکیل مکانیزم بوسیله تعداد نسبتاً کمی از المانها که در اصطلاح مکانیزم طبقه نامیده میشود منجر گردد. و در نتیجه استهلاک انرژی کمی را در سازه خواهیم داشت.

بر اساس معیار پذیرش که در آیین نامه های ساختمانی قبل از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج درج شده بود ، فرض براین بوده که رفتار پلاستیک شامل گسترش مفاصل پلاستیک در طول تیرها در بر ستونها و یا در چشمه اتصال ستونها و یا ترکیبی از این دو بوجود می آید. اگر مفاصل پلاستیک ابتدا در چشمه اتصال تشکیل شود ، تغییر شکل هایی که در ستون بوجود می آید ممکن است منجر به بوجود آمدن تنش های ثانویه خیلی زیاد در محل اتصال بال تیر به بال ستون گردد. حالیکه در تعدادی از اتصالات میتواند به گسیختگی ترد کمک کند.

اگر مفصل پلاستیک قبل از ستونها در تیرها تشکیل گردد میتواند منجر به تقاضای تغییر مکان غیر الاستیک بزرگ در فلز جوش و مناطق اطراف ناحیه در معرض گرما دیدگی ناشی از جوش گردد. این شرایط می تواند سازه را به سمت گسیختگی ترد ببرد.

سازه های با قاب خمشی ویژه انتظار میرود که قادر به استهلاک انرژی خیلی زیادی در زمان تشکیل مفاصل پلاستیک باشد. به منظور دستیابی به عملکرد قابل اطمینان در این سازه ها در شکل دهی قاب ها باید ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در نظر گرفته شود که عدم رعایت آن می تواند باعث تشکیل مفصل در ستون و مکانیزم فرو ریختن طبقه گردد. بنابراین اتصالات کاملاً گیردار تیر به ستون باید به گونه ای طراحی گردند که محل تشکیل مفصل پلاستیک را از بر ستون ها دور کند ، جایی که عملکرد سازه کمترین وابستگی را به ماده تشکیل دهنده و نحوه اجرای اتصالات جوشی دارا می باشد . و همچنین باید حداکثر دقت لازم را در کیفیت و طراحی اتصال جوشی به کار برد . دور کردن محل تشکیل مفصل پلاستیک از ستونها می تواند با تقویت موضعی اتصال و یا کاهش سطح مقطع تیر در نزدیکی محل اتصال انجام شود . (شکل ۲-۲).



شکل ۲-۲: محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها

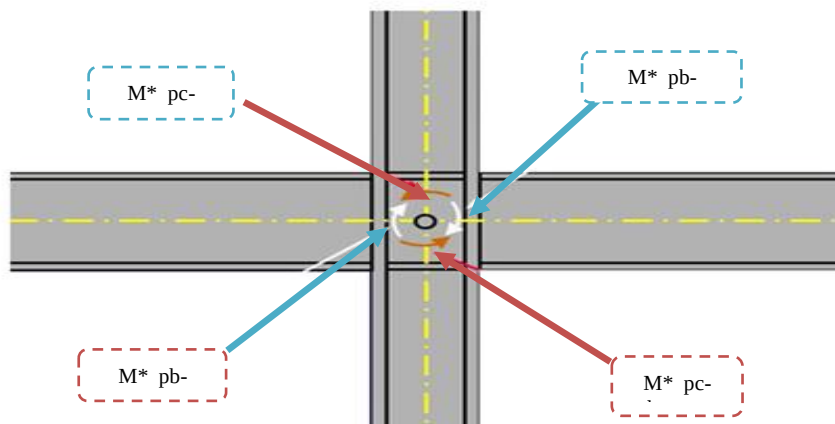
مفاصل پلاستیک در تیرهای فولادی در طول محدودی از تیر که به طور معمول در فاصله ای به اندازه نصف عمق تیر می باشد تشکیل می گردد. بنابراین برای این مقصود محل تشکیل مفصل پلاستیک باید

حداقل به اندازه این فاصله از بر ستون دور گردد. در مواقعی که محل اتصال تقویت نگردد و روش تضمین کیفیت و طراحی ملاک باشد، مفاصل پلاستیک در فاصله ای به اندازه یک چهارم عمق تیر از بر ستون تشکیل می گردد و تا بر ستون ادامه می یابد. وقتی محل مفصل پلاستیک از بر ستون انتقال پیدا کند، میزان پاسخ های خمشی در ستون برای اندازه تیر داده شده افزایش پیدا می کند. باید دقت کرد تا شرایط ستون ضعیف سهواً با تقویت موضعی اتصال بوجود نیاید. [۴]

۲-۲. رابطه تیر ضعیف - ستون قوی

در کلیه اتصالات خمشی تیر به ستون که جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای می باشند، جهت رعایت رابطه تیر ضعیف - ستون قوی رابطه زیر باید برآورده گردد:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad (۱-۲)$$



شکل ۲-۳: لنگر پلاستیک در تیرها در محل اتصال

در رابطه فوق $\sum M_{pb}^*$ مجموع لنگرهای ایجاد شده در گره اتصال ، حاصل از لنگر و برش ایجاد شده در مفصل پلاستیک تیرهای دو طرف می باشد که در شکل (۲-۴) نشان داده شده است و از رابطه زیر به دست می آید:

بر اساس روش طراحی حالت حدی (LRFD) :

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1 R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \quad (۲-۲)$$

بر اساس روش طراحی تنش مجاز (ASD) :

$$\sum M_{pb}^* = \sum \left(\frac{1.1}{1.5} R_y F_{yb} Z_b + M_{av} \right) \quad (۳-۲)$$

که در آن:

Z_b : اساس مقطع پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

F_{yb} : مقاومت مشخصه حداقل تسلیم تیر

M_{uv} : لنگر اضافی بوجود آمده در محل تشکیل مفصل پلاستیک با استفاده از ترکیب بار روش حالت حدی

M_{av} : لنگر اضافی بوجود آمده در محل تشکیل مفصل پلاستیک با استفاده از ترکیب بار روش تنش مجاز

$\sum M_{pc}^*$ مجموع مقاومت خمشی ستون های بالا و پایین گره اتصال ، با در نظر گرفتن میزان کاهش تنش تسلیم ستون، به دلیل حضور نیروی محوری موجود در آن می باشد که در شکل (۲-۵) نشان داده شده است و از رابطه زیر تعیین می گردد:

بر اساس روش طراحی حالت حدی (LRFD) :

$$\sum M_{pc}^* = \sum \left(Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \right) \quad (۴-۲)$$

بر اساس روش طراحی تنش مجاز (ASD) :

$$\sum M_{pc}^* = \sum \left[\left(Z_c \left(\frac{F_{yc}}{1.5} \right) - \frac{P_{ac}}{A_g} \right) \right] \quad (5-2)$$

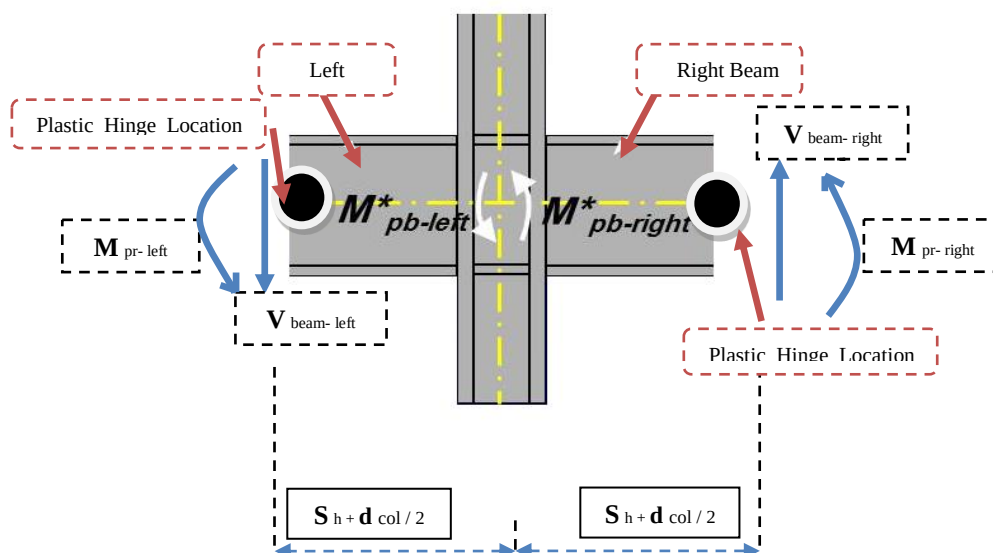
که در آن:

Z_c : اساس مقطع پلاستیک ستون در تراز بال تیر، حول محور خمش

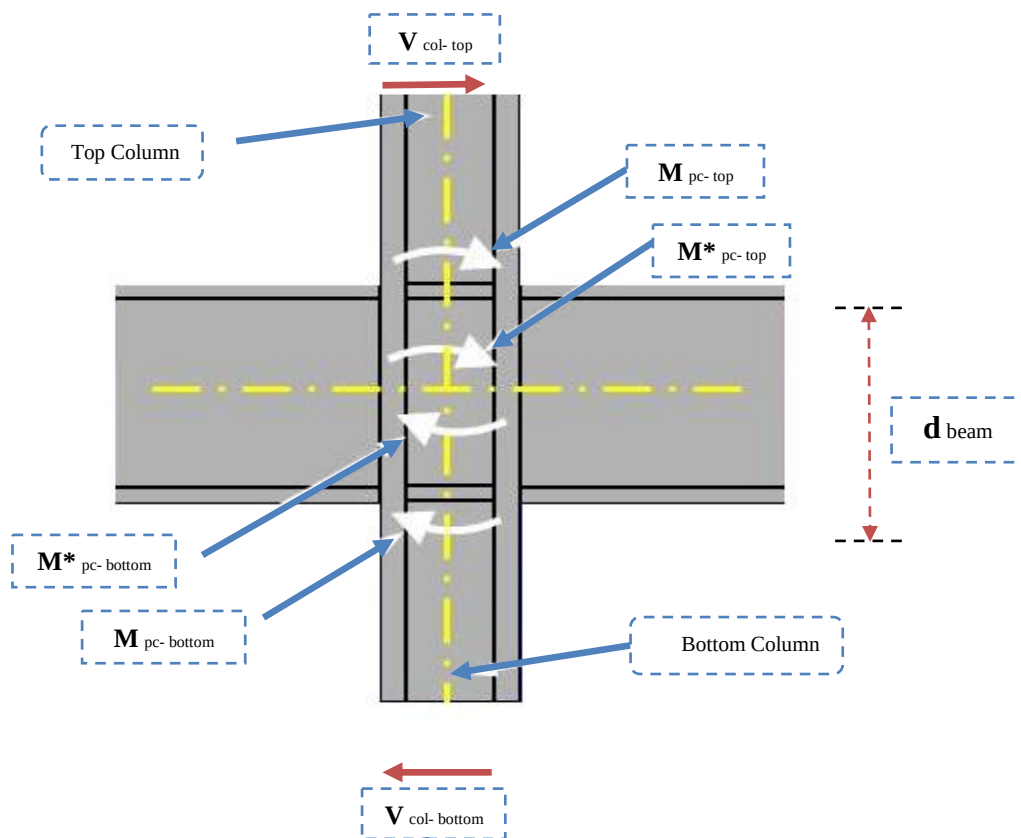
F_{yc} : مقاومت مشخصه حداقل تسلیم ستون A_g : سطح مقطع ستون

P_{uc} : مقاومت موجود محوری فشاری با استفاده از ترکیب بار روش حالت حدی

P_{ac} : مقاومت موجود محوری فشاری با استفاده از ترکیب بار روش تنش مجاز



شکل ۴-۲) نیروها و لنگر در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها



شکل ۲-۵) لنگر پلاستیک و نیروی برشی در ستونها در محل اتصال

معیار تیر ضعیف - ستون قوی یکی از پارامترهای مقررات لرزه ای در طراحی سازه های فولادی است که کمتر مورد درک و فهم قرار گرفته است. اغلب به اشتباه فرض می شود که این رابطه فرموله شده است برای جلوگیری از هرگونه تسلیم بال ستون در قاب و چنانچه تسلیمی اتفاق بیافتد ، ستون فرو خواهد ریخت. آزمایشات نشان داده اند که تسلیم ستون در قاب خمشی لزوماً مقاومت جانبی را در سطوح جابجایی لرزه ای مورد انتظار کاهش نمی دهد [۴].

معیار تیر ضعیف - ستون قوی بیشتر از اینکه در یک اتصال تیر و ستون مطرح باشد ، در یک قاب به صورت کلی مورد بررسی قرار می گیرد . مطالعات اشنایدر و رودر و کارپنتر در سال ۱۹۹۱ و رودر در سال ۱۹۸۷ نشان داده است که مزیت اصلی معیار تیر ضعیف - ستون قوی این است که ستون ها در مجموع

دارای مقاومتی هستند که در قاب های چند طبقه تسلیم خمشی را به سمت تیرها به منظور بدست آوردن یک سطح بالاتری از میزان استهلاک انرژی سوق بدهد . قاب های با ستون ضعیف بخصوص آنهایی که در طبقات نرم و یا ضعیف قرار دارند احتمال آن را دارد که یک پاسخ نا مطلوب را در طبقه های با بالاترین نسبت های تقاضا به ظرفیت ستون ارائه دهند [۵].

لازم به ذکر است که برآورده کردن رابطه تیر ضعیف - ستون قوی و معادله (۱-۲) هیچ تضمینی نمی دهد که ستون های منفرد تسلیم نخواهد شد . حتی وقتی که تمام موقعیت های اتصال در قاب مطابقت داشته باشد. با یک آنالیز غیرخطی می توان نشان داد همچنانکه قاب بصورت غیرالاستیک تغییر شکل میدهد نقاط عطف تغییر می کنند و توزیع ممان ها از شرایط ایده آل تغییر میکنند. با این حال تسلیم در تیرها به جای ستون ها اتفاق خواهد افتاد و عملکرد غیرالاستیک مطلوب در قاب ها با اعضای که برای برقراری رابطه در معادله (۱-۲) طراحی شده اند بدست خواهد آمد. فرمولاسیون های قبل از این رابطه تقاطع تیر و ستون را به عنوان یک نقطه در محل تقاطع محورهای مرکزی اعضا در نظر می گرفتند. اتصالات نورتریج سابق در المان های تیر به ستون به صورت کلی برای دور کردن محل مفصل پلاستیک در تیرها از بر ستون ها طراحی شده اند و یک فرمول کلی تر مورد نیاز بوده است . آئین نامه FEMA-350 توصیه هایی را در خصوص محل فرضی مفاصل پلاستیک برای پیکر بندی انواع مختلف اتصالات ارائه کرده است و یا میتوان آنها را با استفاده از تست های کیفیت قابل انجام مشخص کرد. شناسایی مقاومت تیر مورد انتظار نیز در معادله (۱-۲) آورده شده است. آیین نامه در سه مورد اجازه داده است که معادله (۱-۲) کنترل نگردد .

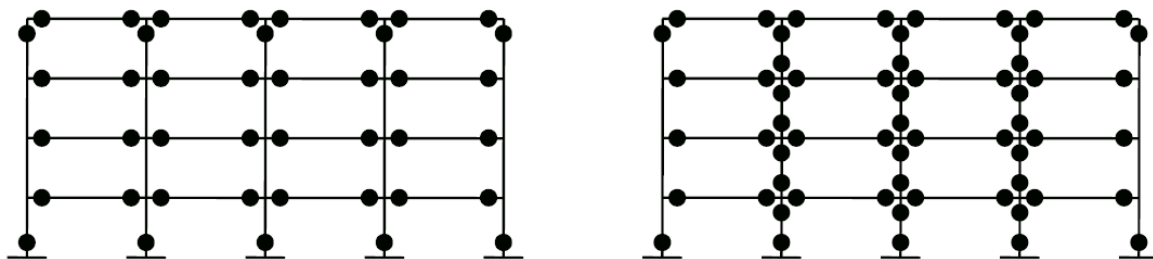
مورد اول : ستونهای با نیروی محوری کم که در ساختمانهای یک طبقه و یا در طبقات بالایی ساختمانهای چند طبقه قرار گرفته اند نیازی به برقراری معادله (۱-۲) نمی باشد . به دلیل اینکه نگرانی از تشکیل طبقات نرم و یا ضعیف در این ساختمان ها وجود ندارد.

مورد دوم : برای تعداد محدودی از ستون ها نیروی محوری انقدر کم باشد که عملکرد نامطلوب محدودی را به وجود آورد تا زمانی که خمش قابل قبولی را تامین کند می توان معادله (۲-۱) را در نظر نگرفت. مانند تیر حمال بزرگ.

در پایان برای ستون هایی که در طبقاتی به طور مشخص قویتر از ستون های طبقات بالاتر هستند نیز این استثناء برقرار است زیرا که تسلیم ستون در طبقات قویتر مطلوب نیست [۶].

۳-۲. روش ظرفیت جزئی

برخلاف طراحی های متداول که تلاش در برقراری رابطه تیر ضعیف - ستون قوی دارند در روش طراحی براساس ظرفیت جزئی به ستون های داخلی اجازه ورود به ناحیه پلاستیک را میدهد در حالیکه ستون های کناری تحت یک زلزله شدید در ناحیه الاستیک باقی می مانند (شکل ۲-۶).



ب) قاب خارجی

الف) قاب داخلی

شکل ۲-۶) تشکیل مفاصل پلاستیک در روش ظرفیت جزئی

به منظور نگه داشتن ستون های کناری در حالت الاستیک به وسیله ضرب کردن بار لرزه ای اسمی در یک ضریب افزایشی ، ستون ها برای تحمل بار بیشتر طراحی می شوند. در این روش برای تعیین مقدار ضریب بزرگنمایی از یک روش تجربی استفاده میشود [۷].

۲-۳-۱. مبنای محاسبات روش ظرفیت جزئی

در روش طراحی بر اساس ظرفیت جزئی فرض می شود که در طول بار لرزه ای وارد بر ساختمان ، ستون های داخلی نیروی برش پایه را تا بار زلزله اسمی ضرب شده در ضریب افزایش مقاومت f_1 تحمل می کند و سپس نیروی برشی مازاد بصورت کامل توسط قاب های خارجی طبق معادله (۲-۲) تحمل میشود.

$$n_{ex} \times S_{ex}^T = V_t^T - f_1 \times n_{in} \times S_{in}^N \quad (۲-۶)$$

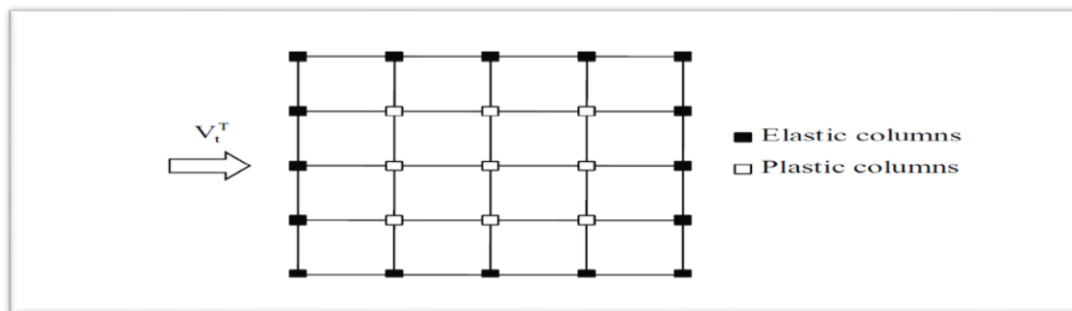
n_{ex} : تعداد کل ستون های خارجی n_{in} : تعداد کل ستون های داخلی

S_{ex}^T : نیروی برشی در ستون خارجی بر اثر بار لرزه ای مورد نظر

S_{in}^N : نیروی برشی در ستون داخلی بر اثر بار لرزه ای مورد نظر

f_1 : ضریب افزایش مقاومت و V_t^T : نیروی برشی کل بر اثر بار لرزه ای مورد نظر

توزیع بار در روش ظرفیت جزئی در شکل (۲-۷) نشان داده میشود.



شکل (۲-۷) توزیع بار در روش ظرفیت جزئی

به منظور نگه داشتن ستون های خارجی در منطقه الاستیک در طول زلزله موردنظر ، بهتر است با مقاطعی بزرگتر از حالتی که در آئین نامه طراحی لحاظ گردیده است محاسبه شود. ضریب بزرگنمایی نیروی برشی پایه در ستون خارجی از معادله (۲-۷) استخراج می شود.

$$MF = \frac{\left(\frac{C^T}{C^{500}}\right)^{\mu-1.60} (n_{in} R_{in}^N)}{(n_{ex} R_{ex}^N)} \quad (V-2)$$

C^T : شتاب طیفی تحت اثر زلزله مورد نظر و C^{500} : شتاب طیفی مربوط به زلزله با بازگشت ۵۰۰ ساله

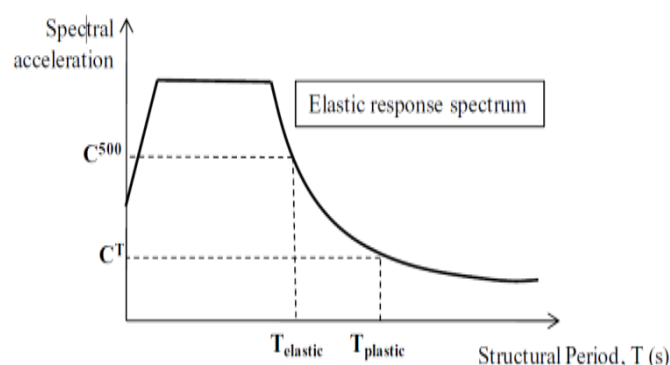
μ : ضریب شکل پذیری و n_{in} و n_{ex} : تعداد کل ستونهای خارجی و داخلی

R_{in}^N و R_{ex}^N : نسبت برش پایه ستون های داخلی و خارجی به مقدار برش پایه کل بر اثر بار زلزله اسمی

به هر حال تحت اثر بار لرزه ای در سازه قبل از ورود به ناحیه غیر خطی، شتاب طیفی مربوط به دوره بازگشت پانصد ساله C^{500} باید از طیف پاسخ غیر خطی بدست آورد. متأسفانه طیف پاسخ غیر خطی در آئین نامه طراحی قید نگردیده است. بنابراین فرض میشود برای بدست آوردن شتاب طیفی در مرحله پلاستیک از دوره تناوب طبیعی سازه در شرایط پلاستیک که بوسیله رابطه بین دوره تناوب الاستیک و پلاستیک از معادله (۸-۲) بدست می آید [۸].

$$T_{plastic} = 2.969T_{elastic} + 0.313 \quad (8-2)$$

روش بدست آوردن C^T از شتاب طیفی الاستیک در شکل (۸-۲) بیان شده است.



شکل (۸-۲): منحنی شتاب طیفی

۴-۲. مروری بر تحقیقات انجام شده

در مطالعات AMR S. ELNASHAI نشان داده شده است که قاب های خمشی فلزی به صورت روز افزون در ساختمان های با ارتفاع کم و متوسط در مناطق با خطر لرزه خیزی زیاد به دلیل شکل پذیری بالا و عملکرد اقتصادی آنها استفاده می شوند. این قابها بخصوص در اتصالات با جوش کامل به صورت غیر قابل منتظره ای در اثر زلزله سال ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۹۵ کوبه خسارت شدیدی را متحمل شدند. در این سازه ها روش طراحی بر اساس تیر ضعیف در برابر ستون قوی برای اینکه مفاصل پلاستیک قبل از ستون ها در تیرها تشکیل شوند و همچنین افزایش شکل پذیری سازه برای جلوگیری از فروریختن استفاده شده است. یکی از معایب بزرگ برقراری تیر ضعیف - ستون قوی این است که مقاطع ستون را بزرگتر بدست می دهد و در ساختمانهای با دهانه بزرگ و ارتفاع کم بیش از نیاز طراحی مقاطع بدست می آیند. برای غلبه بر این نقص یک تجربه معمول در آمریکا این است که قاب های مقاوم در برابر بار جانبی تنها در قابهای کناری استفاده می شود. اگر چه تاثیر کم و فقدان ظرفیت باز توزیع اصلی ترین ضرر استفاده از چنین روشی می باشد. علاوه بر این ترکهای کوچک در محل در قابهای کناری می تواند خروج از مرکزیت سازه را افزایش دهد و حتی به فروپاشی کل سازه منجر شود. مشهورترین مثال این مسئله در ساختمان پارکینگ دانشگاه کالیفرنیا اتفاق افتاده است. بوسیله طراحی سازه های با دهانه بلند و ارتفاع کم با اتصالات نیمه صلب دارای خاصیت جذب انرژی، بسیاری از معایب مذکور می توانند از بین بروند. نیاز به برقراری ضابطه ستون قوی و تیر ضعیف می تواند تنها با طراحی ستون ها قوی تر از اتصالات از بین برود. در نهایت ستون های با مقاطع کوچکتر می تواند استفاده شود و یک جایگزین برای قاب های پیرامونی بدست می آید [۹].

در تحقیقی که مولجاتی و لوماتارنا بر روی قاب های با شکل پذیری زیاد انجام داده اند روش طراحی بر اساس ظرفیت جزئی را مورد ارزیابی قرار داده اند. مولجاتی و لوماتارنا در سال ۲۰۰۸ اعلام کرده اند که

فرمول محاسبه ضریب بزرگنمایی نیاز به بررسی بیشتری دارد زیرا که مکانیزم شکست آنچنان که مدنظر بوده است اتفاق نمی افتد. در سال ۲۰۰۹ سوسانتو دلیل اشکال بوجود آمده را روش نادرست تخصیص مشخصات مفصل پلاستیک در طی مراحل مدلسازی، بدست آورد. سپس با بررسی های انجام شده بر روی چندین قاب با ارتفاع و دهانه های مختلف، درستی رابطه را اثبات کرده اند [۷].

SEWOON CHOI و همکاران در مطالعاتی که بر روی نسبت مقاومت ستون به تیر جهت ایجاد مکانیزم مفصلی در تیر انجام داده اند نشان داده اند که معیار طراحی تیر ضعیف - ستون قوی یک مقدار واحدی را بعنوان حد پذیرش نسبت مقاومت در قاب های خمشی ویژه را نشان میدهد. این نسبت در قاب های خمشی فلزی باید بزرگتر از ۱ و تا حدود ۲ باشد. به منظور جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه ضعیف در ساختمان تعیین یک مقدار واحد مشخص برای نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر برای کلیه اتصالات یک ساختمان به صورت عملی امکان پذیر نیست. نسبت مقاومت خمشی مورد نیاز اتصالات در قاب های خمشی ویژه با فاکتورهای مانند ارتفاع قاب ها تغییر می کنند. در این تحقیق برای بدست آوردن نسبت بهینه مورد نیاز برای اطمینان از اینکه مکانیزم مفصل در تیر ایجاد خواهد شد، با استفاده از آنالیز استاتیکی غیر خطی روش طراحی لرزه ای چند منظوره بر روی دو ساختمان قاب خمشی بکار برده شده است. برای تضمین تشکیل مکانیزم شکست براساس تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، رابطه بین هزینه ساخت و ظرفیت استهلاک انرژی در سازه با در نظر گرفتن دو تابع هدف متضاد تأمین شده است. به منظور انتخاب بهترین طراحی از بین گزینه های طراحی، یک روش ساده به صورت چگالی انرژی مستهلک شده ارائه شده است. چگالی اعلام شده برابر نسبت ظرفیت استهلاک انرژی به وزن سازه می باشد [۱۰].

مطابق آئین نامه طراحی لرزه ای AISC [۱۱] که در تحقیقات آقای بهروز شافعی در پایان نامه کارشناسی ارشد به آن پرداخته شده است [۶]، ذکر گردیده است چنانچه ستون در موارد زیر ضوابط نسبت

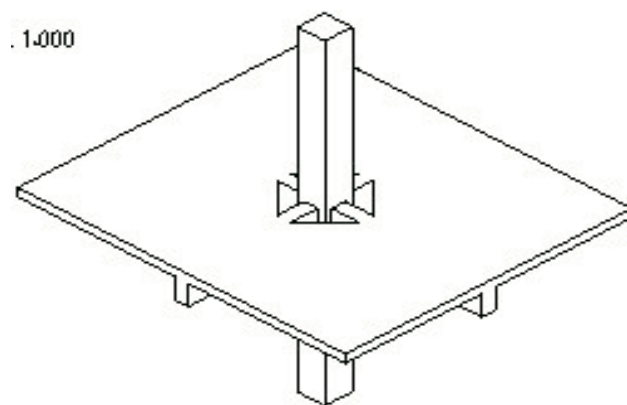
عرض به ضخامت را تامین کند و همچنین تنش محوری ستون بایست لزوماً کمتر از $0.3 F_y$ باشد ، دیگر نیازی به برقراری اصل تیر ضعیف - ستون قوی نخواهد بود :

الف : ستون در ساختمان یک طبقه و یا در طبقه فوقانی یک ساختمان چند طبقه واقع شده باشد.

ب : ستون در ردیفی از ستونها واقع شده باشد که سهم آن ستون کمتر از 0.35 مقاومت برشی طراحی آن ردیف ستونها باشد و یا ستون در طبقه ای واقع شده باشد که سهم آن ستون کمتر از 20% مقاومت برشی مورد نیاز آن طبقه باشد.

همچنین در مواردی که مقاومت برشی طراحی ستونهای یک طبقه 50% بیشتر از طبقه فوقانی باشد رعایت اصل تیر ضعیف - ستون قوی الزامی نخواهد بود .

تحقیقی دیگر به شکل مدل عددی توسط Xingguo و Haibin Chen در نرم افزار Adina بر روی اتصال تیر به ستون در یک قاب بتنی مسلح انجام گرفت. نتایج بدست آمده از یک اتصال متداول و اتصال با برش دال اطراف ستون که در شکل شماره (۲-۹) نشان داده شده است ، مورد مقایسه قرار گرفتند.



شکل (۲-۹) دال با برش اطراف ستون

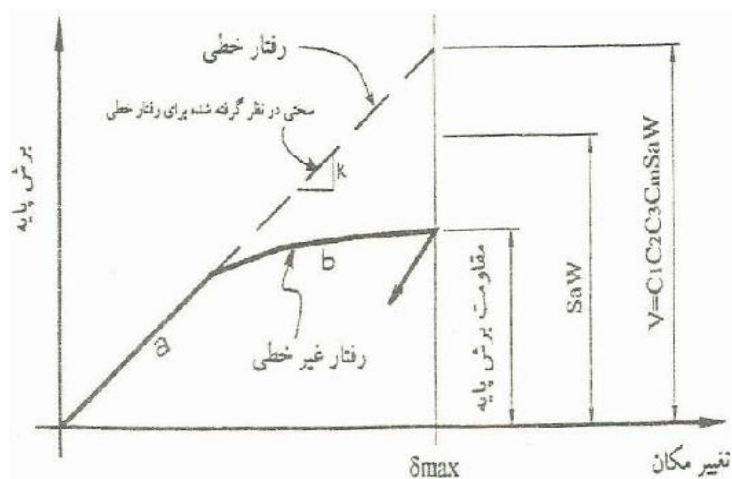
نتایج نشان می‌دهند که با اعمال جابجایی بام در جهت افقی ، تنش در میلگرد های دال نزدیک به تیر به مقدار زیادی افزایش می‌یابد. همچنین نتایج بیانگر این مطلب بوده اند که در اتصالات با مقطع دال کاهش یافته در اطراف ستون ، زمان تسلیم میلگرد های ستون به تاخیر می‌افتد و تعداد ترکهای روی ستون نیز کمتر میگردد . در این حالت زمان بین تشکیل مفصل پلاستیک بر روی تیر و ستون طولانی تر میگردد و تشکیل مفصل پلاستیک بر روی ستون طبقه اول دیرتر اتفاق افتاده که نشانگر رفتاری نزدیک تر به رفتار شکل پذیر می باشد. [۱۲]

آقای ارسلان و بویوک کاراگوز تحقیقاتی را بر روی اثر ورق های فلزی به همراه گل میخ برشی در اطراف اتصال ستون ضعیف – تیر قوی در سازه های بتنی انجام داده اند. این تحقیق به صورت آزمایشگاهی انجام شده است. ۵ نمونه که از اتصالات خارجی قاب استخراج شده اند تحت بارگذاری سیکلی قرار گرفتند. ورق فولادی را در طول اتصال بر روی ستون ضعیف همراه با گل میخ ها قرارداده اند. تغییر عرض کله گی گل میخ ها و فاصله قرارگیری آنها بر روی ستون ضعیف بعنوان پارامتر اصلی مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج حاصل نشان داده اند که با وجود گل میخ ها مقاومت و سختی نمونه ها افزایش می‌یابد. نمونه کنترلی بر اثر شکست اتصال از هم گسیخته شد در حالیکه ۴ نمونه دیگر بدلیل خمش در پایین تیر که نشاندهنده رفتار شکل پذیر بوده است ، به فروپاشی رسیده است. نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از آنالیز عددی انجام شده بوسیله نرم افزار اجزا محدود انسیس ، مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج حاصل بیانگر خروجی های یکسان از رفتار مورد انتظار قاب بوده است [۱۳] .

۲-۵. روش های تحلیل غیر خطی مورد استفاده

منظور از تحلیل غیر خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی اجزاء آن به دلیل رفتار غیر خطی مصالح، ترک خوردگی و اثرات غیر خطی هندسی می باشد. در روشهای تحلیل غیر خطی مفصلهای خمیری در نقاط حداکثر لنگرهای ناشی از بارهای ثقلی پیش بینی شده و تحلیل مدل سازه بر این اساس انجام می شود. پس از تحلیل با استفاده از نتایج حاصل باید دیاگرام لنگر خمشی عضو مجدداً ترسیم شده و محل تشکیل مفصلهای خمیری کنترل شود. برای این منظور مشابه روشهای خطی، دیاگرام لنگر از جمع دیاگرام لنگر بارهای ثقلی و لنگر حاصل از تحلیل تحت بار جانبی زلزله (برخلاف روشهای خطی که لنگر متناظر با ظرفیت مورد انتظار عضو در دو انتها قرارداد می شد) بدست می آید و باید با ظرفیت مورد انتظار از عضو در تمام طول مقایسه گردد. چنانچه موقعیت پیش بینی شده برای مفصل خمیری صحیح نباشد لازم است تحلیل سازه مجدداً و با اصلاح موقعیت مفصل خمیری انجام شود. [۱۴]

شکل (۲-۱۰) اختلاف دو روش خطی و غیر خطی را نشان می دهد. خط منحنی رفتار واقعی مصالح با رفتار جزئی از سازه و خط مستقیم رفتار خطی فرض شده را نشان می دهد. در محدوده مشخص شده با حرف a اختلافی بین روش خطی و غیر خطی وجود ندارد b، اما در محدوده آن که تغییر شکلهای حاصل از تحلیل خطی مشابه تغییر شکلهای تحلیل غیر خطی بدست آیند لازم است نیروی جانبی افزایش داده شود. به این ترتیب تغییر شکلهای با دقت مطلوب محاسبه می گردند اما لازم است پیش از استفاده از نیروهای داخلی اعضا، برای کنترل یا طراحی، آن ها را به نحوی مناسب اصلاح نمود.



شکل ۲-۱۰) نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان

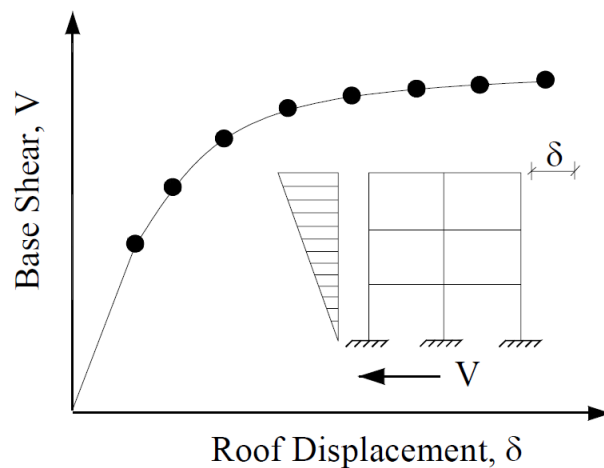
در تحلیل غیر خطی تمام اعضای اصلی و غیر اصلی مدل شده و اثر کاهش مقاومت و سختی اجزاء (کاهندگی) در مدل وارد می شود. [۱۵]

۲-۵-۱. تحلیل استاتیکی غیر خطی (تحلیل پوش اور)

این روش عمدتاً برای تخمین مقاومت و دررفت سازه های موجود و تقاضای لرزه ای سازه هایی که مورد اعمال زلزله قرار میگیرند ، استفاده میشود. آنچه که تاکنون در تحلیل و طراحی سازه ها مرسوم بوده است ، اعمال یک سری نیروهای جانبی معادل و سپس تحلیل و طراحی در محدوده ی الاستیک می باشد. اما در روش نوین به کمک تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده مجموعه ای از تغییر مکان های جانبی طبقات به عنوان عامل طراحی به کار برده می شوند. برای دستیابی به ظرفیت سازه در آن سوی محدوده الاستیک احتیاج به استفاده از تحلیل های غیرخطی نظیر روش استاتیکی غیرخطی فزاینده می باشد.

هدف از تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده ، برآورد رفتار مورد انتظار یک سیستم سازه ای به کمک تخمین مقاومت و تغییرشکل مورد نیاز ، بوسیله انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن زلزله های طراحی و پس از آن مقایسه مقادیر مورد نیاز با ظرفیت های موجود در سطح رفتاری شامل تغییر مکان جانبی

و تغییر شکل های نسبی اعضا و ... خواهد بود. در این نوع تحلیل ، نیروهای جانبی به صورت گام به گام افزایش می یابند تا عضوهای سازه ای به تدریج وارد حالت جاری شدن شوند. به این ترتیب نمودار ظرفیت سازه به صورت نمودار برش پایه ساختمان در مقابل تغییر مکان جانبی بالاترین سطح سازه بدست می آید که در شکل (۱۱-۲) منحنی ظرفیت نشان داده شده است و با استفاده از این نمودار می توان تغییر مکان هدف را محاسبه کرده و نحوه توزیع مفاصل را در این تغییر مکان نشان داد. در مجموع باید گفت با تحلیل بارافزون می توان دید خوبی از لحاظ کنترل رفتار عضوهای سازه ای تحت اثر تحریک شدید زمین لرزه بدست آورد.



شکل (۱۱-۲) منحنی بارافزون

روش تحلیل استاتیکی غیر خطی اطلاعات مفیدی را در زمینه پاسخ های لرزه ای نتیجه میدهد که روش تحلیل استاتیکی خطی و دینامیکی قادر به ارائه آن نیستند. این ویژگی ها عبارتند از :

- تخمین تغییر مکانهای جانبی نسبی طبقات داخلی و توزیع آنها در ارتفاع
- تعیین تقاضای نیروها در اعضای ترد مانند تقاضای نیروی محوری در ستونها و تقاضای لنگر (ممان) در اتصال تیر به ستون
- تعیین تقاضای تغییر شکل ها برای اعضای ترد

• تعیین محل های ضعیف سازه

مراحل تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی به شرح زیر می باشد:

- (۱) ساخت مدل سازه ای که مشخصات غیر خطی مصالح و مواد در آن لحاظ شده است.
- (۲) اعمال بار جانبی به سازه ، پس از تعیین الگوی بارگذاری جانبی.
- (۳) افزایش بار جانبی اعمالی به سازه ، تا جایی که بعضی از اعضای سازه به حد تسلیم برسند.
- (۴) ثبت برش پایه در آن مرحله و تعیین تغییر مکان نقطه کنترل برای کنترل رفتار و استفاده در مراحل بعد.

- (۵) بازسازی مدل با فرض سختی جانبی صفر برای اعضای جاری شده سازه.
- (۶) افزایش بار جانبی به سازه تا جایی که عضوهای دیگری از سازه جاری شوند.
- (۷) ثبت برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل.
- (۸) روند ۳ تا ۷ تا جایی تکرار میشود تا اینکه سازه بر اثر $P-\Delta$ نا پایدار و یا اینکه به تغییر مکان مشخص از پیش تعیین شده ای برسد.

- (۹) رسم برش پایه بدست آمده در قسمت های مختلف در مقابل تغییر مکان نقطه کنترل سازه.

۲-۵-۱. فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، هم توزیع نیرو و هم جابجایی هدف با فرض آنکه پاسخ سازه با مود اول کنترل می شود و شکل مودی پس از تسلیم سازه تغییر نمی کند بنا نهاده شده است. با توجه به اینکه پس از آنکه سازه تسلیم می شود هر دو فرض فوق تقریبی هستند اما تحقیقات به تخمین های خوبی از نیاز

های لرزه ای منجر شده اند اگر چه چنین تخمین های خوبی از نیازهای لرزه ای عمدتاً به سازه هایی با ارتفاع کوتاه یا متوسط محدود می شود که در آنها خاصیت غیرالاستیک در تمامی ارتفاع سازه توزیع می شود. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای اکثر ساختمان ها قابل استفاده است اما برای ساختمان هایی که اثر مودهای بالاتر از مودهای اول قابل توجه باشد لازم است در کنار این روش از تحلیل دینامیکی خطی استفاده شود. توزیع بار ثابت یکی از محدودیت های روش بارافزون سنتی است گرچه در روش بارافزون، مود اول حاکم است و شکل مود اول در طول تحلیل ثابت است اما پژوهشگران در طول تحقیقات خود به این موضوع دست یافتند که این فرض می تواند بیشترین پاسخ سازه چند درجه آزادی را پیش بینی کند. روش بارافزون دارای تئوری پیچیده ای نیست. در واقع بر این فرض استوار است که پاسخ سازه می تواند مرتبط با پاسخ سیستم یک درجه آزادی معادل باشد.

۲-۵-۱-۲. روش های تعیین تغییر مکان هدف

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار جانبی به تدریج افزایش داده میشود تا آنجا که تغییر مکان هدف در نقطه معینی از حد مورد نظر فراتر برود. با توجه به سطح عملکردی که برای ساختمان انتخاب شده است سازه باید بتواند حد معینی از جابجایی جانبی را بدون اینکه تغییر شکل اعضا از یک حد مجاز فراتر رود تحمل کند. این تغییر مکان در دستورالعمل بهسازی لرزه ای تغییر مکان هدف و در آیین نامه -ATC 40 جابجایی تقاضا نامیده می شود. بر اساس تعریف، تغییر مکان هدف حداکثر تغییر مکان نسبی است که ممکن است ساختمان طی یک زلزله تجربه کند. [۱۶] برای تعیین تغییر مکان هدف روش های مختلفی پیشنهاد شده است که عبارتند از:

۲-۵-۱-۳. روش ضرایب

این روش در سال ۱۹۹۵ توسط کراوینکлер از دانشگاه استنفورد ارائه شده و بعد از آن توسط شورای تکنولوژی کاربردی در این نامه FEMA-273 [۱۷] و سپس در FEMA-356 گنجانده شده است. در این روش ابتدا تخمینی از جابجایی الاستیک سازه بدست آمده و سپس با استفاده از ضرایب اصلاحی مقدار جابجایی اصلاح می شود. روش ذکر شده در FEMA-356 به اسم ضریب جابجایی و در ATC-40 این روش به عنوان راه حل دیگری برای تعیین جابجایی تقاضا معرفی شده است. براساس FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی، تغییر مکان هدف δ_t برابر است با:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (9-2)$$

در این روش پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت الگوی بار جانبی تعریف شده در FEMA-356 منحنی ظرفیت سازه رسم می شود، سپس تغییر مکان هدف سازه با ضرب کردن ضرایب ثابت C_0 تا C_3 در پاسخ الاستیک خطی سیستم یک درجه ازاد معادل بدست می آید. برای محاسبه ی تغییر مکان هدف در این روش نخست باید زمان تناوب اصلی موثر (T_i) را محاسبه کرد که از رابطه زیر بدست می آید.

$$T_e = T_i \times \sqrt{\frac{k_i}{k_e}} \quad (10-2)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی و براساس FEMA-356 زمان تناوب اصلی ساختمان بدست آمده از یک تحلیل دینامیکی الاستیک بر حسب ثابته و k_i سختی جانبی الاستیک و k_e سختی جانبی موثر ساختمان در امتداد موردنظر می باشد و شایان ذکر است که مقادیر فوق از نمودار دوخطی شده ی منحنی ظرفیت سازه به دست می آید.

در رابطه تغییر مکان هدف (رابطه ۹-۲) C_0 ضریب اصلاح برای تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام (تغییر مکان مرجع) سیستم چند درجه آزادی است.

C_1 ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان های محاسبه شده از پاسخ خطی الاستیک به ماکسیمم تغییر مکان های غیرالاستیک مورد انتظار سازه نامیده می شود.

C_2 ضریب اصلاحی برای در نظر گرفتن شکل منحنی هیستریزس و کاهش سختی و زوال مقاومت اعضای سازه ای بر ماکسیمم تغییر مکان ها میباشد. این ضریب چگونگی و کیفیت سازه و سطح عملکردی مطلوب را در نظر می گیرد.

C_3 ضریب اصلاحی برای در نظر گرفتن افزایش تغییر مکان های ناشی از اثرات دینامیکی $P-\Delta$ می باشد.
 S_a شتاب طیفی براساس زمان تناوب اصلی سازه و g شتاب ثقل می باشد.

۲-۵-۱-۴. روش طیف ظرفیت

این روش در سال ۱۹۸۷ در ابتدا برای برآورد لرزه ای ساختمان ها توسط فریمن ارائه شد و سپس در سال ۱۹۹۶ توسط شورای تکنولوژی کاربردی آمریکا برای برآورد لرزه ای ساختمان های بتنی در آیین نامه ATC-40 وارد گردید. این روش یک تکنیک خطی معادل است که از شکل پذیری (μ) بر اساس رابطه های تجربی برای تقریب پاسخ غیر خطی سیستم یک درجه آزادی معادل (SDOF) از طریق ارتعاش خطی معادل با پیروید تعمیم یافته و افزایش میرایی ویسکوز استفاده می کند.

روش بدست آوردن نقطه عملکرد در ATC-40 بر اساس روش طیف ظرفیت (CSM) می باشد. [۸] در ATC-40 محل تقاطع منحنی طیف ظرفیت و طیف تقاضا در مختصات جابجایی طیفی - شتاب طیفی نقطه عملکرد نامیده می شود. در مختصات جابجایی طیفی - شتاب طیفی، نقطه عملکرد سازه، جابجایی تقاضا نامیده می شود. با استفاده از این جابجایی، مقدار تغییر مکان نقطه کنترل به دست می آید و سطح عملکردی ساختمان مورد ارزیابی قرار می گیرد. در این روش منحنی ظرفیت و منحنی طیف پاسخ الاستیک با میرایی ۵ درصد با توجه به یک سری روابط به منحنی هایی بر اساس مختصات جابجایی طیفی (S_d) و شتاب

طیفی (S_a) تبدیل می شود. منحنی طیف پاسخ الاستیک در مختصات جابجایی طیفی - شتاب طیفی، منحنی طیف پاسخ الاستیک در فرمت $ADRS^1$ و منحنی ظرفیت در مختصات جابجایی طیفی - شتاب طیفی، طیف ظرفیت نامیده می شود. پس از رسم هر دو منحنی در یک دستگاه مختصات یک جابجایی طیفی برای سازه فرض می شود و بر اساس این جابجایی طیفی میرایی موثر سازه محاسبه می شود. با استفاده از ضرایب کاهش طیفی طیف تقاضا در فرم $ADRS$ کاهش داده می شود تا منحنی طیف ظرفیت سازه را قطع کند.

به طور خلاصه نحوه تعیین تغییر مکان هدف با استفاده از طیف ظرفیت شامل مراحل زیر است:

گام اول: رسم منحنی ظرفیت

گام دوم: تبدیل منحنی ظرفیت به طیف ظرفیت

تبدیل برش پایه - تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی به رابطه ($S_a - S_d$) با در نظر گرفتن مشخصات دینامیکی سیستم یک درجه آزادی که S_a و S_d به ترتیب شتاب طیفی و جابجایی طیفی می باشند.

گام سوم: رسم طیف تقاضای طرح و تبدیل آن از شکل سنتی شتاب طیفی در برابر زمان تناوب طبیعی به شکل شتاب طیفی در برابر جابجایی طیفی

گام چهارم: رسم توأم طیف ظرفیت و طیف تقاضا

گام پنجم: محاسبه تغییر مکان هدف (تغییر مکان در محل تقاطع دو منحنی)

۲-۵-۱-۵. روش N_2

این روش توسط فاجفر از دانشگاه لویانای اسلوونی ارائه شده است [۱۸]. ایده اصلی این روش برگرفته از مدل Q است که توسط سائیدی و همکارانش در سال ۱۹۸۱ ارائه شده است. این روش بر اساس ترکیب آنالیز بارافزون مدل چند درجه آزادی با تحلیل طیف پاسخ سیستم یک درجه آزادی معادل می باشد.

¹ Acceleration Displacement Response Spectrum

فرق اساسی این روش و روش طیف ظرفیت در استفاده از طیف تقاضا برای تعیین تغییر مکان هدف می باشد. N به معنای تحلیل غیرخطی و عدد ۲ به معنای دو مدل ریاضی می باشد.

در روش N_2 اثرات پیچشی توسط تحلیل غیر استاتیکی سه بعدی لحاظ میگردد. در این روش نیروهای جانبی در مدل سه بعدی بر مرکز جرم هر طبقه اعمال گردیده و تحلیل غیر استاتیکی در هر دو راستای سازه به صورت جداگانه انجام می شود و مقادیر تغییر مکان ها ، چرخش اعضا و... تا رسیدن به تغییر مکان هدف دنبال میگردد در نهایت نتایج حاصل از دو تحلیل مستقل ، توسط روش آماری جذر مجموع مربعات (SRSS) ترکیب می گردد.

۲-۵-۲. تحلیل دینامیکی غیر خطی (تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی)

طبیعی ترین روش تحلیل سازگار با رفتار فیزیکی سازه ها حین زمین لرزه ، تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی می باشد. این روش که به مرور در حال تکامل است ، با مشکلاتی مواجه است. یکی از این مشکلات استفاده از شتابنگاشت ها بدلیل محدودیت تعداد حداقل مورد نیاز و انتخاب شتاب نگاشت سازگار با شرایط حاکم بر چشمه لرزه ای منطقه می باشد. متوسط گیری آماری لازمه انتخاب شتاب نگاشت منتخب در هر یک از سطوح خطر است. از دیگر دشواری های تحلیل مذکور ، عدم امکان متوسط گیری چند شتاب نگاشت منتخب در یک ساختگاه است. از این رو طراحی بر مبنای طیف ، جایگزین روش تاریخچه زمانی می شود که حاصل آن روش های ساده شده مانند استاتیکی معادل است. به بیان دیگر مسئله از دینامیکی که وایسته به زمان است به استاتیکی که در آن زمان حذف شده است تبدیل می گردد. آنچه مسلم است طیف طراحی نمی تواند تمامی خصوصیات شتاب نگاشت (نظیر محتوی فرکانسی ، فاز ، مدت زلزله و ...) را نشان دهد. [۱۹]

برای تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه ها باید حداقل از ۳ زوج شتاب نگاشت استفاده گردد. طبق آئین نامه ۲۸۰۰ ایران [۲۰] میتوان به جای انتخاب ۳ زوج شتاب نگاشت میتوان از ۷ زوج شتاب نگاشت استفاده کرد و با در نظر گرفتن شرایط لازم می توان میانگین بازتابها را بعنوان بازتاب نهایی معرفی کرد.

۲-۵-۲-۱. معادله حرکت سیستم های دینامیکی غیر خطی

از ویژگی های مهم فیزیکی هر سیستم سازه ای در معرض تحریک خارجی و یا بارگذاری دینامیکی عبارت اند از: جرم، ویژگی های کشسانی (انعطاف پذیری یا سختی) و مکانیزم اتلاف انرژی یا میرایی [۲۱]. معادله حرکت سیستم ارتعاش کننده تحت اثر زمین لرزه توسط رابطه زیر بیان می گردد.

$$m \ddot{X} + c \dot{X} + f_s(X, \dot{X}) = -mL\ddot{X}_g \quad (2-11)$$

در رابطه بالا m ماتریس جرم، c ماتریس میرایی، f_s ماتریس نیروهای جانبی در هر درجه آزادی سازه و X بردار تغییر مکان نسبی درجات آزادی نسبت به زمین می باشد. رابطه نیرو - تغییر مکان برای تغییر شکل های بزرگ، غیر خطی است و منحنی باربرداری و بارگذاری مجدد با منحنی بارگذاری اولیه متفاوت می باشد. در واقع نیروی f_s نظیر تغییر مکان X ، مقدار یکه ای نیست و بستگی به پارامترهای زیر دارد:

(۱) تاریخچه تغییر شکل (۲) صعودی و یا نزولی بودن تغییر شکل (سرعت تغییرات)

حل معادله حرکت به دو روش امکان پذیر است:

(۱) حل مستقیم (۲) حل مودال

۲-۵-۲-۲. حل مستقیم

در این روش به طور مستقیم و به صورت گام به گام زمانی به حل معادله حرکت پرداخته می شود. در محدوده غیر خطی فرض می گردد که ضریب میرایی تغییر نکرده و این فرض تاثیر زیادی در نتایج ندارد.

در حوزه غیر خطی انتگرال دو هامل به دلیل برقرار نبودن اصل جمع آثار قوا اعتبار ندارد . بنابراین معادله دیفرانسیل تعادل در هر لحظه (گام زمانی) به صورت رابطه زیر خواهد بود .

(۱۲-۲)

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{I_i} + F_{D_i} + F_{S_i} = P_i(t) \\ F_{I_{i+1}} + F_{D_{i+1}} + F_{S_{i+1}} = P_{i+1}(t) \\ \Delta F_I + \Delta F_D + \Delta F_S = \Delta P(t) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} m\Delta\ddot{X}_i + C\Delta\dot{X}_i + k_i\Delta X_i = \Delta P_i(t) \end{array} \right.$$

برای حل این معادلات می توان از روش های عددی نظیر روش تفاضل مرکزی ، روش نیومارک ، روش ویلسون - θ ، روش هوبولت و همچنین روش HHT برای محاسبه جواب های مورد نظر استفاده کرد .
در سال ۱۹۵۹ نیومارک روش های گام به گام زمانی را بر پایه رابطه زیر بسط داد .

(۱۳-۲)

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{X}_{i+1} = \dot{X}_i + [(1-\gamma)\Delta t] \ddot{X}_i + (\gamma\Delta t) \ddot{X}_{i+1} \\ X_{i+1} = X_i + \Delta t \dot{X}_i + [(0.5-\beta)\Delta t^2] \ddot{X}_i + [\beta\Delta t^2] \ddot{X}_{i+1} \end{array} \right.$$

پارامترهای β و γ تغییرات شتاب را در یک گام زمانی تعریف می نماید و مشخصه پایداری و دقت روش می باشند. مقادیر متعارف در حدود $\gamma = \frac{1}{2}$ و $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ که منجر به نتایج رضایت بخشی می شود . با فرض شتاب ثابت ($\gamma = \frac{1}{2}$ و $\beta = \frac{1}{4}$) مطابق شکل زیر در محدوده مابین t_i و t_{i+1} میتوان رابطه زیر را فرض نمود.

$$\ddot{X}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{X}_{i+1} + \ddot{X}_i) \quad (۱۴-۲)$$

سپس با انتگرال گیری از طرفین داریم :

(۱۵-۲)

$$\left\{ \begin{array}{ll} t=t_i & \text{or } \tau=0 \end{array} \rightarrow \dot{X}(\tau) = \dot{X}_i + \frac{\tau}{2} (\ddot{X}_{i+1} + \ddot{X}_i) \quad (b) \right.$$

$$\left. \begin{array}{ll} t=t_{i+1} & \text{or } \tau=\Delta t \end{array} \rightarrow \dot{X}_{i+1} = \dot{X}_i + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{X}_{i+1} + \ddot{X}_i) \quad (c) \right.$$

با انتگرال گیری از رابطه سرعت خواهیم داشت:

$$X(\tau) = \tau \dot{X}_i + \frac{\tau^2}{4} (\ddot{X}_{i+1} + \ddot{X}_i) + A \quad (۱۶-۲)$$

سپس با قراردادن زمان ها در رابطه فوق داریم:

(۱۷-۲)

$$\left\{ \begin{array}{ll} t=t_i & \text{or } \tau=0 \end{array} \rightarrow X(\tau) = X_i + \tau \dot{X}_i + \frac{\tau^2}{4} (\ddot{X}_{i+1} + \ddot{X}_i) \right.$$

$$\left. \begin{array}{ll} t_{i+1} & \text{or } \tau=\Delta t \end{array} \rightarrow \Delta \ddot{X}_i = \frac{4}{\Delta t^2} (\Delta X_i - \dot{X}_i \times \Delta t) - 2 \ddot{X}_i \quad (d) \right.$$

از ترکیب دو رابطه (c) و (d) رابطه زیر حاصل می شود.

$$\Delta \dot{X}_i = \frac{2}{\Delta t} (\Delta X_i - \dot{X}_i \times \Delta t) \quad (e)$$

با قراردادن روابط (d) و (e) در رابطه زیر بدست می آید.

(۱۸-۲)

$$\left\{ \begin{array}{l} m \left(\frac{4}{\Delta t} (\Delta X_i - \dot{X}_i \times \Delta t) - 2 \ddot{X}_i + C_i \left(\frac{2}{\Delta t} (\Delta X_i - \dot{X}_i \times \Delta t) + K_i X_i \right) \right) = \Delta P_i(t) \\ \text{or} \\ \Delta X_i \left(K_i + \frac{2X_i}{\Delta t} + \frac{4m}{\Delta t^2} \right) = \Delta P_i + X_i \left(\frac{4m}{\Delta t} + 2C_i \right) + 2m \ddot{X}_i \end{array} \right.$$

پس از محاسبه ΔX_i میتوان $\Delta \ddot{X}_i$ و $\ddot{X}_{i+1}$ و به تبع $\dot{X}_{i+1}$ را نیز محاسبه نمود.

در روش ویلسون - θ فرض اصلی این است که تغییرات شتاب در فاصله زمانی t و $t + \theta \Delta t$ ($\theta \leq 1$) خطی است. مقدار θ طوری تعیین می شود که دقت و پایداری جواب بهینه گردد. ویلسون ثابت کرده است که برای $(\theta \leq 1.38)$ این روش به طور نامشروط پایدار است. [۲۲]

۲-۵-۳. نحوه اعمال میرایی سازه

پدیده ای که باعث می شود ارتعاش آزاد یک سیستم به تدریج مستهلک شود، میرایی نامیده می گردد. در میرایی انرژی جنبشی ارتعاشی سیستم بنا به مکانیزم های مختلفی مستهلک می شود. میرایی در واقع همان قدرت استهلاک انرژی سازه در حوزه رفتار خطی می باشد. این نقش را در حوزه رفتار غیر خطی سازه، میرایی هیستریتیک (شکل پذیری) به عهده دارد. میرایی هیستریتیک در تحلیل دینامیکی غیر خطی کاربرد دارد و بیانگر اتلاف انرژی کل زلزله می باشد. یکی از روش های مناسب برای نشان دادن میرایی مذکور رابطه ریلی با نسبت میرایی متغیر مابین $8\% \approx 1 =$ رِی است. مقدار آن بستگی به نوع سازه، مصالح به کار رفته در ساختمان، اعضای غیر سازه ای، زمان تناوب اصلی سازه و ... دارد [۲۳].

فصل سوم

معرفی و مدل سازی سازه های مورد مطالعه

فصل سوم - معرفی و مدل سازی سازه های مورد مطالعه

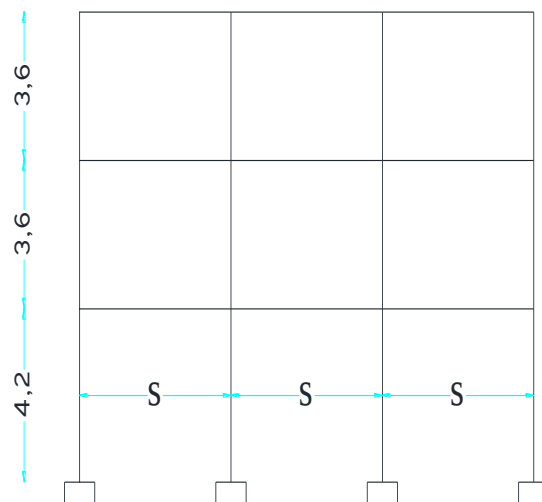
۳-۱. مقدمه

در فصول قبل مبانی تعیین عملکرد سازه و فلسفه تیر ضعیف - ستون قوی بیان گردیده و روابط حاکم بر آن مورد بررسی قرار گرفته است. در این فصل ابتدا مشخصات سازه هایی که با فرض اولیه این تحقیق طراحی شده اند، معرفی شده و در خاتمه پس از معرفی شتاب نگاشت های مورد استفاده، آنالیز های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی بر روی مدل ها اعمال گردید.

۳-۲. معرفی سازه های انتخابی

در این تحقیق از سه مدل سیستم قاب خمشی ویژه استفاده شده است. قاب خمشی ویژه دارای ۳ دهانه مساوی می باشد که طول دهانه ها برای سه مدل مورد بررسی برابر ۵ و ۷ و ۹ متر می باشند. قاب ها به روش تنش مجاز طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ویرایش سال ۱۳۸۷ [۲۴] طراحی شده اند. جهت تعیین نیروی زلزله از آئین نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم) [۲۰] استفاده شده است. این قابها ابتدا با در نظر گرفتن اصل تیر ضعیف - ستون قوی طراحی شده اند و سپس در حالت دوم بدون اعمال این ضابطه طراحی انجام شده است. همچنین کلیه نکات آئین نامه غیر از این اصل در آن لحاظ گردیده است. کاربری ساختمان ها از نوع اداری و با اهمیت متوسط فرض شده است. همچنین ساختمان های مورد مطالعه در منطقه با خطر لرزه خیزی زیاد و تیپ خاک از نوع سه (شهر ساری) در نظر گرفته شده است. به منظور بررسی عملکرد در این سازه ها پلان ساختمان به صورت منظم مطابق شکل ۳-۱ در نظر گرفته شده است. ارتفاع قابها در طبقه اول برابر ۴.۲ متر و در طبقه دوم و سوم برابر ۳.۶ متر فرض شده است.

جهت بارگذاری ثقلی از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۵] استفاده شده است. بار مرده ناشی از سقف و پارتیشن بندی داخلی در طبقات برابر ۵۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و برای بام ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. همچنین از آنجایی که ساختمان ها از نوع اداری می باشند بار زنده طبقات برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و برای بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. سیستم سقف ها از نوع صلب لحاظ گردیده است. بنابراین تمامی نقاط روی یک طبقه به صورت یکپارچه عمل کرده و با یکدیگر حرکت میکنند و در نتیجه هیچ گونه نیرو و تغییر شکل محوری در آنها ایجاد نخواهد شد. مقاطع مورد استفاده از نیمرخ W شکل و از نوع فولاد st37 با حداقل تنش تسلیم $F_y = 2400 \frac{Kg}{cm^2}$ میباشد. برای محاسبه وزن هر طبقه در هنگام زلزله کل بار مرده و ۲۰ درصد از بار زنده لحاظ شده است. برای طراحی مقاطع از نرم افزار SAP2000 و نسخه ۱۴ این نرم افزار استفاده شده است. مرجع طراحی در این نرم افزار آئین نامه UBC(1997) بوده که شرایط طراحی اعضا در آن مطابق با AISC است که تدوین آئین نامه فولاد کشورمان نیز بر مبنای آن است و بخش ضوابط طرح لرزه ای آئین نامه فولاد کشورمان ویرایش ۱۳۸۷ نیز با ضوابط طرح لرزه ای آئین نامه UBC (1997) مطابقت بسیاری دارد. تیپ قاب های مدلهای این تحقیق در شکل ۱-۳ نشان داده شده است.



شکل ۱-۳) تیپ قاب های مورد بررسی

شماره مقاطع استفاده شده در این تحقیق در جدول ۳-۱ ذکر شده است . تمامی مقاطع از مقاطع فشرده

میباشند . در جداول و نمودارها عنوان مدل های مفروض به اختصار به صورت زیر ذکر می گردد:

ScWb: مدل با رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی

SbWc: مدل بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی

ضمناً اعداد بعد از این عبارات بیانگر طول دهانه مدل انتخابی میباشد.

جدول ۳-۱) شماره مقاطع اعضای قاب های مورد بررسی

مقاطع ستونها			مقاطع تیرها			نوع مدل	طول دهانه (S)
طبقه سوم	طبقه دوم	طبقه اول	طبقه سوم	طبقه دوم	طبقه اول		
10x30	10x45	10x60	14x30	14x38	14x38	ScWb	۵متر
10x30	10x45	10x60	16x31	16x36	16x40	SbWc	
10x30	10x45	10x68	14x48	14x68	14x68	ScWb	۷متر
10x39	10x45	10x68	16x50	18x76	18x76	SbWc	
12x45	12x87	12x120	16x77	18x97	18x97	ScWb	۹متر
12x50	12x79	12x96	18x76	21x101	21x101	SbWc	

۳-۳. بارگذاری قابها در برابر زلزله

مطابق بند ۲-۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۲۰] از آنجائی که پلان ساختمان های مورد نظر در

این تحقیق منظم می باشد و ارتفاع ساختمان از تراز پایه کمتر از ۵۰ متر می باشد ، میتوان از روش تحلیل

استاتیکی معادل استفاده کرد .

۱-۳-۳. محاسبه ضریب زلزله

طبق بند ۱-۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۲۰] ضریب زلزله (C) هر ساختمان از رابطه زیر

محاسبه می شود :

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (۱-۳)$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح B: ضریب بازتاب ساختمان

I: ضریب اهمیت ساختمان R: ضریب رفتار ساختمان

۱-۱-۳-۳. محاسبه پارامترهای ضریب زلزله

از آنجائیکه ساختمان ها دارای یک نوع سیستم مقاوم در برابر زلزله و در یک ساختگاه زمین شناختی

و دارای یک نوع کاربری می باشد ، ضریب زلزله برای تمامی مدلها برابر و به شرح زیر محاسبه میشود :

گام اول : محاسبه ضریب A

با توجه به اینکه ساختمان در نقشه پهنه بندی خطر زلزله در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار گرفته است ، مقدار

شتاب مبنای طرح برابر $A=0.3$ در نظر گرفته میشود.

گام دوم : محاسبه ضریب B

ابتدا باید زمان تناوب اصلی سازه را بوسیله رابطه تجربی مطابق زیر بدست آورد :

$$T_x = 0.08H^{.75} \quad (۲-۳)$$

$$T_x = 0.08 * 11.4^{.75} = 0.496$$

که در رابطه فوق H ارتفاع ساختمان از تراز پایه تا بام می باشد.

با توجه به آنکه زمین از نوع سه می باشد لذا :

جدول ۳-۲: پارامترهای تعیین ضریب بازتاب ساختمان

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
			S	S
۳ —	۰.۱۵	۰.۷	۱.۷۵	۱.۷۵

در نتیجه ضریب بازتاب برابر است با :

$$T_0 < T < T_s \rightarrow B = S+1 \rightarrow B = 2.75$$

گام سوم : محاسبه ضریب I

طبق بند ۱-۷ آئین نامه ۲۸۰۰ ایران [۲۰] ساختمان ها از نظر اهمیت به چهار دسته با اهمیت خیلی زیاد و با اهمیت زیاد و اهمیت متوسط و دسته آخر با اهمیت کم دسته بندی می شوند . ساختمان های این تحقیق از نوع اداری و با اهمیت متوسط فرض شده است . لذا ضریب اهمیت ساختمان برابر ۱ می باشد .

گام چهارم : محاسبه ضریب R

R ضریب رفتار ساختمان قاب خمشی با شکل پذیری زیاد تحمل بارهای جانبی را بر عهده دارد برابر ۱۰ در نهایت ضریب زلزله :

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \cdot 2.75 \cdot 1}{10} = 0.0825$$

۳-۴. ترکیب بارگذاری ثقلی و توزیع بار جانبی در تحلیل پوش اور

الگوهای توزیع بار جانبی در ادامه ترکیب بارهای ثقلی به سازه اعمال میشوند . در واقع به دلیل آنکه سازه در مرحله نخست با بارهای ثقلی درگیر می شود و حتی پیش از بهره برداری به طور مداوم وزن اسکلت

خود را تحمل می کند ، لذا ابتدا ترکیب بارهای ثقلی به سازه اعمال می شود . در اینجا طبق بند ۳-۲-۸ نشریه ۳۶۰ ایران [۱۴] در ترکیب بارگذاری ثقلی حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی از روابط زیر استفاده میشود:

$$Q_G = 1.1 * [DL + 2LL] \quad (3-3)$$

$$Q_G = 0.9 * DL$$

در این رابطه ها DL: بار مرده وارد بر ساختمان و LL: بار زنده وارد بر ساختمان می باشند.

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه در هنگام زلزله رخ خواهد داد ، باشد و حالت های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید . به همین جهت باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی بر روی سازه اعمال شود.

در این تحقیق سه الگوی بار جانبی بر سازه ها اعمال شده است که شامل موارد زیر می باشد:

الف (توزیع نوع اول :

۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum h_i^k W_i} \quad (3-4)$$

که در این رابطه W_i : وزن طبقه i ام و h_i : ارتفاع طبقه i ام می باشد . برای زمان تناوب اصلی کوچکتر از ۰.۵ ثانیه مقدار k برابر یک میباشد.

۲- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاشی در جهت مورد نظر. از این توزیع زمانی می توان استفاده

نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در این مود شرکت کند.

ب (توزیع نوع دوم :

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

بار جانبی که به ترتیب فوق انتخاب می شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییر مکانی حداقل ۱.۵ برابر تغییر مکان هدف ثبت شود.

۳-۵. معرفی شتاب نگاشتهای مورد استفاده

پاسخ غیر خطی سازه ها وابسته به مدل سازه و مشخصات رکورد های مورد استفاده دارد. بنابراین مجموعه ای از رکورد های زلزله با مشخصات و فرکانس متفاوت برای پیش بینی مود شکل های ممکن سازه ها برای ارزیابی عملکرد پاسخ سازه ها مورد بررسی قرار می گیرند. مقیاس کردن رکوردهای مورد نظر برای بدست آوردن تغییر مکان های ماکسیمم بام متناظر با سطح تغییر شکل مورد نظر می باشد. به علت متفاوت بودن شدت و مدت و محتوای فرکانس زلزله ای مختلف اثر آن ها در پاسخ دینامیکی سازه ها متفاوت می باشد. در این میان محتوای فرکانسی تأثیر مهم تری دارد به طوری که اگر فرکانس غالب زلزله بر فرکانس طبیعی سازه منطبق شود بیشترین اثر تخریبی را خواهد داشت. بنابراین زلزله های مورد نظر باید طوری انتخاب شوند که دامنه وسیعی از فرکانس ها را پوشش دهند و از طرفی طبق استاندارد ۲۸۰۰ [۲۰] باید حداقل سه رکورد مورد استفاده قرار گیرد.

در این پایان نامه جهت انجام تحلیل از ۷ شتاب نگاشت به عنوان رکورد زلزله های مورد نیاز در تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی استفاده گردیده است. در جدول ۳-۳ جزئیات شتاب نگاشت های مورد استفاده درج گردیده است. این اطلاعات از سایت <http://peer.berekeley.edu/smcat> استخراج گردیده است [۲۶]. کمترین فاصله ایستگاه زلزله تا سطح گسیختگی برای هر رکورد ۲۰ کیلومتر فرض شده است و تمامی شتاب نگاشت ها نیز در رده C طبق طبقه بندی USGS می باشند. این طبقه خاک دارای سرعت

موج برشی ($V_s = 180-360 \text{ m/s}$) معادل با خاک نوع ۳ طبق استاندارد ۲۸۰۰ کشورمان است . سعی

شده است شتاب نگاشت ها تا حد امکان ویژگی های مشترکی داشته باشند که شامل موارد زیر است :

۱- در یک نوع طبقه بندی خاک قرار گیرند. (نوع خاک مربوط به تحلیل لرزه ای مدل ها)

۲- در فاصله تقریباً یکسانی از محل گسل واقع شوند.

۳- طول مدت مؤثر یکسان داشته باشند.

جدول ۳-۳: مشخصات شتاب نگاشت های مورد استفاده

No	نام شتاب نگاشت	نوع خاک	سال وقوع	نام ایستگاه	بزرگی زلزله	پیشینه شتاب حرکات زمین در جهت X-X PGA.g	پیشینه شتاب حرکات زمین در جهت Y-Y PGA.g	فاصله تصویر صفحه گسل
<u>1</u>	Lnaders	C	1992	Yermo fire	7.3	0.152	0.245	26.3
<u>2</u>	Imperial valley	C	1979	Elcentro Array	6.5	0.139	0.134	22
<u>3</u>	Loma prieta	C	1989	Snny vale colton	6.9	0.209	0.207	27.5
<u>4</u>	Northridge	C	1994	L.A hollywood	6.7	0.358	0.231	20.8
<u>5</u>	San fernando	C	1971	L.A hollywood	6.6	0.174	0.21	24.6
<u>6</u>	kobe	C	1995	Kakogawa	6.9	0.266		22.5
<u>7</u>	Chichi	C	1999	Chy	7.6	0.229	0.263	41.46

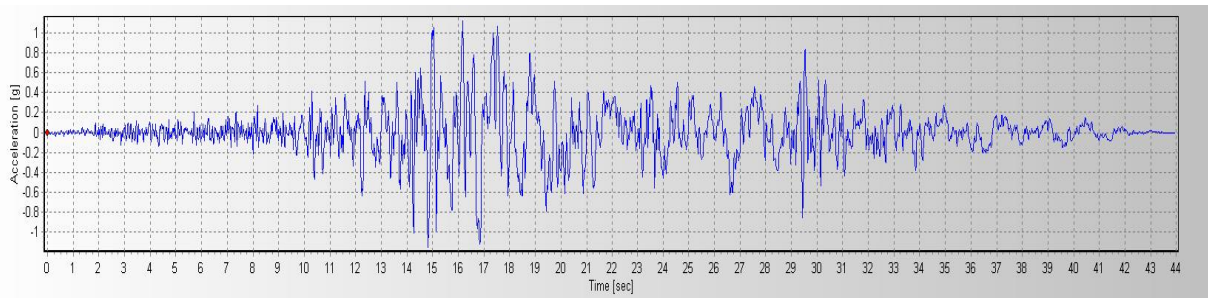
۳-۵-۱. مقیاس کردن شتاب نگاشت ها

شتاب نگاشت ها طبق روش مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ [۲۰] مقیاس شده اند . زوج شتاب نگاشت

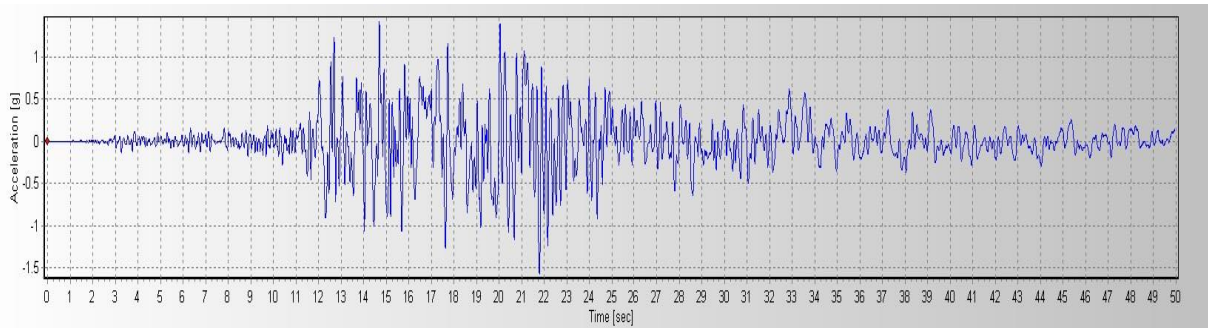
های انتخاب شده باید به روش زیر به مقیاس در آورده شوند :

الف) کلیه شتاب نگاشت ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر

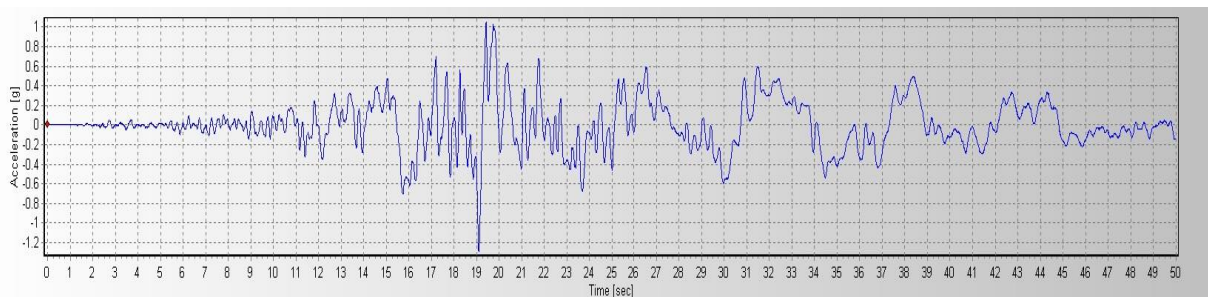
با شتاب ثقل (g) گردد. این نمودارها در شکل (۳-۲) قید شده است.



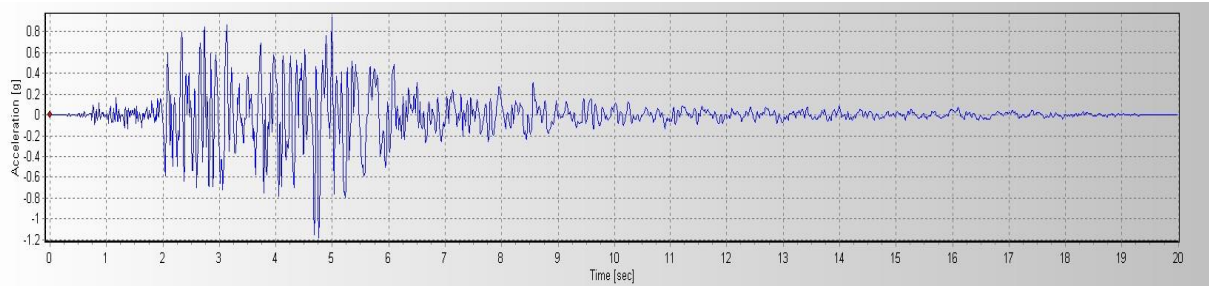
شکل (۳-۲) الف : منحنی شتاب - زمان زلزله Landers مقیاس شده به g



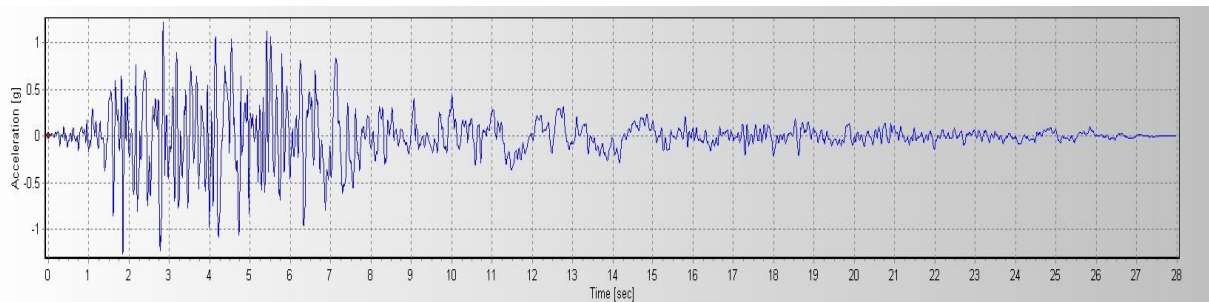
شکل (۳-۲) ب : منحنی شتاب - زمان زلزله Imperial vally مقیاس شده به g



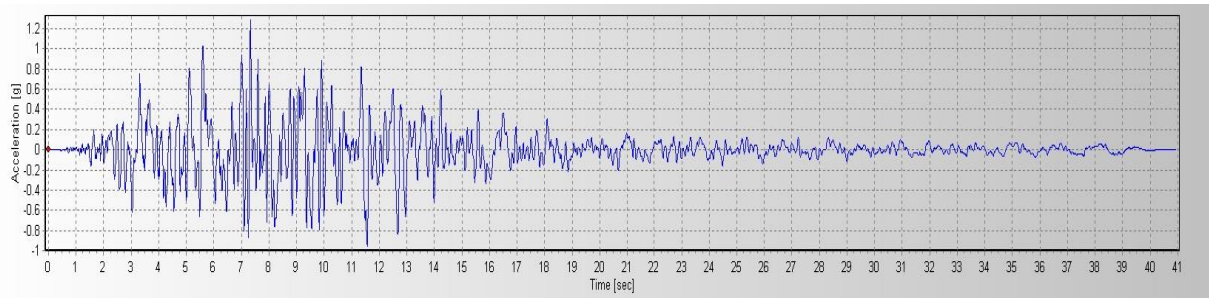
شکل (۳-۲) ج : منحنی شتاب - زمان زلزله Loma prieta مقیاس شده به g



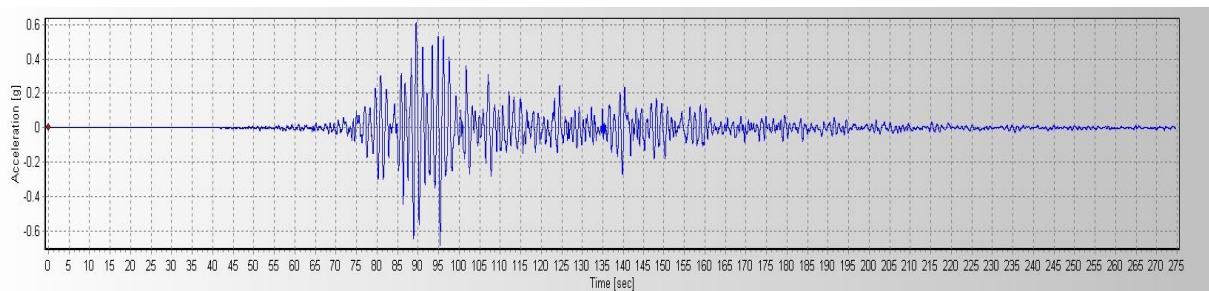
شکل (۲-۳) د: منحنی شتاب - زمان زلزله Northridge مقیاس شده به g



شکل (۲-۳) ت: منحنی شتاب - زمان زلزله San fernando مقیاس شده به g



شکل (۲-۳) ث: منحنی شتاب - زمان زلزله Kobe japan مقیاس شده به g

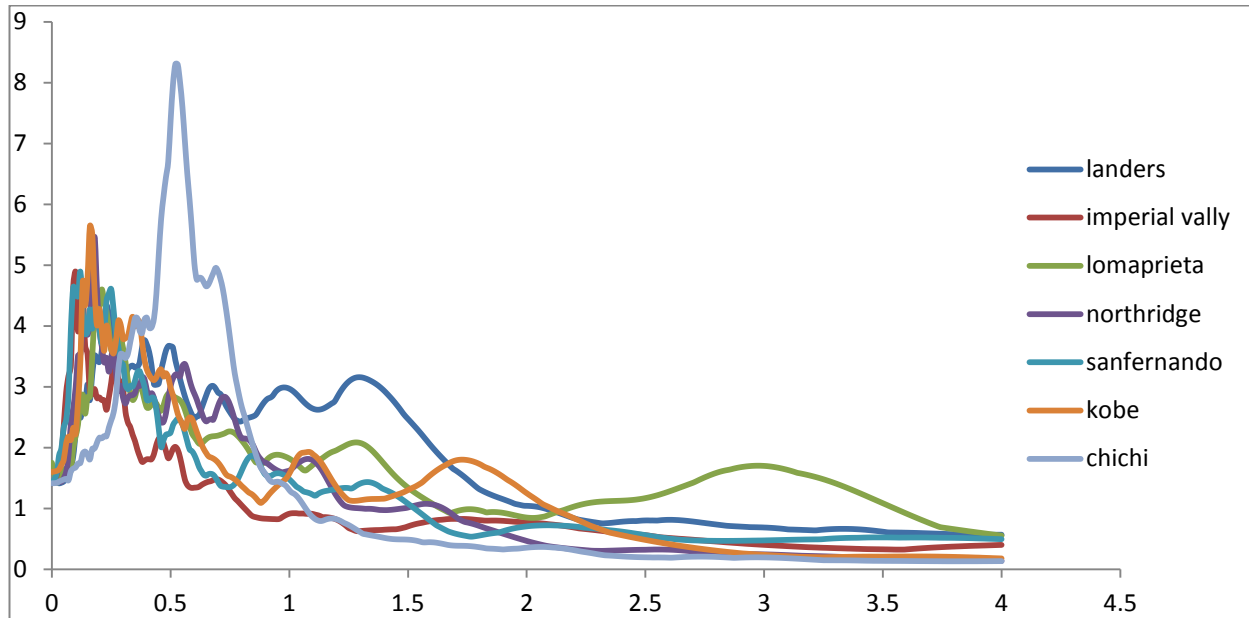


شکل (۲-۳) پ: منحنی شتاب - زمان زلزله Chichi مقیاس شده به g

ب) طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب نگاشت های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵٪ تعیین

شود.

ج) طیف های پاسخ هر زوج شتاب نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.



شکل ۳-۳. طیف پاسخ ترکیبی ۷ زوج شتاب نگاشت مقیاس شده به (1g) با میرایی ۵٪

طیف های پاسخ ترکیبی هفت زوج شتاب نگاشت ، متوسط گیری شده و در محدوده زمان های تناوب ۰.۲T و ۱.۵T با طیف طرح استاندارد مقایسه می شود . ضریب مقیاس را آنچنان تعیین می کنیم که در این محدوده مقادیر متوسط ها در هیچ حالت کمتر از ۱.۴ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد . T زمان تناوب اصلی ساختمان طبق بند ۱۳-۳-۶ آئین نامه ۲۸۰۰ ایران [۲۰] از رابطه تجربی بدست می آید

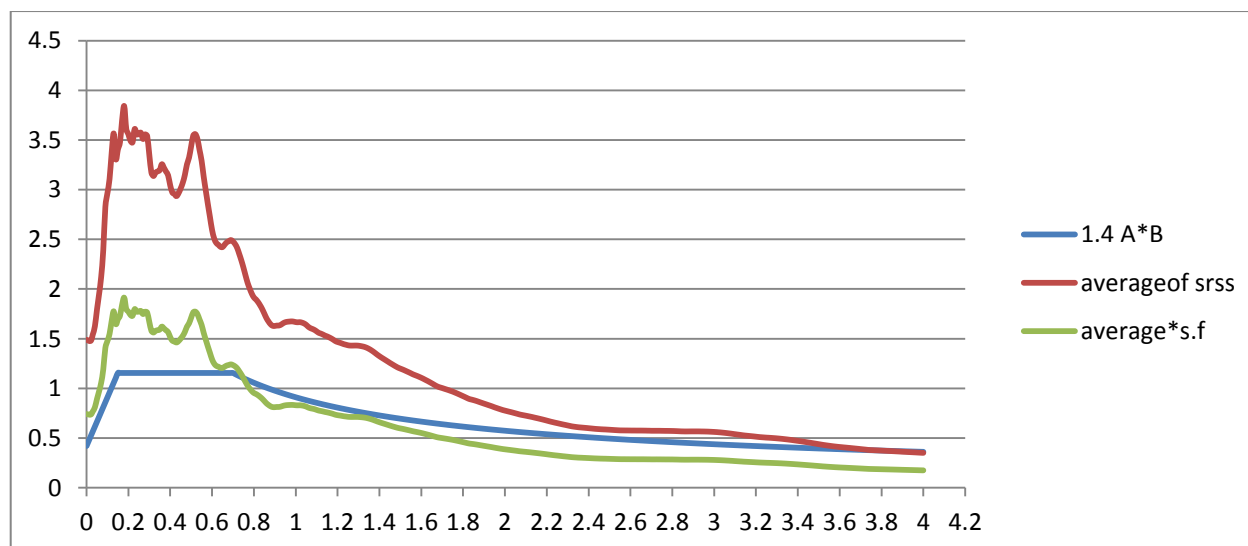
$$0.2 T = 0.2 \times 0.496 = 0.10 \text{ s}$$

$$1.5 T = 1.5 \times 0.496 = 0.75 \text{ s}$$

در این بررسی پس از انجام مراحل فوق ، با توجه به توضیحات فوق ، ضریب مقیاس هر رکورد زلزله برای مدل های این تحقیق در جدول ۳-۴ ارائه شده است.

جدول ۳-۴. ضریب مقیاس شتاب نگاشت های مورد استفاده

نام شتاب نگاشت	مقدار میانگین بین 1.5T و 0.2T	$\frac{1.4 \times A \times B}{average}$
Landers	۳.۱۱۲	۰.۴۹۸
Imperial vally	۲.۳۰۷	۰.۴۹۸
Loma prieta	۲.۸۰۳	۰.۴۹۸
Northridge	۳.۰۵۵	۰.۴۹۸
San fernando	۲.۸۵۳	۰.۴۹۸
kobe	۲.۶۳۹	۰.۴۹۸
Chichi	۵.۲۹۳	۰.۴۹۸



شکل ۳-۴. میانگین طیف پاسخ ترکیبی ۷ زوج شتاب نگاشت و طیف پاسخ استاندارد ساختمان و طیف پاسخ میانگین مقیاس شده با ضریب مقیاس بدست آمده با میرایی ۵٪

د) ضریب مقیاس تعیین شده ، باید در شتاب نگاشت های مقیاس شده در بند الف ضرب شده و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

۶-۳. معرفی نرم افزار مورد استفاده

در این تحقیق از برنامه SAP2000 استفاده شده است . با توسعه برنامه SAP90 و گسترش سیستم های عامل سری ویندوز ، لزوم ایجاد یک برنامه تحلیل سازه با امکانات گرافیکی آشکار شد . به این ترتیب ویرایش های جدید برنامه SAP با رده های 6.XX و پس از آن 7.XX به دنیا عرضه شد . این برنامه در دنباله سری برنامه های SAP با امکان گرافیکی بین مدل کامپیوتری و کاربر ایجاد گردید. علاوه بر آن با توسعه روشهای جدید طراحی بر اساس عملکرد و نیاز محققان و جامعه مهندسی به انجام تحلیل های غیر خطی از جمله تحلیل بار افزون ، این امکانات به سری برنامه SAP2000 افزوده شد . بطوری که در اواخر هزاره دوم میلادی ، تحول بزرگ و چشمگیری را در زمینه تحلیل و طراحی سازه ها ایجاد نمود [۲۷].

۷-۳. روشهای مدلسازی

در این نرم افزار برای تعیین مشخصه های غیر خطی مصالح برای هر یک از انواع حالات غیر خطی از نموداری مشابه شکل ۳-۵ استفاده شده است . بدین صورت که ابتدا نوع گره پلاستیک تعریف می شود که این گره ها می توانند به صورت یکی از انواع زیر باشند:

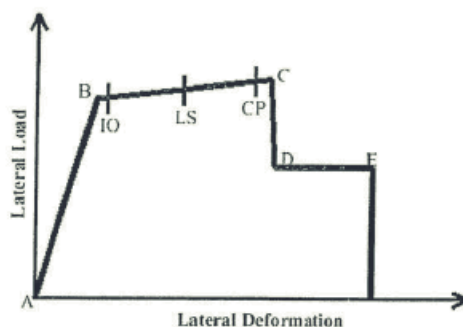
۱- گره پلاستیک محوری Axial Hinge

۲- گره پلاستیک برشی Shear Hinge

۳- گره پلاستیک خمشی - محوری Moment Hinge or P-M-M Hinge

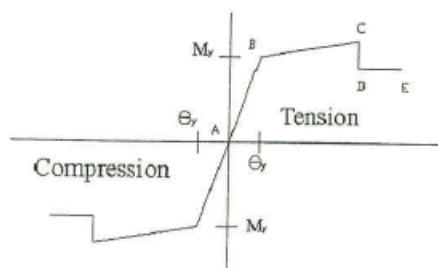
گره پلاستیک نوع (۱) معمولاً برای تعریف موقعیت مفصل پلاستیک در اعضای محوری نظیر بادبندها استفاده میشود. نوع (۲) نیز در مورد اعضای تیر یا ستون که طول کوتاهی داشته و بواسطه سختی برشی بسیار خود، نیروی برشی قابل ملاحظه ای را جذب مینماید کاربرد دارد. که برای مثال می توان تیرهای متصل کننده بادبند های برون محور را نام برد و سرانجام نوع (۳) که برای تعریف مفصل پلاستیک در اعضای تیر یا ستون که معمولاً در دو انتهای خود حالت پلاستیک خمشی یا خمشی - محوری را متحمل هستند مورد استفاده قرار می گیرد.

کلماتی را که بصورت علائم مخفف IO و LS و CP در شکل ۳-۵ وجود دارد در حقیقت همان سطوح رفتاری (Performance Levels) هستند که توسط ATC-40 جهت کنترل تغییر شکل اعضاء برای اهداف عملکردی مختلف تعریف گردیده است.



شکل ۳-۵) تعریف کلی نمودار نیرو - تغییر مکان برای گره های پلاستیک

به عنوان نمونه نمودار نیرو - تغییر مکان برای گره پلاستیک نوع (۳) در شکل ذیل نمایش داده شده است.



شکل ۳-۶) مدل گره پلاستیک خمشی و گره پلاستیک خمشی - محوری

همانطور که در شکل ۳-۶ مشخص شده ، مقدار شیب سخت شدگی کرنش برابر ۳٪ فرض می شود. مقدار

θ_y نیز بر اساس رابطه FEMA-273 قابل محاسبه بوده که عبارت است از :

$$\theta_y = \frac{Z F_{ye} L_b}{6 E I_b} \quad (۳-۵) \quad \text{برای تیرها}$$

$$\theta_y = \frac{Z F_{ye} L_c}{6 E I_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (۳-۶) \quad \text{برای ستونها}$$

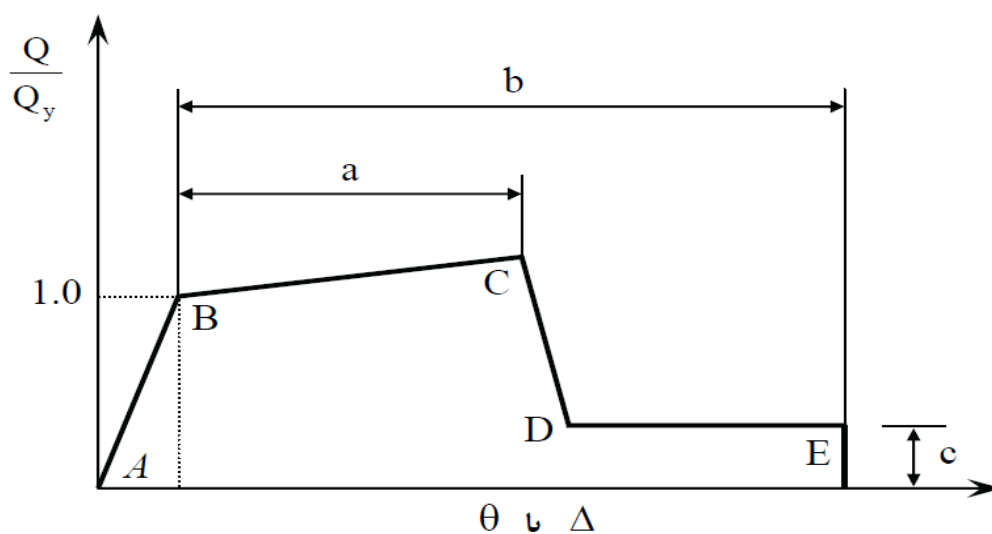
در روابط فوق ، I_b و I_c بترتیب طول تیر و طول ستون، I_b و I_c ممان اینرسی تیر و ستون ، F_{ye} تنش جاری شدن مؤثر که برای فولاد ساختمانی برابر مقدار F_y خواهد بود و Z نیز اساس مقطع پلاستیک تیر یا ستون میباشد. در FEMA 273 برای هر یک از مقاطع فولادی با توجه به مشخصه های فشردگی و غیر فشردگی ، رفتار نیرو - تغییر مکان متناظر استخراج شده است که در نتیجه آن نقاط C ، D و E برای هر عضو معلوم خواهد بود .

۳-۲-۱ . تعیین رفتار مفاصل در روش های غیر خطی

رفتار مفاصل به دو گروه تقسیم میشوند . گروه اول کنترل شونده توسط تغییر شکل و گروه دوم مفاصل کنترل شونده توسط نیرو می باشند . در مورد رفتارهای کنترل شونده توسط تغییر شکل مقاومت مورد انتظار عبارت است از متوسط حداکثر مقاومت مورد انتظار در محدوده تغییر شکل هایی که عضو تحمل خواهد کرد . مقاومت های طراحی در مورد رفتار کنترل شونده توسط نیرو مساوی کرانه پایینی مقاومت هایی می باشد که توسط آزمایش تعیین شده یا با اصول پذیرفته شده مقاومت مصالح محاسبه شده است . کرانه پایین مقاومت عبارت است از مقاومت متوسط ، منهای یک انحراف معیار .

۳-۷-۲. معرفی و اختصاص مشخصات مفاصل پلاستیک

در آنالیز استاتیکی غیر خطی باید مشخصات مفاصل پلاستیک به المان های سازه نسبت داده شوند . در تیر های قاب خمشی با توجه به اینکه دو انتهای تیرها گیردار است و بار ثقلی وارده به تیرها ناشی از بار مرده و زنده زیاد نیست ، مفاصل پلاستیک را به دو انتهای تیرها ، محل بارهای متمرکز و به خصوص در وسط دهانه تیرها اختصاص می دهیم . در ستون ها نیز مفاصل پلاستیک را به دو انتهای ستون ها و برای درک بهتر از میزان پلاستیسیته عضو در وسط ارتفاع ستون نیز یک مفصل نسبت می دهیم . با توجه به اینکه مفاصل پلاستیک در سازه های فولادی به صورت تقریبی در طولی به اندازه عمق مقطع گسترش می یابند و در sap2000 مفاصل پلاستیک به صورت نقطه ای تعریف می شوند ، بنابراین به صورت تقریبی محل تشکیل مفاصل پلاستیک را در فواصل نسبی $0.05L$ و $0.5L$ و $0.95L$ در نظر میگیریم . پارامتر های مدل سازی و معیارهای پذیرش بر اساس منحنی های معرفی شده در نشریه ۳۶۰ [۱۴] و با توجه به محدودیت های لاغری بال و جان مقطع از جدول ۳-۵ این آئین نامه استفاده میشود. در شکل ۳-۷ نحوه مدل سازی در نشریه ۳۶۰ [۱۴] نشان داده شده است.



شکل ۳-۷) منحنی نیرو - تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزا فولادی

۳-۲-۱. اختصاص مفاصل به تیرها

در قاب های خمشی ، مفاصل اختصاص یافته به تیرها برای لنگر های خمشی از نوع مفاصل کنترل شونده توسط تغییر شکل می باشند .

در کلیه مقاطع استفاده شده برای تیرها شرایط زیر کنترل گردید :

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} \quad \text{و} \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \quad (۳-۵)$$

b_f : عرض بال t_f : ضخامت بال h : ارتفاع جان t_w : ضخامت جان

از آنجائی که برای کلیه تیرها این روابط برقرار بوده است لذا از ردیف الف جدول ۳-۵ نشریه ۳۶۰ استفاده شده و پارامترهای مدل سازی و معیار پذیرش طبق جدول ۳-۵ در نرم افزار sap وارد گردید.

جدول ۳-۵. پارامترهای مدل سازی و معیار پذیرش در مقاطع مربوط به تیرها

معیارهای پذیرش			پارامترهای مدل سازی		
زاویه چرخش خمیری، رادیان			نسبت تنش	زاویه چرخش خمیری، رادیان	
			پسماند		
اعضای اصلی	کلیه اعضا				
CP	LS	IO	c	b	a
$8\theta_y$	$6\theta_y$	$1\theta_y$	0.6	$11\theta_y$	$9\theta_y$

۳-۲-۲. اختصاص مفاصل به ستون ها

در ستون ها ابتدا از مشخصات مفاصل پلاستیک مربوط به نرم افزار استفاده گردید (auto) و پس از آنالیز اولیه و بدست آوردن نیروی محوری P ستون ها ، نسبت به اصلاح مفاصل اختصاص یافته به ستون ها اقدام گردید.

ستون ها در خمش به طور کلی به دو دسته کلی تقسیم میشوند:

یک دسته برای حالت $P/P_{cl} \leq 0.15$ و دسته دیگر $0.15 \leq P/P_{cl} \leq 0.5$ صادق است .

P ، نیروی محوری ستون محاسبه شده در تحلیل های غیر خطی با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه P_{cl} ، کرانه پایین مقاومت فشاری ستون که بر اساس رابطه زیر محاسبه می شود .

$$P_{cl} = 1.7 \times A \times F_a \quad (۳-۶)$$

در این رابطه ، F_a برابر تنش مجاز محوری فشاری و A برابر سطح مقطع ستون مورد نظر می باشد .

در ستون ها چنانچه $P/P_{cl} \geq 0.15$ برقرار گردد ، کنترل شونده توسط نیرو محسوب میگردد .

در نهایت پس از به دست آوردن نیروی محوری و نسبت آن با کرانه پایین مقاومت فشاری ستون مورد نظر و

$$\text{کنترل دو شرط} \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} \quad \text{و} \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}} \quad \text{با استفاده از جدول ۵-۳ نشریه ۳۶۰ [۱۴]}$$

پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش ستون ها بدست می آید . این مقادیر در جدول ۳-۶ تا ۳-۸ مربوط

به مدل های با دهانه ۵ و ۷ و ۹ متر به تفکیک ارائه شده است .

جدول ۳-۶. پارامترهای مدلسازی و معیار پذیرش در مقاطع مربوط به ستونهای قابهای با دهانه ۵ متر

(الف) مدل 5 ScWb

معیارهای پذیرش			پارامتر های مدل سازی			مدل با دهانه ۵ متر		
زاویه چرخش خمیری، رادیان			نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان				
اعضای اصلی		کلیه اعضا						
CP	LS	IO	c	b	a	(1-P/Pcl)	نام مقطع	نام مفصل
1.033	0.751	0.156	0.2	1.596	1.033	0.5	W10*68	Column1
6.152	4.475	0.212	0.2	9.508	6.152	0.799	W10*68	Column1
6.174	4.490	0.213	0.2	9.541	6.174	0.8	W10*68	Column1
1.040	0.756	0.158	0.2	1.607	1.040	0.5	W10*45	Column2
6.164	4.483	0.213	0.2	9.527	6.164	0.799	W10*45	Column2
6.186	4.499	0.213	0.2	9.560	6.186	0.8	W10*45	Column2
1.149	0.836	0.174	0.2	1.776	1.149	0.5	W10*30	Column3
6.358	4.624	0.219	0.2	9.825	6.358	0.799	W10*30	Column3
6.378	4.639	0.220	0.2	9.858	6.378	0.8	W10*30	Column3

(ب) مدل 5 SbWc

معیارهای پذیرش			پارامتر های مدل سازی			مدل با دهانه ۵ متر		
زاویه چرخش خمیری، رادیان			نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان				
اعضای اصلی		کلیه اعضا						
CP	LS	IO	c	b	a	(1-P/Pcl)	نام مقطع	نام مفصل
1.032	0.750	0.156	0.2	1.594	1.032	0.5	W10*60	Column1
6.150	4.473	0.212	0.2	9.505	6.150	0.799	W10*60	Column1
6.172	4.488	0.213	0.2	9.538	6.172	0.8	W10*60	Column1
1.037	0.754	0.157	0.2	1.602	1.037	0.5	W10*45	Column2
6.159	4.479	0.213	0.2	9.519	6.159	0.799	W10*45	Column2
6.180	4.495	0.213	0.2	9.552	6.180	0.8	W10*45	Column2
1.143	0.832	0.173	0.2	1.767	1.143	0.5	W10*30	Column3
6.348	4.616	0.219	0.2	9.810	6.348	0.799	W10*30	Column3
6.368	4.632	0.219	0.2	9.842	6.368	0.8	W10*30	Column3

جدول ۷-۳. پارامترهای مدلسازی و معیار پذیرش در مقاطع مربوط به ستونهای قابهای با دهانه ۷ متر

(الف) مدل 7 ScWb

معیارهای پذیرش			پارامترهای مدلسازی			مدل با دهانه ۷ متر		
زاویه چرخش خمیری، رادیان			نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان				
اعضای اصلی		کلیه اعضا						
CP	LS	IO	c	b	a	(1-P/Pcl)	نام مقطع	نام مفصل
1.031	0.750	0.156	0.2	1.594	1.031	0.5	W10*68	Column1
6.150	4.472	0.212	0.2	9.504	6.150	0.799	W10*68	Column1
6.171	4.488	0.212	0.2	9.537	6.171	0.8	W10*68	Column1
1.040	0.756	0.158	0.2	1.607	1.040	0.5	W10*45	Column2
6.165	4.483	0.213	0.2	9.527	6.165	0.799	W10*45	Column2
6.186	4.499	0.213	0.2	9.560	6.186	0.8	W10*45	Column2
1.149	0.836	0.174	0.2	1.776	1.149	0.5	W10*30	Column3
6.358	4.624	0.220	0.2	9.826	6.358	0.799	W10*30	Column3
6.379	4.639	0.220	0.2	9.858	6.379	0.8	W10*30	Column3

(ب) مدل 7 SbWc

معیارهای پذیرش			پارامتر های مدل سازی			مدل با دهانه ۷ متر		
زاویه چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان					
اعضای اصلی		کلیه اعضا						
CP	LS	IO	c	b	a	(1-P/Pcl)	نام مقطع	نام مفصل
1.029	0.748	0.156	0.2	1.590	1.029	0.5	W10*68	Column1
6.145	4.469	0.212	0.2	9.497	6.145	0.799	W10*68	Column1
6.166	4.485	0.212	0.2	9.530	6.166	0.8	W10*68	Column1
1.033	0.751	0.156	0.2	1.596	1.033	0.5	W10*45	Column2
6.152	4.474	0.212	0.2	9.508	6.152	0.799	W10*45	Column2
6.174	4.490	0.213	0.2	9.541	6.174	0.8	W10*45	Column2
1.037	0.754	0.157	0.2	1.603	1.037	0.5	W10*39	Column3
6.160	4.480	0.213	0.2	9.520	6.160	0.799	W10*39	Column3
6.181	4.495	0.213	0.2	9.553	6.181	0.8	W10*39	Column3

جدول ۳-۸. پارامترهای مدلسازی و معیار پذیرش در مقاطع مربوط به ستونهای قابهای با دهانه ۹ متر

(الف) مدل 9 ScWb

معیارهای پذیرش			پارامترهای مدلسازی			مدل با دهانه ۹ متر		
زاویه چرخش خمیری، رادیان			نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان				
اعضای اصلی		کلیه اعضا						
CP	LS	IO	c	b	a	(1-P/Pcl)	نام مقطع	نام مفصل
1.008	0.733	0.153	0.2	1.558	1.008	0.5	W12*120	Column1
6.108	4.443	0.211	0.2	9.440	6.108	0.799	W12*120	Column1
6.130	4.458	0.211	0.2	9.474	6.130	0.8	W12*120	Column1
0.985	0.716	0.149	0.2	1.522	0.985	0.5	W12*87	Column2
6.068	4.413	0.209	0.2	9.377	6.068	0.799	W12*87	Column2
6.089	4.429	0.210	0.2	9.411	6.089	0.8	W12*87	Column2
1.071	0.779	0.162	0.2	1.656	1.071	0.5	W12*45	Column3
6.221	4.524	0.215	0.2	9.614	6.221	0.799	W12*45	Column3
6.242	4.539	0.215	0.2	9.646	6.242	0.8	W12*45	Column3

(ب) مدل 9 SbWc

معیارهای پذیرش			پارامتر های مدل سازی			مدل با دهانه ۹ متر		
زاویه چرخش خمیری، رادیان			نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری، رادیان				
اعضای اصلی		کلیه اعضا						
CP	LS	IO	c	b	a	(1-P/Pcl)	نام مقطع	نام مفصل
0.996	0.724	0.151	0.2	1.539	0.996	0.5	W12*96	Column1
6.087	4.427	0.210	0.2	9.407	6.087	0.799	W12*96	Column1
6.108	4.442	0.210	0.2	9.440	6.108	0.8	W12*96	Column1
0.966	0.703	0.146	0.2	1.493	0.966	0.5	W12*79	Column2
6.034	4.389	0.208	0.2	9.326	6.034	0.799	W12*79	Column2
6.056	4.404	0.209	0.2	9.359	6.056	0.8	W12*79	Column2
1.035	0.753	0.157	0.2	1.600	1.035	0.5	W12*50	Column3
6.156	4.477	0.213	0.2	9.514	6.156	0.799	W12*50	Column3
6.178	4.493	0.213	0.2	9.547	6.178	0.8	W12*50	Column3

۳-۸. تئوری تحلیل دینامیکی غیر خطی در برنامه Sap 2000

جهت انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی از روش پیشنهادی برنامه Sap 2000 یعنی روش HHT استفاده شده است. در این روش پارامتر $0 \leq \alpha \leq \frac{1}{3}$ علاوه بر پارامترهای γ و β که در روش نیومارک نیز استفاده شدند، به کار می رود. این پارامتر می تواند به دلیل کاهش مشارکت مودهای بالاتر غیر ضروری برای کنترل پراکندگی عددی مفید باشد. لذا علاوه بر افزایش پایداری، سبب بالارفتن دقت نتایج نیز می شود. این مودها اثرات خیلی بالای کوتاه مدت در حداکثر دامنه جواب ها دارند. برای این پارامترها رابطه زیر تعریف شده است [۲۲].

$$\gamma = 0.5 - \alpha \quad \text{و} \quad \beta = 0.25 (1 - \alpha)^2 \quad (۷-۳)$$

برای حالت $\alpha = 0$ که پیش فرض نرم افزار Sap 2000 می باشد، این روش معادل روش نیومارک با فرض شتاب ثابت می باشد. این روش در بین روش های ارائه شده بیشترین دقت را داراست. اما برای زمان های کمتر از Δt منجر به تخمین های دست بالا می شود.

برای مقادیر α منفی تر، مودهایی با فرکانس بالا (زمان تناوب آنها کمتر از Δt) سریعاً میرا می شوند. ولی در اغلب موارد مقدار منفی برای همگرایی حل معادلات لازم است.

برای نتیجه گیری بهتر همواره از Δt کوچک و مقادیر α نزدیک به صفر استفاده شود. البته از سایر مقادیر Δt و α نیز استفاده می گردد تا معلوم شود که جواب ها به این پارامتر وابسته نیست.

در این تحقیق برای حل معادلات دیفرانسیل حاکم از روش انتگرال گیری مستقیم با روند HHT و

فرضیات ابتدایی $\alpha = -0.3333$ و $\beta = 0.4444$ و $\gamma = 0.8333$ استفاده شده است.

در نرم افزار sap 2000 هنگام استفاده از روش انتگرال گیری مستقیم ، میرایی سازه به کمک ماتریس میرایی کامل تعریف می شود این میرایی می تواند ناشی از دو منبع متفاوت باشد .

(۱) میرایی معرفی شده در حالات تحلیل به طور مستقل :

در این حالت کاربر بایستی دو ضریب α و β را به نرم افزار معرفی نمایند . این ضرایب مربوط به رابطه زیر هستند که به روش رایلی معروف است .

$$[C] = \alpha [M] + \beta [k] \quad (۸-۳)$$

کاربر می تواند این دو ضریب را به طور مستقیم به نرم افزار sap 2000 معرفی نماید و یا اینکه به مانند آنچه در این تحقیق انجام گرفت ، آن را به صورت میرایی بحرانی همراه با دو زمان تناوب و یا دو فرکانس خاص به برنامه معرفی کند . در این پروژه جهت محاسبه این ضرایب از روابط زیر استفاده شده است.

$$\alpha = 4\pi \frac{\zeta_1 T_1 - \zeta_2 T_2}{T_1^2 - T_2^2} \quad (۹-۳)$$

$$\beta = \frac{T_1 T_2}{\pi} \frac{\zeta_2 T_1 - \zeta_1 T_2}{T_1^2 - T_2^2}$$

(۲) میرایی ذاتی مصالح :

کاربر می تواند ضرایب میرایی مؤثر مربوط به سختی و جرم هر یک از مصالح را به طور جداگانه به نرم افزار معرفی نماید .

در این تحقیق از روش اول به ازای زمان تناوب های مناسب استفاده شده است .

فصل چهارم

ارائه و بررسی نتایج

فصل چهارم - ارائه و بررسی نتایج

۴-۱. مقدمه

در این فصل به ارائه و بررسی نتایج حاصل از تحلیل های غیر خطی انجام شده بر روی مدل های این تحقیق پرداخته شده است. ابتدا منحنی های بار افزون حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش اور) تحت الگوهای بار اعمال شده ارائه شده است و جداول مربوط به تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سطوح عملکردی مختلف نشان داده میشود. سپس نمودار تغییر مکان های جانبی مطلق و نسبی طبقات تحت کلیه الگوهای بار جانبی ترسیم می شود. در انتها توزیع مفاصل پلاستیک در هر یک از مدل ها نشان داده شده است.

نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی شامل منحنی های تاریخچه پاسخ طبقه بام تحت اثر شتاب نگاشت های معرفی شده به مدل های مفروض، نیز قید می گردد.

در جداول و نمودارها عنوان مدل های مفروض به اختصار به صورت زیر ذکر می گردد:

ScWb: مدل با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی

SbWc: مدل بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی

ضمناً اعداد بعد از این عبارات بیانگر طول دهانه مدل انتخابی می باشد.

۴-۲. پاسخ های تحلیل غیر خطی استاتیکی (پوش آور)

در این قسمت نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور) در مدل های مفروض در هر

دو حالت مدلسازی با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی و همچنین بدون رعایت این ضابطه، در نمودار

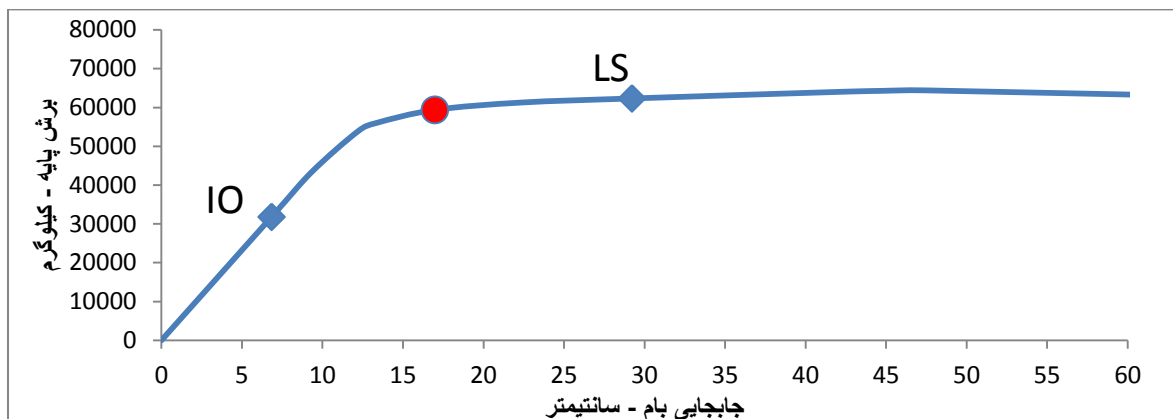
پوش نشان داده می شود . بر روی این نمودار سطوح عملکردی مختلف و تغییر مکان هدف که طبق آئین نامه FEMA 356 و به روش ضرایب محاسبه شده است ، گنجانده شده است . سپس در جدول های مربوطه پارامترهای بدست آمده و تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در اولین گام بعد از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوهای بار جانبی اعمال شده جهت تحلیل قید شده است.

۴-۲-۱ . نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی در مدل های با دهانه ۵ متر

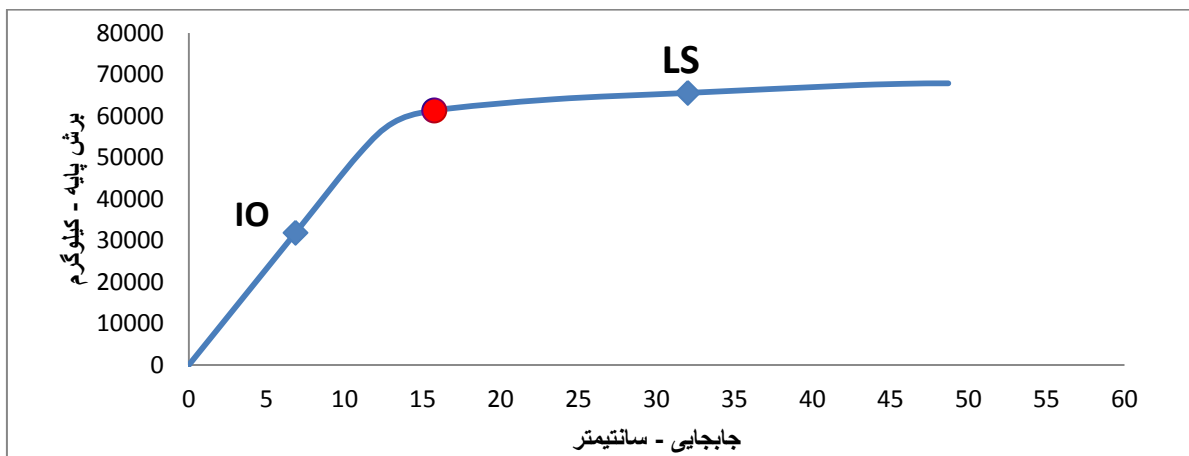
در این بخش ، با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی و الگوهای بار در نظر گرفته شده در مدل با دهانه ۵ متر، در هر دو حالت مدلسازی با رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی و همچنین بدون رعایت این ضابطه میتوان منحنی های بار افزون بدست آمده را ترسیم کرد و جداول مربوطه را ارائه کرد.

بر روی منحنی های پوش آور بدست آمده تحت بار های جانبی اعمال شده ، سطح عملکرد مدل مفروض را در نقطه تغییر مکان هدف با نقطه قرمز نشان داده شده است.

الف. نتایج الگوی بار گذاری مثلثی وارونه



شکل ۴-۱. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلثی وارونه

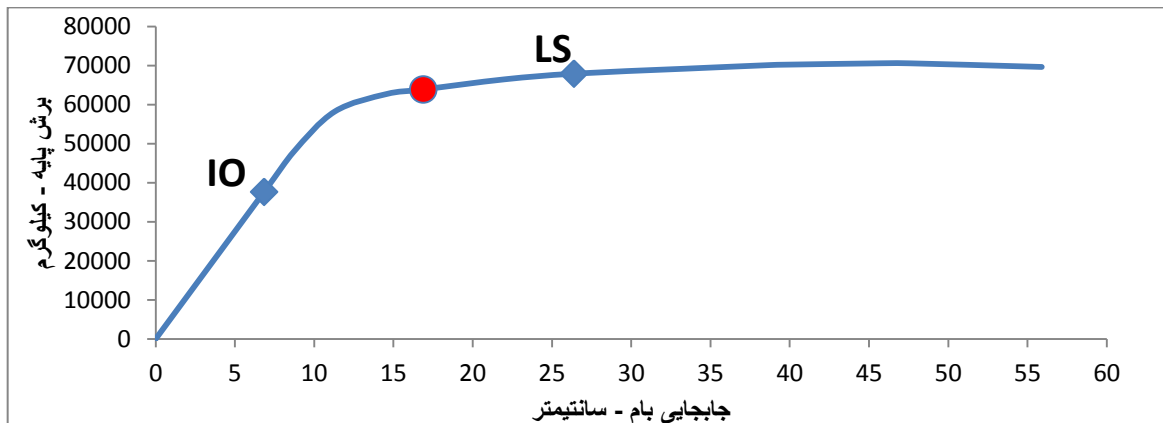


شکل ۴-۲. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلثی وارونه

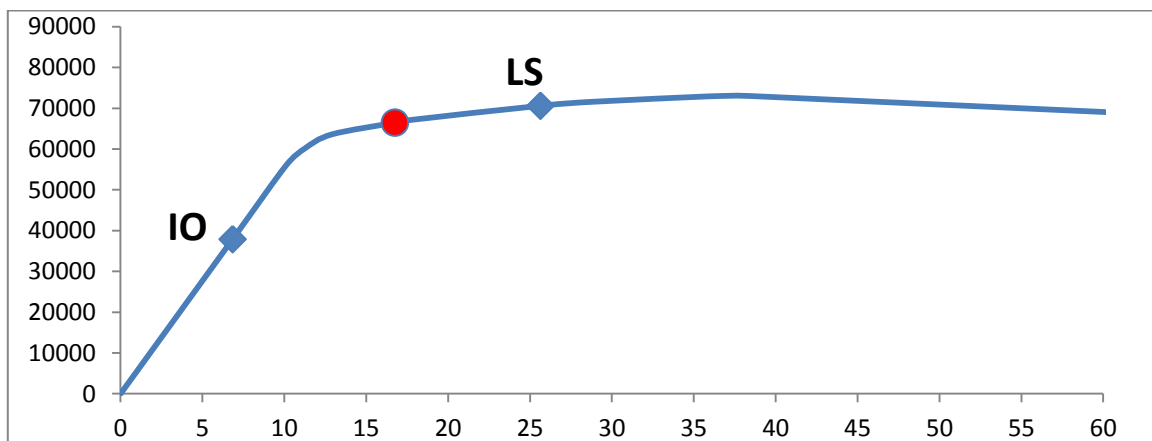
جدول ۴-۱. الف (مفاصل تشکیل شده مدل دهانه ۵ متر تحت بارگذاری مثلثی وارونه)

الگوی بارگذاری مثلثی وارونه	تغییر مکان هدف (cm)	برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (kg)	برش پایه مؤثر (kg)	IO	LS	CP	C	D	E
ScWb 5	۱۸.۶۶	۵۹۹۷۵.۸	۵۳۸۶۹.۲۷	۶	۱۲	۰	۰	۰	۰
SbWc 5	۱۸.۷۴۷	۶۲۳۷۹.۵۶	۵۸۲۶۴.۱۹	۵	۱۲	۰	۰	۰	۰

ب. نتایج الکوی بار گذاری یکنواخت (متناسب با وزن هر طبقه)



شکل ۳-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بار گذاری یکنواخت

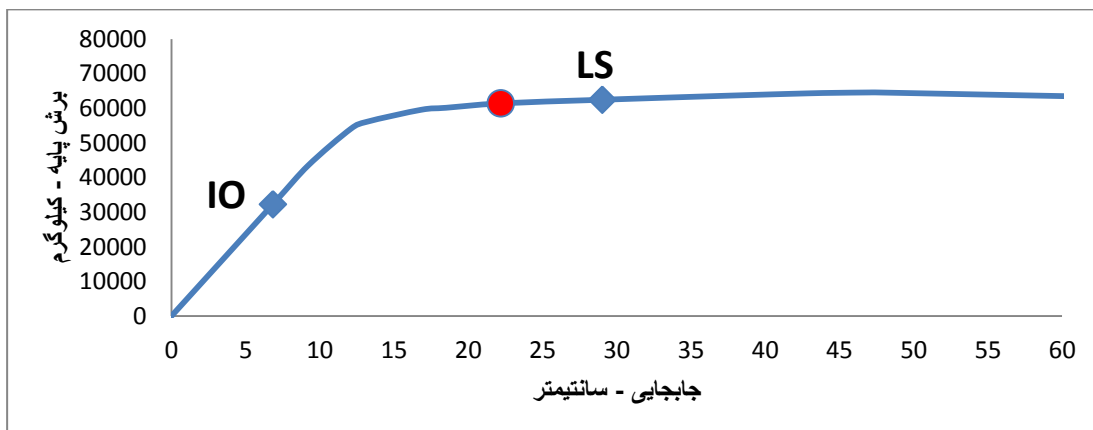


شکل ۴-۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بار گذاری یکنواخت

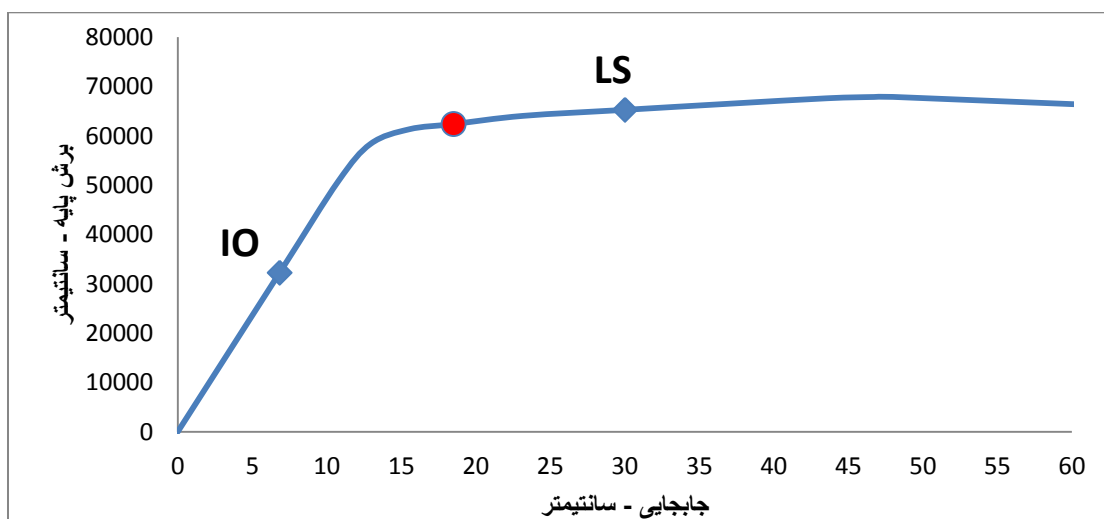
جدول ۱-۴. ب (مفاصل تشکیل شده مدل دهانه ۵ متر تحت بار گذاری یکنواخت

الکوی	تغییر مکان	برش پایه نظیر تغییر	برش پایه						
بار گذاری	هدف (cm)	مکان هدف (kg)	مؤثر (kg)	IO	LS	CP	C	D	E
یکنواخت									
ScWb 5	۱۶.۸۷۸	۶۳۸۹۸.۵۴	۵۷۲۹۴.۰۴	۴	۱۲	۰	۰	۰	۰
SbWc 5	۱۶.۷۵۱	۶۶۴۶۶.۹۷	۶۱۰۸۴.۰۳	۴	۱۰	۰	۰	۰	۰

ج. نتایج الگوی بار گذاری متناسب با شکل مود اول



شکل ۴-۵. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول



شکل ۴-۶. منحنی پوش آور مدل دهانه ۵ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول

جدول ۴-۱. ج (مفاصل تشکیل شده مدل دهانه ۵ متر تحت بارگذاری شکل مود اول)

الگوی بارگذاری شکل مود اول	تغییر مکان هدف (cm)	برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (kg)	برش پایه مؤثر (kg)	IO	LS	CP	C	D	E
ScWb 5	۱۸.۵۰۸	۶۰۱۴۳.۵۱	۵۳۹۹۳.۵۵	۵	۱۳	۰	۰	۰	۰
SbWc 5	۱۸.۵۲۱	۶۲۳۹۳.۱۸	۵۸۳۰۲.۷۴	۴	۱۳	۰	۰	۰	۰

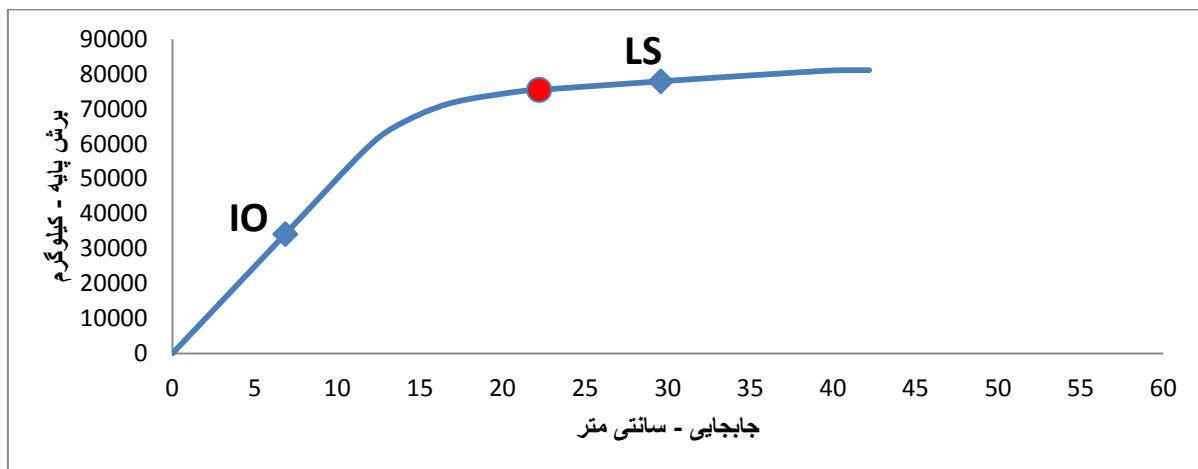
همانطور که ملاحظه گردید پس از انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی در مدل با دهانه ۵ متر ، رفتار هر دو مدل در تغییر مکان هدف برای سطح عملکردی ایمنی جانی که معیار طراحی قرار گرفته است ، مطلوب و در محدوده معیار پذیرش برای اعضای اصلی می باشد. همچنین تغییر مکان هدف در هر دو مدل تحت کلیه الگوهای بار بسیار به هم نزدیک بوده و تفاوت بسیار ناچیزی وجود دارد.

۴-۲-۲. نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی در مدل های با دهانه ۷ متر

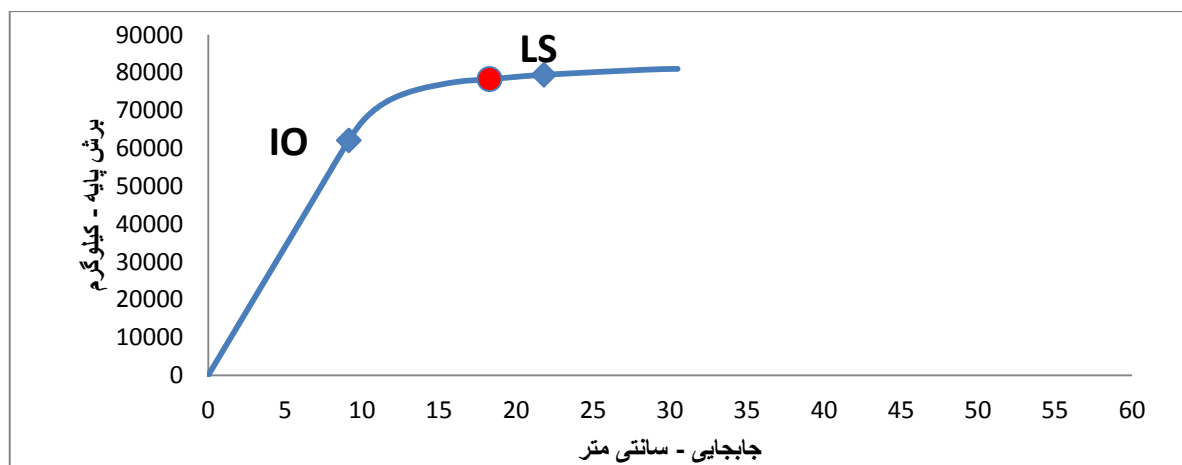
در این قسمت در مدل با دهانه ۷ متر در هر دو حالت مدلسازی با رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی و همچنین بدون رعایت این ضابطه ، منحنی های بار افزون بدست آمده را ترسیم کرده و جداول مربوطه تکمیل شده است.

در مدل دهانه ۷ متر که دارای تیرهای قویتر از ستون می باشد ، دارای تغییر مکان هدف کوچکتری نسبت به مدل با ستون های قویتر از تیر است . لذا در این مدل در بعضی از اعضا با افزایش نیروی کمتری سطح عملکرد ایمنی جانی رعایت نمی شود.

الف. نتایج الگوی بارگذاری مثلی وارونه



شکل ۴-۷. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلی وارونه

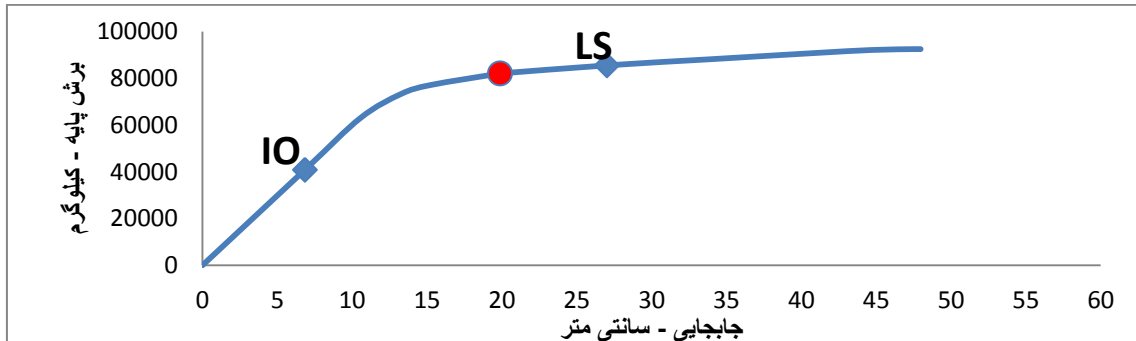


شکل ۴-۸. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری مثلی وارونه

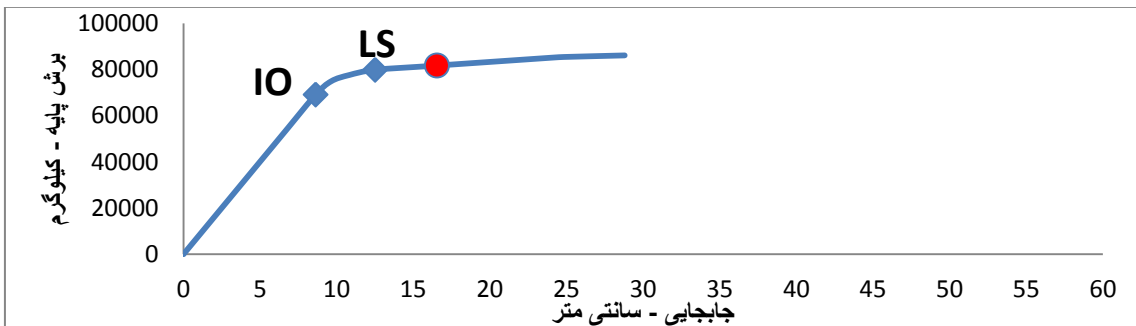
جدول ۴-۲. الف) مفصل تشکیل شده مدل دهانه ۷ متر تحت بارگذاری مثلی وارونه

الگوی بارگذاری مثلی وارونه	تغییر مکان هدف (cm)	برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (kg)	برش پایه مؤثر (kg)	IO	LS	CP	C	D	E
ScWb 7	۲۲.۲۱۸	۷۵۴۲۵.۲۳	۶۷۲۹۱.۳۵	۴	۱۶	۰	۰	۰	۰
SbWc 7	۱۸.۲۶۷	۷۸۲۴۸.۰۴۹	۷۲۲۹۸.۶۱	۱	۱۵	۰	۰	۰	۰

ب. نتایج الگوی بار گذاری یکنواخت



شکل ۴-۹. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بار گذاری یکنواخت

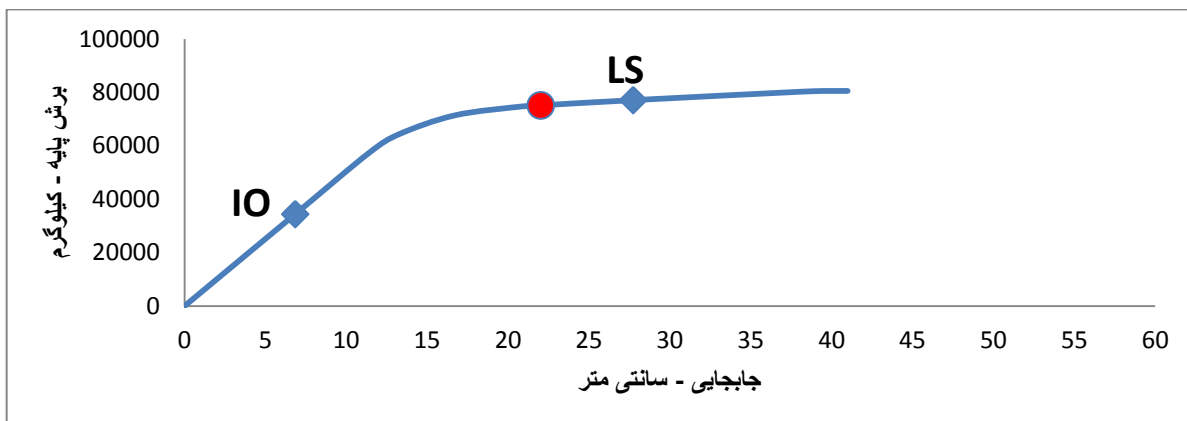


شکل ۴-۱۰. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بار گذاری یکنواخت

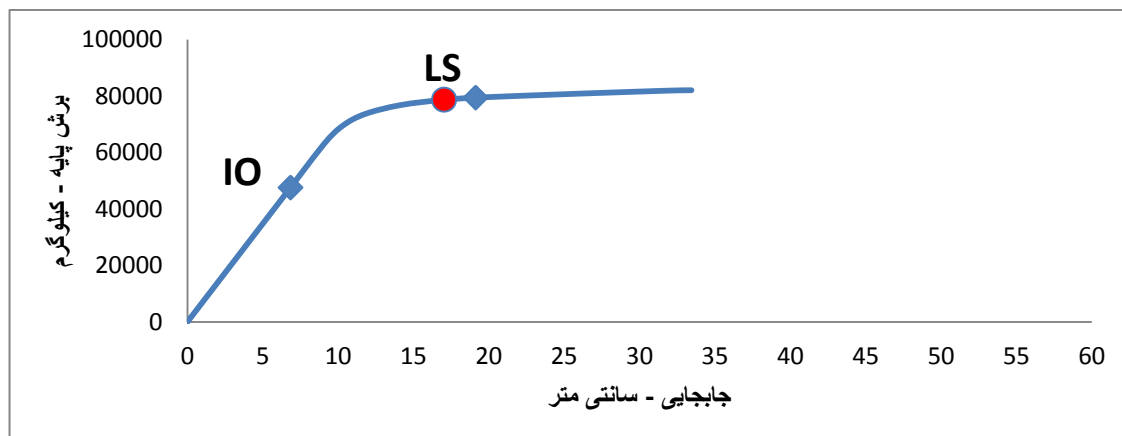
جدول ۴-۲. ب (مفاصل تشکیل شده مدل دهانه ۷ متر تحت بار گذاری یکنواخت)

الگوی بار گذاری یکنواخت	تغییر مکان هدف (cm)	برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (kg)	برش پایه مؤثر (kg)	IO	LS	CP	C	D	E
ScWb 7	۱۹.۹۰۷	۸۲۱۱۷.۴۹	۷۱۵۸۹.۰۶	۱	۱۵	۰	۰	۰	۰
SbWc 7	۱۶.۵۴	۸۱۷۵۱.۳۸	۷۶۹۷۷.۶۹	۱	۷	۴	۰	۱	۰

ج. نتایج الگوی بار گذاری متناسب با شکل مود اول



شکل ۴-۱۱. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول



شکل ۴-۱۲. منحنی پوش آور مدل دهانه ۷ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول

جدول ۴-۲. ج (مفاصل تشکیل شده مدل دهانه ۷ متر تحت بارگذاری متناسب با شکل مود اول)

الگوی بارگذاری شکل مود اول	تغییر مکان هدف (cm)	برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (kg)	برش پایه مؤثر (kg)	IO	LS	CP	C	D	E
ScWb 7	۲۲.۰۱۵	۷۵۱۴۴.۴۸۸	۶۶۹۵۲.۷	۴	۱۵	۰	۰	۰	۰
SbWc 7	۱۷.۶۹۳	۷۹۰۳۳.۶۱۵	۷۲۵۲۲.۸۱	۱	۱۵	۰	۰	۰	۰

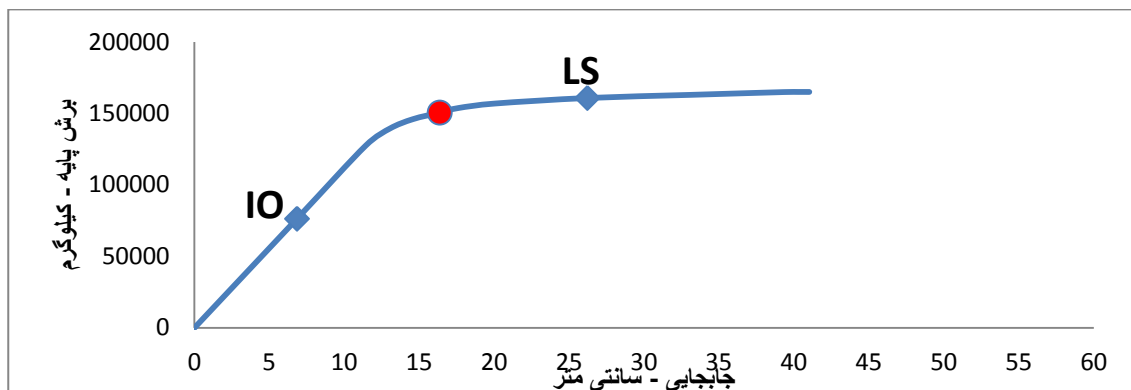
طبق نمودار های نشان داده شده میتوان مشاهده کرد که در مدل با دهانه ۷ متر ، تغییر مکان هدف در مدلی که ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی در آن رعایت نشده است ، به مقدار زیادی کاهش یافته است . همچنین تحت توزیع بار یکنواخت که از نوع دوم توزیع بار می باشد ، مدل با دهانه ۷ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی سطح عملکرد ایمنی جانی را رعایت نکرده است . تعداد مفاصل پلاستیک که در سازه بوجود آمده است نیز نسبت به مدل با دهانه ۵ متر افزایش یافته است.

۴-۲-۳. نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی در مدل های با دهانه ۹ متر

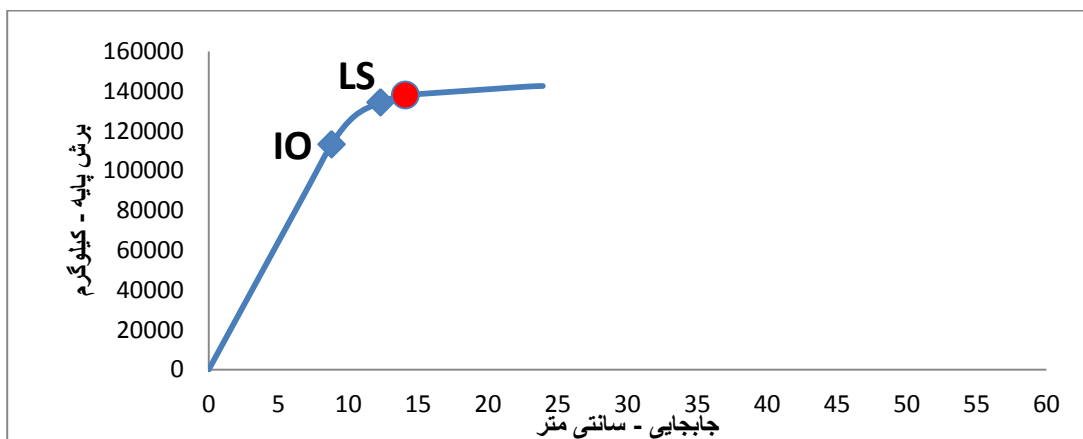
در بخش آخر نمایش منحنی های بار افزون بدست آمده و مقایسه نقطه عملکرد مدل های مفروض در تغییر مکان هدف بدست آمده از تحلیل پوش آور ، نتایج مربوط به مدل با دهانه ۹ متر را ارائه می کنیم . همانطور که مشاهده میشود در مدل با دهانه ۹ متر که رابطه تیر ضعیف – ستون قوی را رعایت نکرده اند ، در تمام الگوهای بار جانبی اعمال شده به سازه مورد نظر، سطح عملکرد مورد انتظار ایمنی جانی که مدلهای برای آن مورد ارزیابی قرار گرفته اند ، رعایت نمیشود. سازه در جابجایی هدف عملکرد مطلوبی از خود نشان نمی دهد.

در مجموع پس از مشاهده منحنی های پوش آور مدلهای مسئله ، قابل ذکر است که با افزایش طول دهانه میزان تغییر مکان هدف کاهش پیدا میکند

الف. نتایج الگوی بار گذاری مثلثی وارونه



شکل ۴-۱۳. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بار گذاری مثلثی وارونه

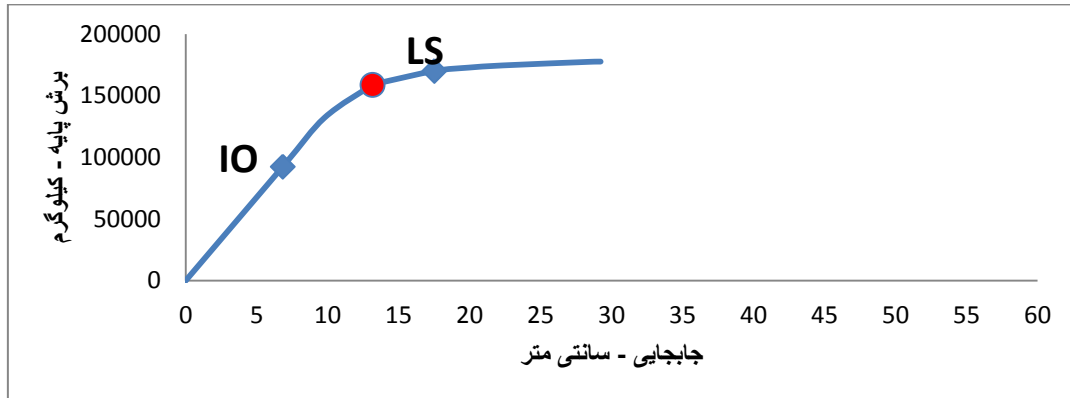


شکل ۴-۱۴. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بار گذاری مثلثی وارونه

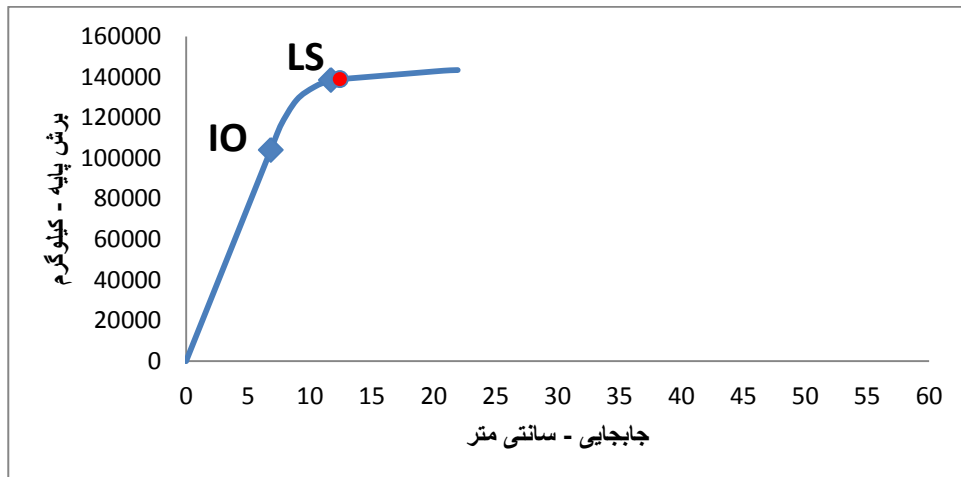
جدول ۴-۳. الف) مفصل تشکیل شده مدل دهانه ۹ متر تحت بار گذاری مثلثی وارونه

الگوی بار گذاری مثلثی وارونه	تغییر مکان هدف (cm)	برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (kg)	برش پایه مؤثر (kg)	IO	LS	CP	C	D	E
ScWb 9	۱۶.۳۶۲	۱۵۰۵۵۱.۱۹	۱۳۶۶۸۹.۱۴	۳	۱۴	۰	۰	۰	۰
SbWc 9	۱۴.۱۵۷	۱۳۸۰۹۹.۶۸	۱۲۵۳۱۰.۱۵	۰	۸	۴	۰	۰	۰

ب. نتایج الکوی بار گذاری یکنواخت



شکل ۴-۱۵. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری یکنواخت

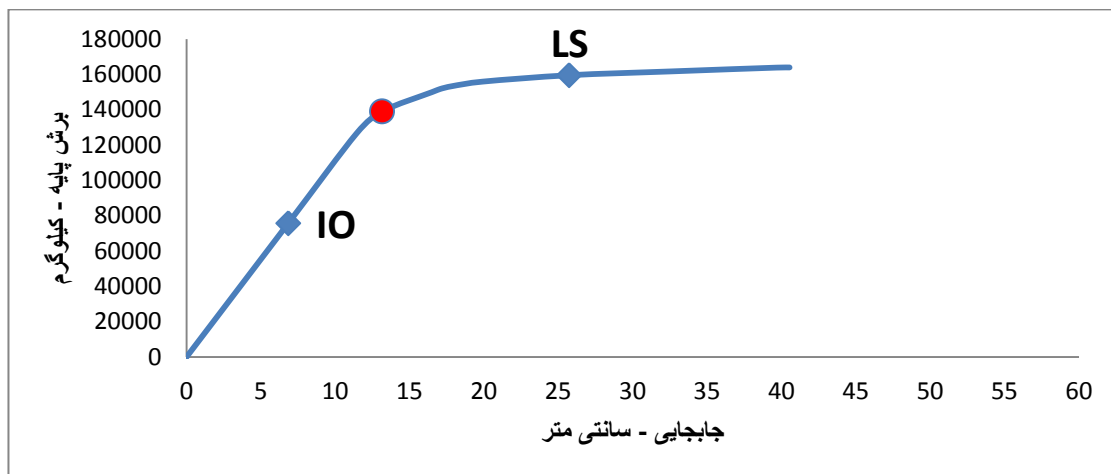


شکل ۴-۱۶. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری یکنواخت

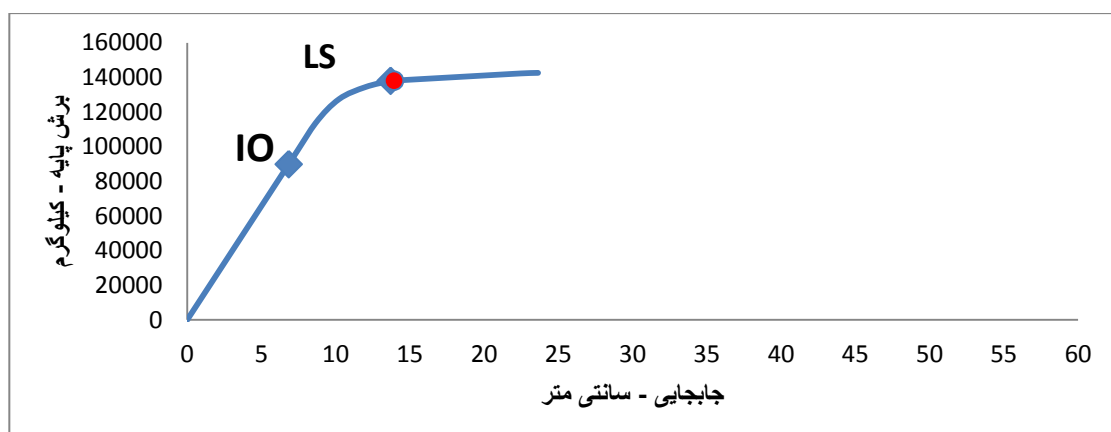
جدول ۴-۳. ب (مفاصل تشکیل شده مدل دهانه ۹ متر تحت بارگذاری یکنواخت)

الگوی بارگذاری یکنواخت	تغییر مکان هدف (cm)	برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (kg)	برش پایه مؤثر (kg)	IO	LS	CP	C	D	E
ScWb 9	۱۳.۷۶۵	۱۶۰۶۲۵.۶۳	۱۳۷۱۱۲.۶۴	۴	۹	۰	۰	۰	۰
SbWc 9	۱۲.۴۱۶	۱۳۸۸۹۷.۱۵	۱۲۸۲۹۵.۰۶	۰	۴	۴	۰	۰	۰

ج. نتایج الگوی بار گذاری متناسب با شکل مود اول



شکل ۴-۱۷. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول



شکل ۴-۱۸. منحنی پوش آور مدل دهانه ۹ متر بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی تحت بارگذاری شکل مود اول

جدول ۴-۳. ج (مفاصل تشکیل شده مدل دهانه ۹ متر تحت بارگذاری متناسب با شکل مود اول)

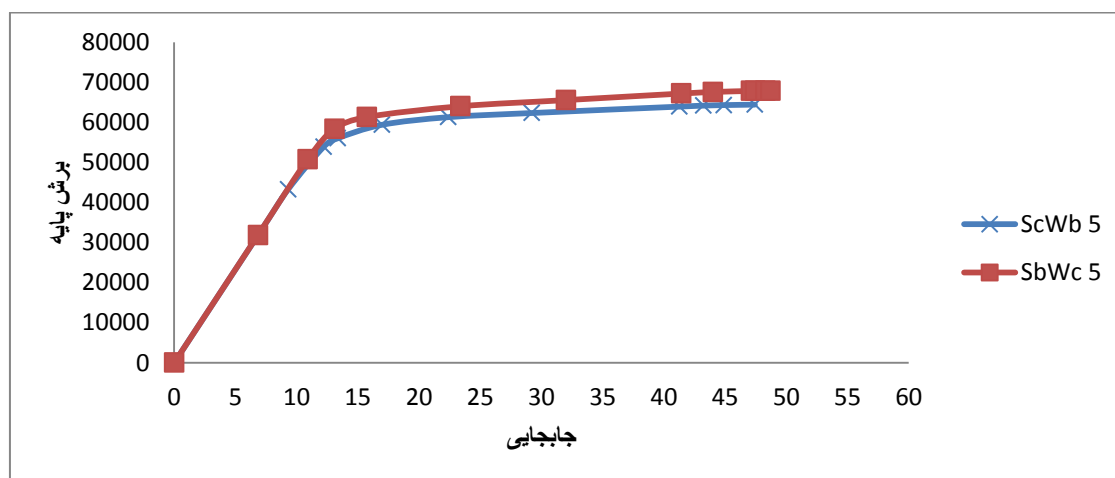
الگوی بارگذاری شکل مود اول	تغییر مکان هدف (cm)	برش پایه نظیر تغییر مکان هدف (kg)	برش پایه مؤثر (kg)	IO	LS	CP	C	D	E
ScWb 9	۱۶.۴۹۱	۱۴۹۸۷۸.۰۶	۱۳۴۳۹۴.۵۸	۳	۱۳	۰	۰	۰	۰
SbWc 9	۱۳.۹۲۸	۱۳۸۱۳۷.۵۴	۱۲۵۷۷۲.۹۲	۱	۷	۴	۰	۰	۰

۴-۲-۴. منحنی های ظرفیت در مدل های مفروض بر اساس الگوهای بار جانبی

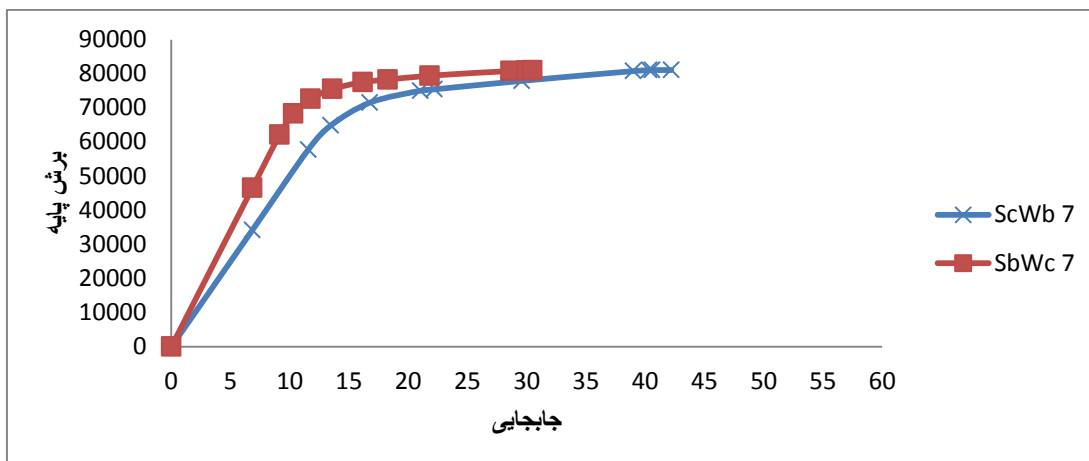
برای رسم منحنی های ظرفیت از تغییر مکان های جانبی تا محدوده قبل از باربرداری استفاده شده است. سطح زیر منحنی پوش آور بیان گر مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه می باشد. بنابر این هرچه مساحت زیر این سطح بزرگتر باشد، سازه توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت. در آئین نامه های زلزله فلسفه طراحی بعنوان قاب خمشی ویژه، مستلزم دارا بودن قابلیت شکل پذیری زیاد بدلیل داشتن تحمل تغییر شکل های زیاد بدون گسیختگی می باشد. در این بخش میزان جذب انرژی و مقدار شکل پذیری قاب ها در مدل های مفروض، بر اساس منحنی ظرفیت بدست آمده، با یکدیگر مقایسه می شوند.

۴-۲-۴-۱. منحنی ظرفیت بر اساس بارگذاری مثلثی وارونه

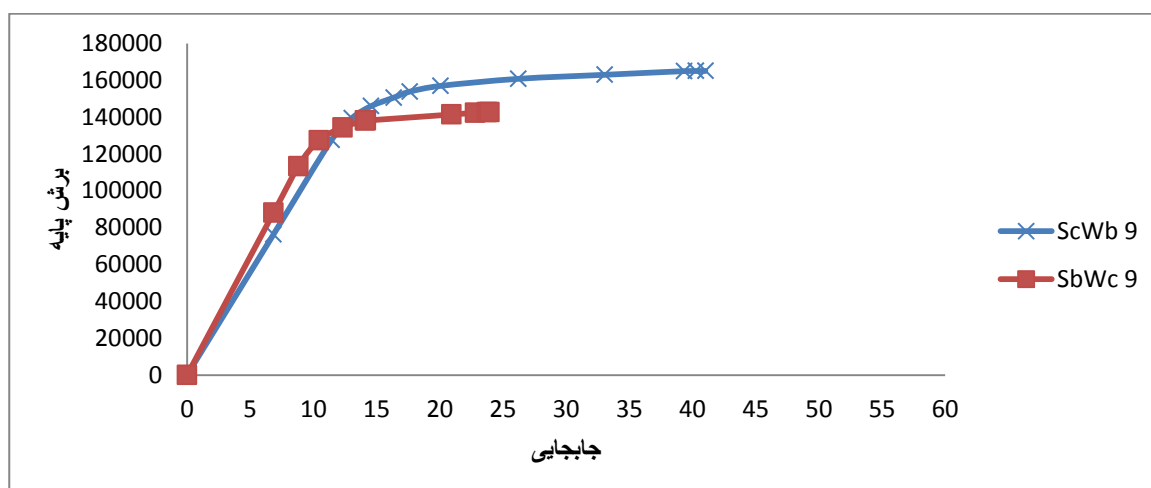
در این قسمت ابتدا منحنی های ظرفیت را بر اساس الگوی بار جانبی مثلثی وارونه در حالت مقایسه ای دو مدل تیر ضعیف - ستون قوی و تیر قوی - ستون ضعیف در هر سه دهانه ۵ و ۷ و ۹ متر رسم می کنیم.



شکل ۴-۱۹. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۵ متر تحت بارگذاری جانبی مثلثی وارونه



شکل ۴-۲۰. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۷ متر تحت بارگذاری جانبی مثلثی وارونه

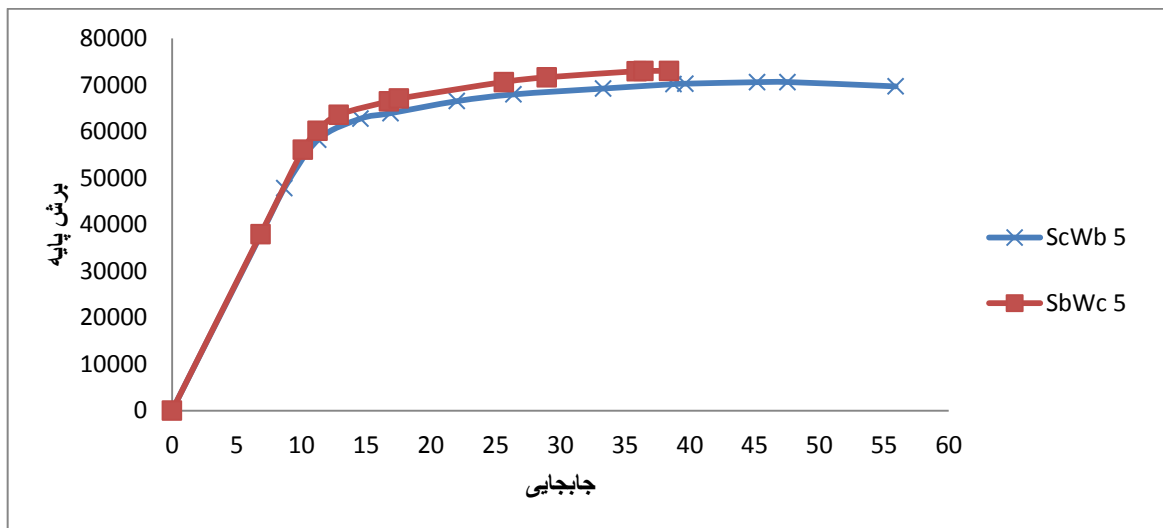


شکل ۴-۲۱. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۹ متر تحت بارگذاری جانبی مثلثی وارونه

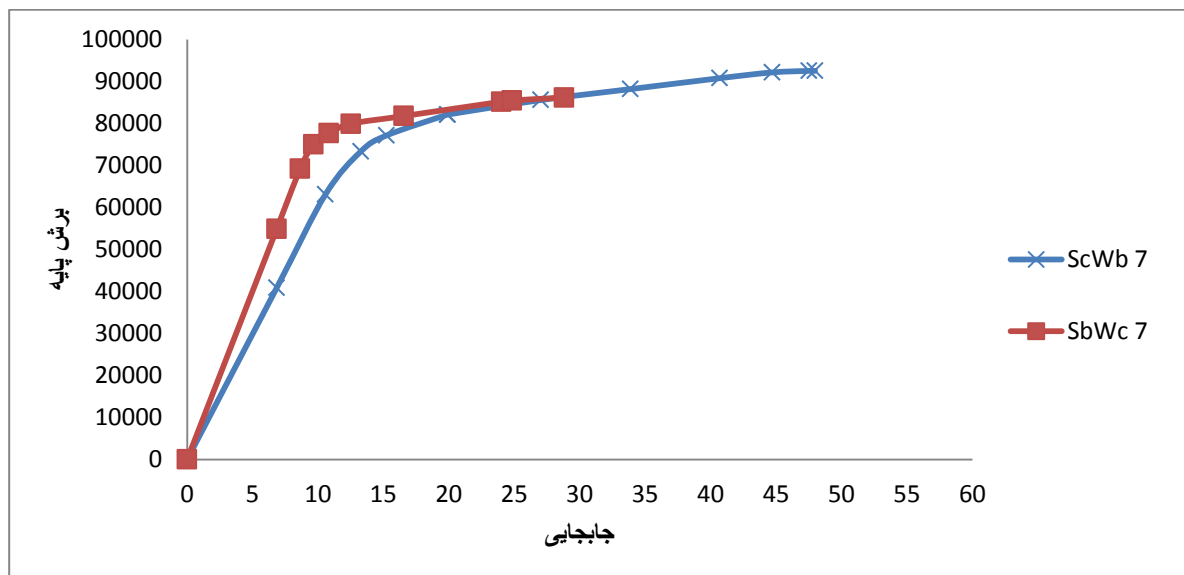
چنانچه مشاهده میشود در قابهای دارای دهانه ۵ متر، سطح زیر منحنی پوش اور در دو مدل بسیار به یکدیگر نزدیک بوده و تفاوت چندانی ندارند. ولی با افزایش طول دهانه میزان جذب انرژی و استهلاک آن در قابهایی که ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در آن رعایت نشده است، به میزان زیادی کاهش پیدا میکند. همچنین در این قابها قابلیت شکل پذیری به مراتب کمتر از مدلهای با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی می باشد. ولیکن چنانچه در نمودارها نیز قابل مشاهده است، سختی اولیه کلیه مدلها در هر دو حالت طراحی بر اساس تیر قویتر و نیز طراحی بر اساس ستون قوی، بسیار به یکدیگر نزدیک میباشند.

۲-۴-۲-۴. منحنی ظرفیت بر اساس بارگذاری یکنواخت

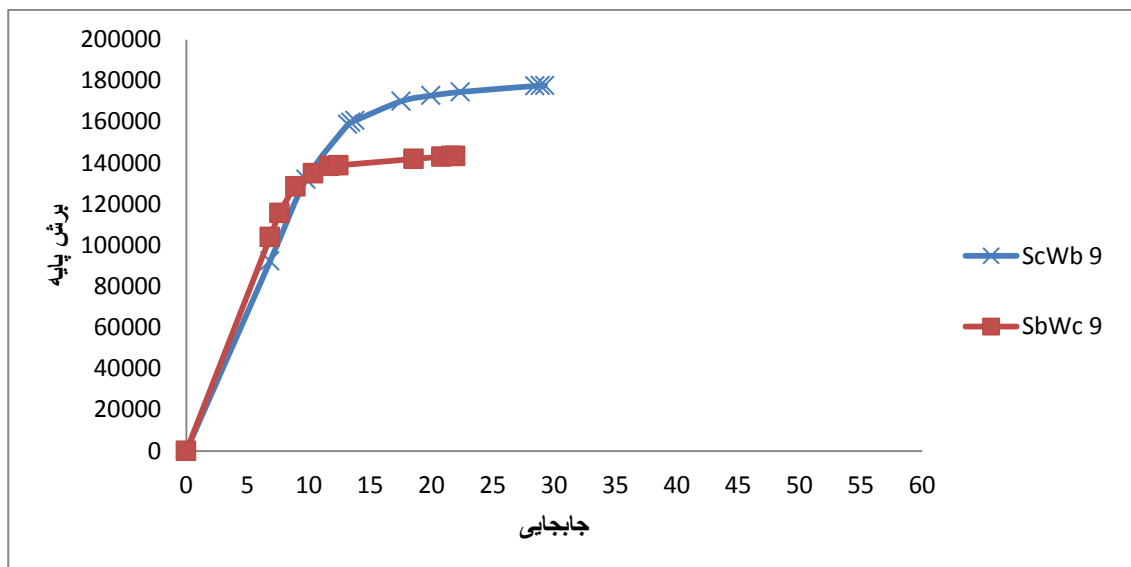
در این بخش منحنی های ظرفیت را بر اساس الگوی بار جانبی یکنواخت در هر سه دهانه ۵ و ۷ و ۹ متر رسم میکنیم.



شکل ۲۲-۴. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۵ متر تحت بارگذاری جانبی یکنواخت



شکل ۲۳-۴. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۷ متر تحت بارگذاری جانبی یکنواخت

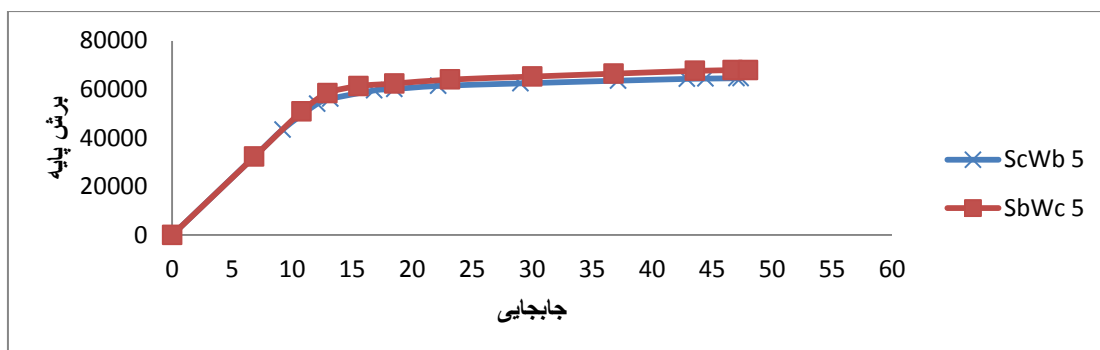


شکل ۴-۲۴. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۹ متر تحت بارگذاری جانبی یکنواخت

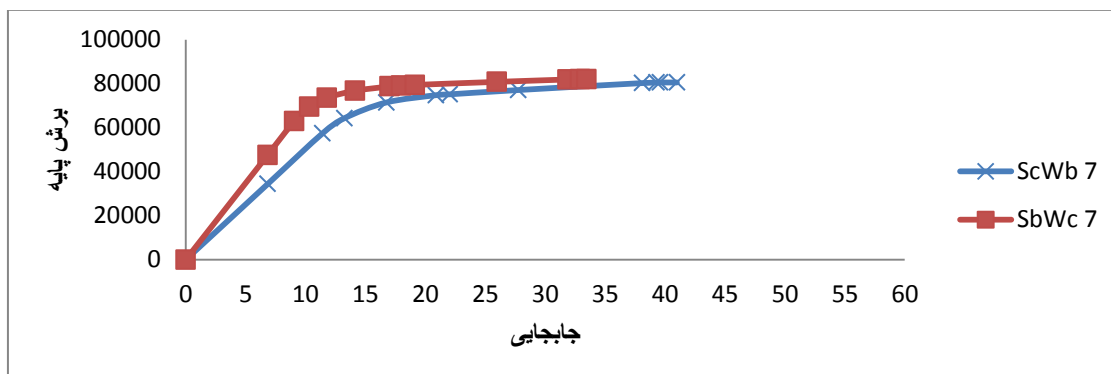
همانگونه که مشاهده میشود در قابهای دارای دهانه ۹ متر، سطح زیر منحنی پوش اور در دو مدل در این الگوی بار با یکدیگر متفاوت بوده و در مدلی که ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در آن رعایت نشده است، کمتر می باشد. همچنین در این الگوی بار نیز میزان شکل پذیری در مدل های بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی با افزایش دهانه به شدت کاهش پیدا میکند.

۴-۲-۳-۴. منحنی ظرفیت بر اساس بارگذاری متناسب با شکل مود اول ارتعاشی

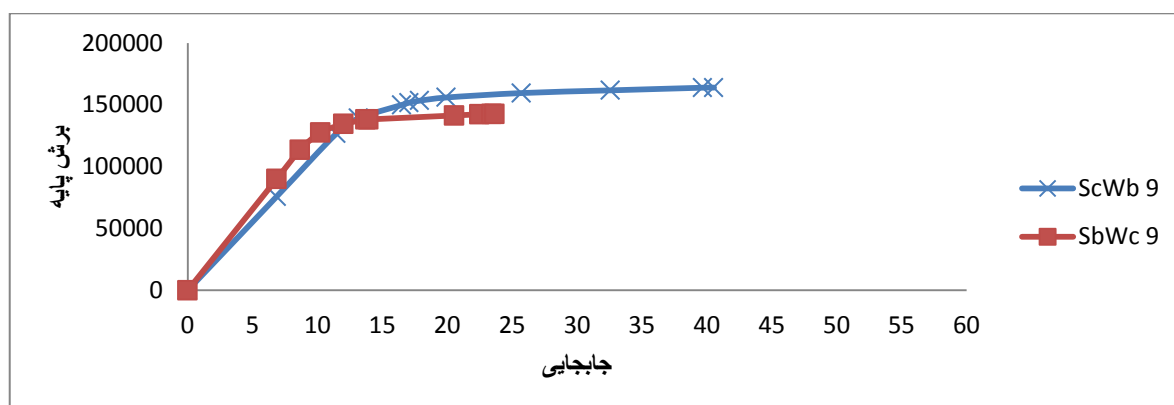
در این بخش منحنی های ظرفیت را بر اساس الگوی بار جانبی متناسب با شکل مود اول در هر سه دهانه ۵ و ۷ و ۹ متر رسم میکنیم.



شکل ۴-۲۵. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۵ متر تحت بارگذاری جانبی متناسب با شکل مود اول



شکل ۴-۲۶. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۷ متر تحت بارگذاری جانبی متناسب با شکل مود اول



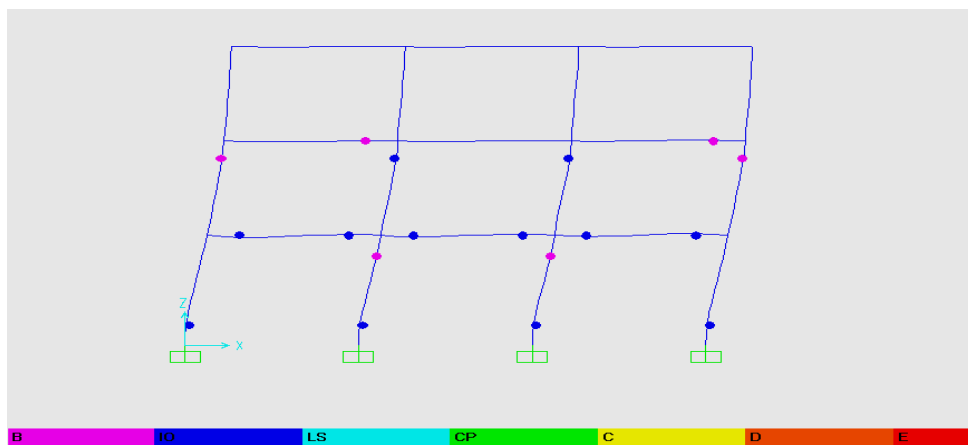
شکل ۴-۲۷. منحنی های ظرفیت مدل های با دهانه ۹ متر تحت بارگذاری جانبی متناسب با شکل مود اول

همانگونه که در اشکال فوق مشاهده گردید در این الگوی بار نیز مانند الگوی بار جانبی مثلثی وارونه ، قبل از رسیدن به مرحله افت مقاومت ، میزان شکل پذیری در قاب های با دهانه ۵ متر در مدل تیر قوی و مدل ستون قوی تفاوت چندانی با یکدیگر ندارند . ولی با افزایش طول دهانه ، سازه های مفروض قابلیت تحمل تغییر شکل های زیاد کاهش پیدا میکند.

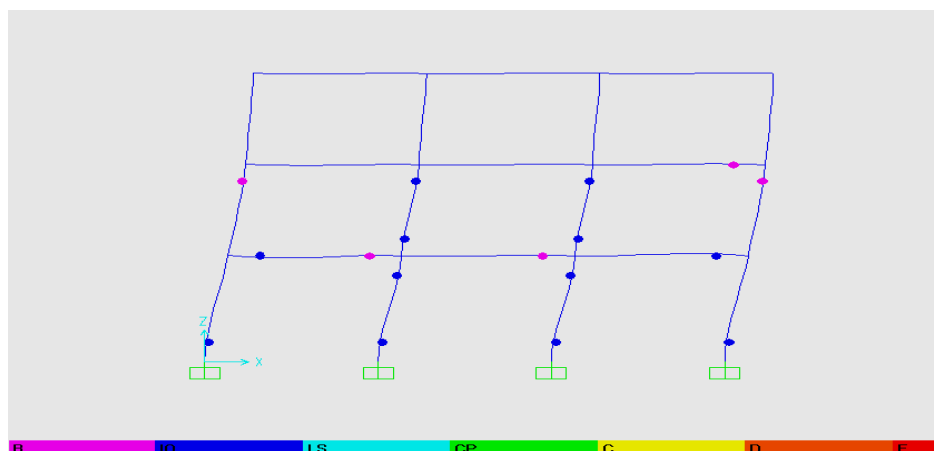
۴-۲-۵. توزیع مفاصل پلاستیک بر اساس الگوهای بارگذاری

یکی از مهمترین نتایج تحلیل بار افزون ، تعیین نحوه توزیع مفاصل پلاستیک در سازه می باشد. به این منظور اشکال ۴-۲۸ تا ۴-۴۵ توزیع مفاصل پلاستیک را در هر یک از مدلها در زمان رسیدن به تغییر مکان هدف نشان می دهد. و در پایان نتایج حاصل در مدلهای مختلف مورد مقایسه قرار گرفته است.

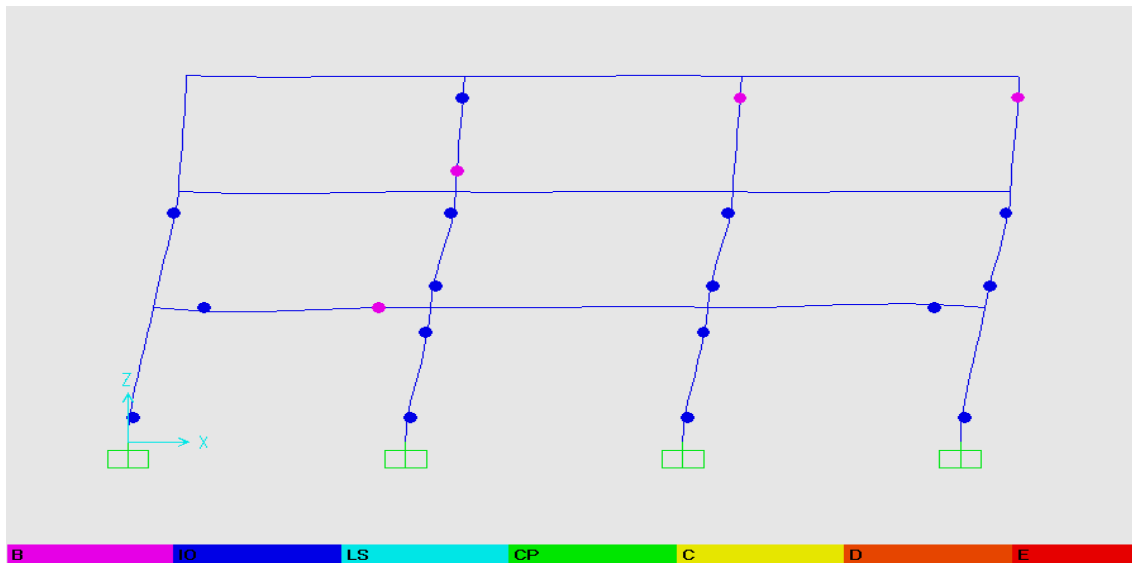
الف) مفاصل پلاستیک تشکیل شده تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه :



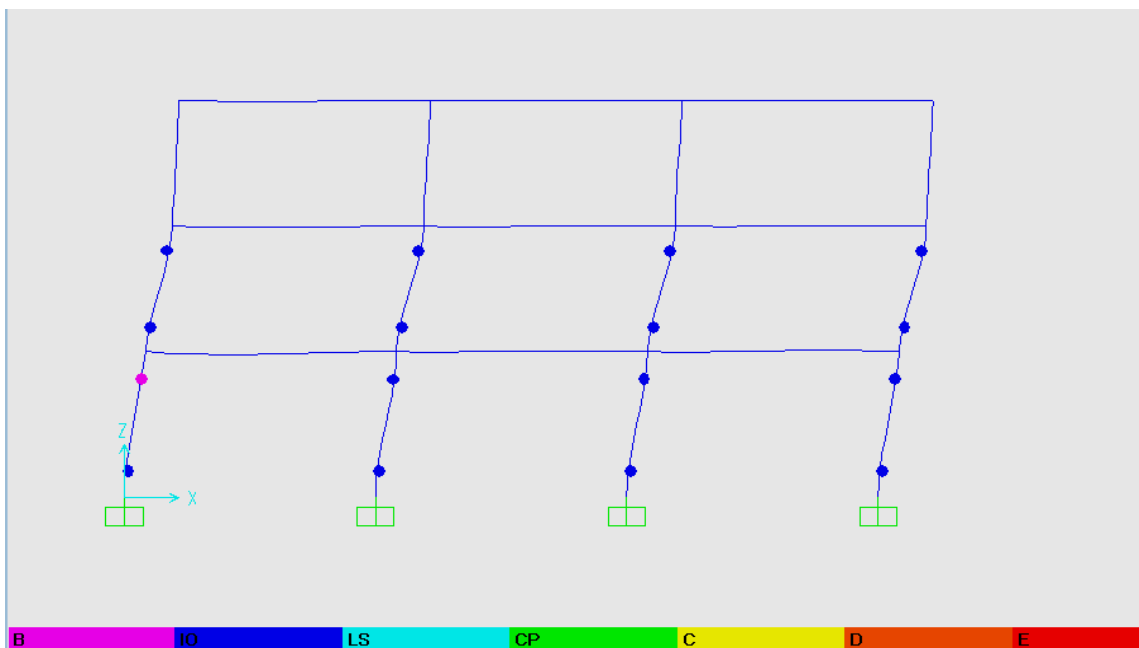
شکل ۴-۲۸) شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه



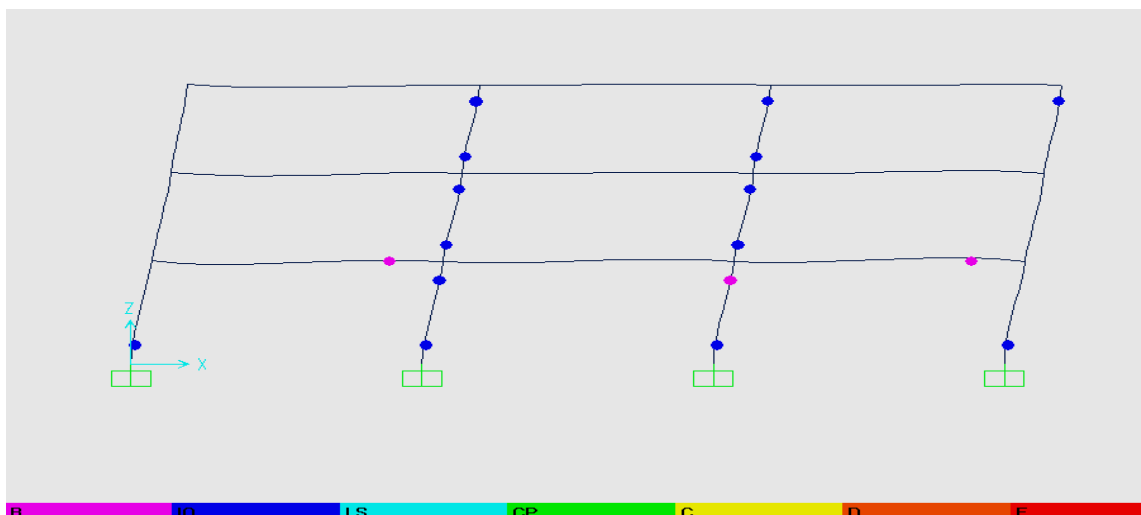
شکل ۴-۲۹) شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه



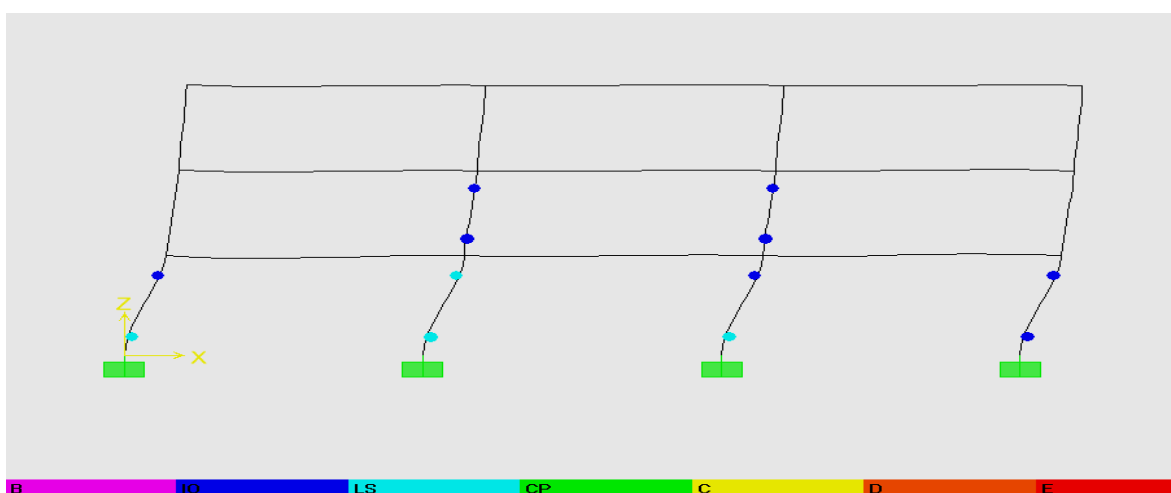
شکل ۴-۳۰) شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب بارعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه



شکل ۴-۳۱) شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه



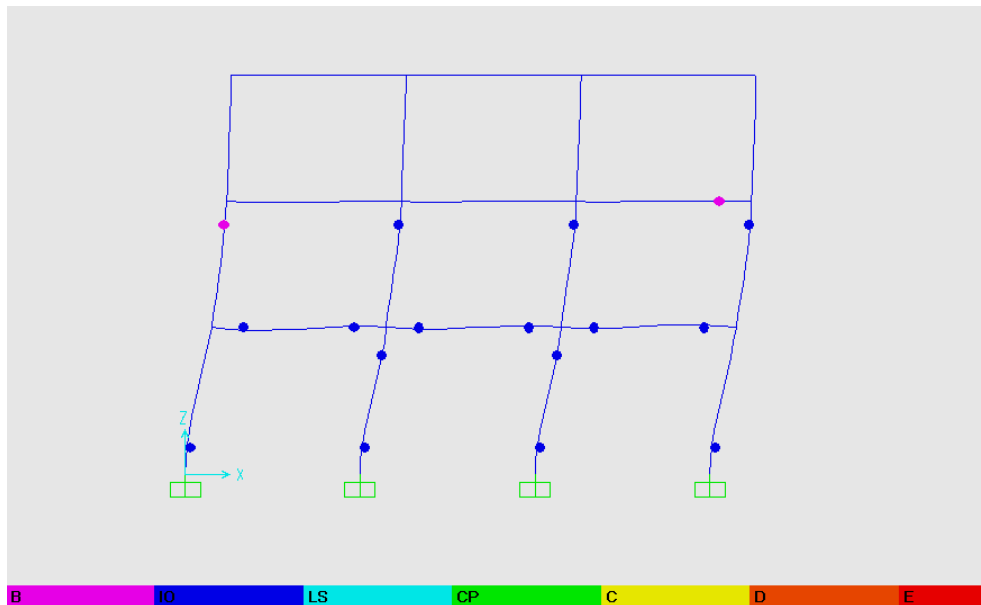
شکل ۴-۳۲) شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب بارعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه



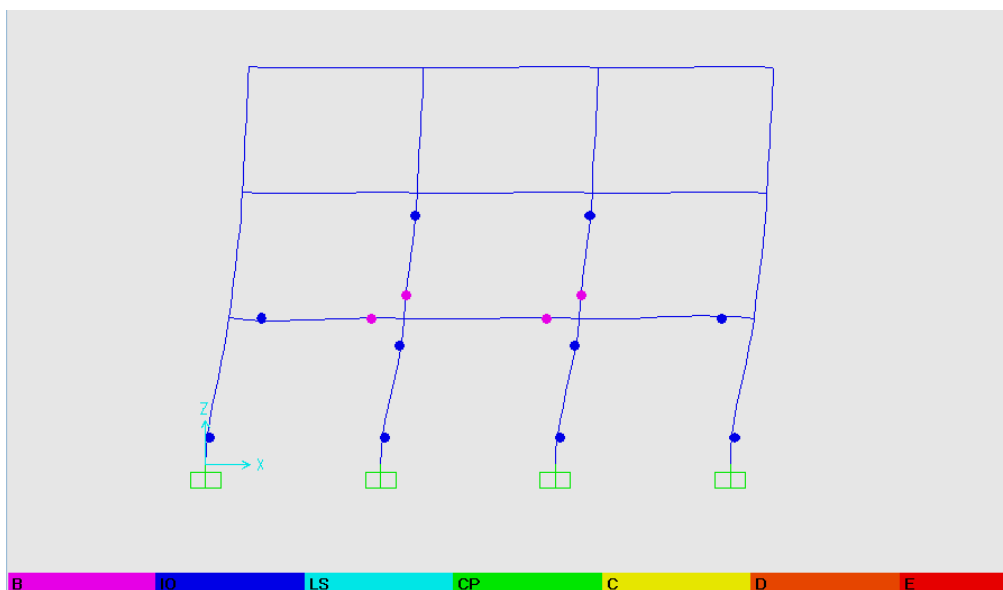
شکل ۴-۳۳) شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه

چنانچه مشاهده شد در کلیه مدلها که دارای ستون قوی تر از تیر میباشند مفاصل بوجود آمده در محدوده ایمنی جانی بوده است. ولیکن با افزایش طول دهانه ستونهای میانی دارای مفاصل تشکیل شده بیشتری در بخش ایمنی جانی می شوند. در مدلهایی که تیرها قویتر از ستونها طراحی شده اند، با افزایش طول دهانه توزیع مفاصل به سمت آستانه فروریزش سوق پیدا کرده و سطح عملکرد پایین تری را بدست می آورند. و در طبقه اول به سمت تشکیل طبقه نرم پیشروی میکند.

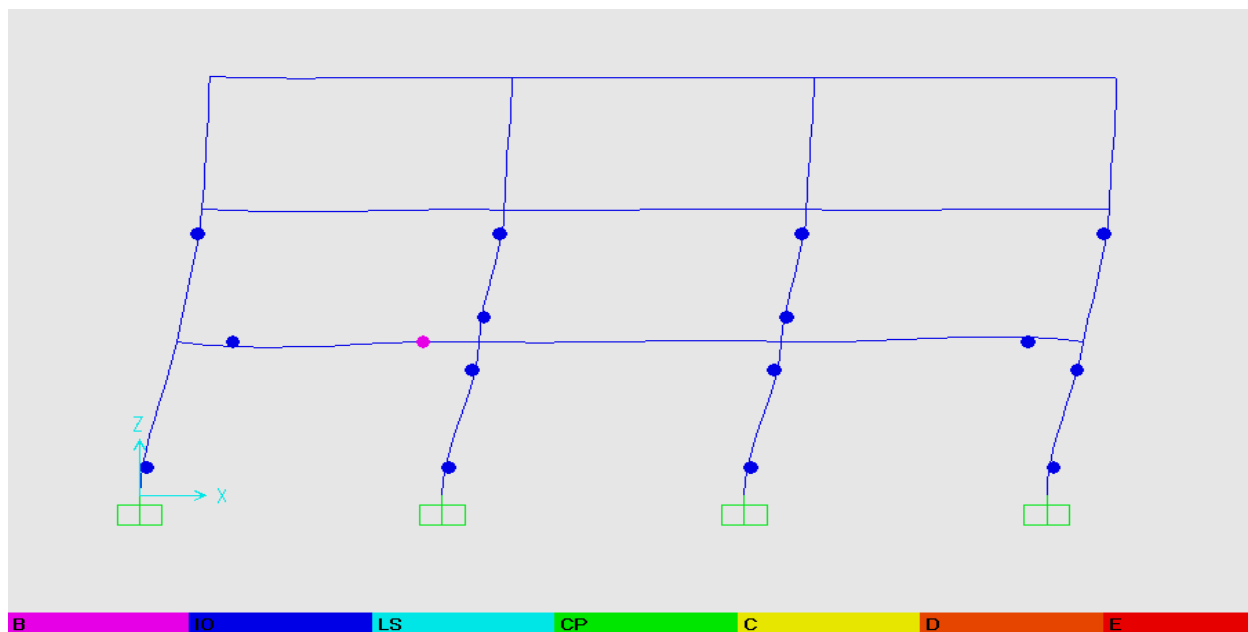
ب) مفاصل پلاستیک تشکیل شده تحت الگوی بارگذاری یکنواخت:



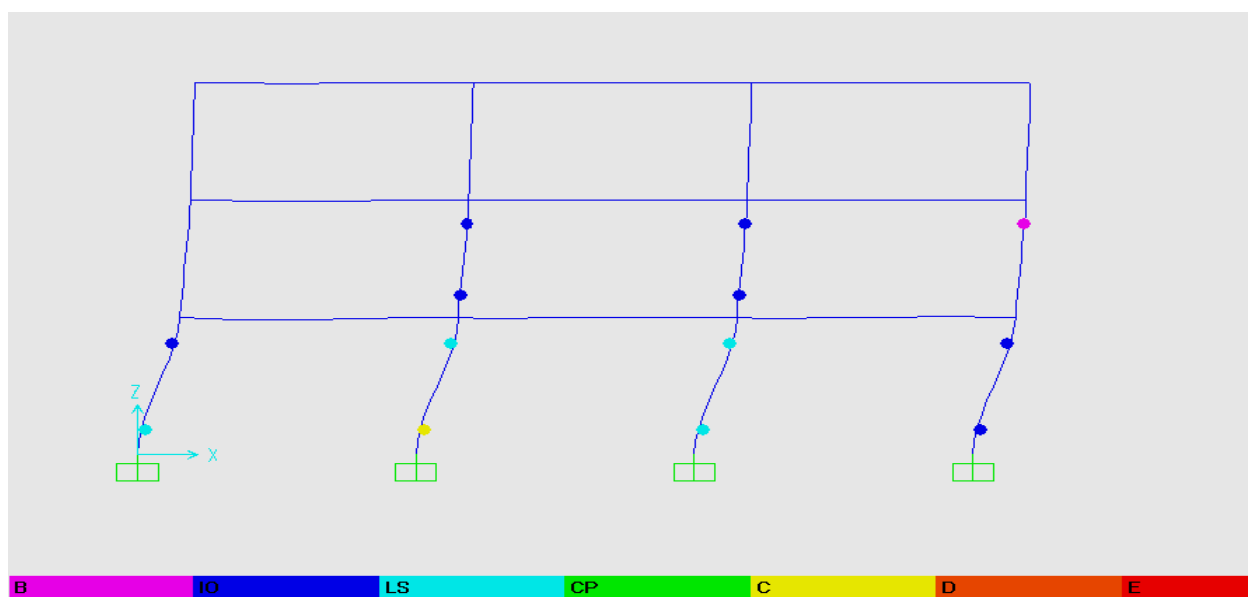
شکل ۴-۳۴) شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت



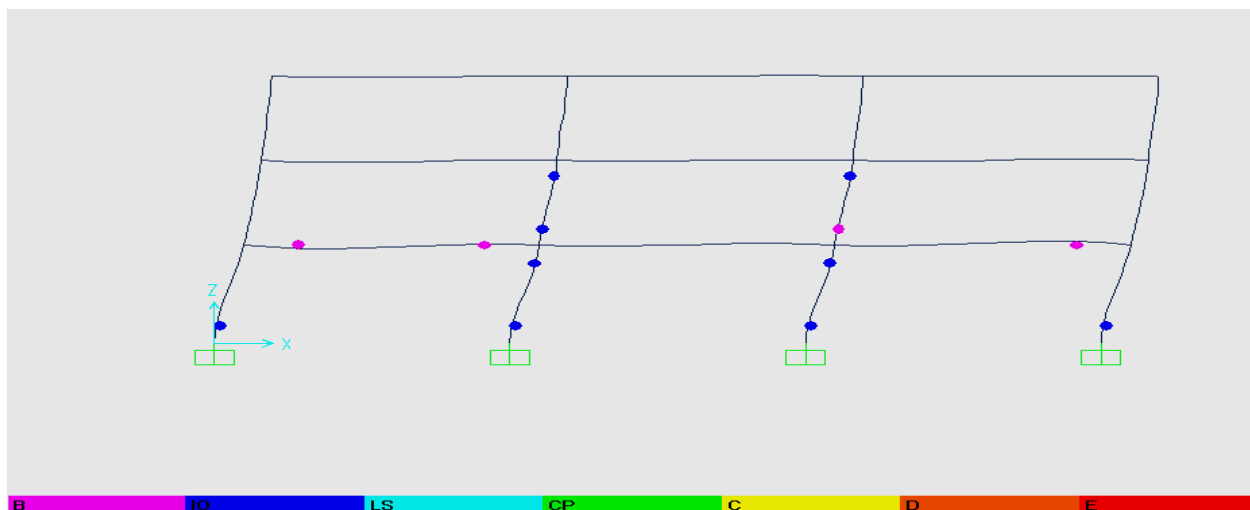
شکل ۴-۳۵) شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت



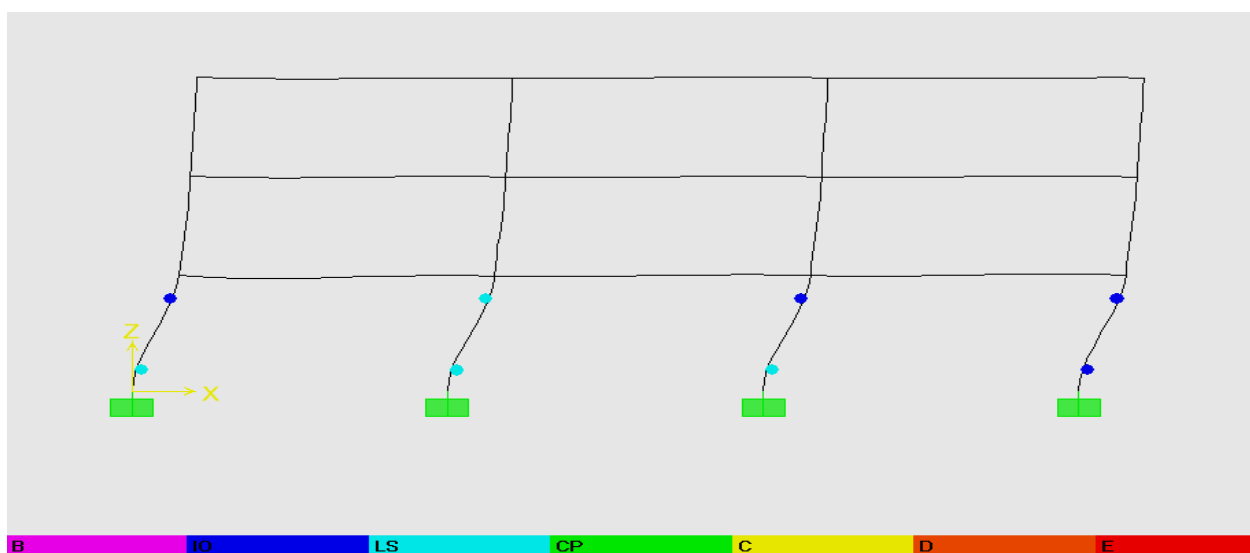
شکل ۴-۳۶) شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب بارعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت



شکل ۴-۳۷) شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت



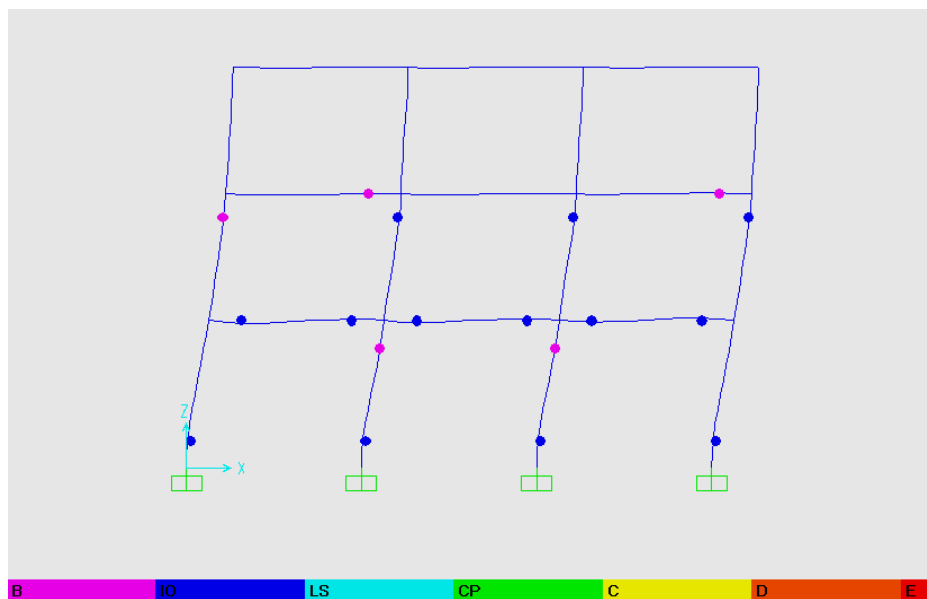
شکل ۴-۳۸) شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت



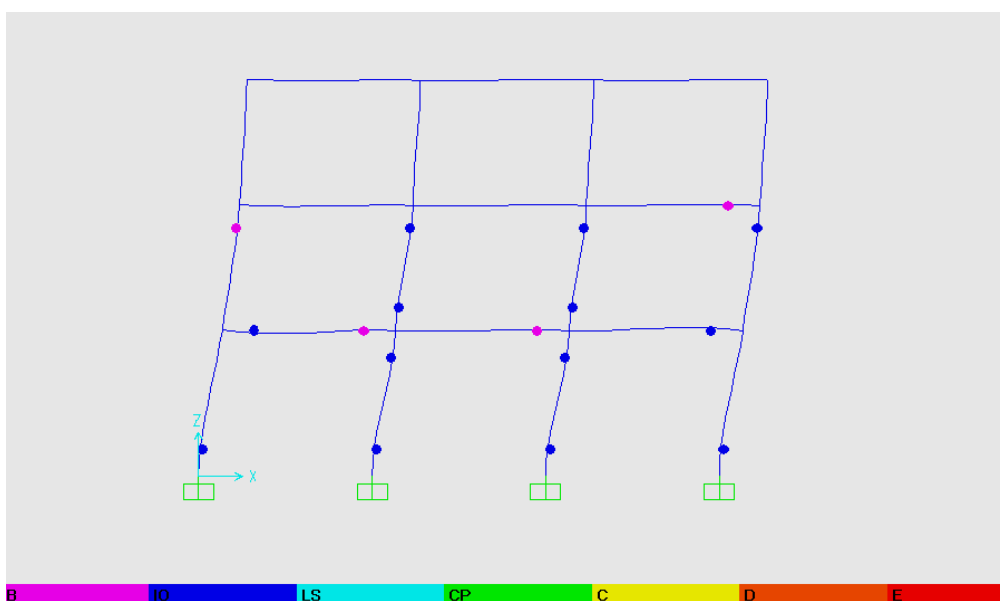
شکل ۴-۳۹) شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری یکنواخت

همانگونه که می بینید در کلیه مدل ها که دارای ستون قوی تر از تیر می باشند مفاصل بوجود آمده در محدوده ایمنی جانی بوده است . در این حالت تحت الگوی بارگذاری یکنواخت با افزایش طول دهانه ها به دلیل قویتر شدن تیرها تعداد مفاصل کمتری در آنها تشکیل میشود. در بخش دوم در مدلهایی که تیرها قویتر از ستون ها طراحی شده اند ، با افزایش طول دهانه تشکیل مفاصل در محدوده آستانه فروریزش افزایش پیدا کرده و سطح عملکرد پایین تری را بدست می آورند . و طبقه اول به سمت تشکیل طبقه نرم پیشروی میکند.

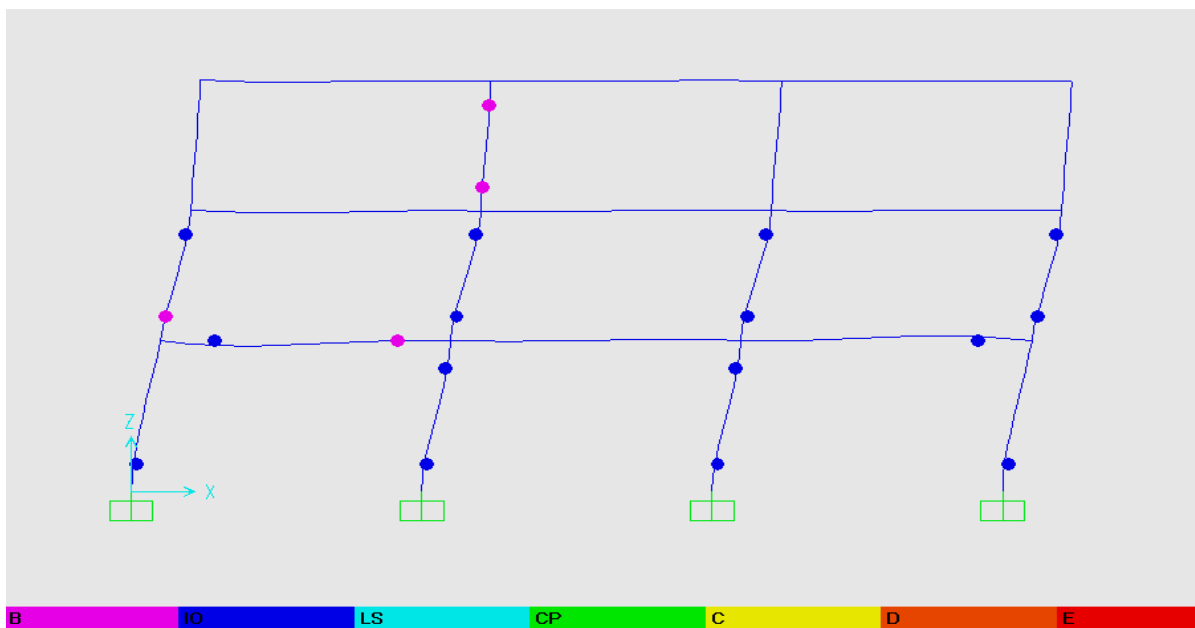
ج) مفاصل پلاستیک تشکیل شده تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول :



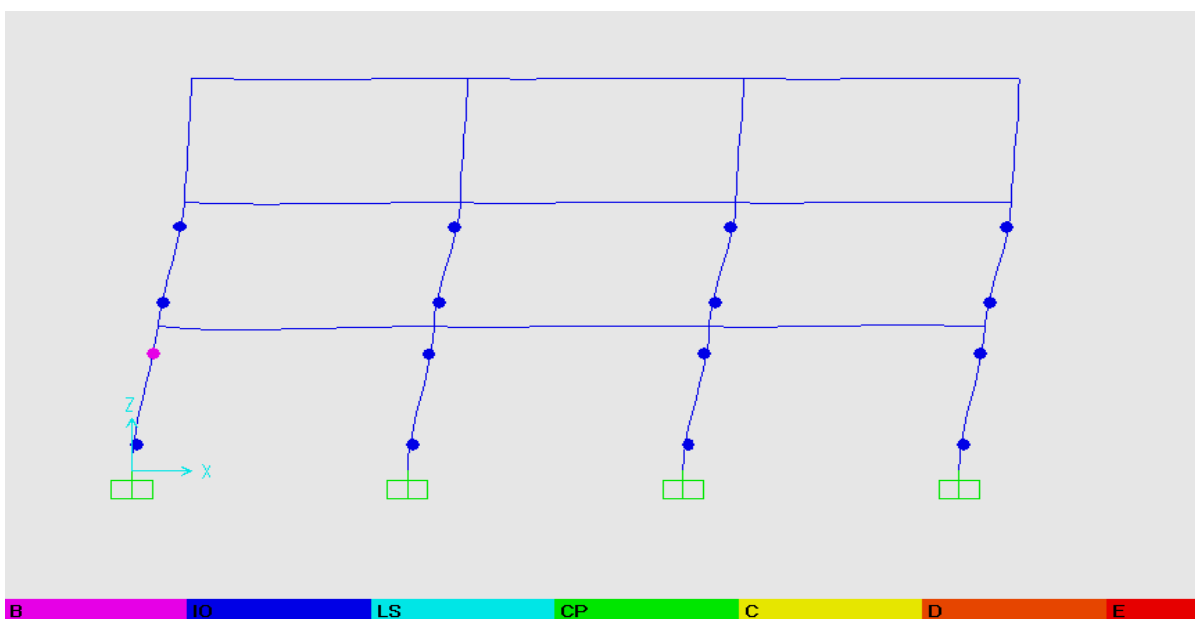
شکل ۴-۴۰) شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول



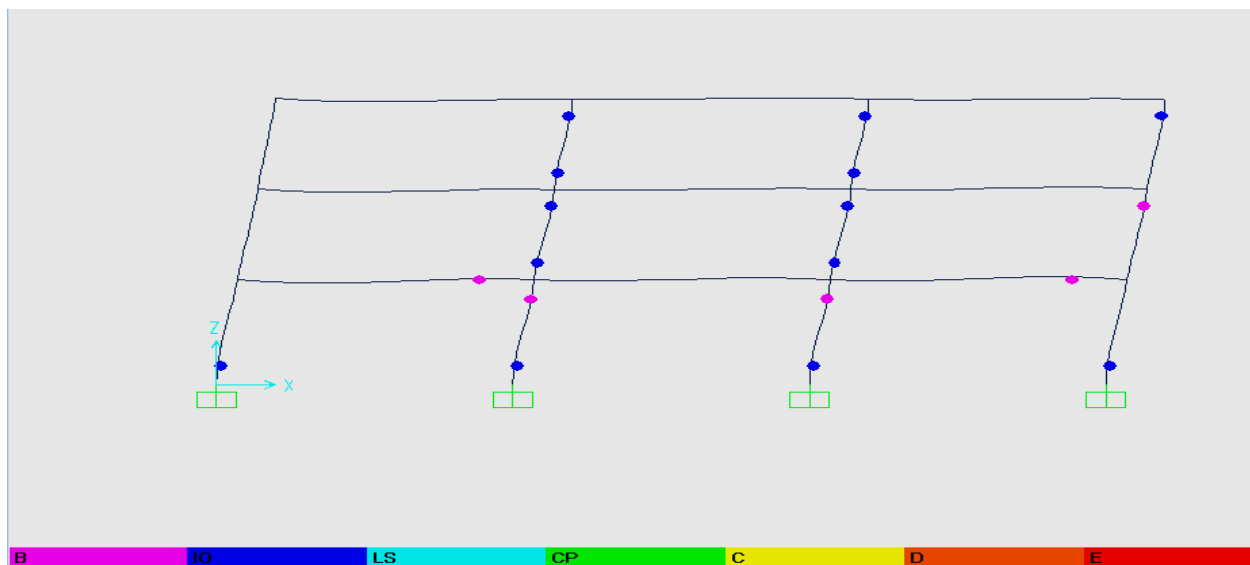
شکل ۴-۴۱) شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول



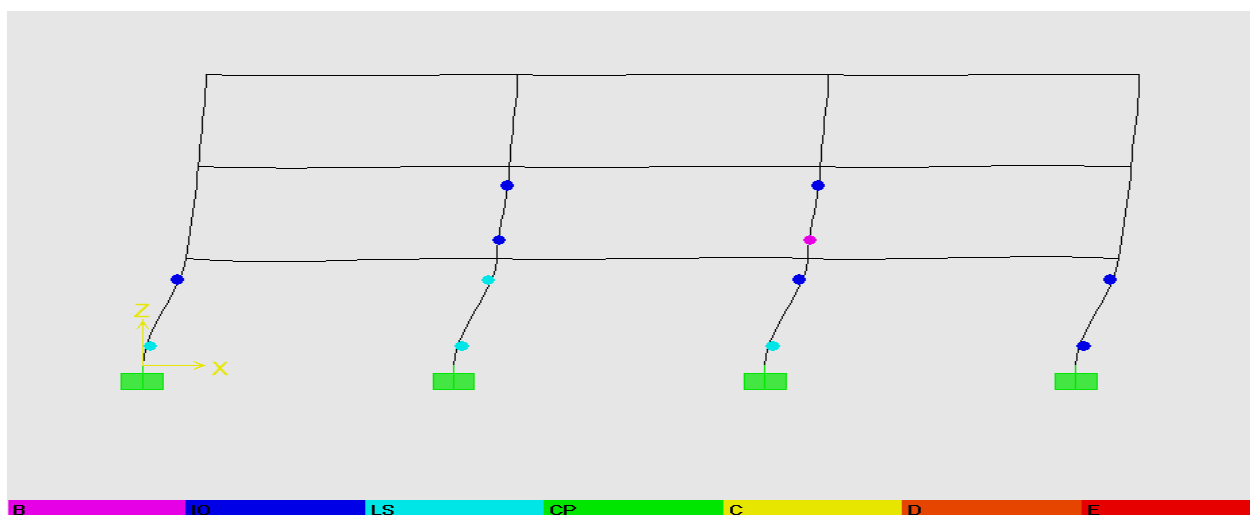
شکل ۴-۴۲) شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول



شکل ۴-۴۳) شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول



شکل ۴-۴۴) شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول



شکل ۴-۴۵) شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی پس از رسیدن به تغییر مکان هدف تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول

همانگونه که می بینید تحت الگوی بارگذاری متناسب با مود اول در کلیه مدل ها که دارای ستون

قوی تر از تیر می باشند مفاصل بوجود آمده در محدوده ایمنی جانی بوده است . در بخش دوم در مدل هایی

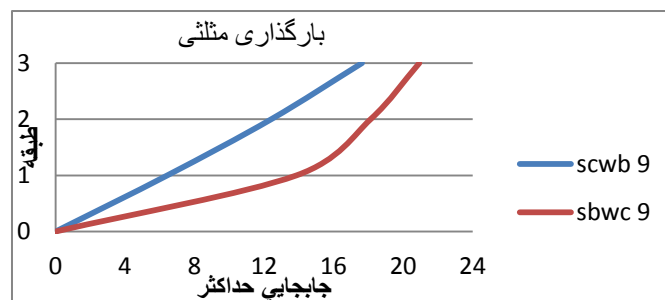
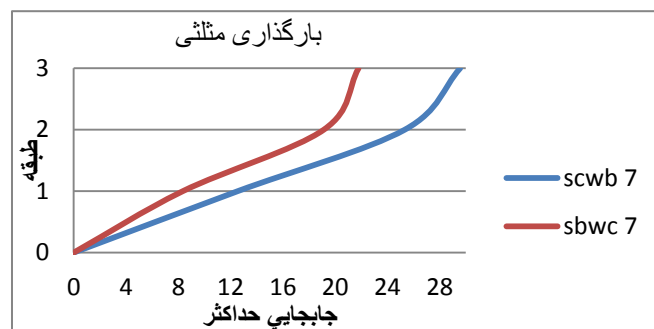
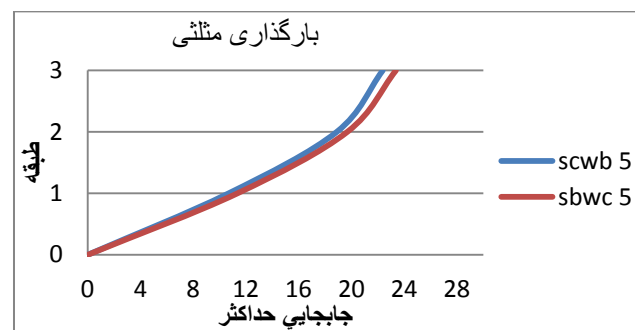
که تیرها قویتر از ستون ها طراحی شده اند ، با افزایش طول دهانه تشکیل مفاصل در محدوده آستانه

فروریزش افزایش پیدا کرده و سطح عملکرد پایین تری را بدست می آورند. و طبقه اول به سمت تشکیل طبقه نرم پیشروی میکند.

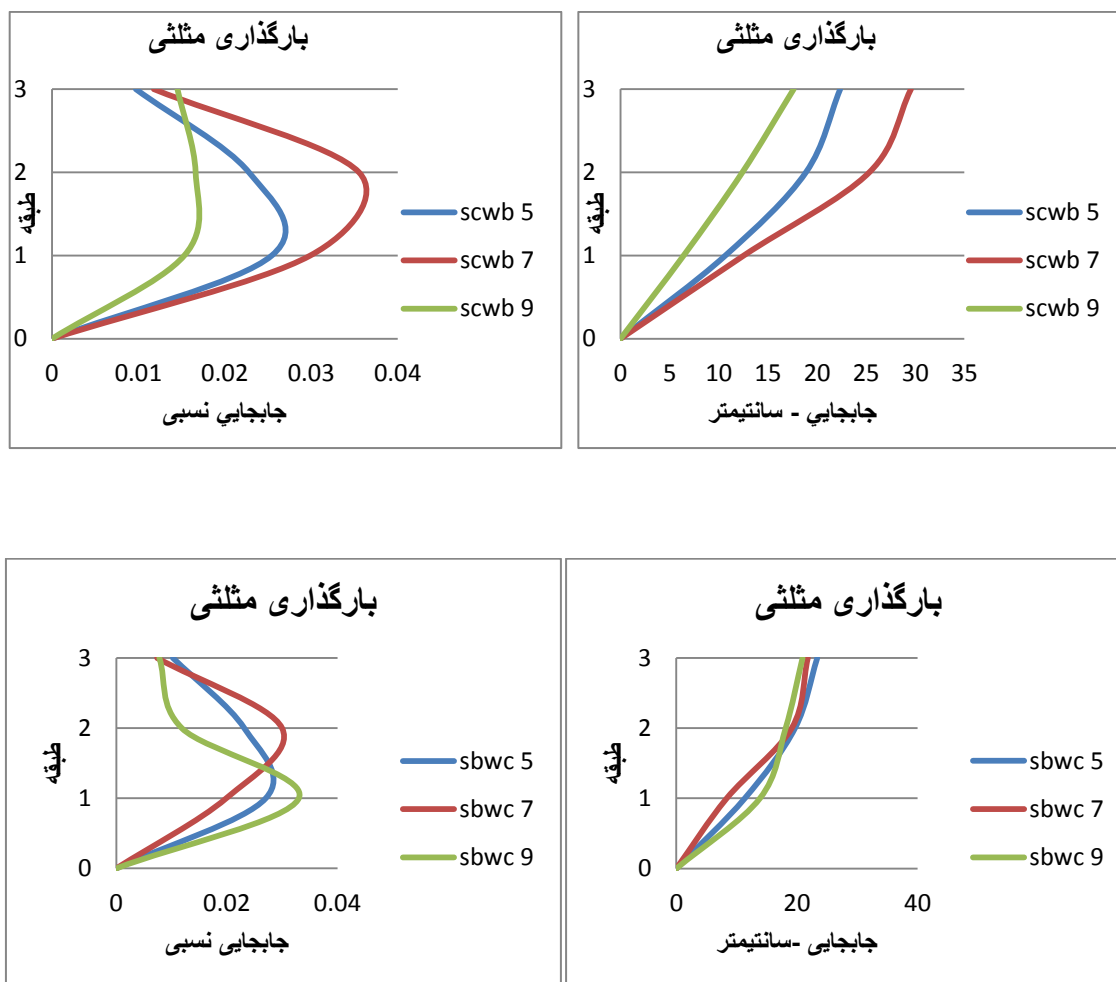
۴-۲-۶. تغییر مکان جانبی طبقات بر اساس الگوهای بارگذاری

در اشکال ۴-۴۶ الی ۴-۴۸ نمودار جابجایی طبقات تحت بارگذاری های جانبی ترسیم شده است. همچنین مقدار دریفت (تغییر مکان نسبی) طبقات در مدل های SbWc در یک نمودار و به صورت مقایسه ای درج شده است.

الف) نمودار تغییر مکان تحت الگوی بارگذاری مثلثی وارونه



شکل ۴-۴۶) الف : نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار مثلثی وارونه



شکل ۴-۴۶) ب: نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت ترکیب بار مثلثی وارونه

همانگونه که مشاهده می شود در مدل های با رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی در قاب با دهانه

۷ متر میزان جابجایی و جابجایی نسبی طبقه اول بیشتر از دو قاب با دهانه ۵ و ۹ متر می باشد. ولیکن در طبقه

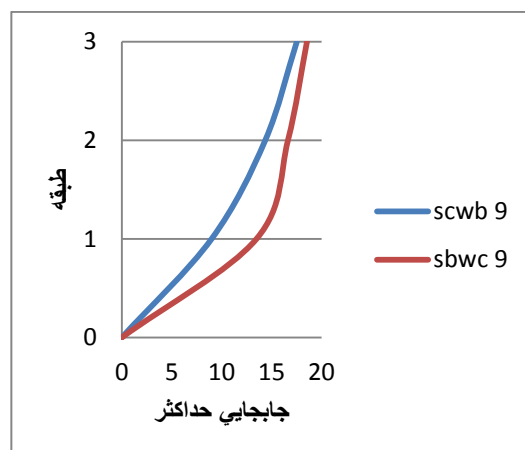
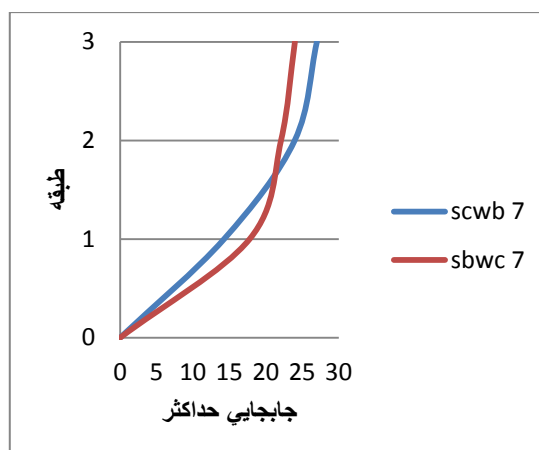
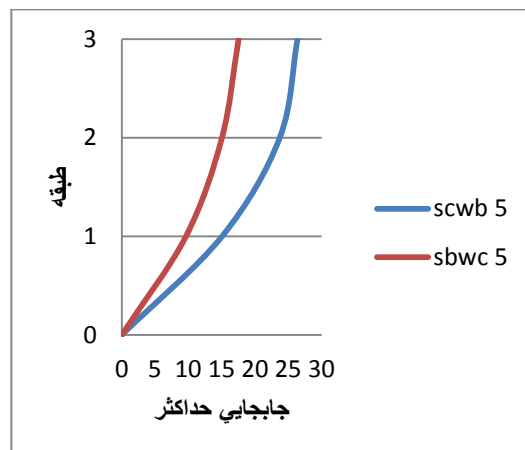
آخر همچنانکه تغییر مکان قاب ۷ متری بیشترین مقدار را دارد ، جابجایی نسبی در قاب ۵ متری کمترین و

قاب ۹ متری بیشترین مقدار را دارد. در حالت دوم که ستونها ضعیف تر از تیرها طراحی شده اند در قاب ۹

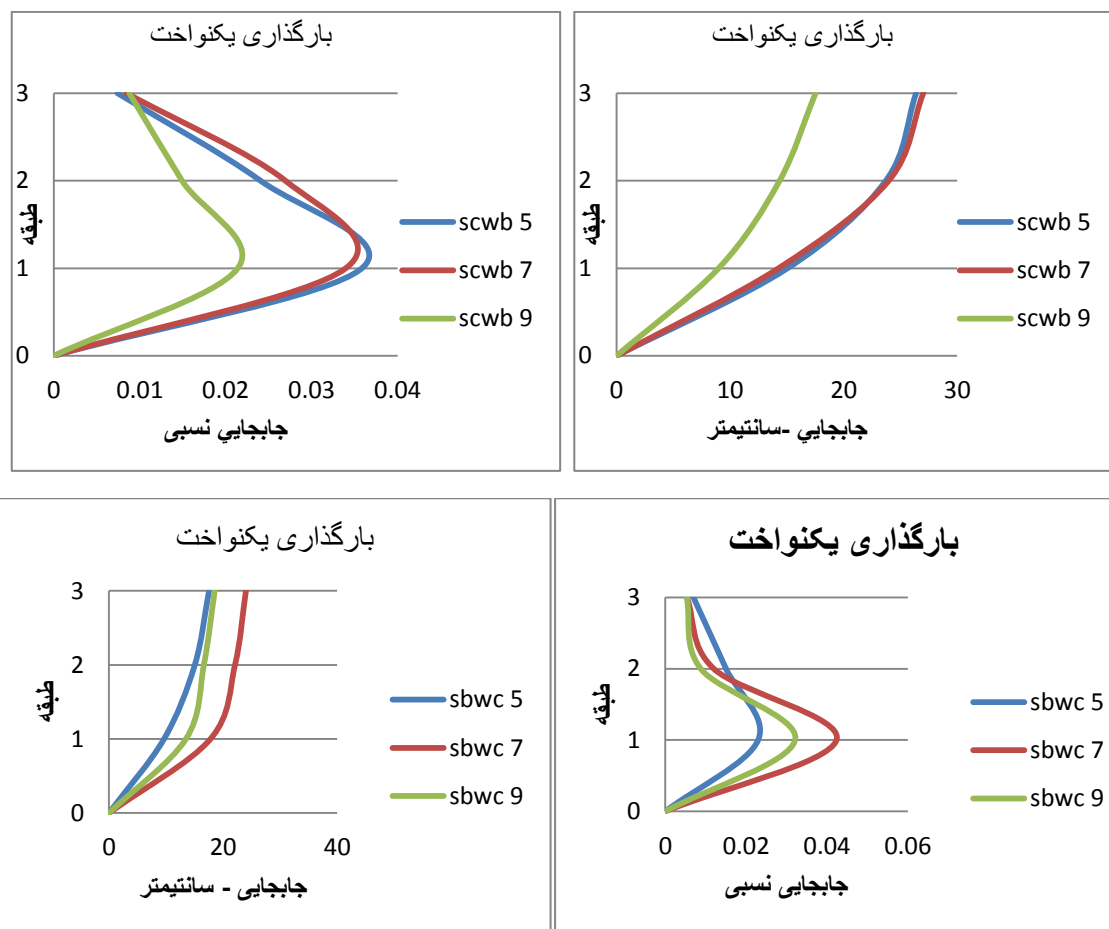
متری ، در طبقه اول میزان تغییر مکان و تغییر مکان نسبی بیشترین مقدار و در طبقه آخر کمترین مقدار را دارا

می باشد.

ب) نمودار تغییر مکان تحت الگوی بار گذاری یکنواخت



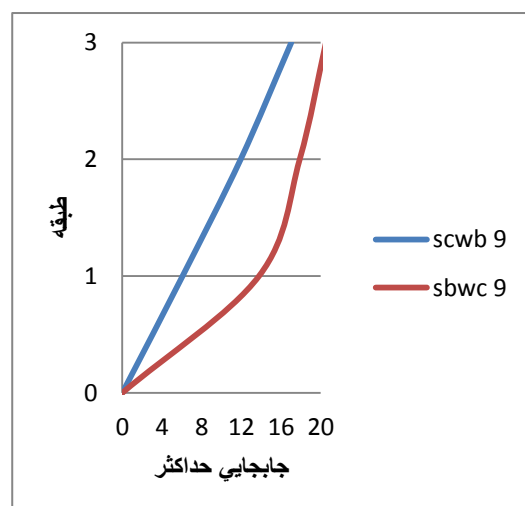
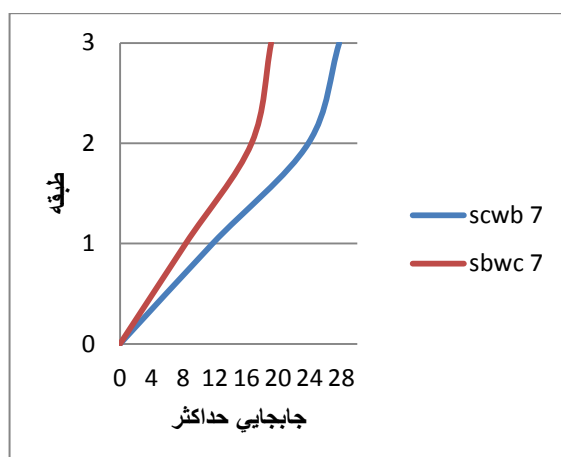
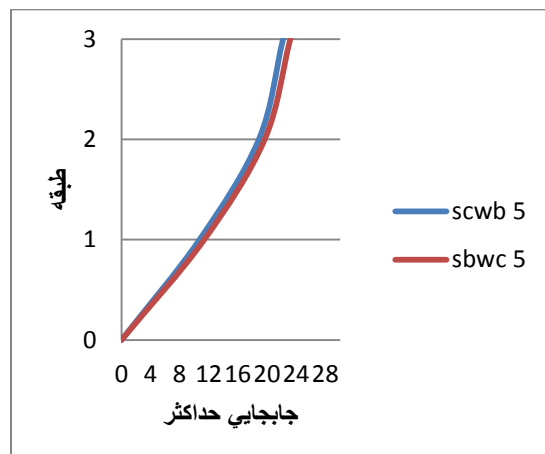
شکل ۴-۴۷) الف: نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار یکنواخت



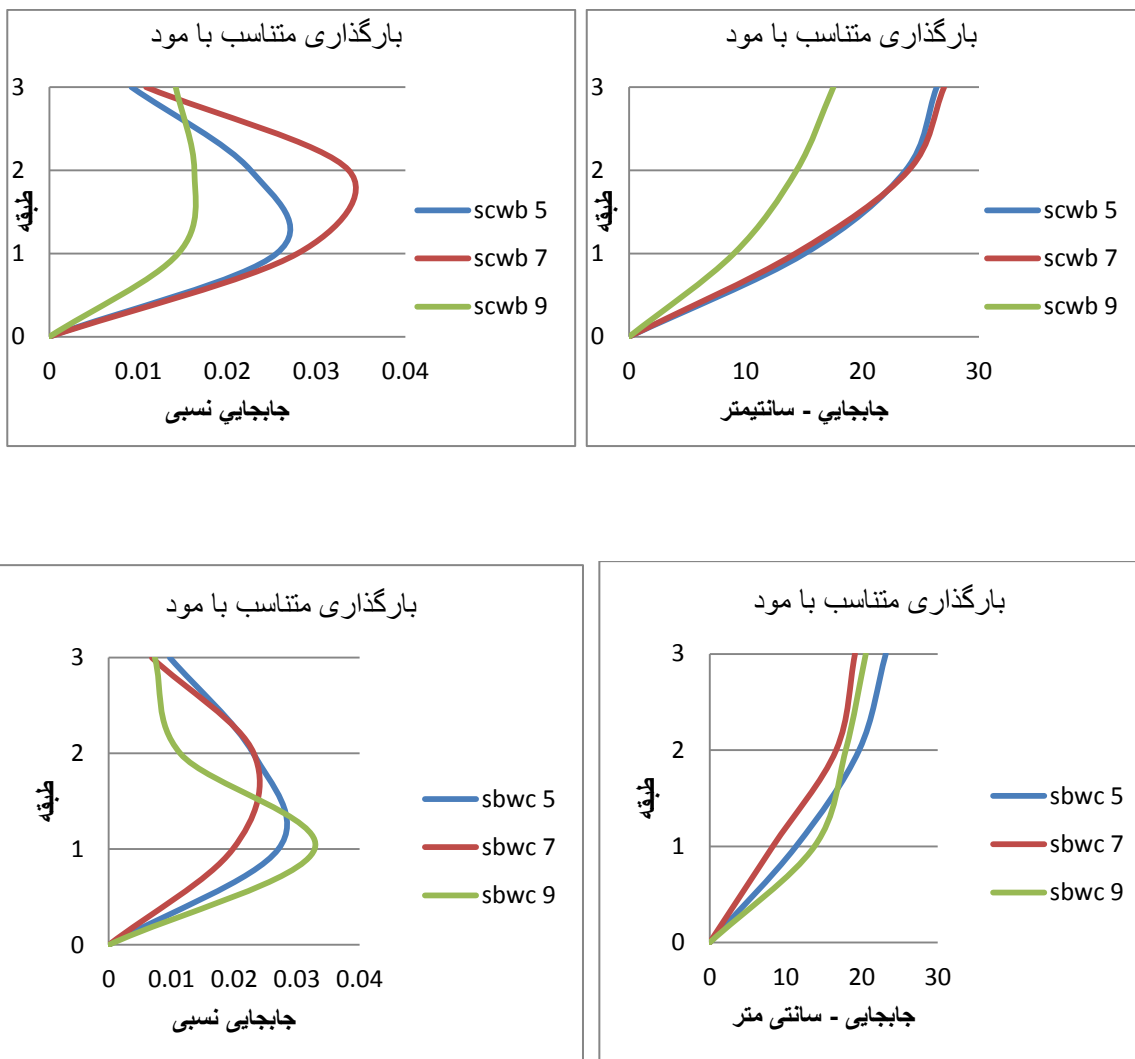
شکل ۴-۴۷) ب: نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار یکنواخت

همانگونه که مشاهده میشود در مدل های با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در قاب با دهانه ۵ متر میزان جابجایی و جابجایی نسبی طبقه اول بیشتر از دو قاب با دهانه ۷ و ۹ متر میباشد . ولیکن در طبقه آخر تغییر مکان قاب ۷ متری بیشترین مقدار و قاب ۹ متری کمترین مقدار را دارد . جابجایی نسبی در قاب ۵ متری کمترین و قاب ۹ متری بیشترین مقدار را دارد . در حالت دوم که ستون ها ضعیف تر از تیرها طراحی شده اند در طبقه اول میزان تغییر مکان و تغییر مکان نسبی قاب ۷ متری ، بیشترین مقدار را دارا می باشد.

ج) نمودار تغییر مکان تحت الگوی بارگذاری متناسب با شکل مود اول



شکل ۴-۴۸) الف: نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار متناسب با شکل مود اول



شکل ۴-۴) ب: نمودار تغییر مکان طبقات تحت ترکیب بار متناسب با شکل مود اول

همانگونه که مشاهده میشود در مدل‌های با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در قاب با دهانه ۹ متر میزان جابجایی طبقه اول و آخر کمتر از دو قاب با دهانه ۵ و ۷ متر میباشد. جابجایی نسبی طبقه آخر در قاب ۹ متری بیشترین مقدار را دارد، و جابجایی نسبی در قاب ۵ متر کمترین مقدار را دارد. در حالت دوم که ستون‌ها ضعیف تر از تیرها طراحی شده‌اند، در قاب ۹ متری در طبقه اول میزان تغییر مکان و تغییر مکان نسبی بیشترین مقدار و در طبقه آخر قاب ۵ متری بیشترین مقدار را دارد.

۴-۲-۷. مدل خرابی رافائل و میر

رافائل و میر به منظور ارزیابی لرزه ای تحلیلی ، شاخصی به نام پارامتر خرابی کلی را مطابق رابطه

$$GDP = \frac{d_R - d_Y}{d_F - d_Y} \text{ پیشنهاد دادند.}$$

که در آن d_R ، d_Y و d_F به ترتیب بیشینه تغییر مکان بام تحت اثر زلزله استاتیکی معادل ، تغییر مکان بام

متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در یکی از ستون های طبقه دوم به بالای سازه بر اساس تحلیل

استاتیکی غیر خطی پوش آور و تغییر مکان بام متناظر با در آستانه فرو ریزش قرار گرفتن یکی از ستونهای

طبقه اول سازه بر اساس روش تحلیل استاتیکی غیر خطی پوش آور.[۲۷]

محدوده مقادیر این شاخص از صفر (عدم خرابی یا خسارت) تا یک (خرابی یا خسارت کلی) تغییر میکند.

این شاخص پیشنهادی در مقایسه با سایر شاخصهای خرابی به دلیلی سهولت تعیین پارامترهای مشخص کننده

میزان پارامتر خرابی کلی ، از سرعت بالایی برخوردار است و می تواند موجب تسريع در تصمیم گیری شود.

این در حالی است که دقت این شاخص نیز در حد مناسبی می باشد. دقت سنجی این شاخص توسط سایر

محققین [۲۸] بررسی شده و همه نتایج حاکی از دقت مناسب این شاخص در مقایسه با سایر شاخص هایی

است که اثرات توأم تغییر شکل های زیاد و بارگذاری دوره ای تکراری را در نظر می گیرند .

۴-۲-۷-۱. نمودار های مدل خرابی رافائل و میر

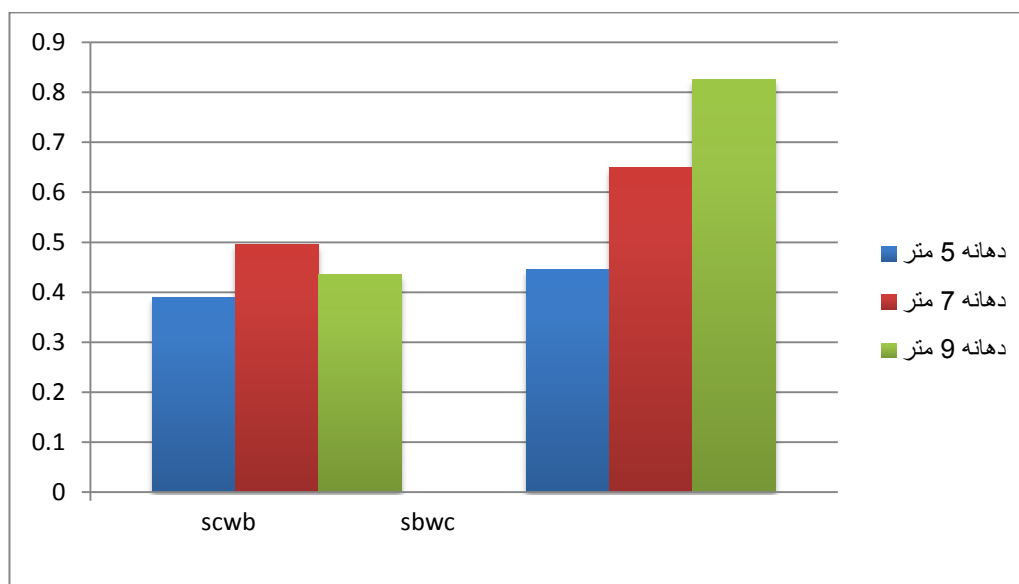
در این قسمت طبق توضیحات ارائه شده قبل شاخص خرابی هر یک از مدل های مفروض را تحت اثر

هر سه الگوی بار جانبی اعمال شده به این مدلها بدست آورده و در جدول ۴-۴ ارائه میشود.

جدول ۴-۴. قدر مطلق شاخص خرابی در مدل‌های مورد تحقیق

مدل	dR	dY	dF	(dR-dY)	(dF-dY)	GDP
scwb 5	۲.۳۴	۱۲.۰۹	۳۷.۱۷	۹.۷۵	۲۵.۰۸	۰.۳۹
sbwc 5	۲.۳۴	۱۲.۹۴	۳۶.۷۹	۱۰.۶۰۴	۲۳.۸۴۶	۰.۴۴
scwb 7	۳.۰۷۴	۱۳.۲۷	۳۳.۸۵	۱۰.۱۹۶	۲۰.۵۸	۰.۴۹
sbwc 7	۲.۲۶۸	۱۰.۸۲	۲۴	۸.۵۵۲	۱۳.۱۸	۰.۶۵
scwb 9	۲.۰۳۸	۱۱.۴۳	۳۳.۰۵۴	۹.۳۹۲	۲۱.۶۲۴	۰.۴۳
sbwc 9	۱.۷۶	۱۰.۴۳	۲۰.۹۳	۸.۶۷	۱۰.۵	۰.۸۲

در اینجا نمودار میله ای شاخص های بدست آمده را ترسیم می کنیم.



شکل ۴-۴۹) نمودار شاخص خرابی رافائل سمیر در مدل‌های انتخابی

همانگونه که مشاهده میکنید در هر سه دهانه ۵، ۷ و ۹ متر در حالتی که ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در آن رعایت نشده است، شاخص های خرابی بیشتر از حالتی است که این ضابطه در آن رعایت شده است. و میزان اختلاف این دو حالت با افزایش دهانه، بیشتر می شود.

۳-۴. نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی

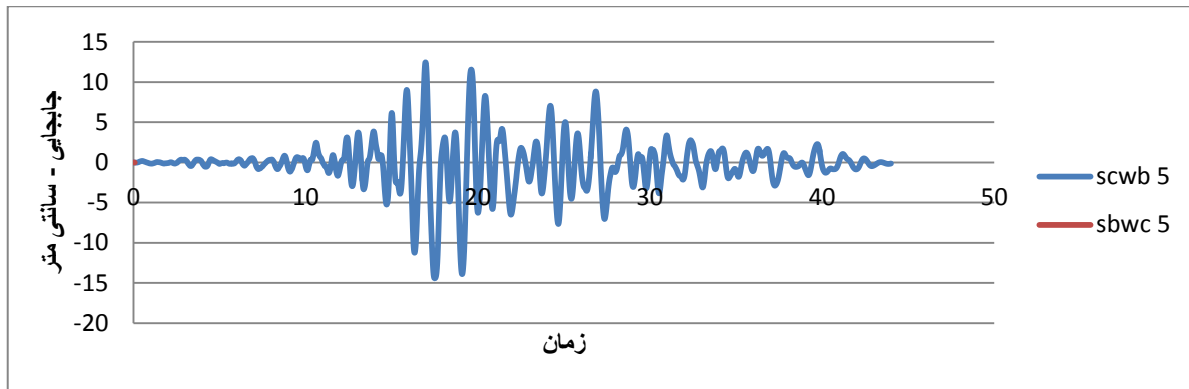
در این قسمت نتایج مربوط به تاریخچه تغییرات تغییر مکان جانبی بام نشان داده شده است. بخش دیگری از این نتایج مربوط به تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی آورده شده است. بخشی از این نتایج شامل نمودار های ماکزیمم تغییر مکان جانبی طبقات و ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات می باشد. این نتایج برای زلزله های معرفی شده در فصل قبل که در هر یک از مدل های تحلیل شده بدست آمده و ترسیم شده است.

در انتها نیز توزیع مفاصل پلاستیک در هر یک از مدل ها نشان داده شده است.

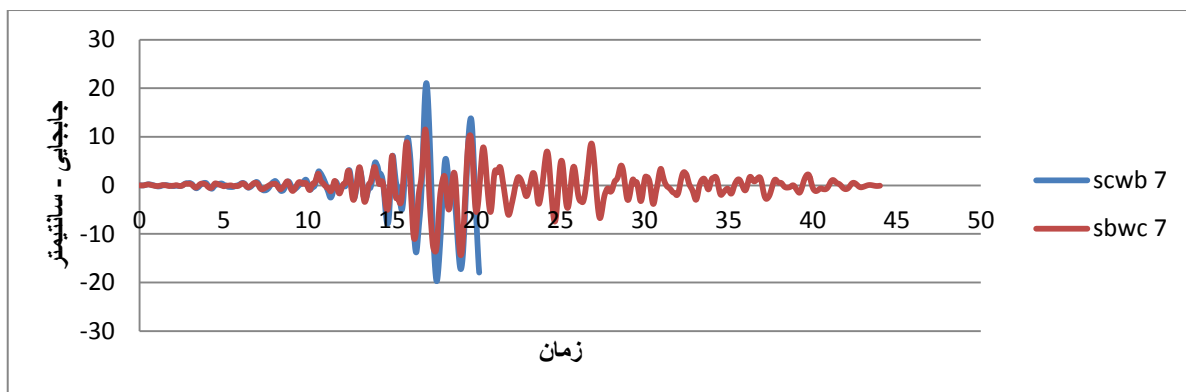
۱-۳-۴. نتایج تاریخچه تغییرات تغییر مکان جانبی بام

اشکال ۴-۵۰ تا ۴-۵۶ نشان دهنده نمودار تغییر مکان جانبی بام حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی بر روی مدل های با دهانه ۵، ۷ و ۹ متر در دو حالت طراحی بر اساس تیر ضعیف و طراحی بر اساس تیر قوی، تحت هر یک از زلزله های انتخابی می باشد. در این نمودارها اختلاف میان حداکثر جابجایی در بین نمودارها قابل مشاهده می باشد. چنانچه می بینید تحت زلزله لوما پریتا و قبل از اتمام مدت ارتعاش، کلیه مدل ها به مرحله گسیختگی رسیده و دیگر نتایج پس از آن معتبر نمی باشد. لذا در میان گیری از نتایج حاصل از این زلزله استفاده نمیشود تا میزان خطا در نتایج حاصله کاهش پیدا کند.

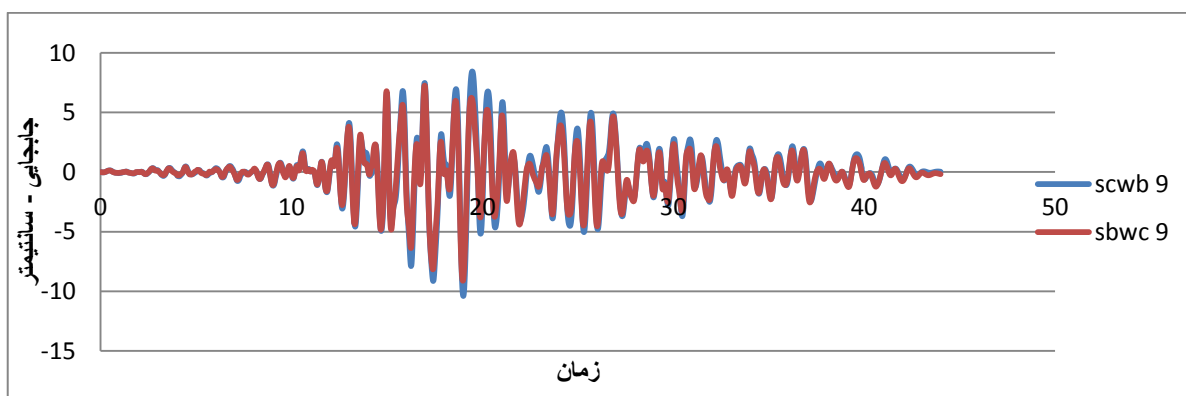
۱- زلزله لندرز



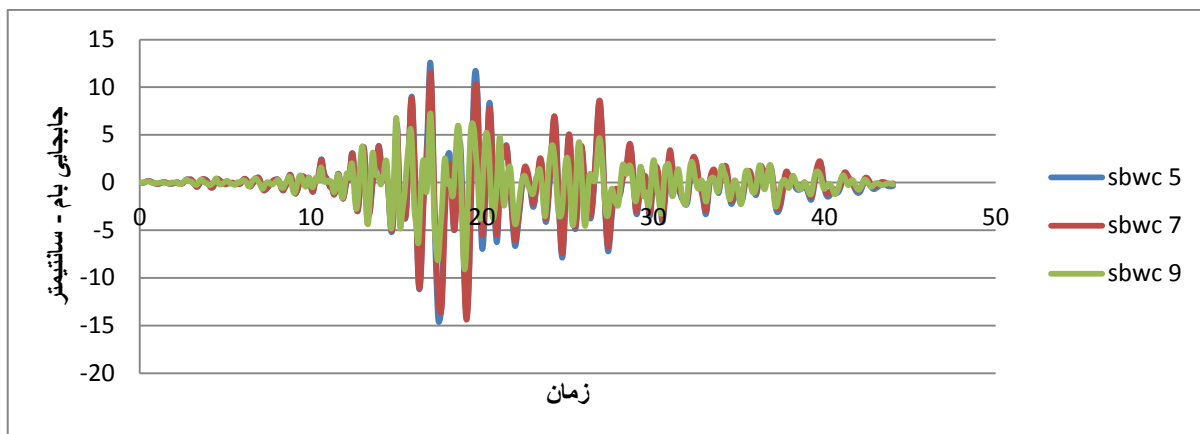
شکل ۴-۵۰) الف: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۵ متر تحت زلزله لندرز



شکل ۴-۵۰) ب: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۷ متر تحت زلزله لندرز

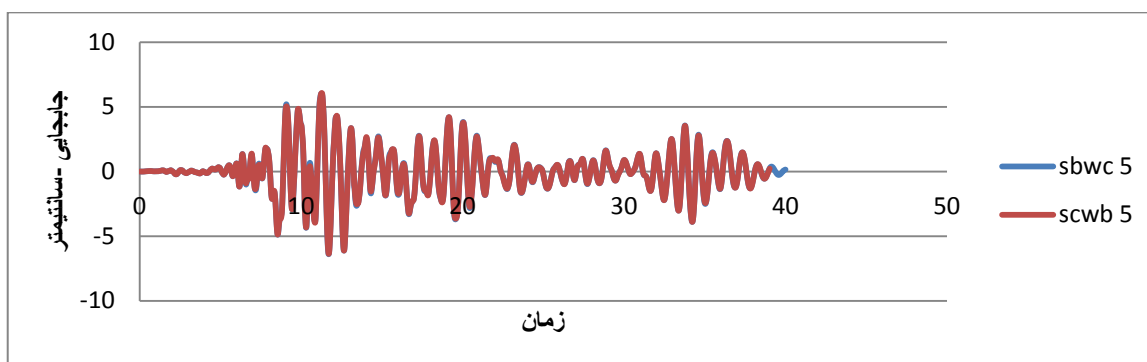


شکل ۴-۵۰) ج: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۹ متر تحت زلزله لندرز

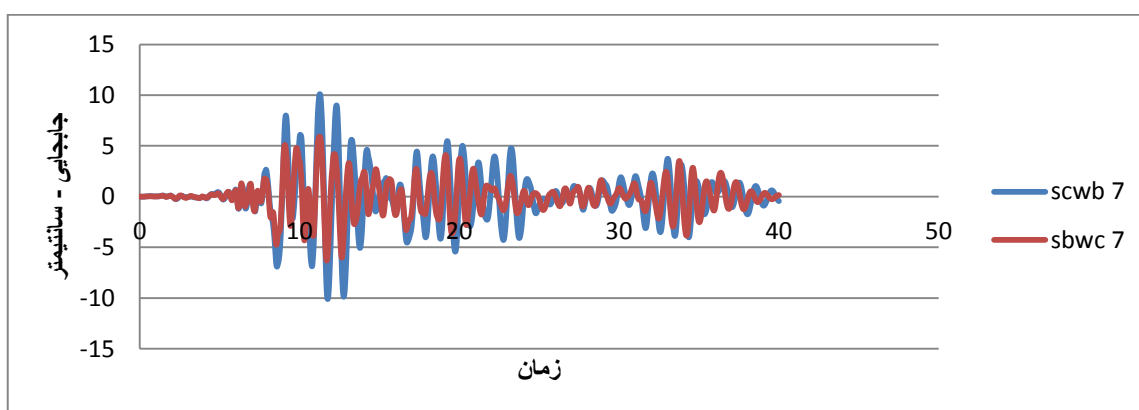


شکل ۴-۵۰) د: تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله لندرز

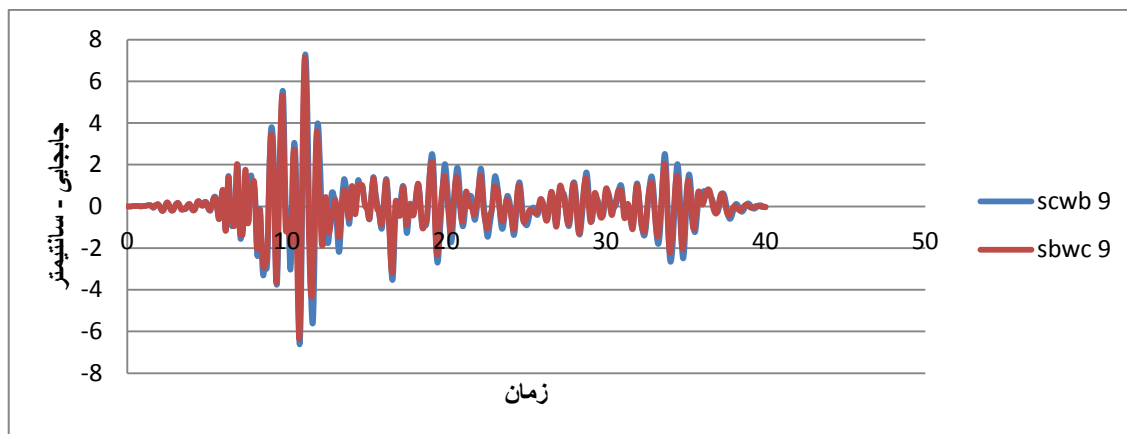
۱- زلزله امپریال ولی



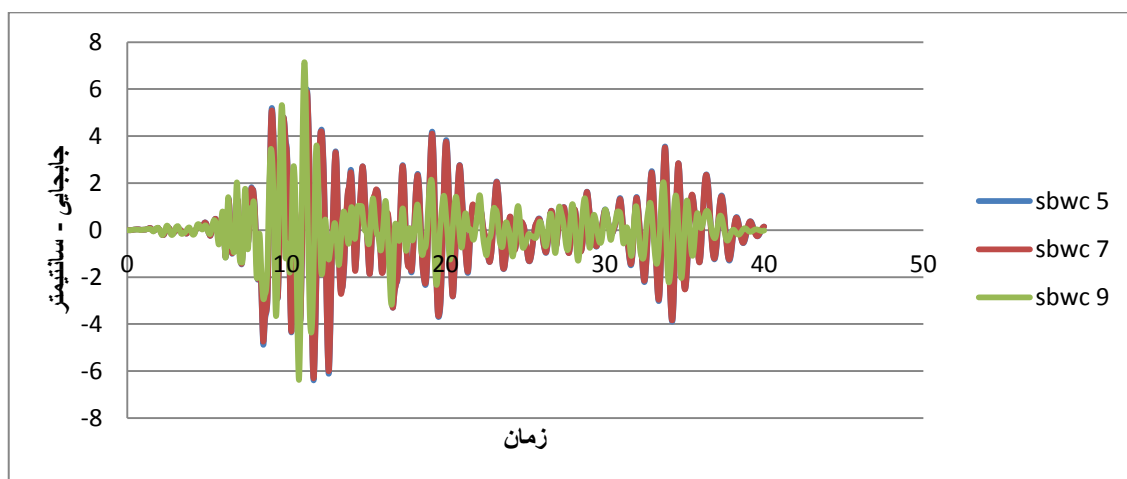
شکل ۴-۵۱) الف: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۵ متر تحت زلزله امپریال ولی



شکل ۴-۵۱) ب: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۷ متر تحت زلزله امپریال ولی

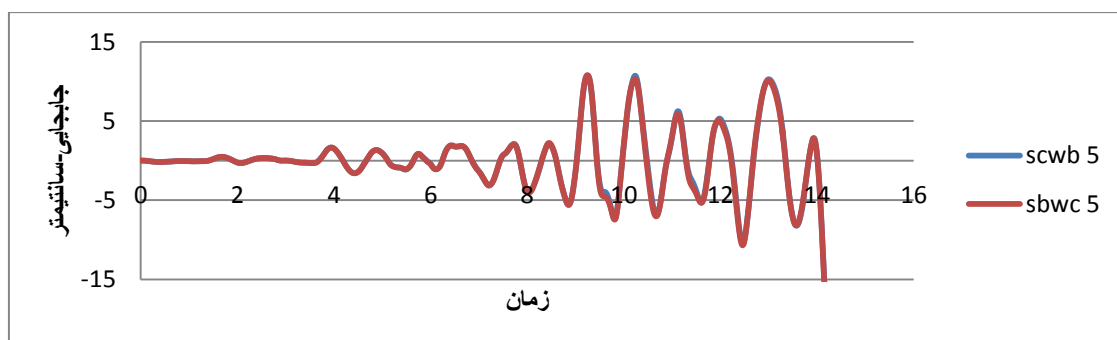


شکل ۴-۵۱) ج: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۹ متر تحت زلزله امپریال ولی

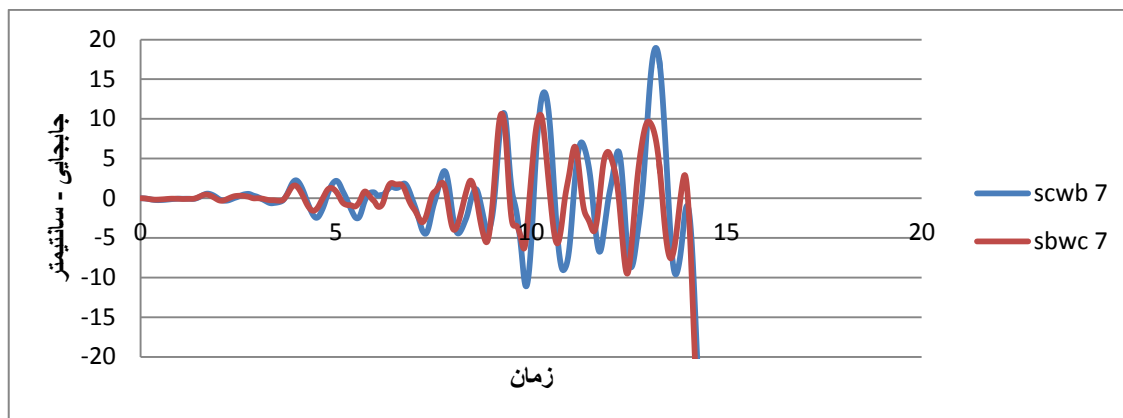


شکل ۴-۵۱) د: تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله امپریال ولی

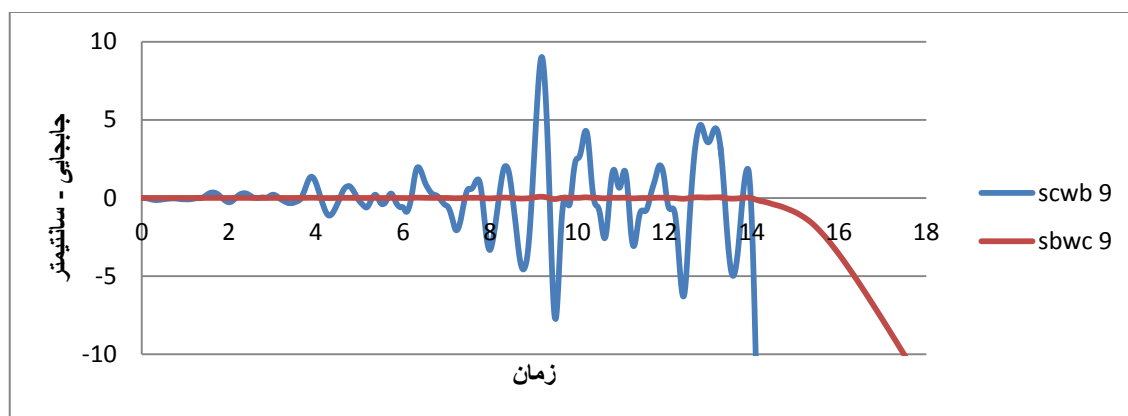
۲- زلزله لوما پریتا



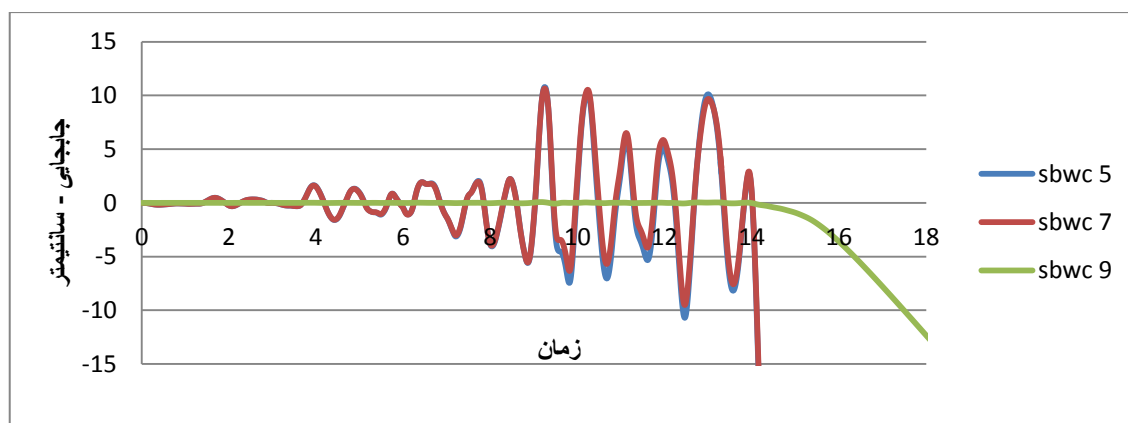
شکل ۴-۵۲) الف: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۵ متر تحت زلزله لوما پریتا



شکل ۴-۵۲) ب: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۷ متر تحت زلزله لوما پریتا

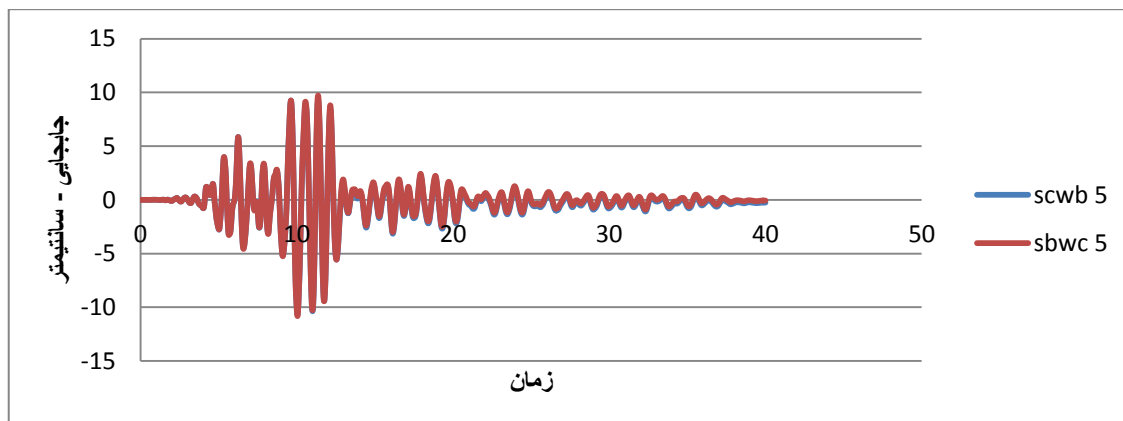


شکل ۴-۵۲) ج: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۹ متر تحت زلزله لوما پریتا

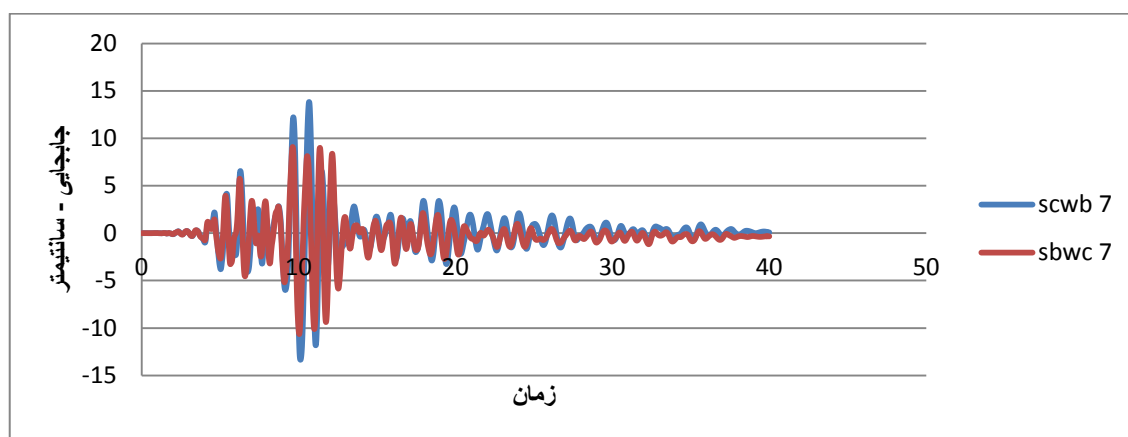


شکل ۴-۵۲) د: تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله لوما پریتا

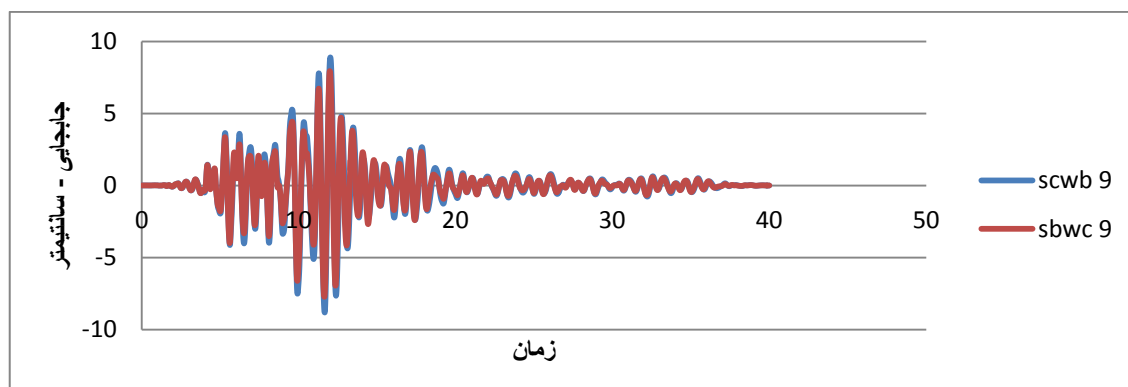
۳- زلزله نورتریج



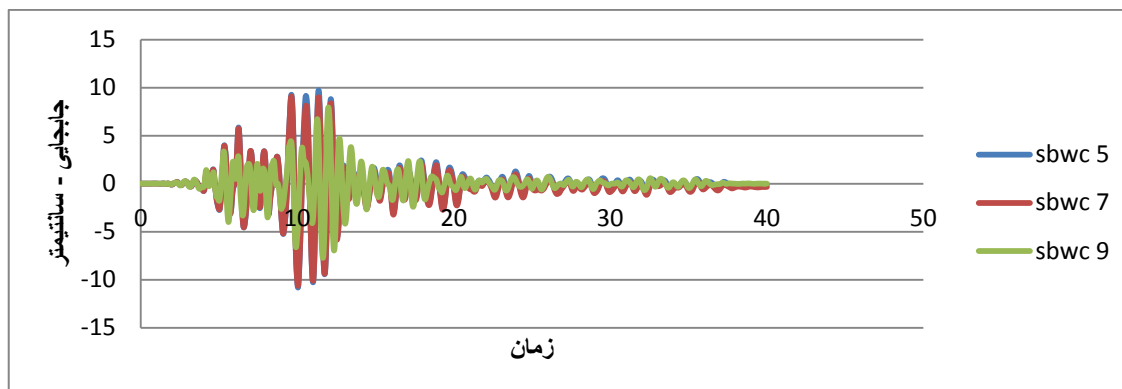
شکل ۴-۵۳) الف : تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۵ متر تحت زلزله نورتریج



شکل ۴-۵۳) ب : تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۷ متر تحت زلزله نورتریج

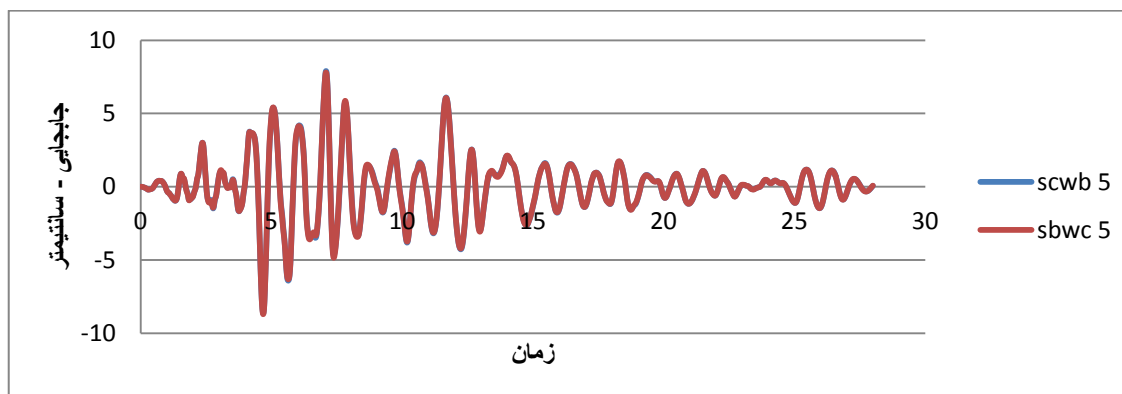


شکل ۴-۵۳) ج : تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۹ متر تحت زلزله نورتریج

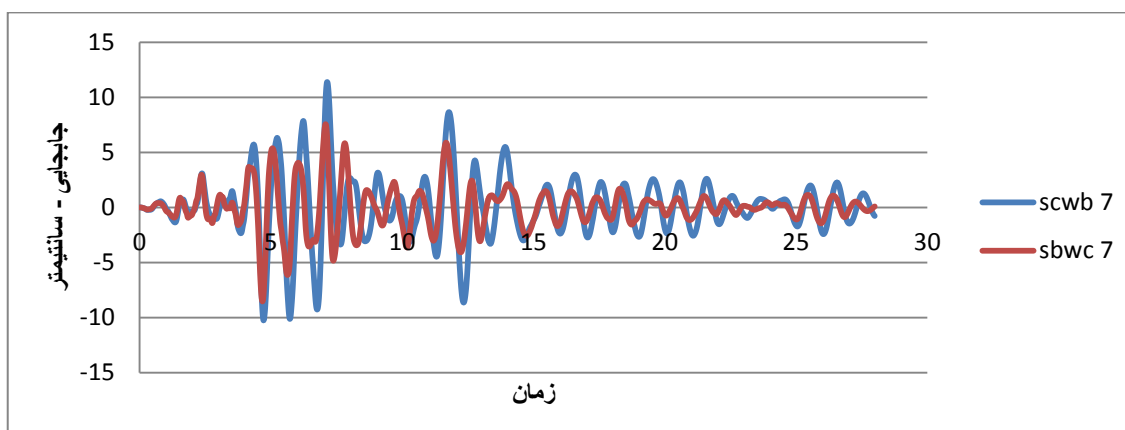


شکل ۴-۵۳) د: تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله نورتریج

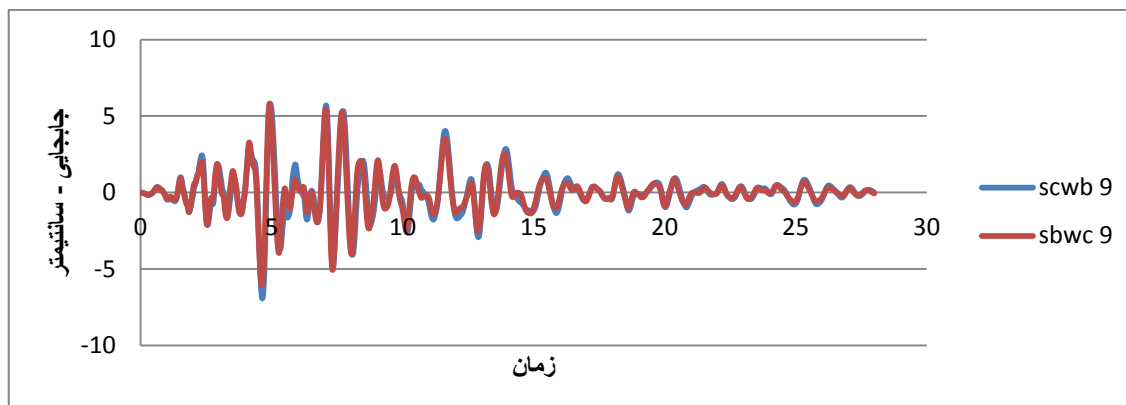
۴- زلزله سن فرناندو



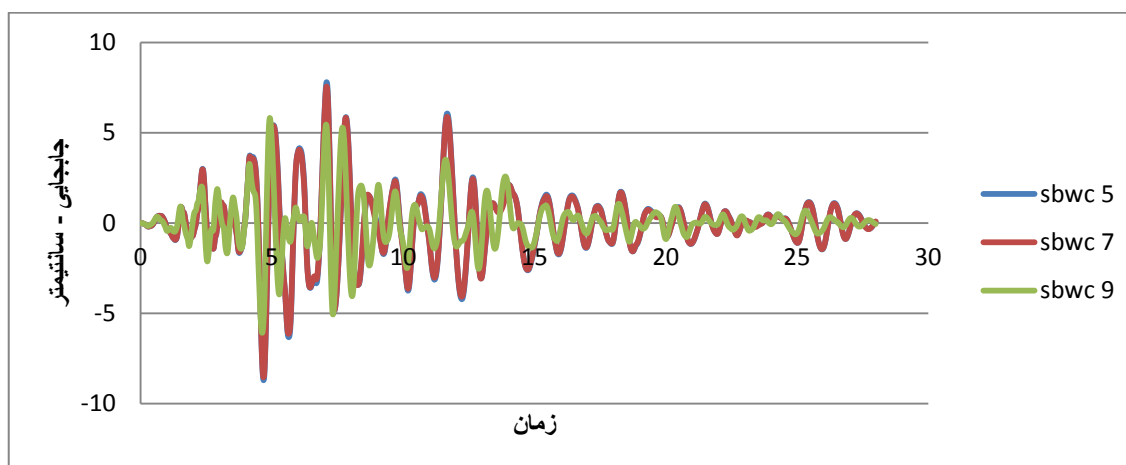
شکل ۴-۵۴) الف: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۵ متر تحت زلزله سن فرناندو



شکل ۴-۵۴) ب: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۷ متر تحت زلزله سن فرناندو

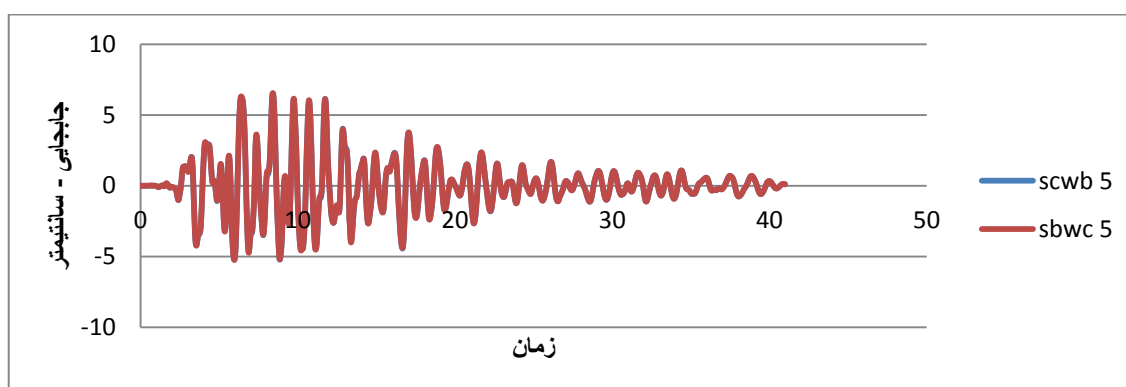


شکل ۴-۵۴) ج: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۹ متر تحت زلزله سن فرناندو

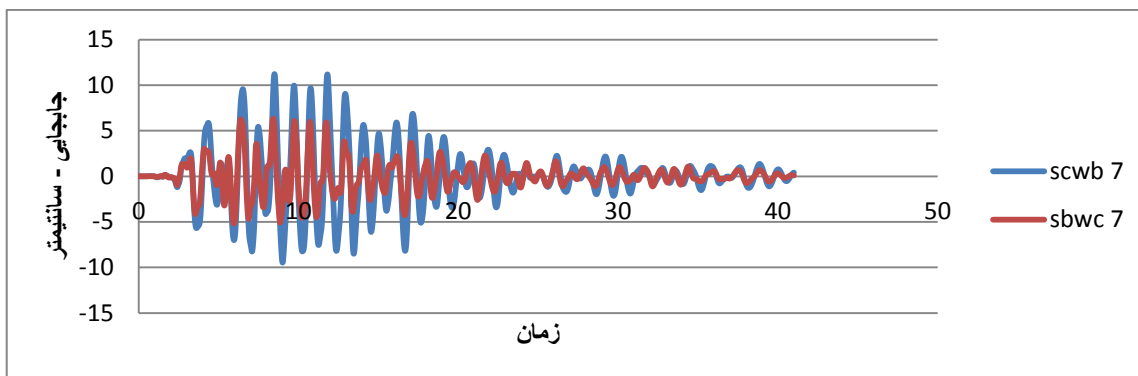


شکل ۴-۵۴) د: تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله سن فرناندو

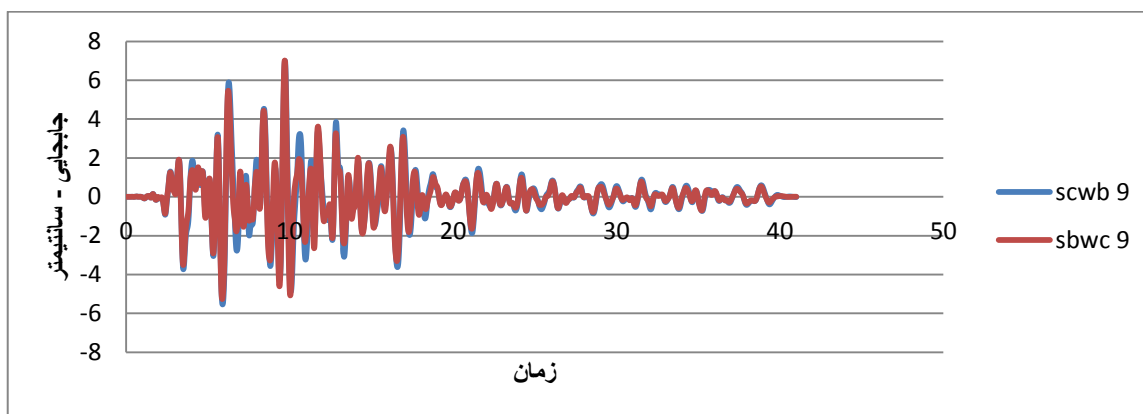
۵- زلزله کوبه



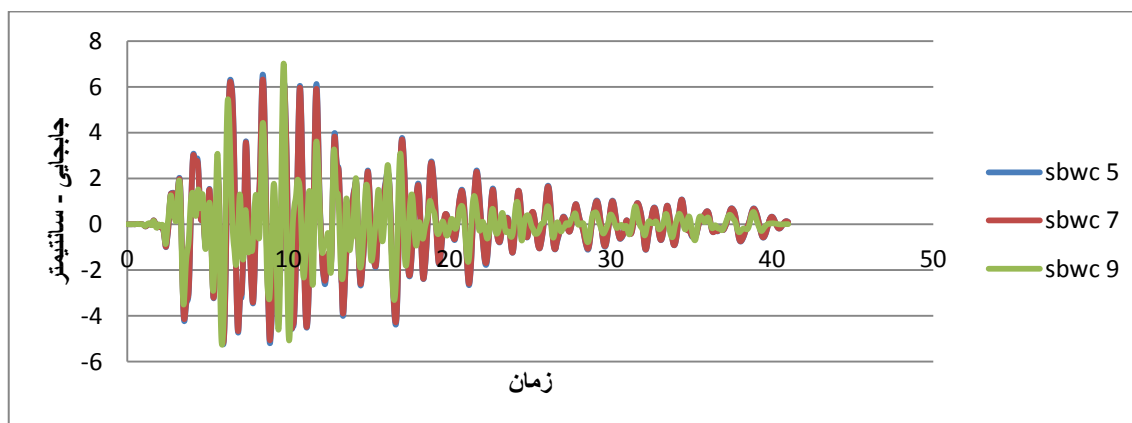
شکل ۴-۵۵) الف: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۵ متر تحت زلزله کوبه



شکل ۴-۵۵) ب: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۷ متر تحت زلزله کوبه

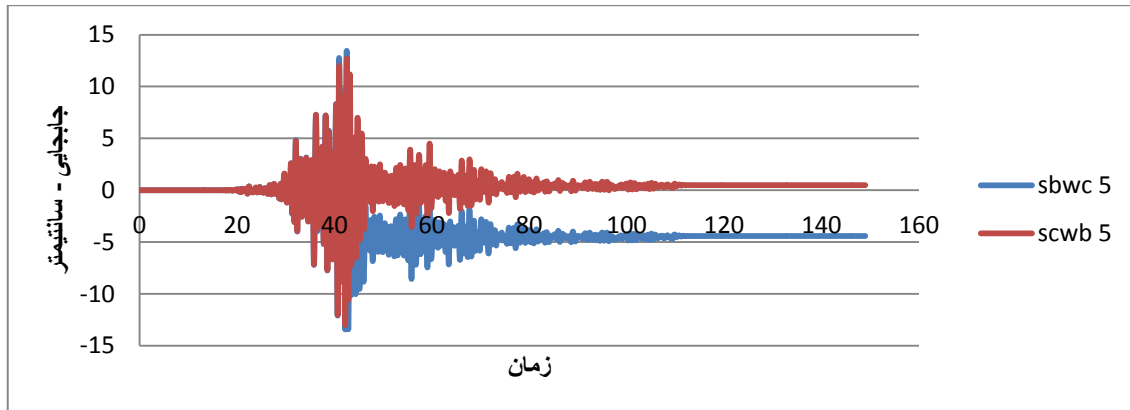


شکل ۴-۵۵) ج: تاریخچه تغییر مکان بام در قاب با دهانه ۹ متر تحت زلزله کوبه

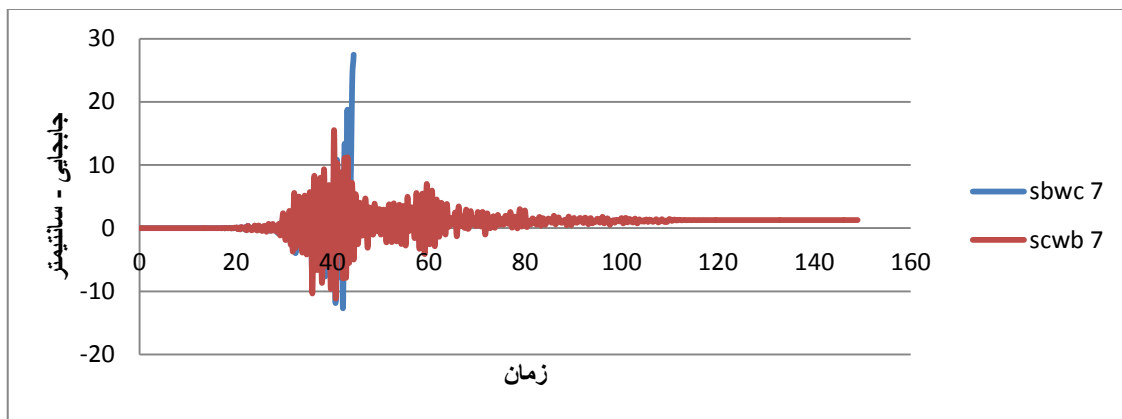


شکل ۴-۵۵) د: تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله کوبه

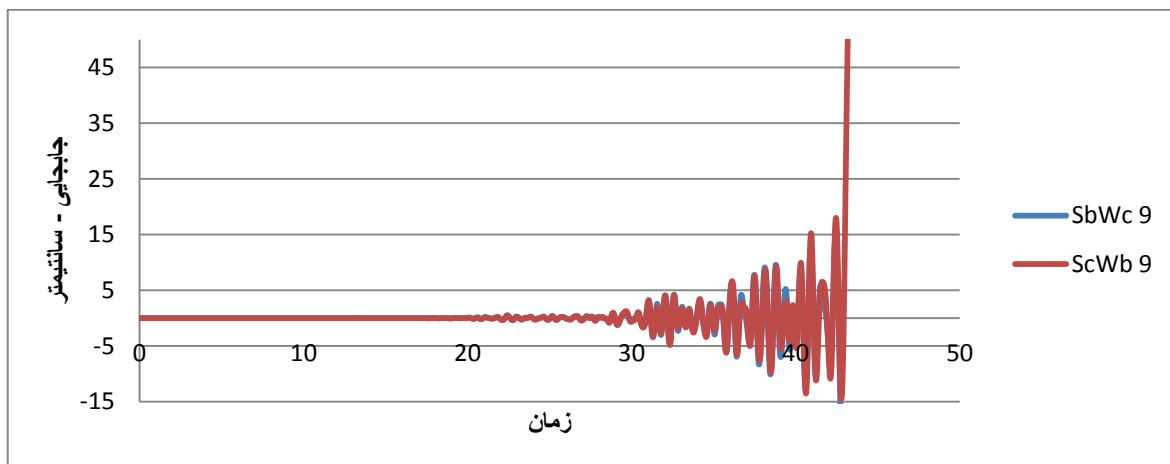
۶- زلزله چي چي



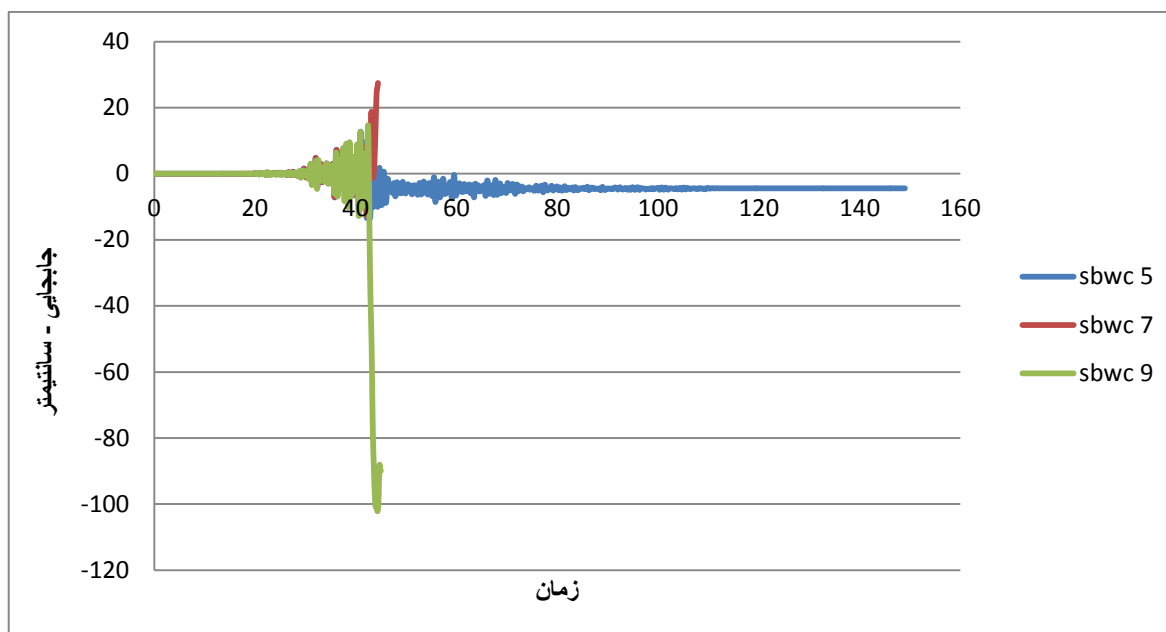
شکل ۴-۵۶ الف : تاريخچه تغيير مكان بام در قاب با دهانه ۵ متر تحت زلزله چي چي



شکل ۴-۵۶ ب : تاريخچه تغيير مكان بام در قاب با دهانه ۷ متر تحت زلزله چي چي



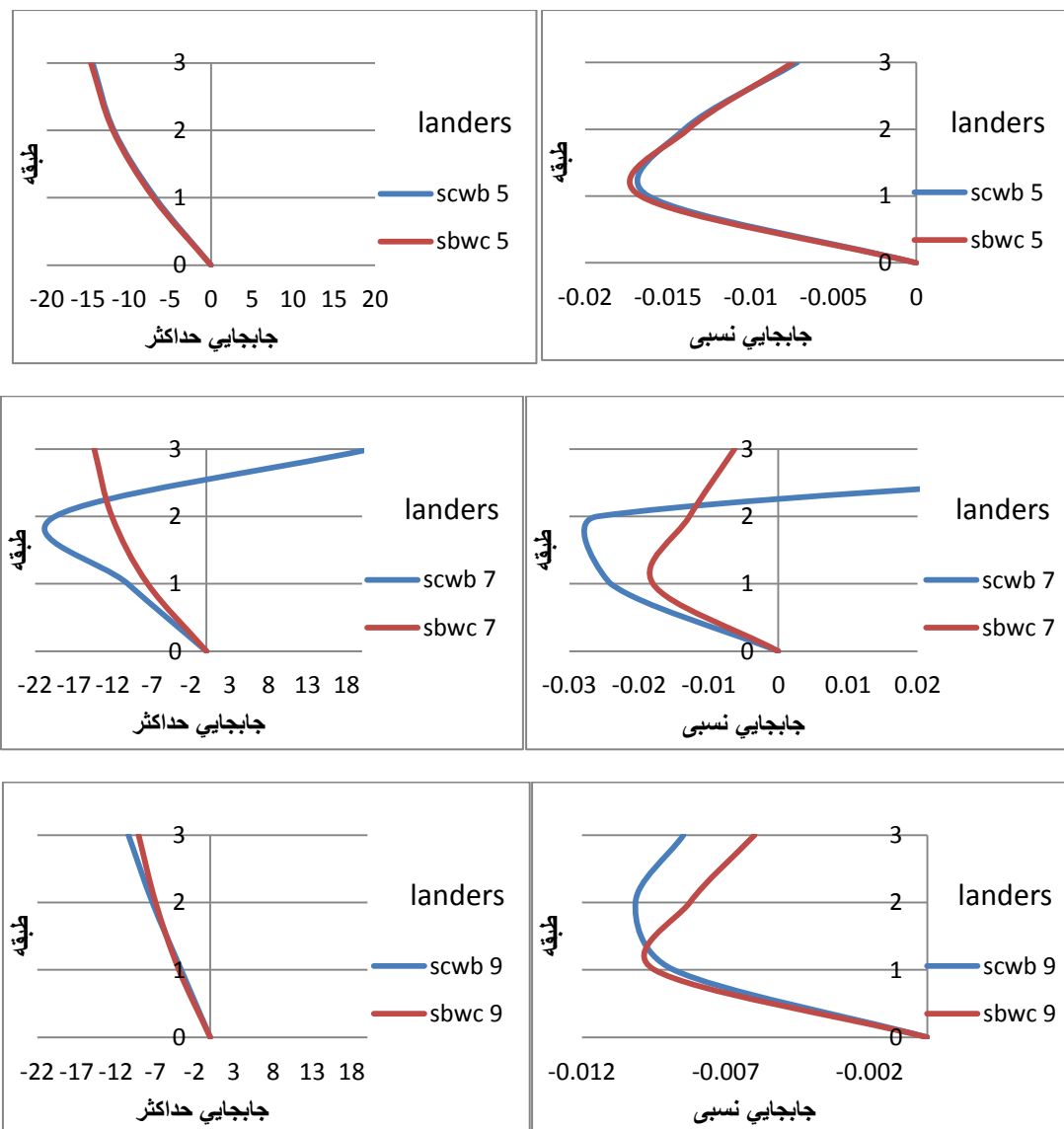
شکل ۴-۵۶ ج : تاريخچه تغيير مكان بام در قاب با دهانه ۹ متر تحت زلزله چي چي



شکل ۴-۵۶) د : تاریخچه تغییر مکان بام تحت زلزله چی چی

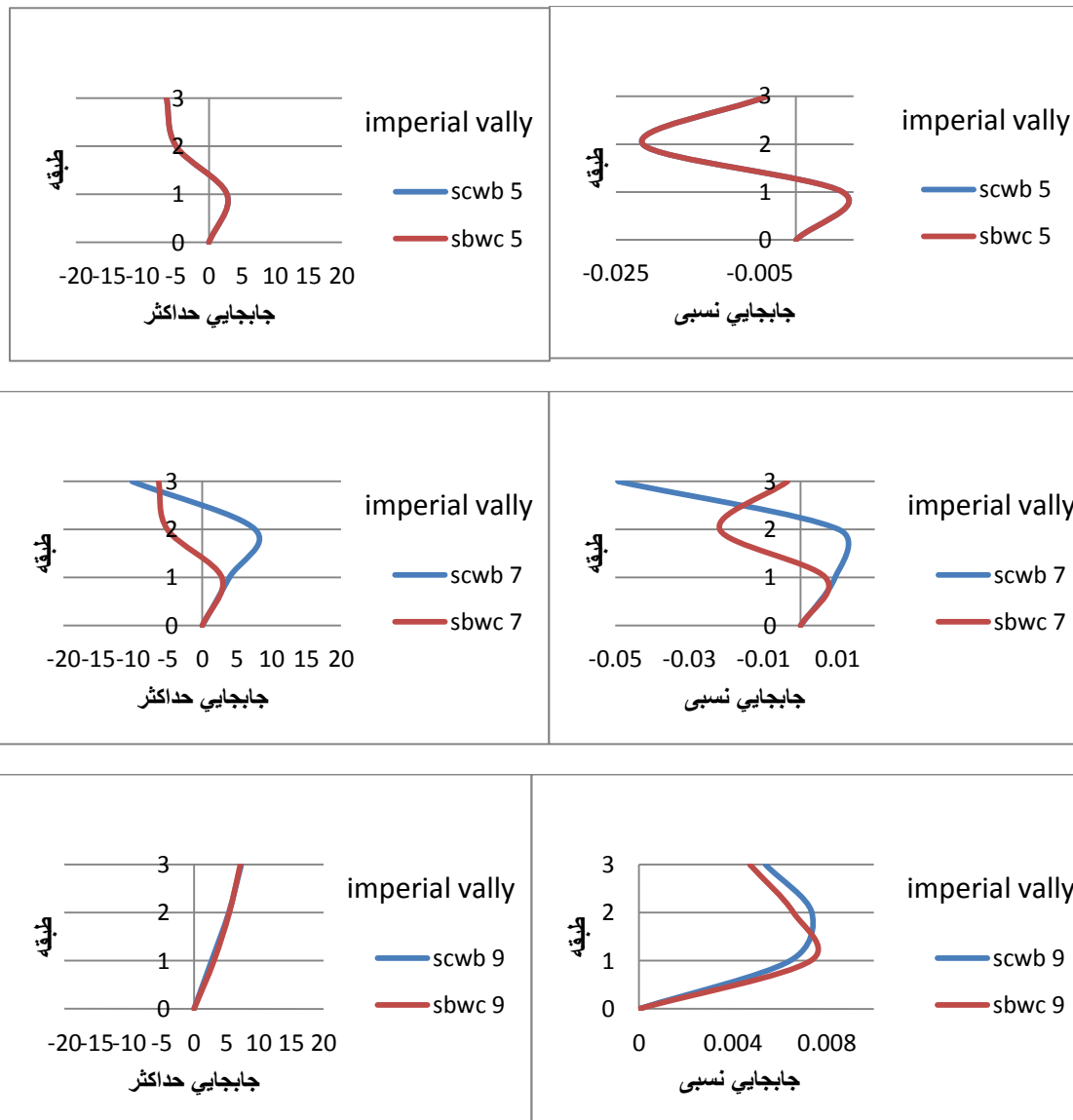
۴-۳-۲. نمودار تغییر مکان جانبی طبقات

در شکل های ۴-۵۷ تا ۴-۶۳ به ترتیب توزیع تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به پاسخ های تحلیل تاریخچه زمانی برای کلیه مدل ها تحت زلزله های معرفی شده نمایش داده می شود .



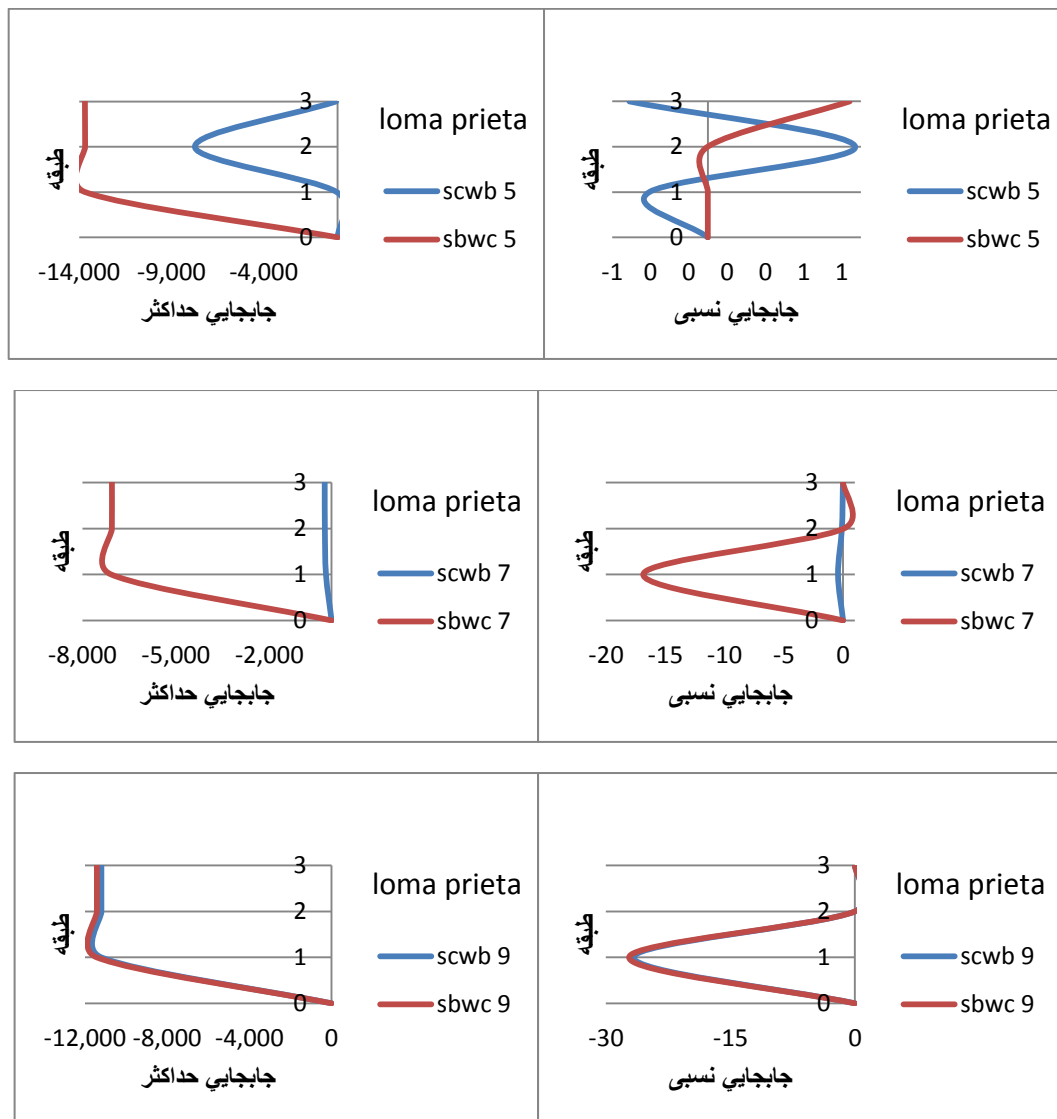
شکل ۴-۵۷) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله لندرز

تحت زلزله لندرز ، رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی در قاب های با دهانه ۵ و ۹ متر ، تأثیری در میزان جابجایی و دررفت در طبقات ساختمان بوجود نیاورده است . ولی در قاب ۷ متری این ضابطه باعث کاهش مقادیر مربوط به جابجایی طبقات آخر می شود .



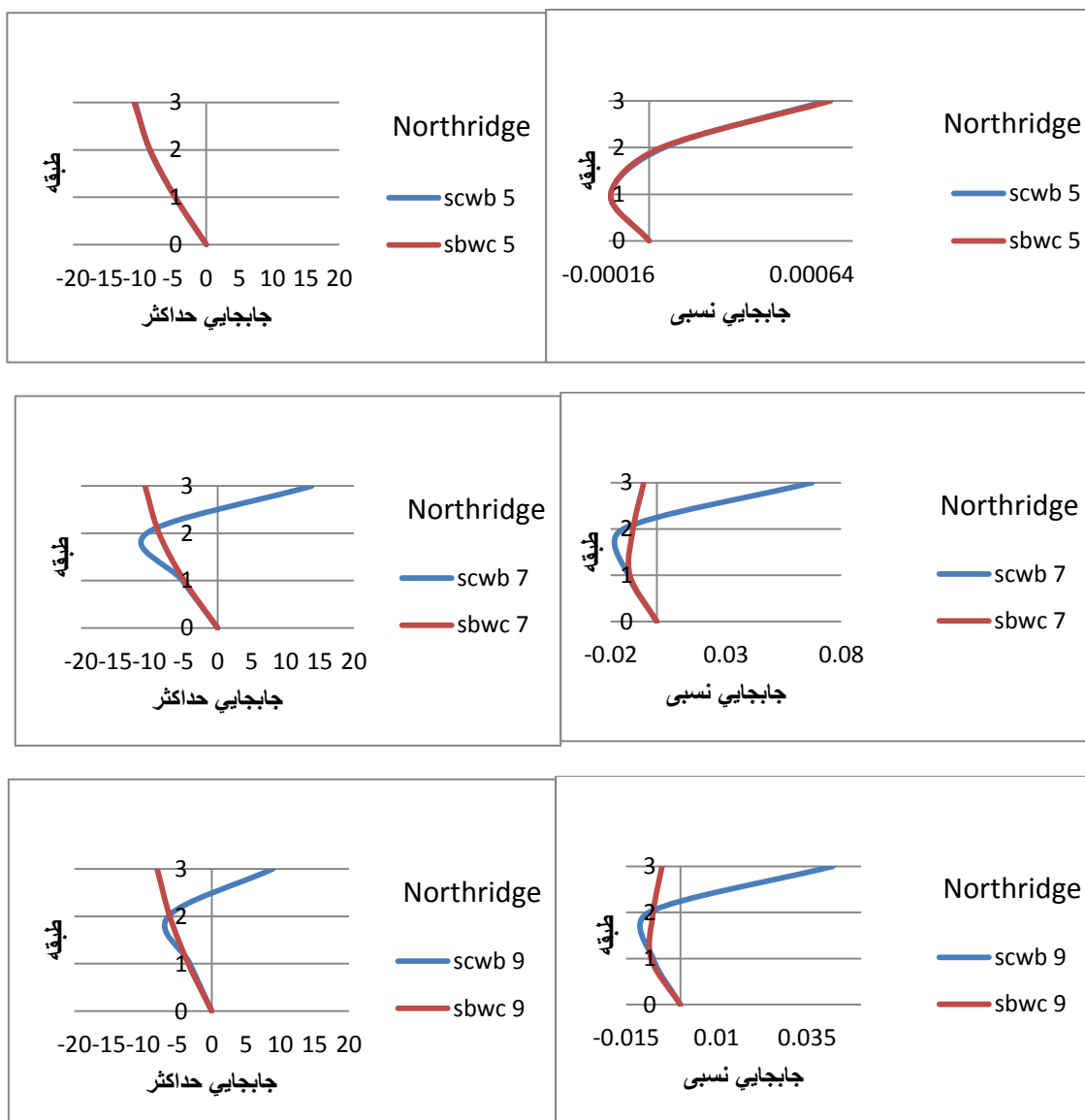
شکل ۴-۵۸) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله امپریال ولی

تحت زلزله امپریال ولی نیز ، رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی در قابهای با دهانه ۵ و ۹ متر ، تأثیری در میزان جابجایی و دررفت در طبقات ساختمان بوجود نیاورده است . ولی در قاب ۷ متری این ضابطه باعث کاهش مقادیر مربوط به جابجایی طبقات آخر می شود .



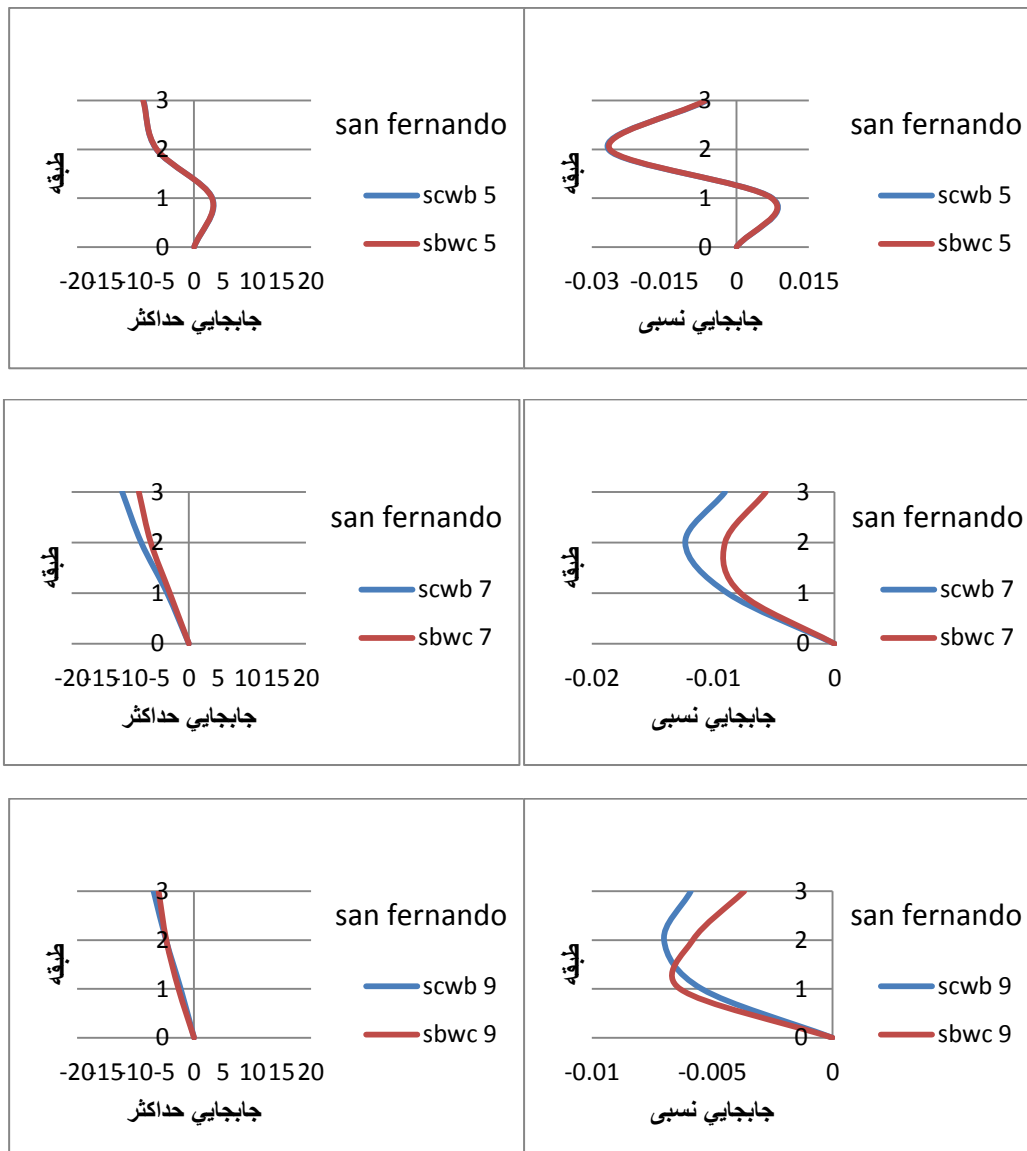
شکل ۴-۵۹) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله لوما پریتا

تحت زلزله لوما پریتا در تمامی مدل ها ، قبل از اتمام مدت زمان ارتعاش سازه به مرحله فروریزش می رسد و نتایج حاصل از آن معتبر نمی باشد و از میان گیری خارج می شود .



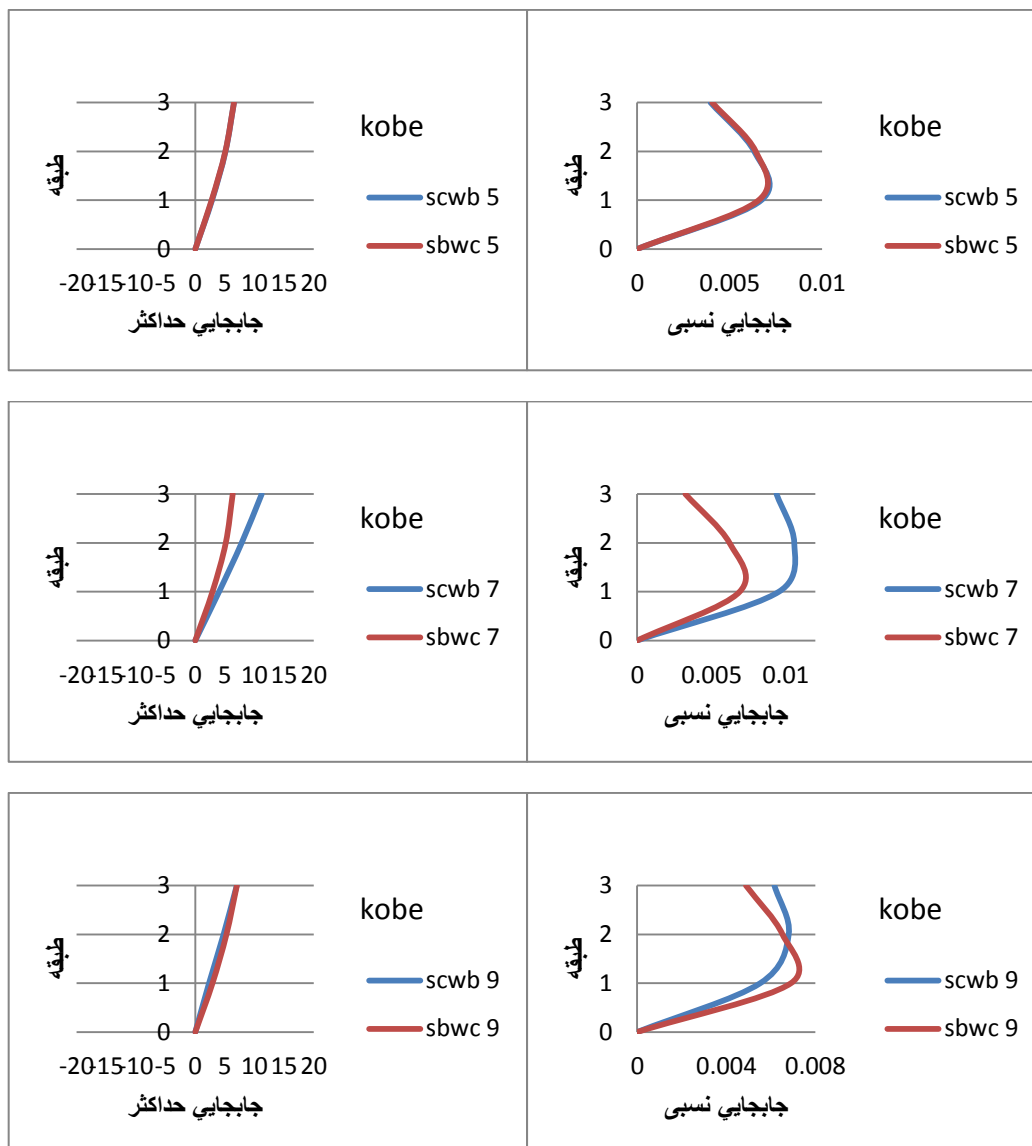
شکل ۴-۶) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله نورتریج

تحت زلزله نورتریج، قاب با دهانه ۵ متری در هر دو مدل تیر ضعیف و تیر قوی عملکرد یکسانی از خود نشان می دهد. قابهای ۷ و ۹ متری در طبقه اول دارای جابجایی و دررفت تقریباً یکسانی می باشند. ولیکن در طبقه آخر رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی باعث کاهش میزان دررفت طبقه می شود.



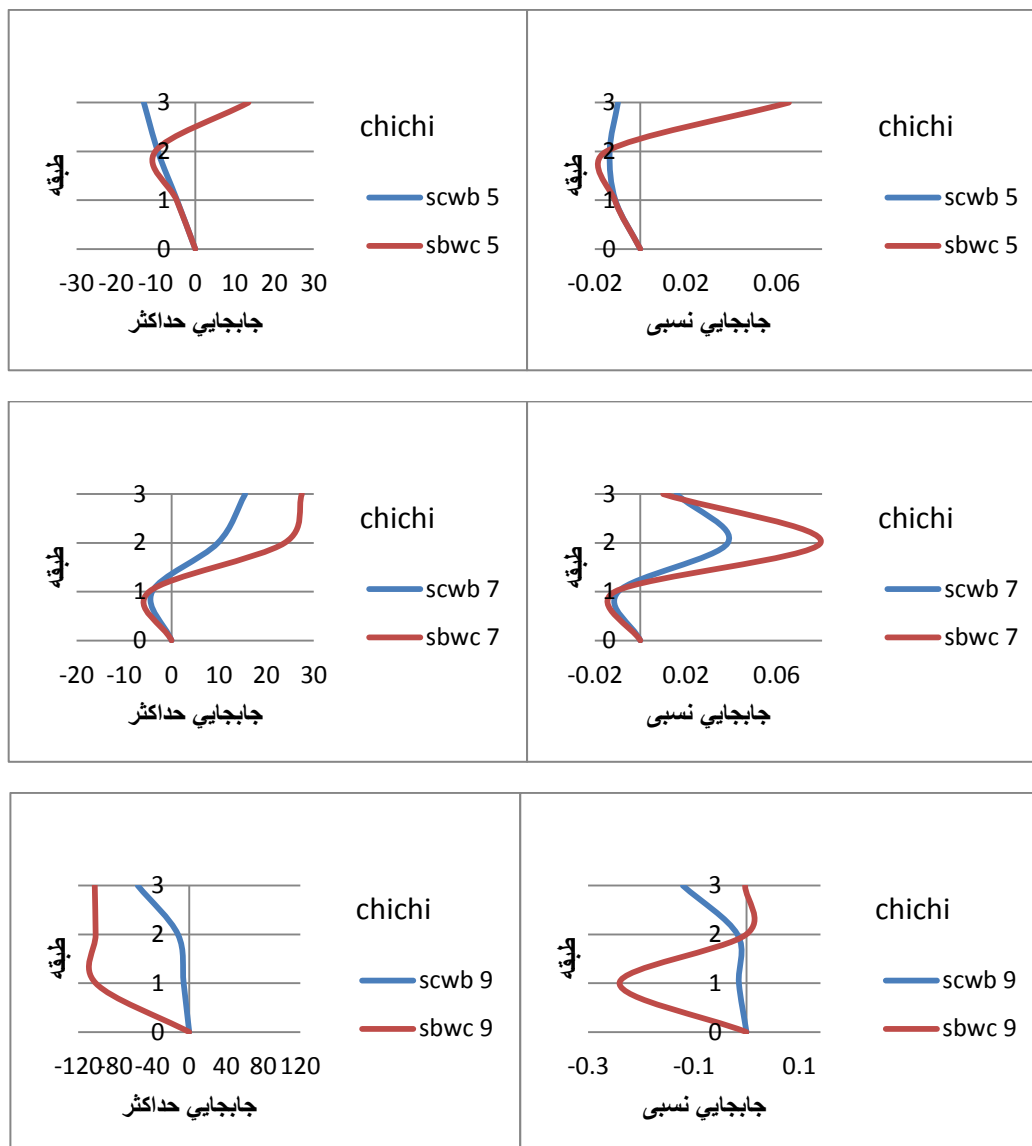
شکل ۴-۶۱) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله سن فرناندو

تحت زلزله سن فرناندو، قاب با دهانه ۵ متری در هر دو مدل تیر ضعیف و تیر قوی عملکرد یکسانی از خود نشان می دهد. قاب های ۷ و ۹ متری در طبقه اول دارای جابجایی و دررفت تقریباً یکسانی می باشند. ولیکن در طبقه آخر رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی باعث کاهش میزان دررفت طبقه می شود. این تفاوت کمتر از میزان تفاوت دررفت طبقه آخر نسبت به زلزله نورتریج می باشد.



شکل ۴-۶۲) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله کوبه

تحت زلزله کوبه ، قاب با دهانه ۵ متری در هر دو مدل تیر ضعیف و تیر قوی عملکرد یکسانی از خود نشان می دهد . قابهای ۷ و ۹ متری در طبقه اول دارای جابجایی و دررفت تقریباً یکسانی می باشند . ولیکن در طبقه آخر رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی باعث کاهش میزان دررفت طبقه می شود . این کاهش میزان دررفت در قاب ۷ متری بیش از مدل ۹ متری است .

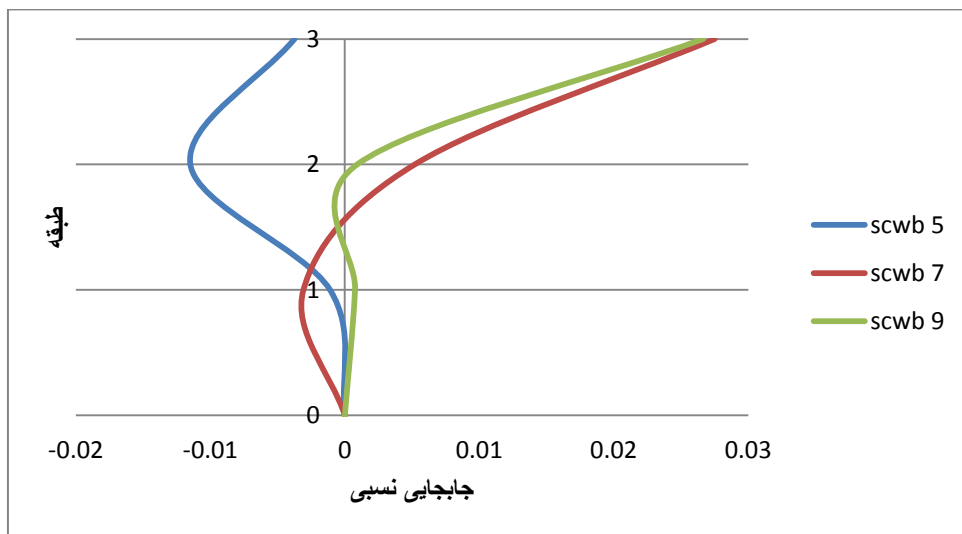


شکل ۴-۶) نمودار تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تحت زلزله چی چی

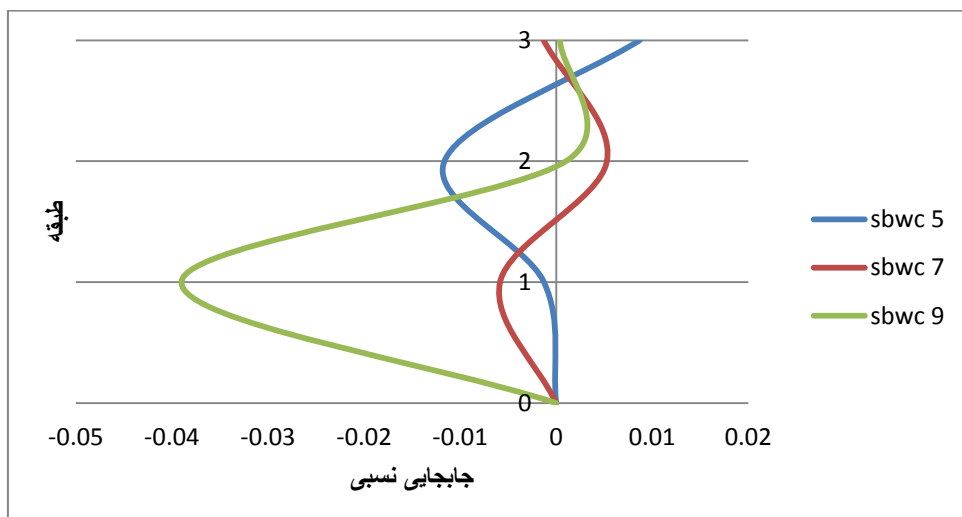
تحت زلزله چی چی عدم رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی باعث افزایش میزان دررفت در هر سه قاب با دهانه ۵، ۷ و ۹ متری می شود. در قاب ۹ متری این زلزله باعث تخریب قاب قبل از اتمام مدت زمان ارتعاش می گردد.

در نهایت نمودار جابجایی نسبی حاصل از میانگین نتایج زلزله های انتخابی را در هر دو حالت با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی و بدون رعایت این ضابطه برای مدل های با دهانه ۵، ۷ و ۹ متر در شکل

۶۴-۴ ترسیم شده است. چنانچه می بینید در طبقه آخر میزان تغییر مکان نسبی در مدل sbwc 9 نسبت به مدل 9 scwb به میزان زیادی افزایش یافته است. این تغییر در قاب های با دهانه ۵ و ۷ متری بسیار کمتر می باشد. ولیکن در طبقه آخر که بار کمتری را تحمل میکند با افزایش مقاطع تیرها، میزان تغییر مکان نسبی در مدل هایی که ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در آنها رعایت نشده است بسیار کمتر از مدل های با ستون قویتر می باشند.



شکل ۶۴-۴ الف: نمودار تغییر مکان نسبی میانگین طبقات در مدل های با رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی

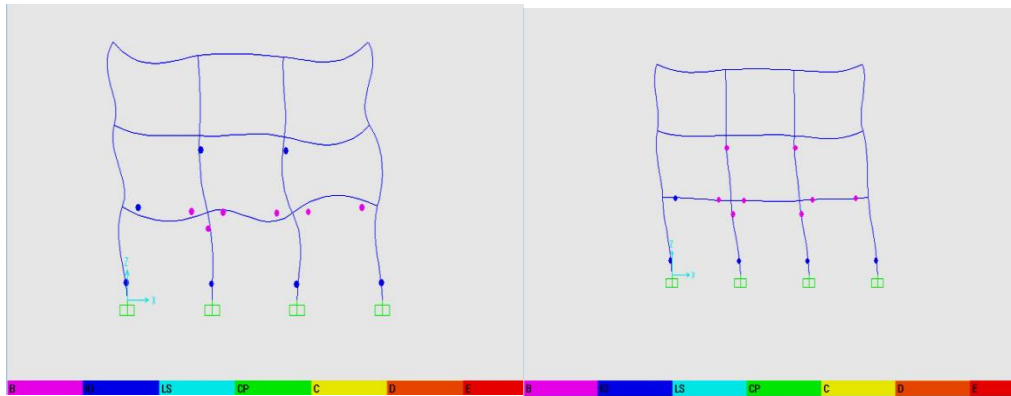


شکل ۶۴-۴ ب: نمودار تغییر مکان نسبی میانگین طبقات در مدل های بدون رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی

۴-۳-۳. توزیع مفاصل پلاستیک تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی

اشکال ۴-۶۵ تا ۴-۸۵ توزیع مفاصل پلاستیک را در هر یک از مدلها در انتهای هر یک از زلزله ها

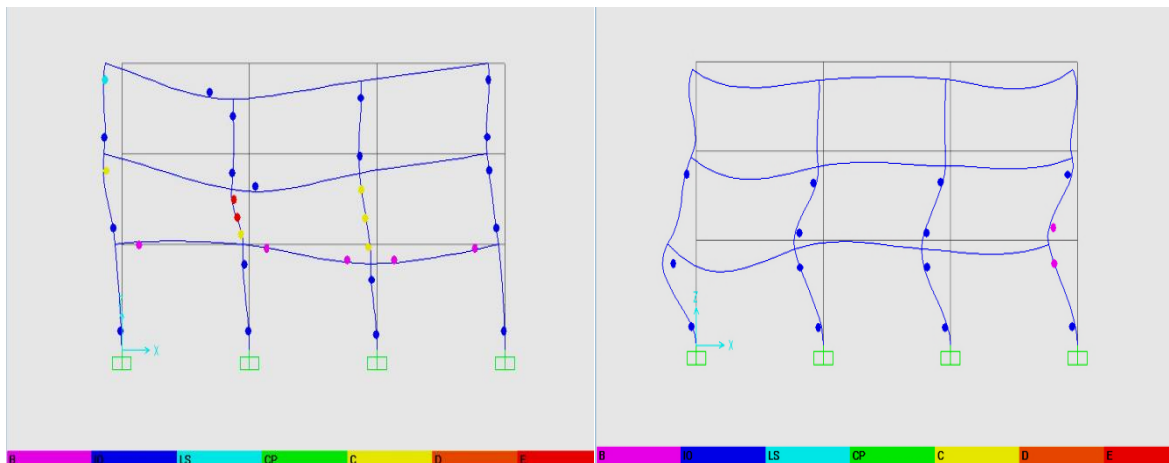
نشان می دهد.



(ب)

(الف)

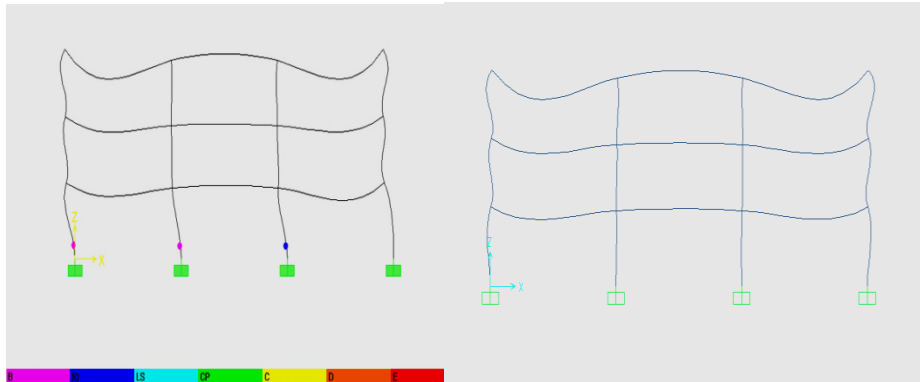
شکل ۴-۶۵ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لندرز



(ب)

(الف)

شکل ۴-۶۶ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لندرز

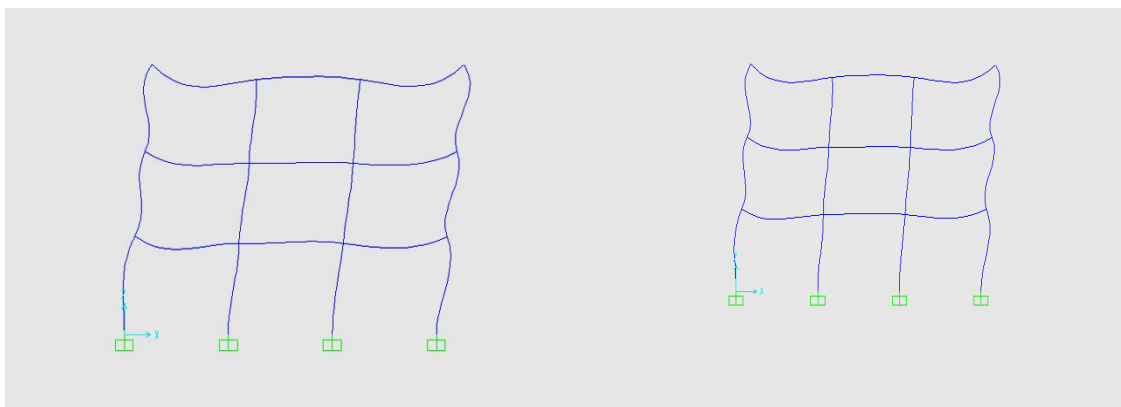


(ب)

(الف)

شکل ۴-۶۷ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لندرز

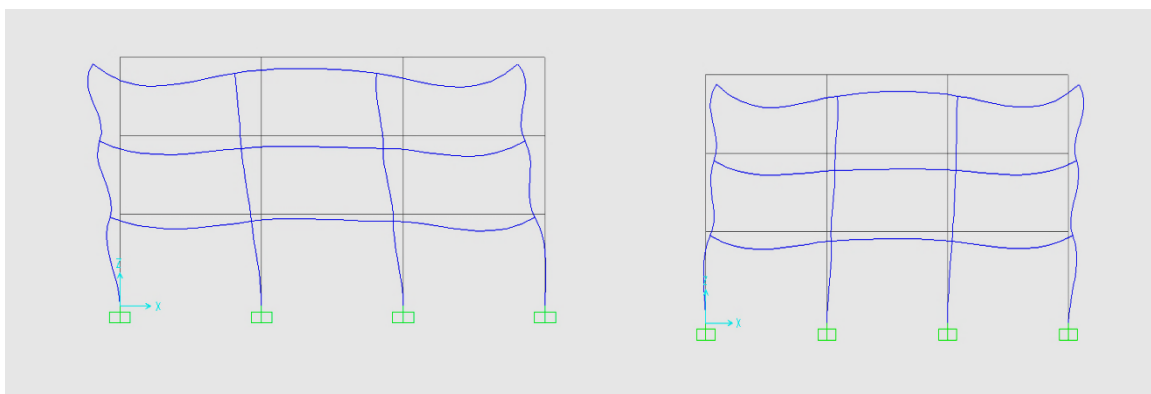
بر اثر زلزله لندرز در مدل با دهانه ۷ متر عدم رعایت ضابطه تیر ضعیف ستون قوی در طبقه دوم باعث ایجاد طبقه نرم میشود و مفاصل تشکیل شده از سطح ایمنی جانی فراتر می رود. ولی در قاب ۹ متری تنها ایجاد مفصل در سطح ایمنی جانی میکند. عدم رعایت این ضابطه در قاب ۵ متری تفاوتی در سطح عملکرد بوجود نمی آورد.



(ب)

(الف)

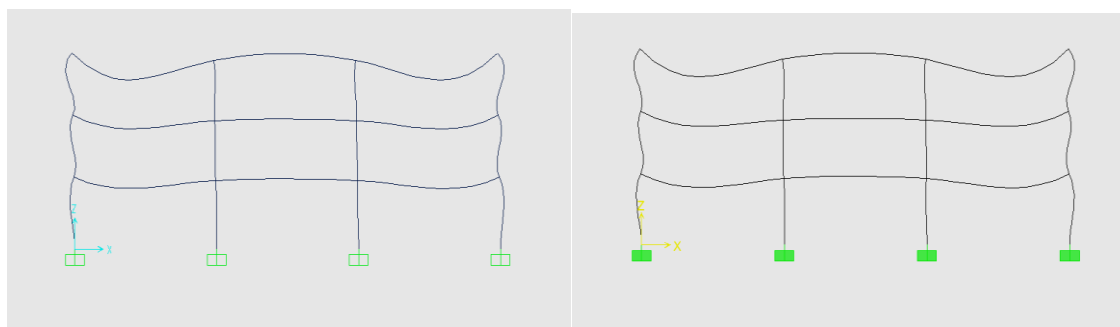
شکل ۴-۶۸ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله امپریال ولی



(ب)

(الف)

شکل ۴-۶۹ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله امپریال ولی

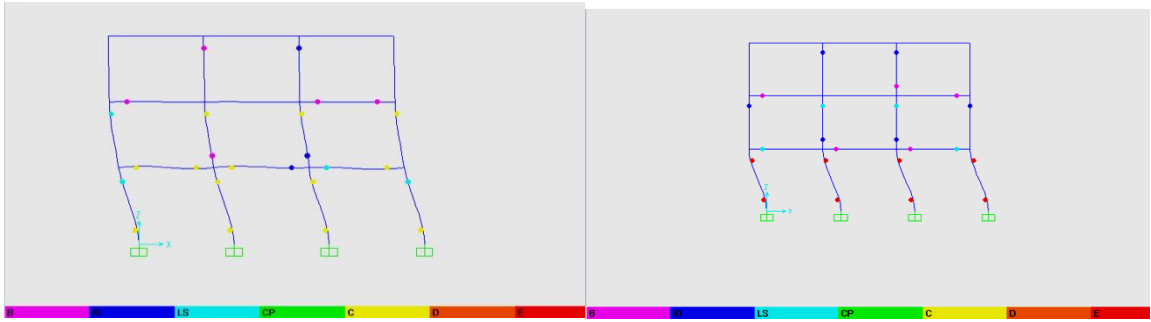


(ب)

(الف)

شکل ۴-۷۰ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله امپریال ولی

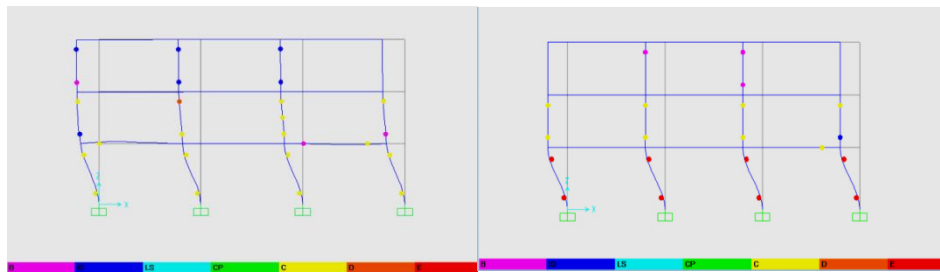
تحت زلزله امپریال ولی در هیچ یک از مدل ها ، اعضا از حالت الاستیک تجاوز نکرده و هیچگونه مفصلی در آن بوجود نمی آید.



(ب)

(الف)

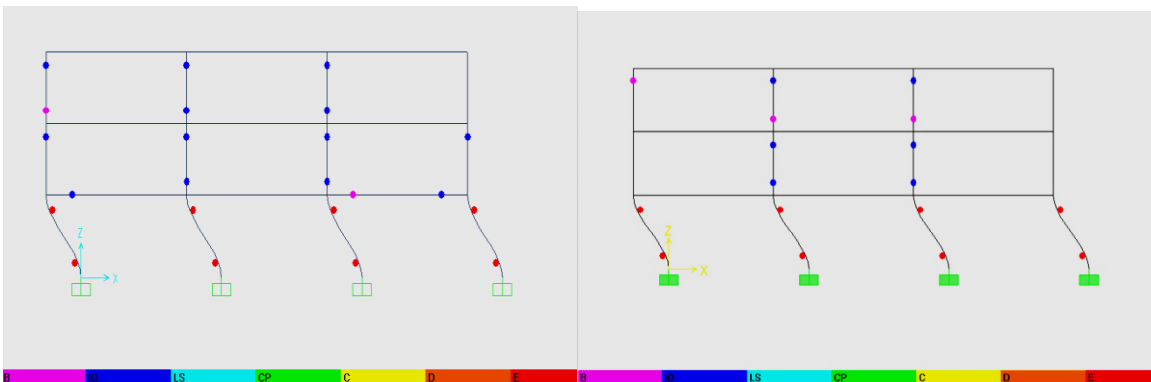
شکل ۴-۷۱ الف: شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لوما پریتا



(ب)

(الف)

شکل ۴-۷۲ الف: شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لوما پریتا

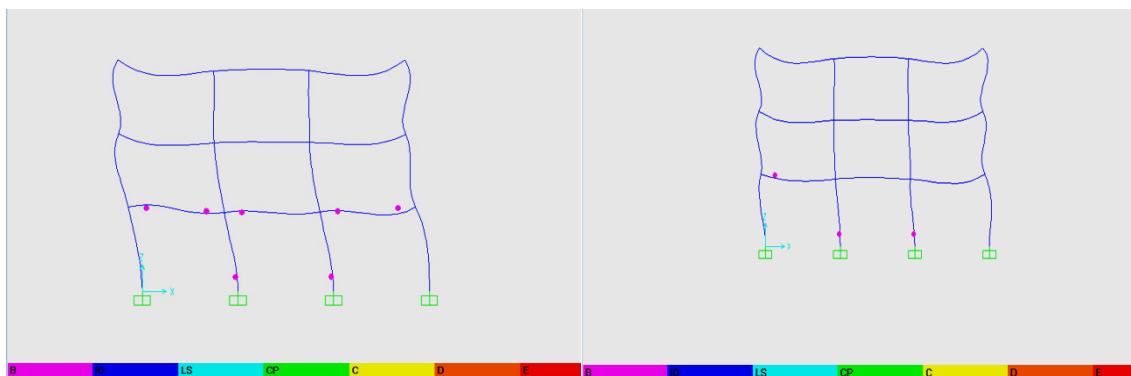


(ب)

(الف)

شکل ۴-۷۳ الف: شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب: بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله لوما پریتا

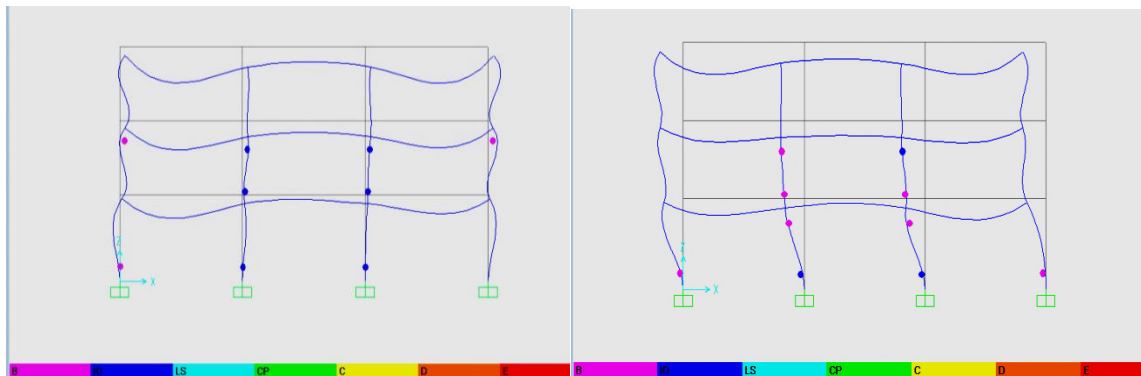
همانگونه که قبلاً هم ذکر گردید تحت زلزله لوما پریتا در تمام مدلها در طبقه اول مکانیزم طبقه نرم بوجود آمده و عملکرد مناسبی از خود نشان نمی دهند.



(ب)

(الف)

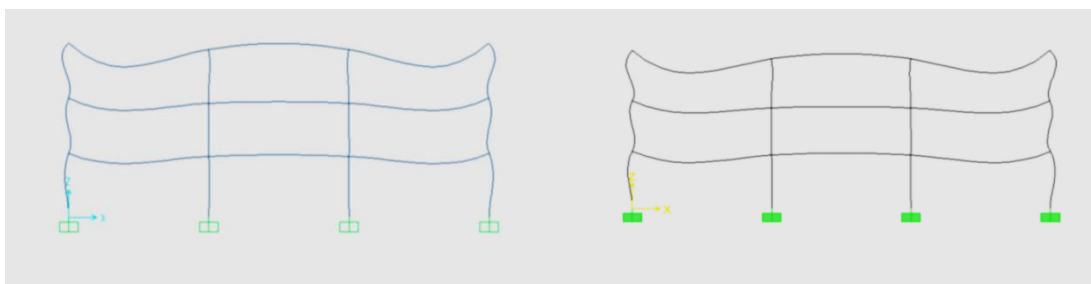
شکل ۴-۷۴ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله نورتریج



(ب)

(الف)

شکل ۴-۷۵ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله نورتریج

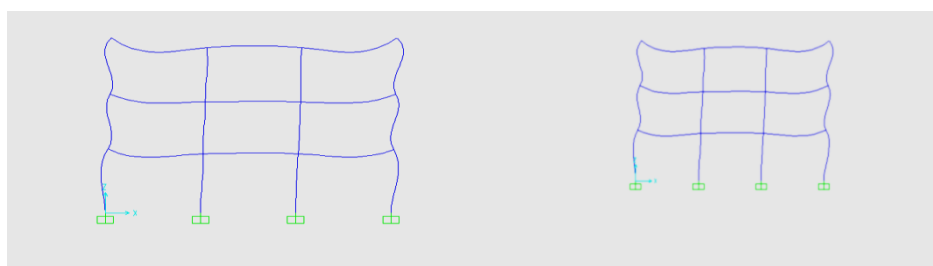


(ب)

(الف)

شکل ۴-۷۶ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله نورتریج

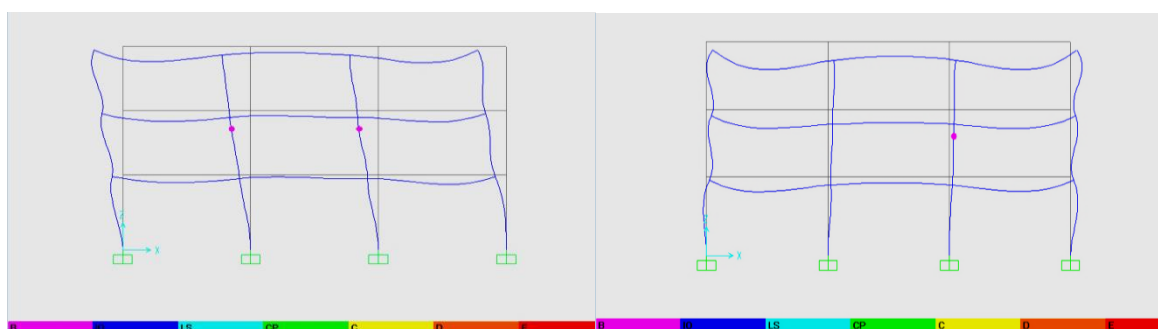
بر اثر زلزله نورتریج در قاب ۷ متری تنها ایجاد مفصل در سطح ایمنی جانی میکند. عدم رعایت این ضابطه در قاب ۹ و ۵ متری تفاوتی در سطح عملکرد بوجود نمی آورد.



(ب)

(الف)

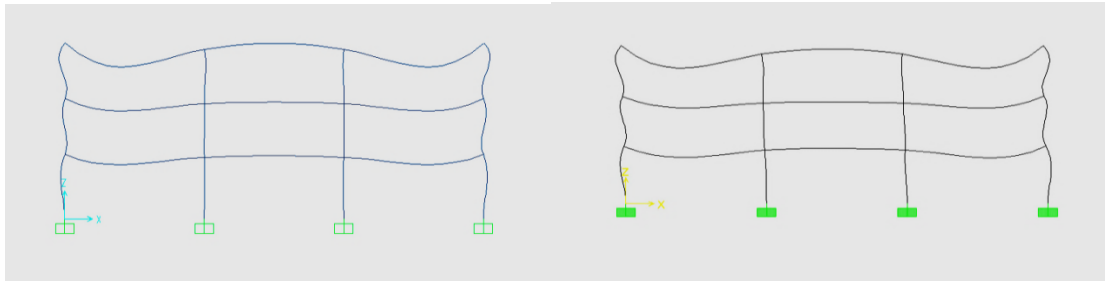
شکل ۴-۷۷ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله سن فرناندو



(ب)

(الف)

شکل ۴-۷۸ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله سن فرناندو

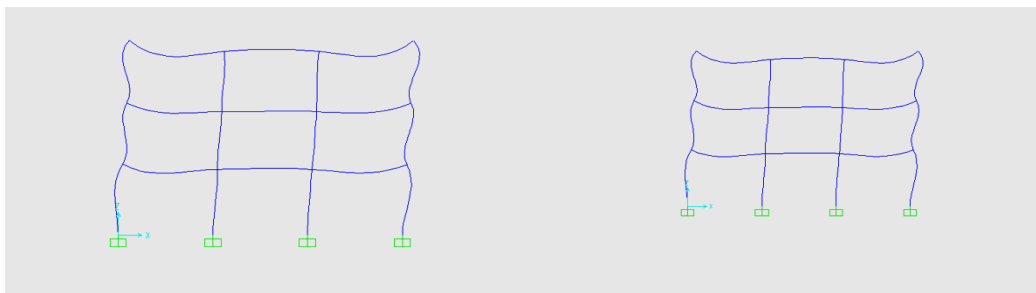


(ب)

(الف)

شکل ۴-۷۹ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله سن فرناندو

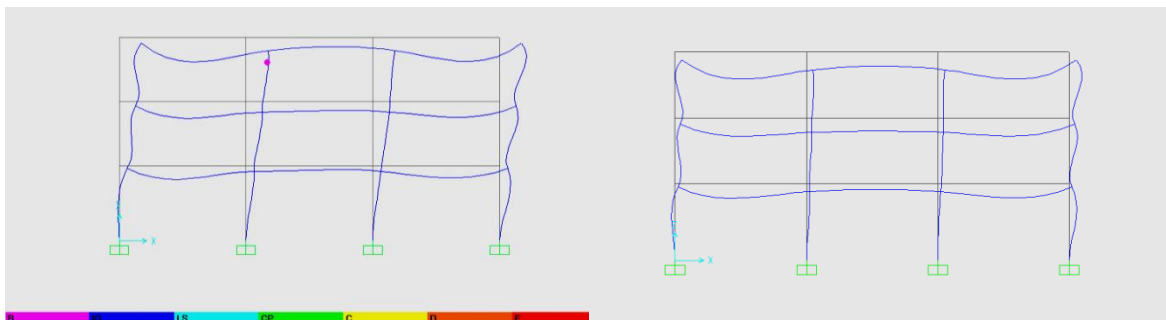
تحت زلزله سن فرناندو در مدل‌های ۵ و ۹ متری ، اعضا از حالت الاستیک تجاوز نکرده و هیچگونه مفصلی در آن بوجود نمی آید. و در قاب ۷ متری تنها مفصل در سطح استفاده بی وقفه بوجود می آید.



(ب)

(الف)

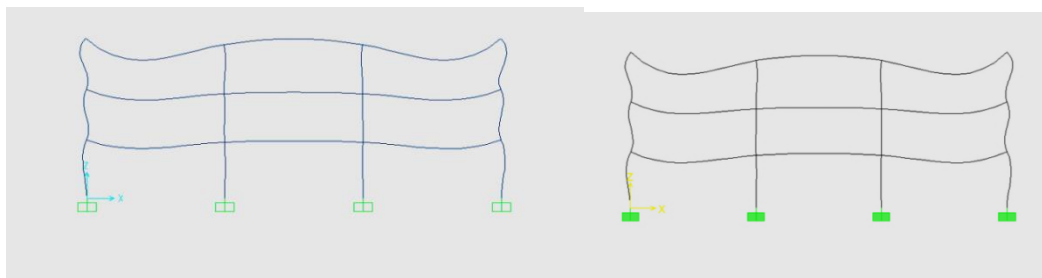
شکل ۴-۸۰ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله کوبه



(ب)

(الف)

شکل ۴-۸۱ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله کوبه



(ب)

(الف)

شکل ۴-۸۲ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله کوبه

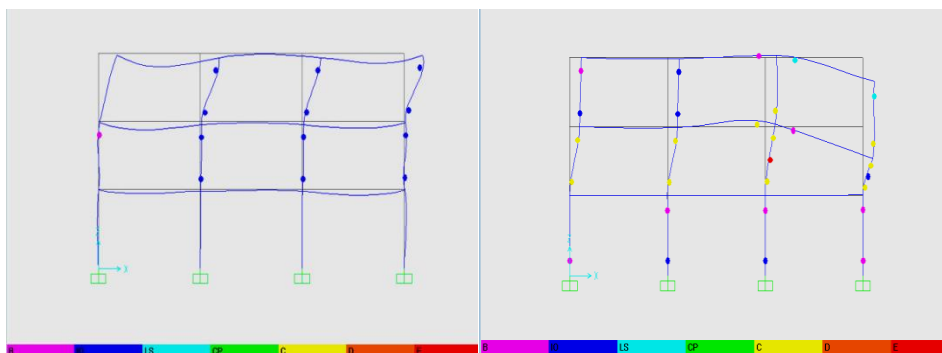
تحت زلزله کوبه در مدل‌های ۵ و ۹ متری ، اعضا از حالت الاستیک تجاوز نکرده و هیچگونه مفصلی در آن بوجود نمی آید. و در قاب ۷ متری تنها مفصل در سطح استفاده بی وقفه بوجود می آید.



(ب)

(الف)

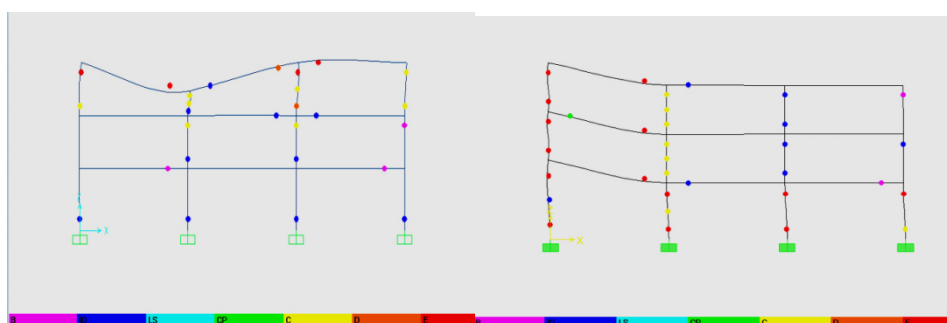
شکل ۴-۸۳ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۵ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله چی چی



(ب)

(الف)

شکل ۴-۸۴ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۷ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله چپ چپ



(ب)

(الف)

شکل ۴-۸۵ الف : شکل تغییر یافته دهانه ۹ متر در قاب با رعایت تیر ضعیف - ستون قوی ب : بدون رعایت تیر ضعیف - ستون قوی تحت زلزله چپ چپ

تحت زلزله چپ چپ با افزایش دهانه عملکرد سازه از سطح ایمنی جانی فراتر رفته و به فروپاشی آن می انجامد.

فصل پنجم

نتیجه گیری

فصل پنجم - نتیجه گیری

۵-۱. مقدمه

در این پایان نامه عملکرد لرزه ای قاب خمشی ویژه فولادی با نسبت طول به دهانه زیاد یک بار با رعایت کلیه ضوابط آئین نامه ای و بار دیگر در حالتی که یکی از ضوابط طراحی لرزه ای به نام تیر ضعیف - ستون قوی رعایت نشده باشد ، بر اساس تحلیل غیر خطی استاتیکی پوش اور مورد مقایسه قرار گرفت و رفتار سازه از لحاظ مقاومت و شکل پذیری قابها مورد ارزیابی قرار گرفت. سپس در انتهای تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی نقش ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در کاهش تغییر مکان نسبی طبقات و توزیع مفاصل پلاستیک تشکیل شده بررسی گردید.

۵-۲. نتیجه گیری

بر اساس تحلیل های صورت گرفته در فصل قبل موارد زیر قابل استنتاج است :

- ۱- طبق تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت بارگذاری های جانبی ، با افزایش طول دهانه میزان شکل پذیری و جذب انرژی سازه بسیار کاهش می یابد.
- ۲- بر اساس آنالیز پوش آور ، سطح عملکرد سازه با افزایش طول دهانه در مدل های تیر قوی - ستون ضعیف به سمت فرو ریزش می رود . نمودار شاخص خرابی رافائل - میر که راهی بسیار سریع برای بررسی عملکرد سازه می باشد ، نیز نشان دهنده این مطلب است که نرخ افزایش خرابی با افزایش دهانه به شدت رو به رشد می رود.

۳- تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل های تیر ضعیف - ستون قوی نسبت به مدل های تیر قوی

- ستون ضعیف ، بیشتر می باشد. مفاصل در مدل های تیر ضعیف در سطح عملکرد ایمنی جانی بین تیر و ستون ها پراکنده می باشد. ولیکن در مدل های دارای تیر قوی ، این مفاصل به سمت ستون ها در طبقه اول و دوم می رود که در طبقات اول بحرانی تر بوده و سطح عملکرد ایمنی جانی را رعایت نمی کند.

۴- طبق نتایج آنالیز دینامیکی غیر خطی در قابهایی که رابطه تیر ضعیف - ستون قوی در آن رعایت نشده است در برابر قابهایی که این رابطه در آنها اعمال شده است ، تغییر مکان نسبی طبقه اول افزایش داشته و این افزایش با زیاد شدن نسبت طول دهانه به ارتفاع طبقه بیشتر می شود.

۵- با توجه به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در طبقه اول ساختمان های چند طبقه با دهانه بلند الزامی می باشد ولی در طبقات آخر ، این ضابطه قابل چشم پوشی می باشد.

۶- آنالیز استاتیکی غیر خطی برای بررسی عملکرد سازه ها به صورت سریع و در زمان خیلی کم ، با تقریب خوبی قابل استفاده می باشد ولی برای مطالعات دقیق و پیشرفته نیاز به استفاده از روش دینامیکی غیر خطی می باشد. نتایج حاصل از دو نوع تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی نشان می دهند که سازگاری این دو روش کم می باشد .

۳-۵. پیشنهادات

- ۱- در این تحقیق از مصالح فولادی برای قاب های مورد بررسی استفاده شده است . لذا میتوان برای حالتی که اسکلت قاب ها از نوع بتنی باشد نیز این بررسی را انجام داد و بین این دو مصالح مصرفی رایج در کشورمان مقایسه ای صورت پذیرد .
- ۲- میتوان به جای استفاده از اتصالات صلب در مدلسازی ، از انواع اتصالات نیمه صلب و ساده نیز استفاده کرد و عملکرد سازه ها را با یکدیگر مقایسه کرد.
- ۳- میتوان در قاب های با تیر قوی – ستون قوی که عملکرد مناسبی نداشته اند ، با مقاوم سازی به روش های مختلف ، دوباره عملکرد قاب ها را مورد ارزیابی قرار داد تا با مقایسه هزینه های مربوط به بخش مقاوم سازی در برابر هزینه های مربوط به اعمال ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی ، گزینه بهینه را از لحاظ اقتصادی برگزید.

مراجع :

- ۱- برگی ، خسرو.، دینامیک سازه ها، مؤسسه انتشارات و چاپ دانشگاه تهران
- ۲- احمد زاده پورناکی، حمید.، بررسی ضوابط طراحی و آنالیز ساختمانها در برابر زلزله به روش دینامیکی تاریخچه زمانی ، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه ، دانشگاه تربیت مدرس
- [3] Estekanchi , H.E. , Vafaie , A., Sadeghazar ”Endurance Time method for seismic analysis and design of structures “ , Scientica Iranica, pp .361-370
- [4] Federal Emergence Management Agency. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Report FEMA- 356. Washington.
- [5] Elnashai As. Di sarnol , “Fundamentals of earthquake engineering” , uki john wiley and sons ; 2008
- ۶- شافعی ، بهروز. ، ارزیابی لرزه ای و ارائه راهکارهای بهسازی ساختمان های فولادی متداول ایران ، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه ، دانشگاه تهران
- [7] I . Muljata , B. Lum antarna , “The use of magnification Factor formula in partial capacity Design method for fully ductile moment resisting frames”
- [8] Applied Technology Council. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report ATC-40. Redwood City (CA); 1996.
- [9] Nihan Dogramaci, Aksoylar. ,Elnashai, Amr S., Hussam ,Mahmood., “ The design and seismic performance of low rise – long span frames with semi rigid connections “ , jurnal of constructional steel research 67 (2011) 114-126
- [10] Hyo Seen park, Se woon chai, yousok kim , “ Minimum column – to – beam strength ratios for beam – hinge mechanisms based on multi – objective seismic design“ , jurnal of constructional steel research 88 (2013)

[11] American Institute of steel construction , manual of steel construction , load and resistance factor design 13th ed , vol .2.1994

[12] xing guo wang , Ming yue shan , youpo su , “ Analysis on efficiency of slot – cutting around RC frame joint for strong column and weak beam engineering design“ , sci vers Science Direct , 2012

[13] A. buyuk haragoz , A . arslan , “ The effect of steel plates with shear studs for weak column – strong beam connections in the reinforced concrete structures under earth quake effect” , 2010, strain

۱۴- معاونت امور فنی ، تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله ، دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود ، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور - نشریه ۳۶۰

۱۵- معاونت امور فنی ، تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله ، تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود ، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور - نشریه ۳۶۱

۱۶- تقی نژاد ، رامین ، طراحی و بهسازی لرزه ای سازه ها بر اساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش آور با برنامه sap2000 و Etabs ، ۱۳۸۸

[17] Federal Emergence Management Agency. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Report FEMA-273. Washington (DC); 1997.

[18] Fajfar , P., Vivid , T., Fishinger ,M., “ On energy demand supply in SDOF systems ,vortage : use of Energy as a design criterion for earthquake resistant design of structures , pp 42-63 , 1994

۱۹- مقدم ، حسن.، مهندسی زلزله ، نشر فراهنگ ، ۱۳۸۱

۲۰- مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران ، آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ، استاندارد ۲۸۰۰

ایران ، تجدید نظر سوم

[21] Chopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation. Report No. PEER 2001/03. Berkeley (CA) : Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California;2001

۲۲- پاک نیت ، شایان، پاک نیت ، احسان، تحلیل های مورد نیاز در بهسازی لرزه ای سازه ها ، ۱۳۹۰

[23] Chopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. Earthq Eng Struct Dyn 2002;31 (3): 561_82

۲۴- مقررات ملی ساختمان ایران ، مبحث دهم " طراحی سازه های فولادی " ۱۳۸۷

۲۵- مقررات ملی ساختمان ایران ، مبحث ششم " بارهای وارد بر ساختمان " ، ۱۳۸۸

[26] web site <http://peer.berekeley.edu/>

[27] Computer and structures , Inc, (CSI) , Sap2000, version 14

۲۸- فیروزبخت ، مهدی، وثوقی فر ، حمیدرضا، عرفانی ، سعید، " ارائه روشی سریع برای ارزیابی لرزه ای

ساختمانهای موجود ایران " ، پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله ، سال دوازدهم ، شماره اول و دوم.

۲۹- فیروزبخت ، مهدی، ۱۳۸۹، بررسی و ارائه شاخص های خرابی لرزه ای کیفی برای ساختمان های

مسکونی، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران - مهندسی زلزله، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و

تحقیقات تهران

Abstract:

Today, with advances in science and technology needs and new demands in the field of structural engineering has occurred . Architects and engineers are always trying to find new solutions to the problem have been enclosed spaces . With the industrialization and development of the modern world demand for structures with large spans increase. Steel moment frame buildings with increasingly low height and high openings are located in areas with high earthquake risk , are used . The result of such frame design, large sections of beams . According to the laws , regulations , weak beam - strong column must be established to lead the implementation of very large columns and sections in these structures are more than needed , resulting in increased weight and non-economic structures to be designed . In this regard, the seismic performance of the three buildings moment frames of steel with openings 5 , 7 and 9 m by ignoring this principle, the analysis of nonlinear static and nonlinear dynamic , standards-based instruction seismic rehabilitation assessment were compared . capacity spectrum method is used to determine the performance . The analysis was carried out and they demonstrate the relative displacement and relocation of classes in these structures increases with increasing span length . Also, the indicators show that the span length increases in these covers life safety structural performance level dropped and the possible collapse of the increasing amount will greatly reduce the members Formability



Shahrood University of Technology

Faculty Civil Engineering

Assess the seismic performance of low rise – long span frames with out strong column – weak beam design requirement.

Seyyede Zeinab Hosseiniolasl

Supervisor(s):

**Dr. Javad Vaseghi amiri
Dr. Alireza Mirzagoltabar**

Date : Janurary 2014